

А. И. Колесов, В. В. Пронин, Е. А. Кочетова

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 1

Общая характеристика и основы проектирования.
Материалы и соединения элементов стальных конструкций.

Балки, колонны и легкие фермы как элементы
зданий и сооружений.

Учебное пособие

Нижний Новгород
2018

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

А. И. Колесов, В. В. Пронин, Е. А. Кочетова

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 1

Общая характеристика и основы проектирования.
Материалы и соединения элементов стальных конструкций.
Балки, колонны и легкие фермы как элементы зданий и сооружений

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижегород
ННГАСУ
2018

ББК 38.54
С 11
УДК 624.014(075.8)

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

В.А. Чернышев – д-р. экон. наук, профессор, президент ООО фирмы «Нижегородстрой»
А. И. Никонов – директор ООО «НХС- Инвестстрой»

Колесов А. И. Стальные конструкции зданий и сооружений. [Текст]: учеб. пособие. Ч.1 / А. И. Колесов, В. В. Пронин, Е. А. Кочетова; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2018. – 178с. ISBN 978-5-528-00294-1

Настоящее учебное пособие является первой частью общего курса «Металлические конструкции», изучаемого студентами ННГАСУ по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Изложены традиционные и современные требования к проектированию стальных конструкций зданий и сооружений.

Подробно освещены основы следующих разделов общего курса: выбор материалов для стальных строительных конструкций; основные положения расчетов стальных конструкций по предельным состояниям; проектирование, работа и расчет болтовых и сварных соединений; проектирование и расчет балочных конструкций, центрально сжатых колонн и легких ферм.

Учебное пособие предназначено для более полного и ускоренного усвоения аудиторного материала общего курса студентами данной специальности и может быть полезно для студентов, обучающихся в бакалавриате по направлению 08.03.01 «Строительство» (профиль «Промышленное и гражданское строительство», «ПГС»).

После окончания подготовки к печати настоящего учебного пособия вышел в свет и утвержден Минстроем России свод правил СП 294.1325800.2017 «Конструкции стальные. Правила проектирования» [23].

В СП 294.1325800.2017 [23] ряд вопросов по расчету, проектированию (и, следовательно, эксплуатации) стальных конструкций получили уточнения, дополнения и разъяснения к действующему своду правил СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* [4] аналогично Пособию по проектированию стальных конструкций к СНиП II-23-81* от 1989 г.

В связи с этим при пользовании настоящим учебным пособием рекомендуется сверять соответствующие разделы СП 16.13330.2017 [4] с аналогичными разделами СП 294.1325800.2017.

ББК 38.54

ISBN 978-5-528-00294-1

© А. И. Колесов, В. В. Пронин,
Е. А. Кочетова, 2018
© ННГАСУ, 2018

СОДЕРЖАНИЕ

1.	Основные особенности изучения первой части общего курса «Стальные конструкции» студентами ННГАСУ	6
2.	Традиционные и современные требования к проектированию стальных конструкций.....	8
	2.1. Традиционные требования.....	8
	2.2. Современные требования.....	9
3.	Выбор материалов для строительных стальных конструкций.....	11
	3.1. Основные технические характеристики строительных сталей по механическим свойствам.....	11
	3.2. Нормирование полезных компонентов и вредных примесей в строительных сталях.....	15
	3.3. Классификация стального проката в ГОСТ 27772-2015.....	18
	3.4. Основные принципы классификации стальных конструкций по сложности их эксплуатации.....	18
	3.5. Назначение оптимального типа поперечного сечения элементов в зависимости от вида их напряженного состояния	19
	3.6. Основные достоинства и недостатки сталей как материалов для строительных стальных конструкций.....	20
4.	Основные положения расчетов стальных строительных конструкций по предельным состояниям.....	22
	4.1. Общие положения (из истории развития расчетов стальных конструкций).....	22
	4.2. Нормативные и расчетные значения нагрузок и их сочетания.....	23
	4.3. Группы предельных состояний при проектировании строительных стальных конструкций и основные термины.....	24
5.	Основы работы, расчета и проектирования соединений на болтах в стальных строительных конструкциях.....	26
	5.1. Из истории применения болтовых соединений.....	26
	5.2. Основные требования к современным болтам и болтовым соединениям... ..	26
	5.3. Работа болтовых соединений на сдвиг при статических нагрузках.....	28
	5.4. Основы расчета сдвиговых соединений на болтах классов точности А и В.....	30
	5.5. Основы расчета фрикционных соединений на болтах с контролируемым натяжением.....	33
	5.6. Размещение болтов в соединениях.....	37
6.	Основы работы, расчетов и проектирования сварных соединений.....	41
	6.1. Классификация электродуговой сварки.....	41
	6.2. Классификация стыковых сварных швов по конструктивному решению... ..	42
	6.3. Основы проектирования и расчетов стыковых сварных соединений.....	43
	6.4. Классификация и основы проектирования и расчетов сварных соединений на угловых швах.....	51
	6.5. Классификация сварных соединений по другим признакам.....	61
7.	Основы проектирования и расчетов изгибаемых элементов стальных строительных конструкций.....	62
	7.1. Общие сведения о балках и балочных системах.....	62
	7.2. Классификация балочных систем.....	64
	7.3. Основы проектирования и расчетов настилов в балочных системах.....	66
	7.3.1. Основы компоновки и расчетов стальных настилов из плоских листов для рабочих площадок (балочных клеток).....	66

7.3.2. Основы проектирования железобетонных настилов перекрытий и покрытий с применением стальных профилированных листов.....	70
7.3.3. Основы проектирования и расчетов стальной кровли из оцинкованных профлистов по стальным прогонам.....	70
7.4. Основы компоновки и расчетов балок сплошного сечения из прокатных и гнутых профилей.....	71
7.4.1. Виды прокатных и гнутых профилей для балочных конструкций...	71
7.4.2. Деление балок на классы в зависимости от назначения и условий эксплуатации.....	71
7.4.3. Алгоритм расчета разрезных балок из прокатных и гнутых профилей.....	72
7.4.4. Особенности расчетов на прочность неразрезных прокатных балок.....	76
7.4.5. Основы поперечных расчетов прокатных балок на общую устойчивость.....	85
7.5. Основы проектирования и расчетов сварных балок на статические нагрузки	87
7.5.1. Основные принципы компоновки сварных балок.....	87
7.5.2. Алгоритм расчета сварной балки постоянного сечения первого класса.....	90
7.5.3. Поперечные расчеты сварных балок постоянного сечения с двумя и одной осями симметрии.....	92
7.5.4. Основные требования по установке поперечных ребер жесткости в сварных балках.....	99
7.5.5. Основные требования по проверке местной устойчивости сжатых поясов сварных балок двутаврового и коробчатого поперечных сечений.....	100
7.5.6. Проектирование изменения сечения сварной двутавровой балки по длине пролета.....	102
7.5.7. Основы конструирования и расчета стыков прокатных и сварных балок.....	107
7.5.8. Основы конструирования и расчета опорных частей балок.....	114
7.5.9. Основы проектирования и расчетов поясных швов сварных балок...	116
8. Основы проектирования и расчетов центрально сжатых стальных колонн зданий и сооружений.....	118
8.1. Общие сведения о центрально сжатых стальных колоннах.....	118
8.2. Основы компоновки стержня стальной колонны сплошного сечения.....	118
8.3. Основы конструктивного расчета стержня стальной центрально сжатой колонны сплошного сечения.....	120
8.4. Основы компоновки стальных стержней сквозных центрально сжатых колонн.....	125
8.5. Алгоритмы подбора сечения стержня сквозной колонны.....	129
8.5.1. Стержень на планках с одной свободной осью.....	129
8.5.2. Стержень на планках с двумя свободными осями.....	133
8.5.3. Стержень с раскосной решеткой и с одной свободной осью.....	134
8.5.4. Стержень с раскосной решеткой и с двумя свободными осями.....	136
8.6. Основы компоновки и расчетов соединительной решетки сквозного стержня колонны.....	138

8.7. Основы компоновки и приближенного расчета баз центрально сжатых колонн.....	140
8.8. Основы компоновки и расчета оголовков центрально сжатых колонн при шарнирном опирании балок.....	146
9. Основы проектирования легких стальных ферм.....	149
9.1. Определение, классификация, области применения	149
9.2. Основные рекомендации к компоновке геометрии ферм.....	151
9.3. Определение генеральных размеров легких ферм.....	152
9.4. Схемы связей между легкими фермами и их назначение.....	153
9.5. Типы сечений стержней и особенности их применения в поясах и раскосах легких ферм.....	155
9.6. Порядок расчета легких стропильных ферм.....	156
9.7. Основы конструирования узлов легких ферм из парных уголков.....	160
9.8. Особенности проектирования узловых соединений легких ферм со стержнями из тавров, двутавров, круглых труб, замкнутых гнутых профилей и их комбинаций.....	167
9.9. Особенности проектирования несущих элементов легкой кровли по стальным фермам.....	171
Список литературы.....	176

1. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ИЗУЧЕНИЯ ПЕРВОЙ ЧАСТИ ОБЩЕГО КУРСА «СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ» СТУДЕНТАМИ ННГАСУ

Организационные особенности

Опубликованные для учебного процесса за последние десятилетия книги и пособия [2, 7] вполне соответствуют традиционным примерным программам курса «Металлические конструкции» по специальности Промышленное и гражданское строительство.

В последние годы вузы по строительному профилю (2010...2016 г.г.) работают по новым стандартам (ФГОС 08.03.01 Строительство, бакалавриат; ФГОС 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений (СУЗ), специалитет) и соответствующим учебным планам, в которых аудиторному изучению металлических конструкций отведен ограниченный объем часов за счет существенного увеличения часов на самостоятельное изучение данной учебной дисциплины (как и многих других).

Поэтому для аудиторной работы преподавателя (лекции, практические занятия) и для самостоятельной работы студентов под контролем преподавателя (курсовое проектирование) имеется необходимость в издании учебных пособий, привязанных к действующим учебным планам и рабочим программам.

Настоящее учебное пособие (курс лекций – часть 1) предназначено для студентов 4 курса (7 семестр) ННГАСУ по специальности 8.05.01 (СУЗ), для которой по учебному плану в 7 семестре выделено:

- на лекции – 34 академических часа на поток;
- на практические занятия – 17 часов на академическую группу;
- на расчетно-графическую работу (РГР) – по одному часу на студента.

Исходя из выделенных лекционных часов 1 часть учебного пособия составлена из следующим тем:

тема 1 (раздел 3) – выбор материалов для строительных стальных конструкций зданий и сооружений;

тема 2 (раздел 4) – основные положения расчета стальных строительных конструкций по предельным состояниям;

тема 3 (раздел 5) – основы работы, расчета и проектирования соединений стальных строительных конструкций на болтах;

тема 4 (раздел 6) – основы работы, расчета и проектирования сварных соединений стальных строительных конструкций;

тема 5 (раздел 7) – основы проектирования и расчета изгибаемых элементов стальных строительных конструкций;

тема 6 (раздел 8) – основы проектирования и расчета центрально сжатых колонн стальных строительных конструкций;

тема 7 (раздел 9) – основы проектирования и расчета легких ферм для стальных конструкций зданий и сооружений.

Принимая во внимание целенаправленность новых стандартов (ФГОС) на увеличение доли самостоятельной работы студента над изучением предмета (в том числе и без контроля преподавателя), аудиторные лекции планируется по каждой теме сопровождать списком тем рефератов (на добровольной основе) для студентов, желающих углубить свои познания предмета. Проверка таких рефератов не учитывается в учебной нагрузке преподавателя-лектора, но их результаты планируется учитывать в промежуточной аттестации студента за семестр. Возможно, что это подвигнет его к выполнению НИРС, что является обратной стороной (научной со студентами) нагрузки преподавателя.

Технические особенности

В учебных пособиях [1, 2] приведен ряд важных особенностей, лежащих в основе современного изучения студентами конструкций зданий и сооружений. Отмечено, что «здания и сооружения, предназначенные для удовлетворения определенных потребностей общества, состоят из множества элементов, объединенных в системы». Инженер, решая практические задачи для отдельных подсистем, например для несущих конструкций, должен учитывать влияние целого. Главной задачей несущих конструкций является передача силовых потоков от мест приложения нагрузок на фундамент. В соответствии с объективными законами механики силовой поток, устремляясь к фундаментам, последовательно проходит по конструктивным элементам, сокрушая на своем пути все, что не способно обеспечить ему свободное продвижение. Переходя с одного элемента на другой, нагрузки постоянно меняются, принимая форму нормальных и поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов, а в тесных рамках тонкостенных стержней преобразуются в изгибно-крутящие бимоменты или другие более сложные формы». Понять это – **первая особенность** изучения студентами курса металлических конструкций.

Задача конструктора состоит в том, чтобы при соблюдении всех необходимых требований к объекту проектирования создать конструктивную схему с элементами и узлами, обеспечивающими простой и надежный путь для передачи силовых потоков. При этом каждый элемент и сооружение в целом должны обладать комплексом свойств: надежности, прочности, долговечности, экономичности, ремонтпригодности и других. **Вторая особенность** изучения студентами курса и получения навыков проектирования металлических конструкций состоит в том, что нормативная база построена на принципах итерационных расчетов конструктивных элементов. Сначала производятся расчеты на усилия от предварительно заданных параметров сечений и материалов, полученные в идеализированных расчетных схемах, а затем производится повторный статический и конструктивный расчеты с уточнением параметров и с удовлетворением их наиболее экономичных значений первому и второму предельным состояниям.

Третья особенность определена максимально простыми алгоритмами конструктивных расчетов элементов при сохранении требуемой надежности по действующим нормам, но при понимании конструктором (студентом) теоретических обоснований принятых алгоритмов и расчетных положений. Изучая расчеты и проектирование отдельных элементов, студент должен понимать, что из этих элементов состоят конструкции, а из конструкций формируются здания (сооружения).

Конструкции зданий и сооружений в зависимости от назначения делятся на три основные группы.

1. **Несущие**, образующие основной каркас здания (сооружения), - стальные при стальном каркасе.
2. **Ограждающие** (не только стальные), выполняющие: тепло-, влаго-, звуко-, -изолирующие функции, а также воспринимающие атмосферные нагрузки и передающие их на несущие конструкции.
3. **Вспомогательные**: стальные лестницы, площадки и др., предназначенные для обслуживания технологического оборудования или несущих и ограждающих конструкций.

Номенклатура стальных конструкций отличается большим разнообразием (см. [2, стр. 6...9]). Широкое применение стальных конструкций в строительстве объясняется их существенными положительными свойствами, о чем будет сказано ниже при изложении соответствующих тем пособия.

2. ТРАДИЦИОННЫЕ И СОВРЕМЕННЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Традиционные требования

Н.С.Стрелецкий во втором издании книги «Основы металлических конструкций» [1] отметил следующие традиционные подходы к решению инженерных задач.

Основной подход – общий инженерный метод повторных приближений:

- **проектирование должно начинаться с изучения назначения здания (сооружения) и технологии процесса, который оно обслуживает;**
- к этим вопросам присоединяются **вопросы экономические, производственные и эстетические**, объединяющиеся в виде общего задания;
- полученные на основании этого изучения материалы **опытный** проектировщик согласует со своим опытом и замыслом и получает надлежащее решение; **начинающий** проектировщик комбинирует полученные материалы на основании изученных примеров и, рационализируя их, также дает ответ на поставленную задачу; в обоих случаях процесс является творческим и увлекательным;
- в результате этого процесса, определяющего по существу проектировочную работу, появляются, как правило, **несколько возможных вариантов**, оформленных в виде соответствующих чертежей и рисунков;
- для **выбора наилучшего варианта** необходимы сравнения и анализ; здесь требуется расчет сначала в упрощенных формах, затем все более совершенный и углубленный по мере развития проекта и его детализации;
- основным **преимуществом** указанного подхода является его обзорность, т.к. такой метод быстрее приводит к цели и является самым эффективным.

Концентрический подход к проектированию выбранного варианта.

Проектируя выбранный вариант здания, сооружения, основной его несущей конструкции, инженер (студент) подходит к нему **концентрически**:

- сначала **компонует его** в целом;
- затем переходит к исследованию и проектированию отдельных его деталей, пока не получит удовлетворительного решения;
- указанный метод относится и к деталям: сначала деталь намечают в целом, задавая ее, потом ее проверяют расчетом и совершенствуют.

Таким образом, хотя техника и основана на математике, ее коренное отличие от математики состоит в том, что техника дает всегда многообразные решения, она варианта, тогда как математика дает единственное решение своих алгоритмов. Вот почему неправильно начинать работу с расчета, хотя это и кажется с первого взгляда наиболее естественным. При этом аналитический подход к решению инженерной задачи при большом числе переменных крайне сложен, длителен и необозрим; в его выкладках легко запутаться и придти к неверным результатам.

Однако, в современных условиях аналитические проблемы расчетов в ряде случаев позволяют существенно упростить компьютерные технологии (применение пакетов прикладных программ для статических расчетов и конструктивных расчетов по действующим нормам).

Цель и назначение расчетов.

Анализируя принимаемые конструкции и их детали при помощи расчетов, мы ставим себе двоякую цель.

- С одной стороны, мы хотим убедиться, что принятые размеры конструкций и их деталей являются безопасными, гарантирующими надежность работы здания или сооружения в целом, и стальных несущих конструкций, в частности, в течение сро-

ка его службы, и, в тоже время, являются достаточно экономичными, т.е. не требующими излишних запасов материалов.

- С другой стороны, мы хотим убедиться, что во время эксплуатации конструкция и ее детали будут работать так, что технологических процесс не будет иметь ущерба или неудобств. Данная цель достигается расчетом возможных перемещений конструкций, их деформаций, не превышающих предельных по нормам.

- Обе цели достигаются контролем напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций от нормативных и расчетных нагрузок и воздействий. И здесь важно, какой из этих двух факторов будет определяющим: **деформации (перемещения** – их на практике контролировать проще, чем деформации) или **напряжения**.

При новом проектировании с практической точки зрения вначале следует обеспечить соответствие габаритов конструкции и сечений ее элементов допустимым перемещениям, а затем уточнять их через расчетные напряжения, контролируя при этом и перемещения.

2.2. Современные требования

Прочность и долговечность

Прочность и долговечность определяются рядом факторов: выбором материала, видом конструкции, запасами несущей способности, достоверным расчетом и качественным выполнением конструкции; надлежащей эксплуатацией здания (сооружения).

С точки зрения материальных затрат увеличение долговечности до последнего времени всегда было выгодно. При этом долговечность определяется технологией процесса, обслуживаемого зданием (сооружением), а также технологией эксплуатации самого здания (сооружения).

Таким образом, **та конструкция является наиболее прочной и долговечной, которая наиболее удобна в эксплуатации**, ибо всякие неудобства в эксплуатации приводят к снижению ухода за конструкцией и, следовательно, к снижению ее прочности и долговечности. Можно указать на ряд **внешних мероприятий, повышающих долговечность** эксплуатируемых стальных конструкций:

- конструкция должна быть доступна к регулярному осмотру (открытость опорных узлов, доступность к **систематической очистке** от пыли пазух, щелей и неровностей);
- **возобновление защитной окраски**, включая узловые щели и пазухи;
- обеспечение **качества кровли и других ограждающих конструкций**.

Возможен и другой взгляд на долговечность зданий и сооружений. Быстро меняющиеся экономические условия требуют такой же быстрой переналадки как технологий производства, так и кардинальной смены ассортимента выпускаемой продукции в целом. В этом случае часто гораздо выгоднее демонтировать старое производство, включая здания и сооружения, а на его месте возвести современные здания, в которых организовать новые производства с применением новых технологий.

И в этом смысле здания со стальным каркасом наиболее удобны и приспособлены к такому процессу.

Быстрота возведения

- Деление конструкции на отправочные марки при ее изготовлении и монтажные их соединения должны удовлетворять оптимальной организации монтажных работ в целом.

- Стандартизация и типизация конструкций, включающая следующие действия: стандартизация сетки колонн; типизация элементов в конструкциях; стандартизация деталей, типов соединений; «стыковка» продукции разных заводов-изготовителей.
- Применение распространенных видов сортамента, ускоряющих исполнение заказов на изготовление конструкций.

Экономия стали

- Установление оптимальной области применения стали в строительстве.
- Рациональный выбор видов сталей.
- Применение монтажных соединений на фрикционных болтах и фланцах.
- Максимальное выполнение сварных соединений в заводских условиях.
- Выбор проектного решения после сравнения вариантов генеральных размеров здания (сооружения) и параметров основных несущих конструкций.
- Сокращение расхода материалов на элементы, устанавливаемые по «конструктивным соображениям», не учитываемые расчетом.

Экономия труда

- Совершенствование заводского изготовления (внедрение нового оборудования, повышение доли автоматической сварки).
- Увязка проектирования конструкций с условиями производства монтажных работ.
- Рационализация сортамента профилей для конструкции (умелое сочетание мелкого и крупного сортамента).
- Серийность изготовления и стандартизация деталей, согласованные с производством.
- Применение принципа концентрации материала в тяжелых конструкциях (дает ускорение монтажа, повышает жесткость конструкций, снижает повреждаемость, повышает эстетику конструкции, улучшает условия эксплуатации).

Применение современных технологий проектирования и возведения зданий и сооружений

Повсеместная компьютеризация, проникающая во все области человеческой деятельности, позволяет освободить проектировщика от рутинной и трудоемкой работы по выполнению многократно повторяющихся расчетов, а также графических работ.

В настоящее время появились новые, революционные технологии, такие как **технологии BIM**. **BIM** дословно переводится как информационная модель здания (building information modeling). В нашей стране это принято расшифровывать как «**технологии информационного моделирования промышленных и гражданских объектов**».

Технология **BIM** позволяет создать полное информационное описание строящегося объекта. Информационное моделирование здания — это подход к возведению, оснащению, обеспечению эксплуатации и ремонту здания (к управлению жизненным циклом объекта), который предполагает сбор и комплексную обработку в процессе проектирования всей архитектурно-конструкторской, технологической, экономической и иной информации о здании со всеми её взаимосвязями и зависимостями, когда здание и всё, что имеет к нему отношение, рассматриваются как единый объект.

Трёхмерная модель здания или сооружения связана с информационной базой данных, в которой каждому элементу модели можно присвоить дополнительные атрибуты. Особенность такого подхода заключается в том, что строительный объект проектируется фактически как единое целое. И изменение какого-либо одного из его пара-

метров влечёт за собой автоматическое изменение остальных связанных с ним параметров и объектов, вплоть до чертежей, визуализаций, спецификаций и календарного графика.

Необходимо побуждать студентов к знакомству с современными технологиями проектирования, в том числе в лабораторных работах по САПР.

3. ВЫБОР МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Надежность и долговечность стальных конструкций во многом зависит от свойств стали. Наиболее важными для работы конструкций являются механические характеристики: прочность, упругость, пластичность, склонность к хрупкому разрушению; а также химический состав, от которого зависят свариваемость, коррозионная стойкость.

3.1. Основные характеристики строительных сталей по механическим свойствам

Согласно [4] основными характеристиками материалов, используемых при проектировании, служат их **нормативные** значения. Для сталей такими характеристиками являются:

а) R_{yn} – **нормативное сопротивление** стали растяжению, сжатию и изгибу **по пределу текучести**. По [4] R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по государственным стандартам и техническим условиям на стали. Иначе говоря, $R_{yn} = \sigma_{T, брак.}$, т.е. **браковочному минимуму по пределу текучести** из испытанных стандартных образцов, взятых из поставляемой партии проката. Т.о., величину R_{yn} можно условно называть пределом текучести, т.е. таким напряжением, при котором рост деформаций не сопровождается ростом напряжений; или условным пределом текучести при развитии значительных упругопластических деформаций без разрушения материала. На рис. 3.1а показана диаграмма работы стали с явной площадкой текучести (малоуглеродистая сталь обычной прочности), а на рис. 3.1б – без таковой (характерно для сталей высокой прочности). Подобные диаграммы строятся по результатам испытания стандартных образцов (рис. 3.2 а, б) на растяжение в разрывной машине.

б) R_{in} – **нормативное сопротивление** стали растяжению, сжатию и изгибу **по временному сопротивлению**. По [4] R_{in} – временное сопротивление стали, принимаемое равным минимальному значению σ_B по государственным стандартам и техническим условиям на сталь. Иначе говоря, $R_{in} = \sigma_{B, брак.}$, т.е. **браковочному минимуму по временному сопротивлению** из испытанных стандартных образцов, взятых из поставляемой партии проката. Временное сопротивление соответствует максимально возможному напряжению перед разрушением стали.

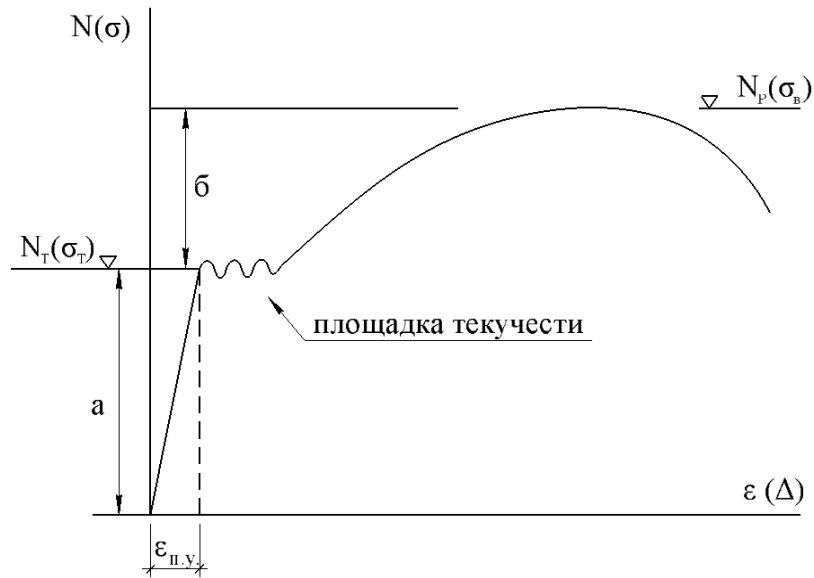


Рис.3.1, а) Диаграмма работы (приближенная) на растяжение стандартного образца из стали, имеющей площадку текучести:

- а – область упругой работы образца;
- б – область пластической работы и упрочнения;
- $\varepsilon_{п.у.}$ – величина полной упругой деформации

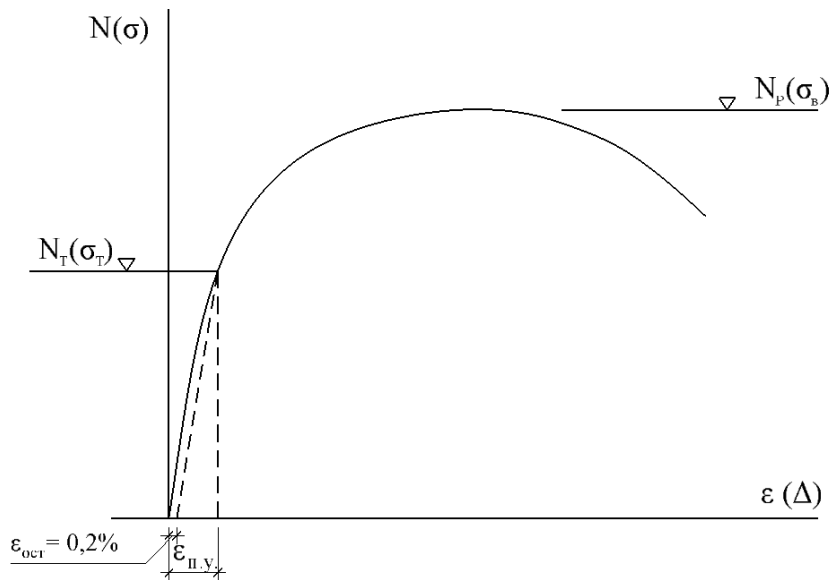


Рис.3.1, б) Диаграмма работы (приближенная) на растяжение стандартного образца из стали, не имеющей площадку текучести

$\sigma_{T, \text{брак.}} = N_T / A_o$ - значение браковочного минимума по пределу текучести;

где N_T – усилие растяжению образца, соответствующее началу текучести сечения в рабочей зоне образца;

$A_o = e_2 \cdot t_1$ – начальная площадь сечения рабочей зоны образца до испытания (рис. 3.2 а,б);

$\sigma_{e, \text{брак.}} = N_e / A_o$ – численное значение браковочного минимума при разрыве образца, вычисленное по начальной площади A_o ;

N_e – усилие растяжению образца, соответствующее разрыву образца.

в) R_y – **расчетное сопротивление** стали растяжению, сжатию и изгибу **по пределу текучести**;

$R_y = R_{yn} / \gamma_m$, где γ_m – коэффициент надежности по материалу, учитывающий возможные отклонения сопротивлений стали в неблагоприятную сторону, принимается по табл. 3 [4].

г) R_u – **расчетное сопротивление** стали растяжению, сжатию и изгибу **по временному сопротивлению**;

$$R_u = R_{un} / \gamma_m .$$

Значения R_{un} , R_u , R_{yn} , R_y для нового проектирования следует принимать по таблицам В.3; В.4; В.5 [4].

Следует отметить, что в [4] введены новые положения, направленные на обеспечение высокой надежности при эксплуатации стальных конструкций при минимальных весовых показателях. К ним относятся:

- введение в перечень материалов листового, универсального широкополосного и фасонного прокатов, а также труб из эффективных сталей, изготовленных по новейшим технологиям;

- дифференцирование назначения сталей и их расчетных характеристик по видам проката (таблицы В.4; В.5; В.6);

- введение новых сталей повышенной и высокой прочности (С355; С550);

- введение новых сталей с повышенным сопротивлением коррозионным и огневым воздействиям при пожаре (С355К и С355П соответственно);

- введение новых сталей для двутавровых балок с параллельными гранями полок (С390; С440); расширение сортамента и толщины проката;

- введение обобщенной расчетной диаграммы работы строительных сталей и характеристик сталей для этой диаграммы.

Студентам рекомендуется **самостоятельно** ознакомиться с новыми материалами и иметь их в своем конспекте.

д) ε – **относительное удлинение** стандартного образца после его разрыва, выраженное в %:

$\varepsilon = \Delta l / l_o \cdot 100\%$, где $\Delta l = l_1 - l_o$ – приращение длины стандартного образца после разрыва.

Величина относительного удлинения ε характеризует пластические свойства стали. Нормируемые показатели относительного удлинения в % приведены в табл. 3 и 4 ГОСТ 27772-88:

$\varepsilon_1 = 20...26\%$ – в малоуглеродистых (МУ) сталях, наиболее пластичных (С235, С245, С255, С285);

$\varepsilon_2 = 14...21\%$ – в низколегированных (НЛ) сталях, менее пластичных (С345, С375, С390);

$\varepsilon_3 = 14...20\%$ – в сталях высокой прочности (ВП), наименее пластичных (С440, С590).

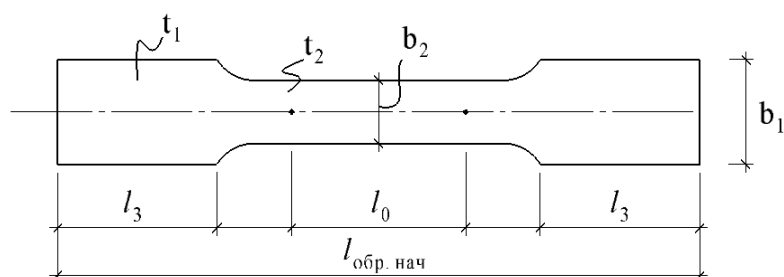


Рис.3.2, а) Габариты стандартного образца для испытания на растяжение:

$l_{обр}$ – полная длина образца по ГОСТ 1497-84;

l_3 – длина захвата в разрывной машине;

l_0 – рабочая длина для контроля удлинения при растяжении;

b_1, b_2, t – параметры геометрии образца

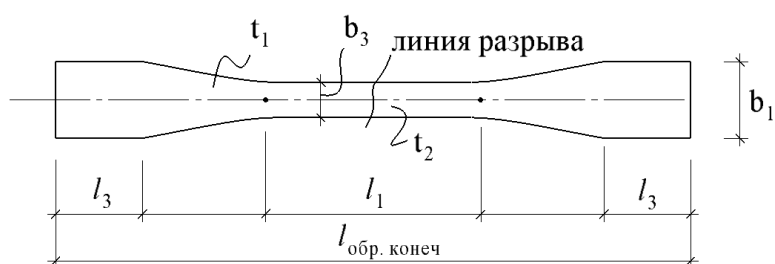


Рис.3.2, б) Габариты образца после испытания до разрыва:

$l_1 > l_0$ – рабочая длина после разрыва;

t_2 – толщина в месте разрыва;

l_0 – рабочая длина для контроля удлинения при растяжении;

b_3 – ширина рабочей части в месте разрыва

е) КСУ (КCV) – **ударная вязкость** (в старых источниках – a), определяемая работой, затраченной на разрушение специальных образцов (образцов Шарпи) с концентратом напряжений в виде выреза типа «U» или «V» (рис. 3.2 а,б) ударным изгибом на маятниковом копре; выражается работой в Дж/см².

В образцах Шарпи U-образный надрез наносится посередине длины. Он имеет ширину и глубину 2 мм и радиус закругления 1 мм. Образцы с V-образным концентратором имеют те же габариты и отличаются только геометрией надреза. V-образный выполняется с углом при вершине 45° и радиусом закругления 0,25 мм.

Испытания на ударную вязкость проводят по ГОСТ 9454-78 при температурах $t = +20^{\circ}\text{C}$; -20°C ; -40°C ; -60°C . Нормируемые показатели ударной вязкости КCV приведены в табл. В.1 [4] в зависимости от расчетной температуры наиболее холодных

суток для установленных климатических зон, групп конструкций и нормативных сопротивлений $R_{ин}$. Ударная вязкость характеризует склонность стали к хрупкому разрушению.

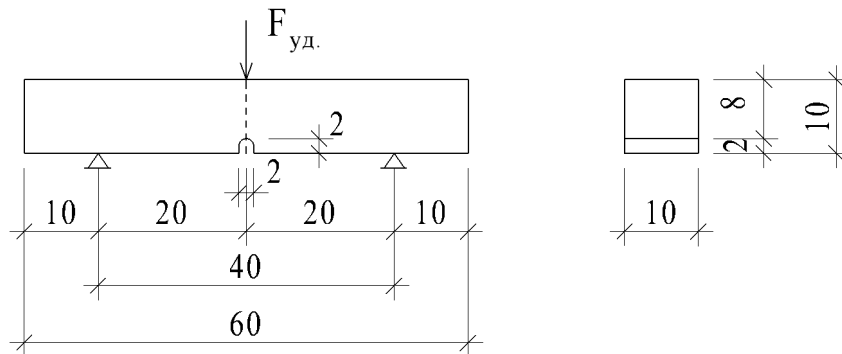


Рис.3.3 а. Схема испытания на ударную вязкость КСU образца с вырезом «U»

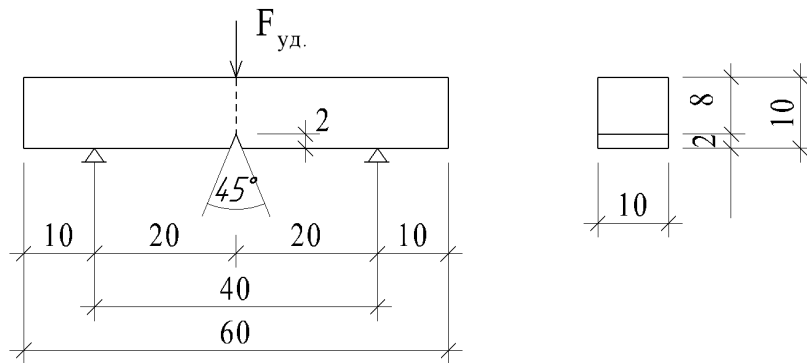


Рис.3.3 б. Схема испытания на ударную вязкость КСV образца с вырезом «V»

ж) **Холодный загиб на 180°**, позволяющий проверить технологические свойства стали на предмет возникновения трещин при изготовлении гнутых деталей. Испытание проводят на плоских образцах стандартных размеров вокруг оправки определенного диаметра. Нормируемые показатели соотношения диаметра оправки и толщины образца приведены в табл. 3 и 4 ГОСТ 27772-88.

Студентам предлагается **самостоятельно** ознакомиться с табл. В.1 [4] и таблицами 3 и 4 ГОСТ 27772-88.

3.2. Нормирование полезных компонентов и вредных примесей в строительных сталях

Понимание этого вопроса для студентов как будущих специалистов особенно полезно при реконструкции зданий и усилении стальных конструкций, когда (и это бывает часто) исполнительная проектная документация утеряна.

Ниже в табл. 1 приведен перечень **полезных компонентов**, которые улучшают качество стали, но ухудшают её свариваемость, поэтому их суммарное содержание ограничивают в пределах 5%.

К **вредным примесям** строительных сталей относятся азот (А) и фосфор (П) в свободном состоянии (в химически связанном соединении с легирующими компонентами они являются полезными компонентами, см. табл. 1), а также сера (S) и кислород (О) также в свободном состоянии.

Азот (А) в свободном состоянии **повышает хладноломкость** стали (образование трещин при низких температурах), поэтому его содержание ограничивается: в малоуглеродистых сталях не допускается, в низколегированных сталях - не более 0,025%.

Фосфор (П) в свободном состоянии **повышает хладноломкость** стали. Его содержание ограничивается: в малоуглеродистых сталях – $\leq 0,04\%$; в низколегированных – $\leq 0,035\%$.

Сера (S) – делает сталь **красноломкой** (склонной к образованию трещин при повышенных температурах), вызывает появление сварочных трещин. Ее содержание ограничено: в малоуглеродистых содержание серы $\leq 0,05\%$; в низколегированных – $\leq 0,04...0,035\%$.

Вредное влияние на механические свойства стали оказывает **кислород**, вызывая хрупкость сильнее, чем сера. Поэтому зону сварного шва необходимо защищать от атмосферного влияния защитными флюсами или газами.

Указанные выше ограничения в % соответствуют ГОСТ 27772-88 (табл. 1).

В табл. В.2 [4] процентное содержание углерода, фосфора (свободного) и серы уточнено в зависимости от нормативного сопротивления стали.

Оценку **свариваемости стали** производят по углеродному эквиваленту. Согласно примечанию к табл. В.2 [4] углеродный эквивалент следует определять по формуле:

$$C_{э\text{кв}} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$$

где в числителе следует указывать массовую долю входящих элементов в %.

По свариваемости стали условно можно разделить на четыре группы:

- $C_{э\text{кв}} < 0,2\%$ - хорошо свариваемые стали;
- $C_{э\text{кв}} = 0,2 - 0,35\%$ - удовлетворительно свариваемые стали;
- $C_{э\text{кв}} = 0,35 - 0,45\%$ - ограниченно свариваемые стали;
- $C_{э\text{кв}} > 0,45\%$ - плохо (трудно) свариваемые стали.

Таблица 1. Влияние химических элементов на свойства строительных сталей

Наименование химического элемента	Положительные свойства						Отрицательные свойства		Рекомендуемое содержание в %	
	повышает σ_T	повышает σ_v	снижает влияние серы	снижает влияние фосфора	сопротивление коррозии	хороший раскислитель	повышает ударную вязкость	уменьшает пластичность		ухудшает свариваемость
Углерод (У)	+	+	-	-	-	-	-	+	+	0,14...0,22 (МУ) 0,09...0,20 (НЛ)
Марганец (Г)	+	+	+	-	-	+	-	-	+	0,4...0,65 (МУ) 0,8...2,0 (НЛ)
Кремний (С)	+	+	+	-	-	+	-	+	+	0,05...0,30 (МУ) $\leq 1,1$ (НЛ)
Алюминий (Ю)	-	-	-	+	-	+	+	-	-	уходит со шлаками
Медь (Д)	+	+	-	-	+	-	-	-	+	0,2...0,5, оптим. 0,35
Азот (А) в хим. связанном состоянии	+	+	-	-	-	-	+	+	-	в хим. соед. с алюминием и ванадием до 1%
Фосфор (П) в хим. связанном состоянии	-	-	-	-	+	-	-	-	-	в хим. соед. с алюминием до 1%
Легирующие: Н, Х, Ф, В, М, Т, Р	+	+	+	+	+	-	+	+	-	до 1%

3.3. Классификация стального проката в ГОСТ 27772-2015

Стальной прокат по ГОСТ 27772 изготавливают:

- **по видам:**

- листовой (тонколистовой, толстолистовой);
- широкополосный универсальный;
- фасонный (уголки, двутавры, швеллеры);
- гнутые профили;

- **по наименованию стали:**

- С235, С245, С255, С345, С 345К, С355, С355-1, С355К, С355П, С390, С 390-1, С440, С550, С590; где буква С означает – сталь строительная; цифры 235 – 590 условно обозначают предел текучести проката в МПа (Н/мм^2); цифра 1 – вариант химического состава; буква К – сталь с повышенной коррозионной стойкостью; буква П – сталь с повышенной огнестойкостью;

- **по состоянию кромки;**

- **по состоянию поставки.**

Химический состав стали по анализу ковшовой пробы приведен в табл. 1 ГОСТа, а механические свойства листового и фасонного проката – в таблицах 4 и 5 соответственно.

Прокат из малоуглеродистой стали С235, С245, С255 допускается применять в строительных стальных конструкциях в климатических зонах с расчетной температурой наиболее холодных суток $t \geq -45^\circ\text{C}$, как имеющие склонность при более низких температурах к хрупкому разрушению. Поэтому в климатических зонах с расчетной температурой наиболее холодных суток $t < -45^\circ\text{C}$ следует применять прокат из низколегированных сталей (С345, С375, С390) и из сталей высокой прочности (С440, С590).

Вместе с тем, в [2] отмечено, что малоуглеродистые стали благодаря невысокой стоимости и хорошими технологическими свойствами широко применяют в строительных стальных конструкциях.

Низколегированные стали за счет более высоких прочностных свойств дают экономию в конструкциях до 20...25%, а высокопрочные стали – до 25...30%.

Широкое применение сталей повышенной и высокой прочности сдерживают дополнительные сложности при изготовлении конструкций, пониженная пластичность и более высокая стоимость, в том числе и стоимость изготовления.

3.4. Основные принципы классификации стальных конструкций по сложности их эксплуатации

В соответствии с действующими нормами [4], Приложение «В», выбор стали для строительных стальных конструкций зависит от ряда факторов, влияющих на их эксплуатацию:

- температура наиболее холодных суток в районе строительства;
- характер нагружения конструкций (нагрузка статическая, динамическая, динамическая знакопеременная);
- вид напряженного состояния (одноосное, плоское, объемное);
- уровень нагруженности $g = \sigma\gamma_n / (R_y\gamma_c)$;
- способ соединения элементов (сварное, болтовое);
- толщина проката.

Эти факторы заложены в основные принципы деления всех конструкций на 4 группы.

Приведем наиболее распространенных конструкций по группам из [4]:

I группа – сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических нагрузок, способствующих хрупкому или усталостному разрушению (подкрановые конструкции, эстакады с подвижными нагрузками, фасонки ферм, фланцевые соединения и другие конструкции).

II группа – сварные конструкции, работающие при статических нагрузках на растяжение или изгиб отдельно, на растяжение и изгиб **одновременно** (стержни ферм, ригели рам, балки перекрытий и др. подобные конструкции); конструкции из группы I при отсутствии сварных соединений в несущих элементах.

III группа – стальные конструкции, работающие на сжатие при статических нагрузках (колонны, стойки, настил перекрытий и покрытий, вертикальные связи между колоннами при $\sigma_c \leq 0,4R_y \cdot \gamma_c$); конструкции из группы II при отсутствии в них сварных соединений.

IV группа – вспомогательные конструкции и их элементы (связи, не входящие в группу III; фахверки, вспомогательные лестницы, ограждения и т.п. конструкции); конструкции из группы III при отсутствии в них сварных соединений.

Ранее имеющаяся в СП 16.13330.2011 таблица, в которой для каждой группы конструкций были приведены рекомендуемые стали в зависимости от климатической зоны строительства, в СП. 13330.2017 [4] отсутствует. Согласно п. 5.2 [4] при назначении стали **следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу** согласно приложению В [4].

Согласно ГОСТ 23.01.99* (строительная климатология) территория России разделена на 3 климатические зоны. Советский Союз был разделен на 12 зон. Учитывая разночтение в нормативной [4] и учебной литературе (выпуски до 2010 г.), приведем таблицу соответствия зон:

ГОСТ 23.01.99* (СП16.13330.2017)	СНиП II-23-81*
$t^{\circ} < -55^{\circ} \text{C}$	I ₁ , I ₂ , II ₁
$-55^{\circ} \leq t^{\circ} < -45^{\circ} \text{C}$	II ₂ , II ₃
$t^{\circ} \geq -45^{\circ} \text{C}$	II ₄ , II ₅ , II ₆ ,... II ₁₂

При этом за расчетную температуру в ГОСТ 23.01.99* и в [4] принята **температура наиболее холодных суток** (ранее за такую температуру принималась температура наиболее холодной пятидневки).

3.5. Назначение оптимального типа поперечного сечения элементов в зависимости от вида их напряженного состояния

Оптимальным по весу является такое сечение элемента конструкции, которое обладает наибольшей несущей способностью Φ_{max} при наименьшем весе G_{min} , т.е.

$$\Phi_{max} = f(G_{min}).$$

Эта зависимость связана с видом напряженного состояния конструкции.

При **растяжении** рациональность использования материала теоретически не зависит от формы сечения.

При **изгибе** важно отношение W/A (размерное отношение момента сопротивления сечения к его площади); чем выше это отношение, тем эффективнее сечение; более верные сравнительные характеристики дает безразмерное отношение $W/\sqrt{A^3}$; наиболее высокие значения этих характеристик имеют вытянутые по высоте сечения двутавров.

При **сжатии** важно безразмерное отношение i/\sqrt{A} (отношение радиуса инерции к площади в степени 0,5). Это отношение будет больше для таких сечений, у которых основной материал размещается на периферии сечения (на пример, тонкостенная круглая труба).

Анализ разных критериев эффективности профилей при работе на изгиб и сжатие показывает, что решающую роль имеет «тонкостенность» профиля, т.е. отношение его высоты (ширины) к толщине (h_w/t_w , b_f/t_f). Чем оно больше, тем профиль эффективнее. В прокатных профилях технология проката ограничивает параметры толщин; поэтому применение тонкостенных сварных сечений, гнутых профилей эффективнее прокатных на 14...20%.

При подборе сечения элементов конструкции следует учитывать отмеченные выше экономические характеристики.

В [4] отмечено, что при проектировании стальных строительных конструкций следует применять рациональные профили, эффективные стали и прогрессивные типы соединений. Элементы конструкций должны иметь минимальные сечения, удовлетворяющие требованиям действующих норм с учетом сортаментов на прокат и трубы.

3.6. Основные достоинства и недостатки сталей как материалов для строительных стальных конструкций

Комментируя основные достоинства стальных конструкций, можно выделить следующие критерии эффективности стали как строительного материала.

Высокая надежность, которая обеспечивается весьма обоснованными расчетами по существующей теории сопротивления материалов и теории упругости, разработанной в основном на стальных образцах.

Способность к пластическому деформированию, позволяющая перераспределять усилия между элементами (или зонами) конструкции в случаях неупругой работы отдельных сечений (или участков); значительные перемещения в конструкции перед потерей несущей способности.

Легкость конструкций из стали, которую можно измерить с помощью величины C – коэффициента легкости:

$$C = g' \cdot \rho / R \text{ [м}^{-1}\text{]},$$

где g' – ускорение свободного падения [м/сек²];

ρ – плотность материала (масса) [кг/м³];

R – основная прочностная характеристика материала [кН/см²].

Значения коэффициента C для некоторых материалов приведены ниже:

- сталь С245: $C = 3,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$;

- сталь С590: $C = 1,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$;

- железобетон класса прочности В20: $C = 21,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$;

- алюминиевый сплав Д16-Т: $C = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$;

дерево (вдоль волокон): $C = 6,0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$.

г) **Высокая жесткость стали**, определяемая модулем упругости (модулем Юнга), одинаковым для всех сталей и равным для проката $E = 2,06 \cdot 10^5$ Н/мм² (Мпа).

Значения модуля упругости E для некоторых материалов приведены ниже:

- бетон: $E = 0,29 \cdot 10^5$ Н/мм² (в 7,1 раза ниже, чем у стали);
- алюминиевый сплав Д16-Т: $E = 0,71 \cdot 10^5$ Н/мм² (в 2,9 раза ниже, чем у стали);
- дерево (вдоль волокон): $E = 0,11 \cdot 10^5$ Н/мм² (в 18,7 раза ниже, чем у стали).

Из недостатков стали как материала для строительных конструкций следует выделить три основных:

- подверженность коррозии;
- слабая огнестойкость;
- хрупкость при низких температурах.

Рассмотрим эти недостатки подробнее.

Подверженность стали коррозии зависит от следующих факторов:

- форма сечения элементов;
- химический состав стали;
- относительная влажность среды эксплуатации;
- агрессивность среды эксплуатации;
- концентрации напряжений и деформаций.









Зависимость коррозии **от формы сечения** элемента оценивается скоростью коррозии проката конкретной формы по сравнению со скоростью эталонного образца:

$$v = v_0 \cdot k \text{ [мм/год]},$$

где k – коэффициент формы сечения,

v_0 – скорость коррозии эталонного образца.

Значение коэффициентов k приведены ниже

Форма сечения								
k	1	1,7	2,1	2,3	2,7	3,1	3,5	3,5

Зависимость скорости коррозии от **химического состава** выражена: во-первых, степенью раскисления, снижаясь от кипящей стали («КП») к полуспокойной («ПС») до спокойной («СП»); во-вторых, показана в п.1.2 (нормирование полезных компонентов), в котором в табл. 1 приведено снижение сопротивляемости коррозии или, наоборот, повышение в зависимости от вида полезного компонента.

Относительная влажность повышает скорость коррозии при значениях влажности $> 60\%$ совместно с наличием производственной пыли.

Агрессивность эксплуатационной среды повышает скорость коррозии за счет химического соединения с железом агрессивных газов.

Слабая огнестойкость стали выражается в резком снижении механических характеристик: E , σ_T , σ_s , - при температуре $t^\circ \geq 400^\circ\text{C}$.

Хрупкость стали при низких температурах – проявляется для малоуглеродистых сталей при $t^\circ < 45^\circ\text{C}$, для низколегированных сталей - при $t^\circ < 55^\circ\text{C}$, за исключением сталей с повышенным содержанием меди (С345Д, С375Д, С390Д), С590К (с никелем и кобальтом).

4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТОВ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Под предельными понимаются состояния строительных конструкций, при которых они перестают удовлетворять заданным требованиям. Как отмечено в [2, стр. 86], **именно такой принцип: обеспечение заданных условий эксплуатации при минимальной стоимости конструкций, – положен в основу расчета по предельным состояниям.**

4.1. Общие положения

(из истории развития методов расчетов стальных конструкций)

Принимая во внимание, что одной из базовых дисциплин для изучения стальных конструкций в вузе является «Соппротивление материалов», в которой используется **метод допускаемых напряжений**, следует заметить, что все строительные конструкции в нашей стране с 1955 года рассчитываются по **методу предельных состояний** (МПС). Первые положения МПС в 1951 году были изложены в книге [5]. **К настоящему времени МПС получил в строительных конструкциях большое развитие; совершенствуется их расчет и проектирование.**

В отличие от метода допускаемых напряжений, где используется единый коэффициент запаса, в МПС учитываются следующие особенности работы конструкций:

- изменчивость нагрузок (вводится коэффициент надежности по нагрузке γ_f);
- сочетание нагрузок (вводится коэффициент сочетаний ψ);
- изменчивость свойств материала (вводится коэффициент надежности по материалу γ_m);
- ответственность зданий и сооружений (вводится коэффициент надежности по ответственности γ_n);
- учет опасных последствий при расчетах по временному сопротивлению (вводится коэффициент надежности при расчетах по временному сопротивлению $\gamma_u = 1,3$);
- учет условий работы конструкций (вводится коэффициент условий работы γ_c).

Главное достоинство МПС – дифференцированный учет влияния различных факторов и возможность оперативно их изменять по мере накопления данных об этих факторах. При этом данные подвергаются статистической обработке.

Для повышения унификации расчетов, проектирования и эксплуатации строительных конструкций по МПС был разработан ГОСТ 27751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету», который с 01.09.2011 заменен на ГОСТ Р54257-2010 [3], а с 11.12.2014 г. – ГОСТ 27751-2014.

В этом ГОСТе установлены следующие нормативы:

- область применения;
- термины и определения;
- долговечность конструкций и оснований зданий и сооружений;
- предельные состояния и их классификация;
- нагрузки и воздействия и их классификация;
- свойства строительных материалов и грунтов;
- условия работы материалов, конструкций и оснований;
- учет ответственности сооружений;
- общие требования к расчетным моделям;
- контроль качества;
- оценка технического состояния;
- применение вероятностно-статистических методов.

Рассмотрим далее некоторые из этих положений более подробно.

4.2. Нормативные и расчетные значения нагрузок и их сочетания

Нагрузки и воздействия (далее – нагрузки), действующие на здания и сооружения, подразделяются следующим образом:

- **постоянные** P_d – изменение расчетных значений в течение расчетного срока службы строительного объекта мало по сравнению с их средними значениями;
- **длительные** P_l – сохраняющие расчетное значение в течение большого промежутка времени эксплуатации строительного объекта;
- **кратковременные** P_t – длительность действия расчетных значений значительно меньше срока службы сооружения;
- **особые** P_s – создающие аварийные ситуации.

В зависимости от ответной реакции строительного объекта нагрузки подразделяются следующим образом:

- **статические**, при действии которых допускается не учитывать ускорения и силы инерции строительных объектов;
- **динамические**, при действии которых следует учитывать ускорения и силы инерции строительных объектов.

Основными характеристиками нагрузок являются их **расчетные** или **нормативные** значения, устанавливаемые нормами проектирования или заданиями на проектирование.

Расчетное значение нагрузки в тех случаях, когда установлено её нормативное (нормальное) значение, определяется умножением нормативного значения на **коэффициент надежности по нагрузке** γ_f , учитывающего изменчивость нагрузки в неблагоприятную сторону. В большинстве случаев эта изменчивость предполагает увеличение нагрузки, т.е. $\gamma_f > 1$. Однако имеются случаи, когда более неблагоприятным будет уменьшение нагрузок, т.е. $\gamma_f < 1$. Примером такого случая могут быть разного рода удерживающие нагрузки (противовесы, балласт и т.п.).

Вероятность одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений учитывается **коэффициентами сочетаний нагрузок** $\psi \leq 1$.

В зависимости от учитываемой комбинации нагрузок следует различать:

- **основные сочетания** C_m нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и (или) кратковременных нагрузок;
- **особые сочетания** C_s нагрузок, включающие в себя особые и аварийные нагрузки; в особых сочетаниях кратковременные нагрузки допускается не учитывать, если в нормах проектирования не приведены иные требования.

Расчетные сочетания нагрузок и значения коэффициентов сочетаний устанавливаются в нормативных документах по назначению нагрузок. Приведем эту информацию в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [6].

Основные сочетания:

$$C_m = P_d + (\psi_{1l}P_{1l} + \psi_{12}P_{12} + \psi_{13}P_{13} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \dots);$$

особые сочетания:

$$C_s = C_m + P_s,$$

где ψ_{li} ($i = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;
 ψ_{ti} ($i = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных и особых сочетаний коэффициент сочетаний **длительных** нагрузок

$$\psi_{11} = 1; \psi_{12} = \psi_{13} = \dots = 0,95,$$

где ψ_{11} – коэффициент сочетаний для **основной** по степени влияния длительной нагрузки;

$\psi_{12} = \psi_{13} = \dots$ тоже для остальных длительных нагрузок.

Для основных и особых сочетаний коэффициент сочетаний **кратковременных** нагрузок

$$\psi_{t1} = 1; \psi_{t2} = 0,9; \psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7,$$

где ψ_{t1} – коэффициент сочетаний для **основной** по степени влияния кратковременной нагрузки;

ψ_{t2} – коэффициент сочетаний для **второй** по степени влияния кратковременной нагрузки;

$\psi_{t3} = \psi_{t4}$ – коэффициент сочетаний для **остальных** кратковременных нагрузок.

Для **особых сочетаний** нагрузок коэффициенты сочетаний для **всех кратковременных** нагрузок принимаются равными 0,8, за исключением оговоренных случаев. При этом **коэффициент надежности по нагрузке** γ_f для всех **кратковременных** нагрузок принимается равным 0,5 [6].

4.3. Группы предельных состояний при проектировании строительных стальных конструкций и основные термины

Первая группа предельных состояний (ПС-I) – это состояние строительных объектов, превышение которых ведет к потере несущей способности строительных конструкций и возникновению аварийной расчетной ситуации.

Условие достижения ПС-I можно записать в следующей форме:

$$S \leq \phi \quad \text{или} \quad \sigma_{red} = f(N, M, Q, B) \leq \phi_1 = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot A,$$

где S – наибольшее вероятное расчетное сочетание усилий или напряжений в сечении элемента от нагрузок или по [3] расчетный эффект воздействия, равный реакции на внешние нагрузки в виде интегральной суммы внутренних сил (напряжений) в расчетных сечениях от сочетаний нагрузок;

$\phi = f(R_{yn}, \gamma_m, \gamma_c, \gamma_n, A, W, W_w, \varphi, \varphi_e, \varphi_s)$ – наименьшая несущая способность элемента конструкции в зависимости от его напряженно-деформированного состояния НДС;

Для конкретного НДС граничное условие ПС-I будет иметь вид:

– в **усилиях** $S_i \leq \phi_i$;

– в **напряжениях**

$$\sigma_1 = f\left(N_{u.p.}; \right) \leq \phi_1 = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot A_n \quad \text{– для центрально растянутого (сжатого) элемента}$$

по прочности;

$$\sigma_2 = f(M_u) \leq \phi_2 = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot W_n \quad \text{– для изгибаемого элемента по прочности;}$$

$$\sigma_3 = f(N_{u.c.}) \leq \phi_3 = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \varphi_{u.c.} \cdot A \quad \text{– для центрально сжатого элемента по устойчивости;}$$

чивости;

$$\sigma_4 = f(N_e) \leq \phi_4 = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \phi_e \cdot A - \text{для внецентренно сжатого элемента (или сжа-}$$

то-изогнутого) элемента по устойчивости в плоскости действия момента.

Здесь в правых частях условия достижения ПС-I:

A_n, W_n – соответственно площадь поперечного сечения и момент сопротивления сечения с учетом ослаблений;

A – площадь поперечного сечения;

γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий или сооружений;

$\phi_{и.с.}, \phi_e$ – коэффициенты продольного изгиба соответственно при центральном сжатии и внецентренном сжатии (или сжатии с изгибом).

Вторая группа предельных состояний (ПС-II) – характеризует состояния конструкций, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация строительных конструкций, исчерпывается ресурс их долговечности или нарушаются условия комфорта.

Условие достижения ПС-II в общем виде имеет вид:

$$\Delta_p \leq \Delta_u,$$

где Δ_p – прогиб, угол поворота, деформация основания, амплитуда и частота колебаний конструкции, ширина раскрытия трещин и другие перемещения и деформации, полученные от **нормативных нагрузок и воздействий**;

Δ_u – предельное допустимое значение указанных для « Δ_p » параметров.

Особые предельные состояния (ПС-III) возникают при особых воздействиях и ситуациях и превышение которых приводит к разрушению сооружений с катастрофическими последствиями.

Основные термины предельных состояний:

- **несущая способность** – максимальный эффект сопротивления воздействиям и нагрузкам, реализуемый в конструкции без превышения предельного состояния;

- **нормальная эксплуатация** – эксплуатация конструкций в соответствии с условиями, предусмотренными в строительных нормах или в задании на проектирование, включая техническое обслуживание, капитальный ремонт и реконструкцию;

- **долговечность** – способность строительной конструкции сохранять прочностные, физические и другие свойства, устанавливаемые при проектировании и обеспечивающие ее нормальную эксплуатацию в течение расчетного срока службы;

- **установившаяся ситуация** – имеет продолжительность, близкую к сроку службы объекта (между капитальными ремонтами, между изменениями технологического процесса);

- **переходная ситуация** – имеет небольшую продолжительность в периоды: изготовления; транспортирования; монтажа; капитального ремонта; реконструкции;

- **аварийная ситуация** – соответствует исключительным условиям работы здания или сооружения, которые могут привести к социальным, экологическим и экономическим потерям;

- **надежность строительного объекта** – способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации.

Основные требования к расчетным схемам стальных конструкций

Согласно [4, п.4.24, 4.2.7] расчетные схемы стальных конструкций и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы. При определенных условиях они могут быть как линейными с упругой работой материала, так и нелинейными с геометрической и физической нелинейностью.

Расчет конструкций, для которых нормы проектирования не содержат указаний по определению усилий с учетом неупругих деформаций, допускается проводить в предположении их упругой работы.

При этом сечения конструктивных элементов допускается рассчитывать с учетом неупругих деформаций.

5. ОСНОВЫ РАБОТЫ, РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СОЕДИНЕНИЙ НА БОЛТАХ В СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

5.1. Из истории применения болтовых соединений

Болтовые соединения в строительных конструкциях появились **раньше заклепочных** (примерно с середины XVIII века). Практика применения показала их большие удобства и надежность. Однако **обычные** болтовые соединения менее плотны, чем заклепочные, дают большие сдвиги. Болтовые соединения более дороги в эксплуатации, но более просты в исполнении, так как не требуют горячих процессов (в отличие от заклепочных). Поэтому болтовые соединения стали широко применять в монтажных соединениях; в элементах, где постановка заклепок затруднена, а также в конструкциях, где большие сдвиги не опасны для работы. В конце XX века появились фрикционные соединения на высокопрочных болтах, которые затягивают в соединениях так сильно, что последние передают сдвигающие усилия через силы трения, делая такие соединения сдвигоустойчивыми, не уступающими заклепочным.

5.2. Основные требования к современным болтам и болтовым соединениям

Согласно нормам [4, табл. Г.3] для болтовых соединений элементов стальных строительных конструкций следует применять **болты разных классов прочности** при различных условиях применения. Например, при $t^{\circ} \geq -45^{\circ}\text{C}$ применяются болты классов прочности:

5.6; 8.8; 10.9 – при работе их на **растяжение или срез** в климатических зонах с температурой $t^{\circ} \geq -45^{\circ}\text{C}$;

5.6; 5.8; 8.8; 10.9; 12.9 – при работе только на **срез** в климатических зонах с температурой $t^{\circ} \geq -45^{\circ}\text{C}$, кроме класса 5.8 при расчетах на усталость.

Обозначения классов прочности болтов несут следующую информацию:

- первое число, умноженное на 100, означает временное сопротивление σ_6 материала болта в МПа;
- второе число, умноженное на 10, означает отношение предела текучести к временному сопротивлению σ_T/σ_6 в %;
- произведение двух чисел, умноженное на 10, означает предел текучести материала болта σ_T в МПа.

Например, болт класса прочности 5.6:

$$5 \times 100 = 500 \text{ МПа} = \sigma_s;$$

$$6 \times 10 = 60\% = \sigma_T / \sigma_s - \text{характеристика пластичность материала болта};$$

$$5 \times 6 \times 10 = 300 \text{ МПа} = \sigma_T.$$

В соединениях болты следует размещать согласно требованиям табл. 40 [4], в которой болтовые соединения делятся на два типа:

- **расчетные** (в стыках и узлах), когда болты ставятся на минимальных расстояниях;
- **конструктивные** (нерасчетные, соединительные), когда болты ставятся на максимальных расстояниях.

В зависимости от допусков в номинальных размерах болтов, технологии их изготовления и разнице между диаметром болта d_b и диаметром отверстия d_o болты подразделяются на **классы точности**.

В сдвиговых соединениях применяют болты двух классов точности:

- класс точности А, для которого $d_b = d_o$;
- класс точности В, для которого $d_o = d_b + 1 \dots 3 \text{ мм}$.

Болты **класса точности «А»** следует применять для соединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в элементах, собранных в кондукторе, либо просверлены на меньший диаметр (или продавлены) в отдельных элементах с последующей рассверловкой до проектного диаметра в собранных элементах.

Болты **класса точности «В»** в соединениях следует применять в конструкциях из стали с $R_{yn} \leq 375 \text{ МПа}$.

Как правило, используются многоболтовые соединения, но допускается крепить элементы и одним болтом.

Неплотная посадка болтов класса точности В в отверстия **повышает деформативность соединения при работе на сдвиг и увеличивает неравномерность работы отдельных болтов**. Поэтому болты класса точности В **не рекомендованы** к применению в сдвиговых соединениях из стали с $R_{yn} > 375 \text{ МПа}$, **но разрешены при работе болтов на растяжение**.

Высокопрочные болты хорошо показывают себя:

- в работе **фрикционных соединений** на силы трения, образующиеся при стягивании пакета элементов болтами на расчетное усилие в конструкциях из стали с $R_{yn} > 375 \text{ МПа}$ с динамическими нагрузками;
- в работе фланцевых соединений (рис. 5.1а,б);
- в соединениях с повышенными требованиями к ограничению деформаций.

Для фрикционных и фланцевых соединений применяют высокопрочные болты, гайки и шайбы по действующим стандартам. Для фланцевых соединений следует применять высокопрочные болты климатического исполнения ХЛ.

Для фланцев следует принимать сталь С355 и С390 с **относительным сужением** $\psi_{z,n} \geq 0,35\%$ (п. 15.9.1 [4]).

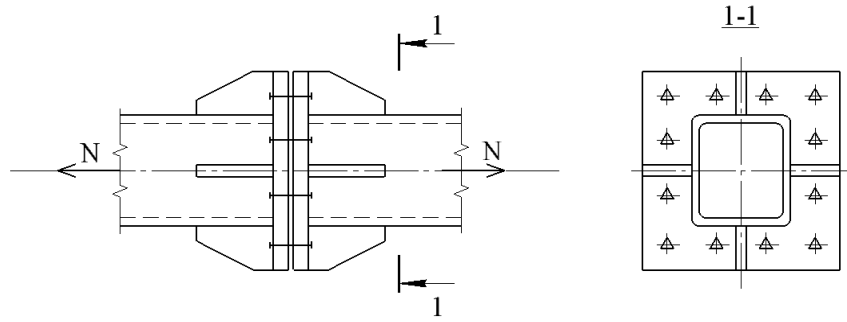


Рис.5.1, а) Фланцевое соединение при центральном растяжении

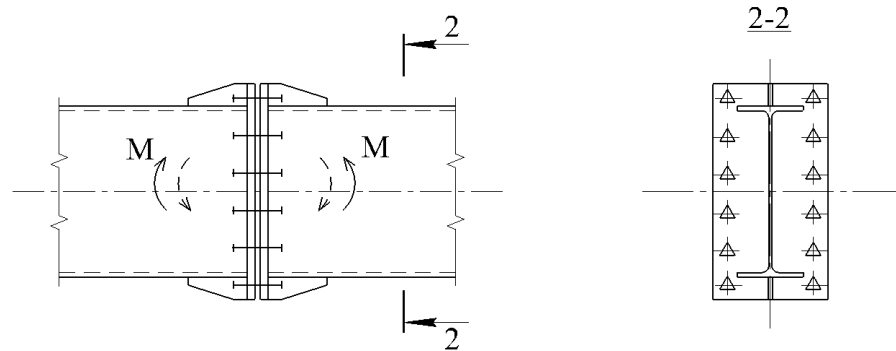


Рис.5.1, б) Фланцевое соединение при изгибе

5.3. Работа болтовых соединений на сдвиг при статических нагрузках

Работа на сдвиг является основной для соединений на болтах класса точности В. В этих соединениях силы натяжения болтов, прижимающих соединяемые элементы друг к другу, неопределенны и в большинстве случаев недостаточны для контролируемого восприятия сдвигающих сил силами трения. Поэтому в запас надежности эти силы в расчетах соединений не учитываются. Работу таких соединений обычно делят на 4 этапа:

1-й этап – силы трения между соединенными элементами не преодолены, и всё соединение работает упруго.

2-й этап – силы трения преодолены, в соединении произошел сдвиг на величину $\Delta_s = d_0 - d_b$; появились участки **смятия** элементов площадью A_p и участки **среза** болтов площадью A_s :

$$A_p = d_b \times \sum t_{\min} - \text{площадь смятия в соединении с одним болтом};$$

здесь $\sum t_{\min}$ – **наименьшая сумма** толщин соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении; в соединении, показанном на рис. 5.2, в одном направлении сминаются элементы толщиной $t_1 + t_3$, а в другом направлении – элемент толщиной t_2 ; из этих величин выбирается меньшая.

$$A_s = A_b \cdot n_s - \text{площадь среза болта в соединении};$$

здесь: A_b – площадь поперечного сечения болта брутто (по наружному диаметру);

n_s – число расчетных срезов одного болта ($n_s = 2$ на рис. 5.2).

3-й этап – стержень болта и края отверстия обминаются, болт изгибается и растягивается; плотность соединения расстраивается.

4-й этап – разрушение соединения от среза болта или от смятия одного из соединяемых элементов или от выкола материала элемента соединения в крайнем ряду болтов. Разрушение происходит в упруго-пластической стадии работы как материала болта, так и материала соединяемых элементов.

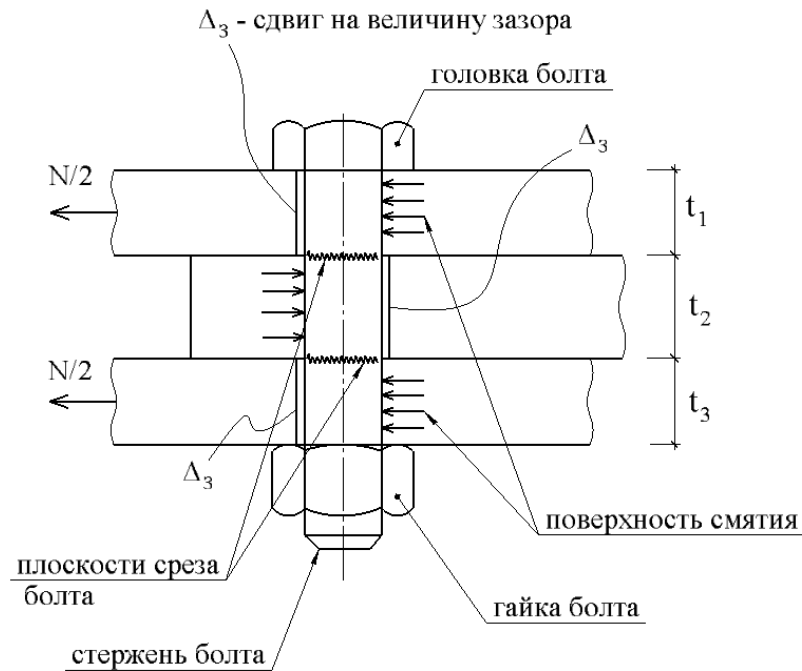


Рис.5.2. Схема работы в соединении болта и листов

Таким образом, работа болтового соединения имеет сложный и не до конца исследованный характер, поэтому может быть направлением научного исследования любопытных студентов в рамках СНО.

Расчет болтов в соответствии с нормами [4] имеет некоторую **условность**, в которой принятые **предпосылки и упрощения** позволяют, как утверждают специалисты – разработчики норм, выполнять расчет с определенным запасом (при учете коэффициентов γ_b, γ_c) с применением простых формул. Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяется по формулам:

при **срезе болта**

$$N_{bs} \leq R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c ; \quad (1)$$

при **смятии соединяемых элементов**

$$N_{bp} \leq R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c ; \quad (2)$$

при **растяжении болта** в соединении

$$N_{bt} \leq R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c . \quad (3)$$

Здесь:

R_{bs} , R_{bt} – расчетные сопротивления болтов в одноболтовом соединении срезу и растяжению по табл. Г.5 [4]; указанные величины зависят от класса прочности болтов;

R_{bp} – расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами по табл. Г.6 [4]; указанная величина зависит от временного сопротивления материала соединяемых элементов;

A_b , A_{bn} – площади сечения стержня болта соответственно брутто и нетто (с учетом ослабления резьбой) по табл. Г.9[4];

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, определяемый по табл. 41 [4]), $\gamma_b \leq 1$;

γ_c – коэффициент условий работы элементов конструкций, определяемый по табл. 1 [4].

5.4. Основы расчета сдвиговых соединений на болтах классов точности А и В

Задачу следует решать, используя условие достижения ПС-I:

При действии на болтовое соединение только нормального усилия N при сжатии или растяжении будем иметь (рис. 5.3, $M = 0$, $Q = 0$, $N_{p(c)} \neq 0$):

$$N_p(N_c) \leq \phi, \quad (4)$$

где $N_p(N_c)$ – расчетное усилие, проходящее через центр тяжести соединения;

$\phi = \sum \phi_b = \phi_{b,\min} \cdot n$ – минимальная несущая способность соединения. (4)

Здесь $\phi_{b,\min} = \begin{cases} \phi_{b,s} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c; & (5) \\ \phi_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c; & (6) \end{cases}$ – несущая способность одного

болта в соединении;

γ_b , γ_c , $\sum t_{\min}$, n_s – см. выше;

n – количество болтов в соединении.

Из условия достижения ПС-I $N \leq \phi$ с учетом (4) можно определить требуемое количество болтов в соединении

$$n \geq N_{сж} / \phi_{b,\min} \quad \text{– при центральном сжатии;} \quad (7)$$

$$n \geq N_p / \phi_{b,\min} \quad \text{– при центральном растяжении.} \quad (8)$$

При чистом изгибе (рис. 5.3, $N_{p(c)} = 0$, $Q = 0$, $M \neq 0$) условие достижения ПС-I будет иметь вид:

$$M \leq \phi \quad (9)$$

Общий вид с переходом на граничное условие для наиболее нагруженного болта при сдвиге или смятии:

$$N_{b,\max} \leq \phi_{b,\min} \cdot$$

В этом случае распределение усилий на болты неравномерное, пропорциональное расстоянию болтов от центра тяжести соединения. Прямое решение сложно, поэтому применяется полуобратный метод путем назначения числа рядов болтов по вертикали и числа болтов в одном горизонтальном ряду (рис. 5.3). Наибольшее усилие будет в наиболее удаленном от центра тяжести сечения ряду болтов:

$$N_{b,\max} = M \cdot l_1 / (\sum l_i^2 \cdot m_b), \quad (10)$$

где $\sum l_i^2 = l_1^2 + l_2^2 + \dots + l_i^2$ – для стыка с 2-мя осями симметрии (рис. 5.3);

m_b – число болтов в одном горизонтальном ряду на половине стыка.

Отсюда для наиболее нагруженного болта можно записать граничное условие:

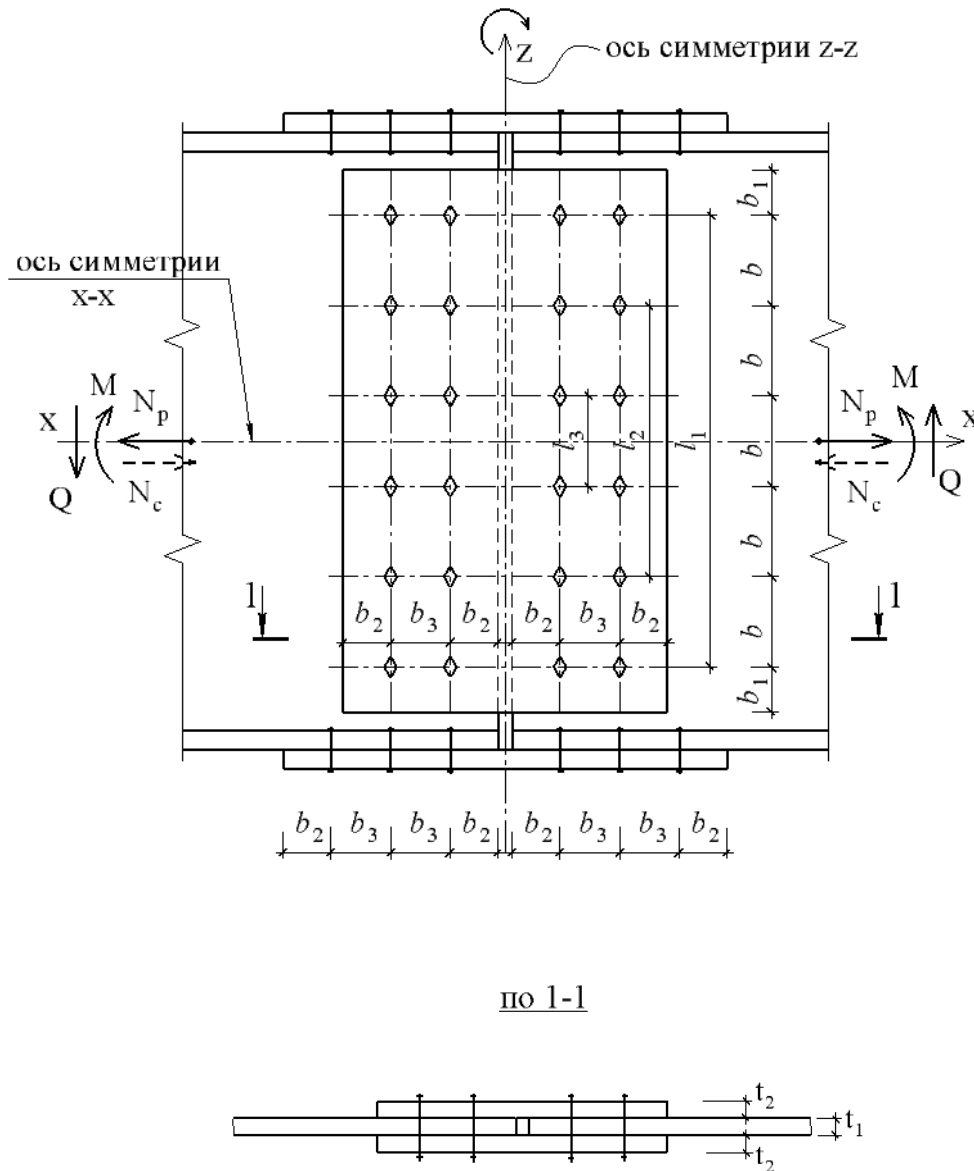


Рис.5.3. Схема сдвигового болтового соединения при центральном растяжении (сжатии), чистом изгибе и поперечном изгибе

$$N_{b,\max} \leq \phi_{b,\min} = \begin{cases} \phi_{bs} \\ \phi_{bp} \end{cases} \quad (11)$$

Изменяя шаг болтов по вертикали l_i , диаметр болтов d_b , расчетные сопротивления R_{bs} , R_{bp} , количество рядов болтов по горизонтали m_b , можно достичь желаемого результата.

При этом элементы стыка, ослабленные отверстиями, следует проверить на прочность:

$$M \leq \phi_d = W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (12)$$

где W_n – момент сопротивления сечения нетто, т.е. с учетом ослабления.

При одновременном действии на болтовое соединение нормального усилия ($N_{p(c)} \neq 0$), изгибающего момента ($M \neq 0$) и поперечной силы ($Q \neq 0$) в одной плоскости (рис. 5.3) условие достижения ПС-I также проверяется для наиболее нагруженного болта по приведенному усилию:

$$S_{b,\max} = \sqrt{(N_{b,\max}^M + N_{b,cp}^N)^2 + (v_{cp,b}^Q)^2} \leq \phi_{b,\min},$$

где $N_{b,\max}^M$ – по формуле (10);

$N_{b,cp}^N = N_{p(c)}/n$ – среднее значение усилия на один болт от нормального усилия ($N_{p(c)}$) на соединение, проходящего через центр тяжести сечения;

$v_{cp,b}^Q = Q/n$ – среднее значение усилия на один болт от поперечной силы;

n – количество предварительно заданных болтов на одну половину стыка.

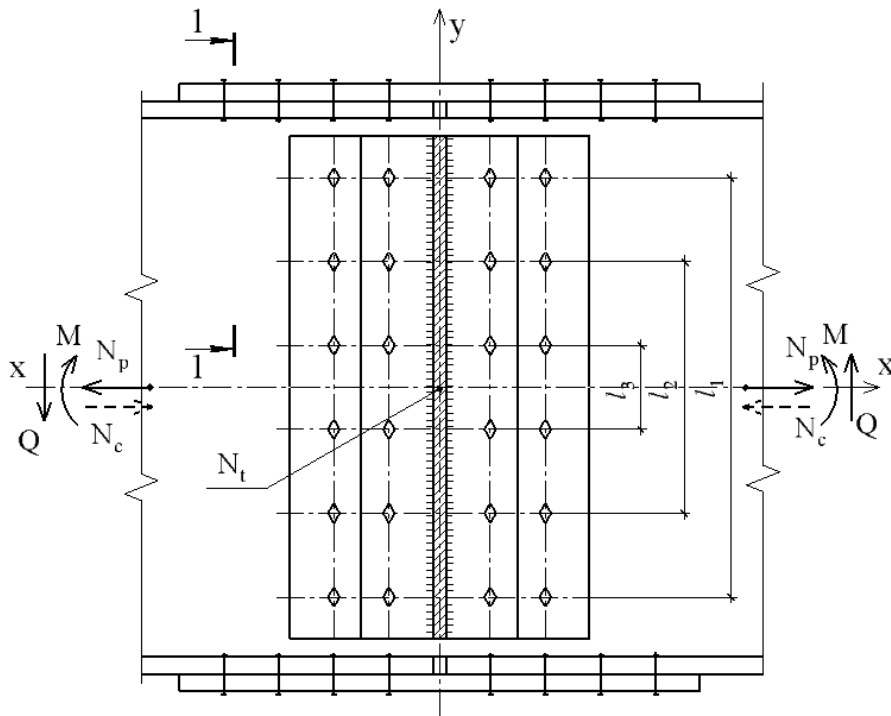
г) При одновременном действии на болтовое соединение усилий $N_{p(c)} \neq 0$, $M \neq 0$, $Q \neq 0$ в одной плоскости и растягивающего усилия N_t в другой (перпендикулярной) плоскости болты следует проверять согласно [4], формула (190), на равнодействующее усилие для наиболее нагруженного болта (рис. 5.4):

$$\sqrt{\left(\frac{S_{b,\max}}{\phi_{b,\min}}\right)^2 + \left(\frac{N_{bt}}{\phi_{bt}}\right)^2} \leq 1, \quad (13)$$

где $N_{bt} = N_t/n$ – усилие растяжения на 1 болт,

$\phi_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c$ – несущая способность одного болта на растяжение.

A_{bn} – площадь сечения одного болта нетто.



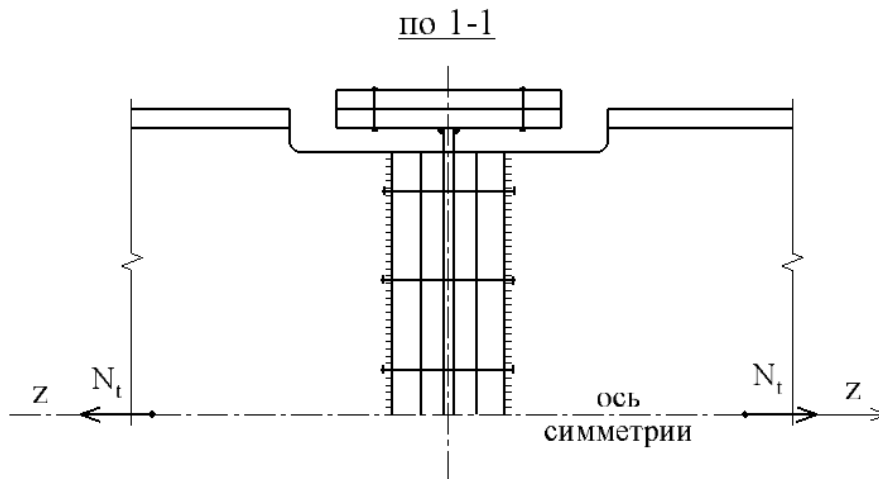


Рис.5.4. Схема болтового соединения при одновременной работе на усилия M_x , Q_y , N_p (N_c), N_t .

Примечания №1:

1. Для **многоболтового соединения на болтах класса точности «В», работающего на срез и смятие**, коэффициент условия работы болтового соединения следует умножать на коэффициент 0,9, т.е. принимать γ'_b – по табл. 41 [4].

2. В болтовых стыках с **односторонней накладкой** количество болтов следует **увеличивать на 10%**.

3. Конструктивное решение (рис. 5.4) болтового соединения для расчета по формуле (13) возможно, если к накладкам стыка, работающего на усилия N, M, Q в **одной плоскости**, подсоединены элементы в **перпендикулярной плоскости**, работающие на усилие N_t .

5.5. Основы расчета фрикционных соединений на болтах с контролируемым натяжением

Основная особенность **фрикционного соединения** – передача усилия в соединении через **силы трения** между соединяемыми элементами, а не через срез болтов или смятие соединяемых элементов. Достаточная сила трения может появиться вследствие значительного прижатия элементов друг к другу натяжением болтов и коэффициента трения, зависящего от состояния трущихся поверхностей.

Создание сильного натяжения в болтах возможно только при высокой прочности самих болтов на растяжение (на порядок превышающую прочность обычных болтов), а также прочности гаек. Соединение будет тем эффективнее, чем выше коэффициент трения.

Таким образом, расчетное усилие, которое может быть воспринято одной поверхностью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, можно определить по формуле (191) [4]:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu / \gamma_h, \quad (14)$$

где $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

R_{bun} – нормативное сопротивление растяжению высокопрочного болта; в табл. Г.8 [4] приведены значения R_{bun} и R_{bh} для стали марки 40Х по ГОСТ Р54643;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто, принимается по табл. Г.9 [4];

μ – коэффициент трения, принимается по табл. 42 [4];

γ_h – коэффициент надежности соединения, принимаемый по табл. 42 [4] в зависимости от характера нагрузки (статическая или динамическая), способа очистки соединяемых поверхностей, от разности диаметров отверстия и болта $\delta = d_0 - d_e$ и от способа контроля натяжения болтов (по моменту или по углу поворота гайки).

Условие достижения ПС-I соединения на высокопрочных болтах имеет вид (для одного болта):

$$S_{b.e} \leq \phi_{b.e,\min} = Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c. \quad (15)$$

Требуемое количество высокопрочных болтов в соединении **для восприятия усилия N** , направленного по плоскостям трения соединяемых элементов и проходящего через центр тяжести соединения (рис. 5.3) в предположении одинакового нагружения каждого болта может быть получено по формуле (192) [4]:

$$n \geq N / (Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c), \quad (16)$$

где Q_{bh} – по формуле (14);

k – количество поверхностей трения соединяемых элементов;

γ_c – коэффициент условий работы, табл. 1 [4];

γ_b – коэффициент условий работы фрикционного соединения, принимаемый в зависимости от числа болтов в соединении [4], п. 14.3.4:

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

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

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

При действии на фрикционное соединение **только изгибающего момента** количество болтов следует определять исходя из принятой несущей способности одного болта полуобратным методом, задаваясь размещением болтов по высоте поперечного сечения и ширине стыка (рис. 5.3) и проверяя условие достижения ПС-I для одного болта по формуле:

$$S_{b.e,\max} = N_{b.e,\max}^M = M \cdot l_1 / (\sum l_i^2 \cdot m_b) \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (17)$$

здесь: Q_{bh} – по формуле (14);

$N_{b.e,\max}^M$ – наибольшее нормальное усилие в крайних по высоте стыка болтах от изгибающего момента;

k – число поверхностей трения в соответствии с проектным решением болтового соединения;

m_b – число высокопрочных болтов в одном горизонтальном ряду;

γ_c – по табл. 1 [4] для высокопрочных болтов;

γ_b – по п. 14.3.4 [4].

$\sum l_i^2 = l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + \dots$ – по рис. 5.3 для фрикционного стыка, имеющего две оси симметрии.

Задача решается способом приближений (итераций).

При действии на фрикционное соединение **одновременно усилий M и Q в одной плоскости** количество высокопрочных болтов следует определять также полуобратным методом, задаваясь размещением болтов по высоте поперечного сечения и ширине стыка аналогично рис. 5.3, а затем проверять условие достижения ПС-I для одного болта по формуле:

$$S_{b,\max} = \sqrt{(N_{b,\max}^M)^2 + (v_{cp,b,\varepsilon}^Q)^2} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (18)$$

Задача также решается способом итераций, задаваясь параметрами R_{bn} , A_{bn} , γ_n , m_b , γ_b .

Здесь $v_{cp,b,\varepsilon}^Q$ – среднее усилие, воспринимаемое одним высокопрочным болтом от поперечной силы, $v_{cp,b,\varepsilon}^Q = Q/n$;

n – количество высокопрочных болтов на одну половину стыка;

Q_{bh} – по формуле (14).

При действии на фрикционное соединение **одновременно усилий M , Q и N , действующих в одной плоскости**, количество высокопрочных болтов следует определять по методике, изложенной ранее для одного болта по формуле:

$$S_{b,\max} = \sqrt{(N_{b,\max}^{(M)} + N_{b,\varepsilon,cp}^{(N_{p,c})})^2 + (v_{b,\varepsilon,cp}^{(Q)})^2} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (19)$$

Здесь $N_{b,\varepsilon,cp}^{(N_{p,c})}$ – среднее усилие, приходящееся на один высокопрочный болт от действия нормальной силы растяжения (N_p) или сжатия (N_c) в направлении сдвига болтов в соединении, т.е.

$$N_{b,\varepsilon,cp}^{(N_{p,c})} = N_{p,c} / n .$$

Наиболее сложным в исполнении и расчете является фрикционный стык, на который **одновременно действуют усилия M , Q и N в плоскости вероятного сдвига и усилие N_t растяжения в перпендикулярной плоскости.**

В этом случае, аналогично формуле (13) для соединения на болтах класса точности А и В, расчет фрикционного соединения при рядовом расположении болтов (рис. 5.4) можно выполнить полуобратным методом для одного болта по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{S_{b,\varepsilon,\max}}{\phi_{b,\varepsilon,\min}}\right)^2 + \left(\frac{N_{b,\varepsilon,t}^{cp}}{\phi_{b,\varepsilon,t}}\right)^2} \leq 1, - \quad (20)$$

используя последующие приближения (метод итераций).

Здесь: $S_{b,\varepsilon,\max}$ – по формуле (19);

$$\phi_{b,\varepsilon,\min} = Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b^* \cdot \gamma_c ,$$

где $\gamma_b^* = \gamma_b \cdot (1 - N_t/P_b)$ – по п. 14.3.6 [4];

γ_b – по п.14.3.4 [4];

$\gamma_c \leq 1$ – по табл. 1 [4]; при $\gamma_c = 1$ $\phi_{b,\varepsilon,t}^{cp} = P_{b,\varepsilon}$;

$N_{b,\varepsilon,t} = N_t/n = N_{b,\varepsilon,t}^{cp}$ – среднее значение усилия растяжения, приходящееся на один болт; при этом $N_{b,\varepsilon,t}^{cp} < P_{b,\varepsilon}$;

$P_{b,\varepsilon} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c$ – несущая способность одного высокопрочного болта на растяжение в рассматриваемой конструкции.

Примечания №2:

1. Расчет на прочность элементов, соединенных болтами классов точности **A, B**, следует выполнять с учетом ослаблений поперечных сечений элементов отверстиями и уменьшением их соответствующих геометрических характеристик: $A_n < A$; $W_n < W$; $J_n < J$.

2. Расчет на прочность элементов в соединении на высокопрочных болтах следует также выполнять с учетом ослаблений поперечных сечений элементов отверстиями с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, передана силами трения. При этом площадь ослабленного сечения принимается равной [4], п.14.3.11:

- при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках $A = A_n$;
- при статических нагрузках:
 площадь сечения брутто A (при $A_n \geq 0,85A$);
 условная площадь $A_{ef} = 1,18A_n$ (при $A_n < 0,85A$).

3. Расчет на прочность растянутого одиночного уголка из стали с $R_{yn} < 380$ Н/мм² (Мпа), прикрепленного одной полкой болтами в один ряд по оси, расположенной на расстоянии $\geq 0,5e_f$ от обушка (рис. 5.5) и на расстоянии $\geq 1,2d_o$ от пера уголка, согласно [4], п. 7.1.2, следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_u} \cdot \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1, \quad (21)$$

где $\gamma_{c1} = \left(\alpha_1 \cdot \frac{A_{n1}}{A_n} + \alpha_2 \right) \cdot \beta$.

Здесь: $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – коэффициенты по табл. 6 [4];

A_{n1} – площадь части сечения прикрепляемой полки уголка, ослабленного отверстием: $A_{n1} = A_1 - d_o \cdot t_f$; $A_1 = e_{yz} \cdot t_{yz}$;

A_n – площадь всего поперечного сечения уголка, ослабленного отверстием $A_n = A - d_o \cdot t_f$; $A = 2e_{yz} \cdot t_{yz}$;

$\gamma_u = 1,3$ – коэффициент надежности для элементов конструкций при расчетах с использованием расчетного сопротивления R_u .

На рис. 5.5 указаны следующие размеры:

a_1 – риска отверстия от обушка до оси, $a_1 \geq 0,5e_f$;

e_f – ширина прикрепляемой полки уголка, ослабленная отверстием, $e_f \geq a_1 + 1,2d_o$.

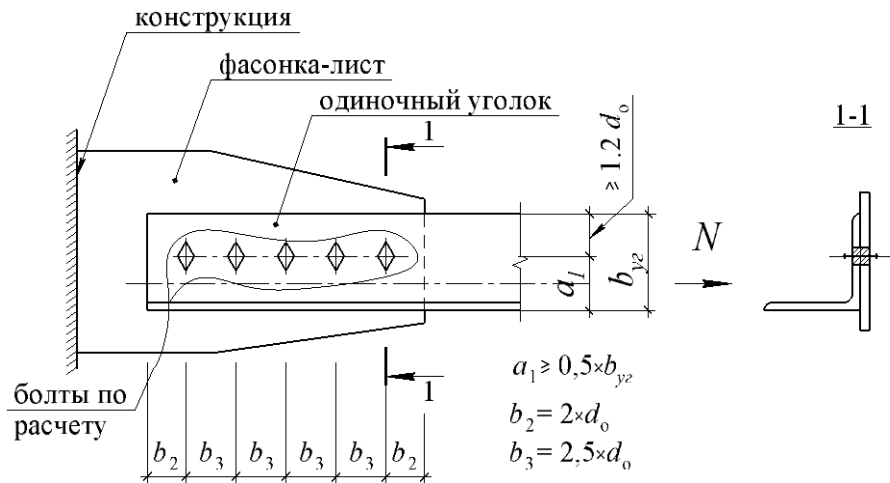


Рис.5.5. К расчету на прочность растянутого одиночного уголка, прикрепленного болтами через одну полку

5.6. Размещение болтов в соединениях

Условные обозначения болтов в проектной документации

- ◆ (светлый ромбик) - постоянный болт классов точности А и В в сдвиговых соединениях;
- ◆ (темный ромбик) - монтажный болт класса точности В в сдвиговых соединениях;
- ▲ (светлый треугольник) - постоянный высокопрочный болт;
- ▲ (темный треугольник) - монтажный высокопрочный болт, т.е. установленный на строительной площадке.

Технологические требования

Согласно п. 14.3.9 [4] при проектировании болтовых соединений, особенно фрикционных, следует обеспечивать возможность свободного доступа для затягивания болтов с применением ключей, гайковертов и другого оборудования.

Согласно табл. 42 [4] разность номинальных диаметров отверстий и болтов в фрикционных соединениях составляет от 1 до 6 мм с учетом соответствующего значения коэффициента надежности γ_h .

Примеры размещения болтов в стыках (соединениях)

- **рядовой стык двух листов на двухсторонних накладках в расчетных сдвиговых соединениях:** для этого случая согласно табл. 40 [4] при рядовом расположении болтов следует принимать следующие минимальные расстояния между ними (рис. 5.3)

- 1) $e_3 \geq 2,5d_o$ – для стали с $R_{yn} \leq 375$ МПа (Н/мм²);
- 2) $e_2 > e_1$, $e_2 \geq 2d_o$, $e_1 \geq 1,5d_o$ – для стали с $R_{yn} \leq 375$ МПа (Н/мм²);
- 3) $e_3 \geq 3d_o$, $e_2 \geq 2,5d_o$ – для стали с $R_{yn} > 375$ МПа (Н/мм²);
- 4) $e_1 = e_2 = 1,3d_o$ – во фрикционных соединениях.

• **стык нерасчетных (конструктивных) сдвиговых листовых соединений:** для этого случая расстояния между болтами ограничены **максимальными** расстояниями (табл. 40 [4]):

- 1) $e_1 = e_2 \leq 8d_o(12t)$ – от центра отверстия до края листа в крайних рядах **при растяжении (сжатии)** соединения;
- 2) $e \leq 16d_o(24t)$ – в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков **при растяжении** соединения;
- 3) $e \leq 12d_o(18t)$ – то же **при сжатии** соединения.

Примечание №3.

Согласно п.14.2.10 [4] в случаях, когда максимальное расстояние l между крайними болтами (расстояние b_3 на рис. 5.3) в соединениях вдоль усилия N , проходящего через центр тяжести соединения, превышает $16d_o$, количество болтов n следует увеличить путем деления на коэффициент $\beta = 1 - 0,005(l/d_o - 16) \geq 0,75$, т.е.

$$n = \frac{N}{\phi_{b, \min}} \cdot \frac{1}{\beta},$$

где $\phi_{b, \min}$ – минимальная несущая способность болта на срез или смятие по формулам (5) и (6) настоящего пособия;

видимо, в [4] предполагается, что и при максимальных расстояниях **вероятен** расчет количества болтов на какое-то усилие N .

• **шахматное размещение болтов в стыке листового проката** (рис. 5.6): для этого случая согласно табл. 40 [4] в **расчетных сдвиговых соединениях** следует принимать следующие минимальные расстояния между болтами:

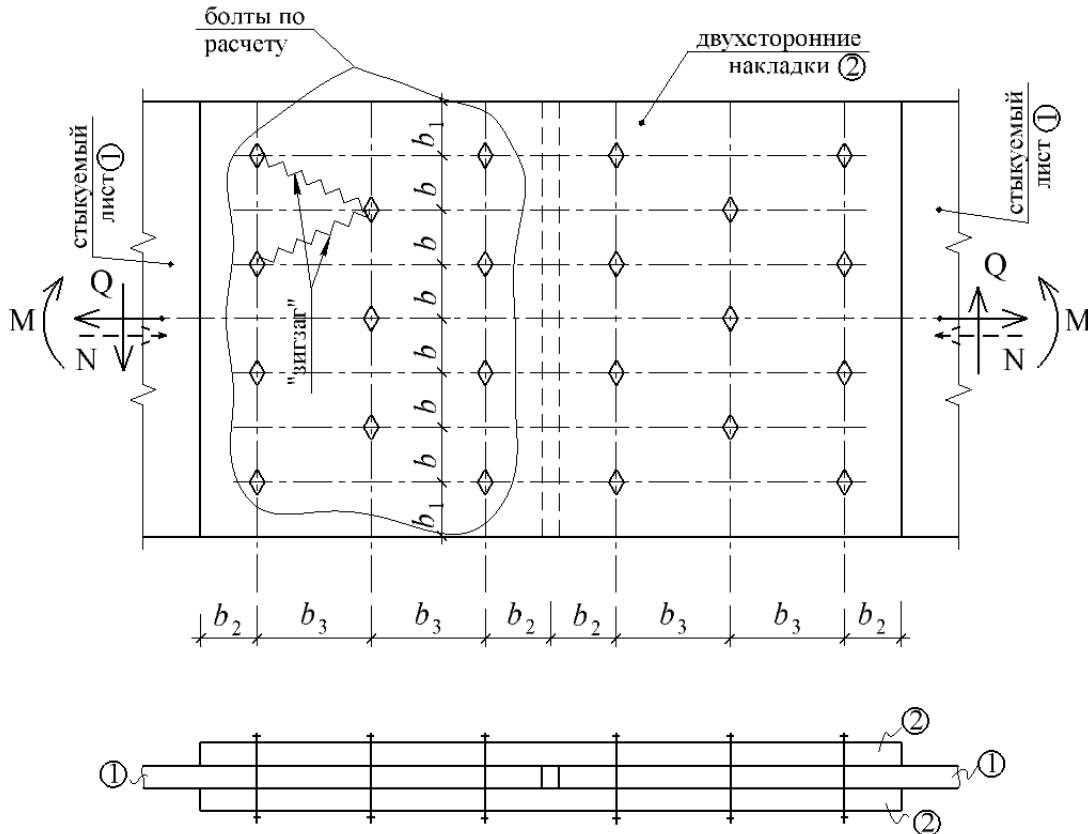


Рис.5.6. Шахматное размещение болтов в расчетном стыке листового проката

- 1) $e \geq 2,5d_o$ – при $R_{yn} \leq 375 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)}$;
- 2) $e \geq 3d_o$ – при $R_{yn} > 375 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)}$;
- 3) $e_1 \geq 1,5d_o$ – от центра отверстия до края элемента поперек усилия,
- 4) $e_2 \geq 2d_o$ – при $R_{yn} \leq 375 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)}$;
- 5) $e_2 \geq 2,5d_o$ – при $R_{yn} > 375 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)}$ } то же вдоль усилия;
- 6) $e_3 \geq e + 1,5d_o$ – вдоль усилия (при этом условии ослабленное сечение следует проверять по одному сечению, т.е. не по «зигзагу»);

• **рядовое размещение болтов в расчетных стыках из фасонного проката** (рис. 5.7; 5.8): здесь в зависимости от ширины полки (e_f) уголка или швеллера, или свеса (e_{ef}) полки двутавра болты следует располагать в один, два ряда:

$e_f (e_{ef}) \leq 140 \text{ мм}$ – в один ряд;

$e_f (e_{ef}) > 140 \text{ мм}$ – в два ряда.

• **шахматное размещение болтов в стыках из фасонного проката** (рис. 5.9): разрешается при ширине полки уголка швеллера или свеса полки двутавра в пределах: $125 \leq e_f (e_{ef}) \leq 160 \text{ мм}$; на рис. 5.6; 5.7; 5.8; 5.9 обозначения e_1, e_2, e – имеют те же величины, что и в расчетных стыках листового проката; a_1, a_2 – риски отверстий по сортаменту (например, см. [6]);

• **крепления на болтах с помощью коротышей**: согласно п.14.2.14 [4] при креплении выступающих полок уголков (швеллеров) с помощью коротышей количество болтов, прикрепляющих коротыш к такой полке, следует увеличивать на 50% по сравнению с расчетом, т.е.

$$n_{np} = n_p \cdot 1,5.$$

где n_{np} – проектное количество болтов;

n_p – расчетное количество болтов;

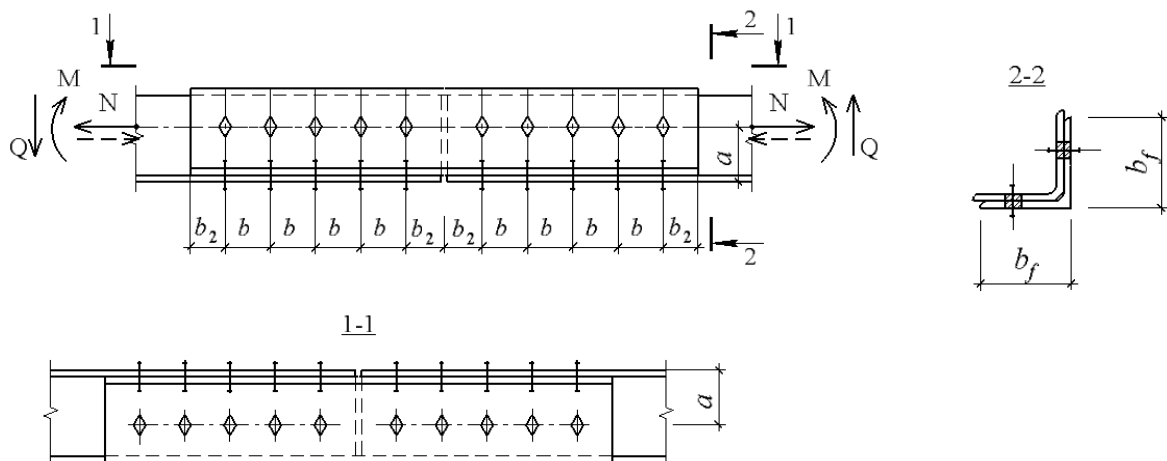


Рис.5.7. Стык фасонного проката с односторонней накладкой из уголка в 1 ряд

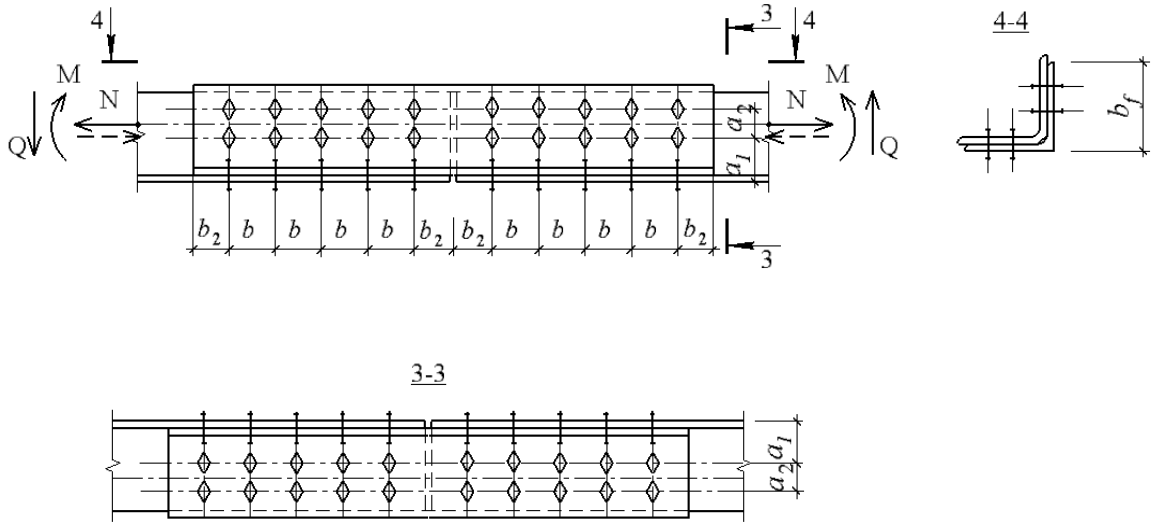


Рис.5.8. Стык фасонного проката с односторонней накладкой из уголка в 2 ряда

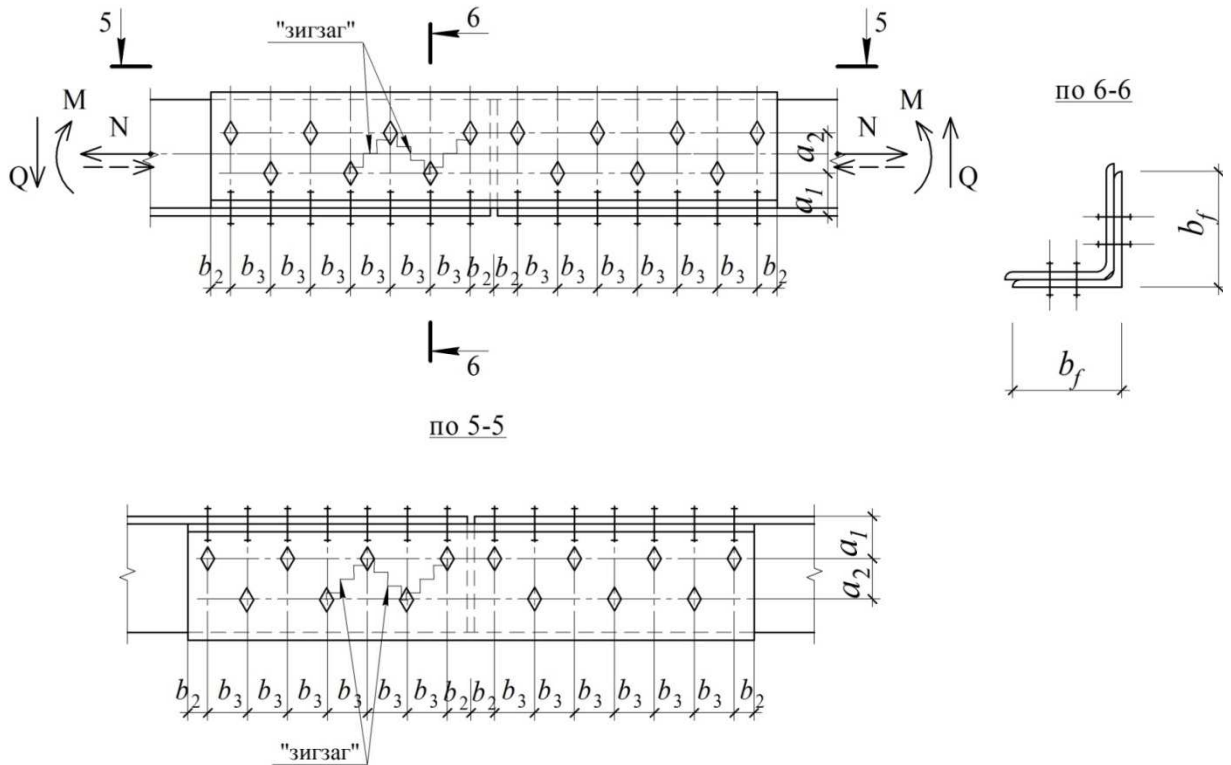


Рис.5.9. Стык фасонного проката с односторонней накладкой при шахматном расположении болтов

Примечания №4.

1. При шахматном размещении болтов ослабленное сечение фасонного или листового проката проверяется на прочность по одному сечению (не по «зигзагу»).

2. При применении односторонних стыковых накладок расчетное количество болтов следует увеличивать на 10%.

3. По вопросам проектирования болтовых соединений ряд дополнительных требований указано в нормах [4]. Студентам рекомендуется ознакомиться с ними самостоятельно.

6. ОСНОВЫ РАСЧЕТОВ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

6.1. Классификация электродуговой сварки

В настоящее время это основной способ образования сварных соединений в строительстве. Источником тепла в этом случае является электрическая дуга.

Применяются следующие виды электродуговой сварки.

Ручная дуговая сварка (РДС) электродами. Этим типом сварки выполняется в строительстве около 70% всех сварочных работ. Его основные **преимущества**: простота выполнения, дешевизна по совокупности затрат, мобильность оборудования, высокое качество металла шва при соответствующей квалификации сварщика, равнопрочность шва и основного металла при физическом контроле качества шва, возможность выполнения в труднодоступных местах в любых пространственных положениях.

Механизированная дуговая сварка в среде углекислого газа порошковой проволокой (МДС). Этот тип сварки имеет большинство преимуществ РДС, и, кроме того, повышается скорость сварочных работ и исключается образование шлака.

Автоматическая сварка под флюсом (АДС) обладает всеми преимуществами РДС и МДС, а также позволяет роботизировать сварочные работы при больших объемах работ на свободной площади сборочных марок конструкций.

Электрошлаковая сварка с применением флюса в шлаковой ванне при $t \leq 2500^\circ\text{C}$ (ЭШС). Применяется при большой (практически не ограниченной) толщине свариваемых деталей (элементов) без разделки кромок. Дает существенно более высокую производительность по сравнению с другими типами сварки.

Основные **недостатки** электродуговой сварки, которые в большинстве случаев могут быть исключены соответствующей технологией работ:

- наличие **остаточных сварочных напряжений** от неравномерного нагрева и остывания металла шва и основного металла в границах сплавления;
- **усадочные деформации** при остывании металла шва и металла границы сплавления;
- **концентрация напряжений** в зоне сварки и чувствительность сварных соединений к образованию трещин.

6.2. Классификация стыковых сварных швов по конструктивному решению

Стыковые соединения наиболее рациональны по расходу присадочного металла и удобны для контроля качества швов. Для обеспечения равномерного сквозного проплавления необходима подготовка кромок соединяемых деталей (разделка кромок).

Для **стыковых швов** применяют следующие виды разделки кромок:

V – образная (рис. 6.1),

X – образная (рис. 6.2),

U – образная (рис. 6.3),

К – образная (рис. 6.4).

V, X, U – образные разделки кромок применяют в стыковых соединениях для деталей (элементов), расположенных в одной плоскости. К – образная разная разделка применяется в стыковых соединениях деталей, расположенных как в одной плоскости, так и перпендикулярно друг к другу, а также в угловых швах.

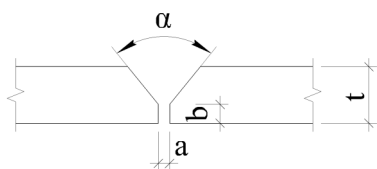


Рис.6.1. V - образная разделка кромок:

$t = 3 \div 50$ мм; $a = 2 \div 4$ мм;

$b = 2 \div 4$ мм; $\alpha = 50 \div 60^\circ$.

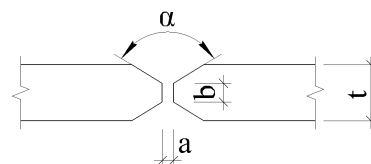


Рис.6.2. X - образная разделка кромок:

$t = 12 \div 60$ мм (от РДС до АДС);

$a = 0 \div 2$ мм; $b = 2 \div 6$ мм;

$\alpha = 55 \div 60^\circ$.

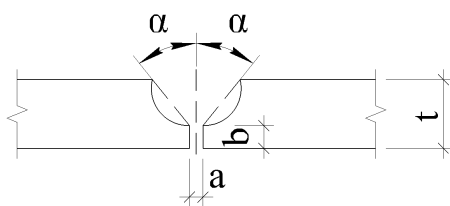


Рис.6.3. U - образная разделка кромок:

$t = 15 \div 100$ мм; $a = 0 \div 2$ мм;

$b = 2 \div 6$ мм; $\alpha = 10 \div 13^\circ$.

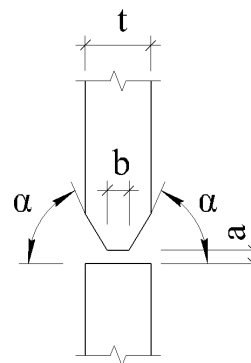


Рис.6.4. К - образная разделка кромок:

$t = 12 \div 60$ мм; (от РДС до АДС);

$a = 2 \div 0$ мм; $b = 1 \div 6$ мм;

$\alpha = 45 \div 50^\circ$.

Вид разделки кромок зависит от толщин свариваемых деталей и типа сварки.

Без разделки кромок стыковые швы выполняют при толщинах деталей до 20 мм в зависимости от типа сварки в соответствии с действующими ГОСТ на сварку.

В СП 294 [23, п.12.1.2] внесено ряд ограничений на разделку кромок в стыковых соединениях. Студентам рекомендуем с ними ознакомиться самостоятельно.

6.3. Основы проектирования и расчетов стыковых сварных соединений

В зависимости от вида деформации (растяжение, сжатие, изгиб, срез) проектирование и расчет стыковых сварных соединений проводят исходя из условий достижения первого предельного состояния (ПС-I).

6.3.1. Центральное растяжение

На рис. 6.5 показан сварной стык двух листов, нагруженных центрально приложенной силой растяжения N_p . При этом расчетная длина сварного стыкового шва l_w меньше ширины листа e_l на величину непровара концов шва, т.е. $l_w < e_l$. Однако, если шов выводится на выводные планки, которые после выполнения шва обрезают, то можно считать $l_w = e_l$.

Расчет стыкового шва по рис. 6.5 может быть выполнен исходя из граничного условия ПС-I по прочности по формуле:

$$N_p \leq \phi_p, \quad (6.1)$$

где N_p – расчетное усилие при центральном растяжении;

ϕ_p – минимальная несущая способность сварного стыкового шва по прочности при растяжении, $\phi_p = A_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c$.

Здесь: $A_w = l_w \cdot t_w$ – площадь сварного шва;

$l_w = l_{w1} = e_l - 2t_l$ – при отсутствии выводных планок;

$l_w = l_{w2} = e_l$ – при выведении шва на выводные планки, которые потом срезают;

$t_w = t_l$ – толщина шва, равная толщине листа при обеспечении подварки корня шва;

$t_w = 0,7 t_l$ – толщина шва без подварки корня шва;

$R_{wy} = 0,85 R_y$ – расчетное сопротивление сварного стыкового шва при растяжении без физического контроля качества шва; табл. 4 [4];

$R_{wy} = R_y$ – расчетное сопротивление сварного стыкового шва при растяжении при обеспечении физического контроля качества шва, табл. 4 [4].

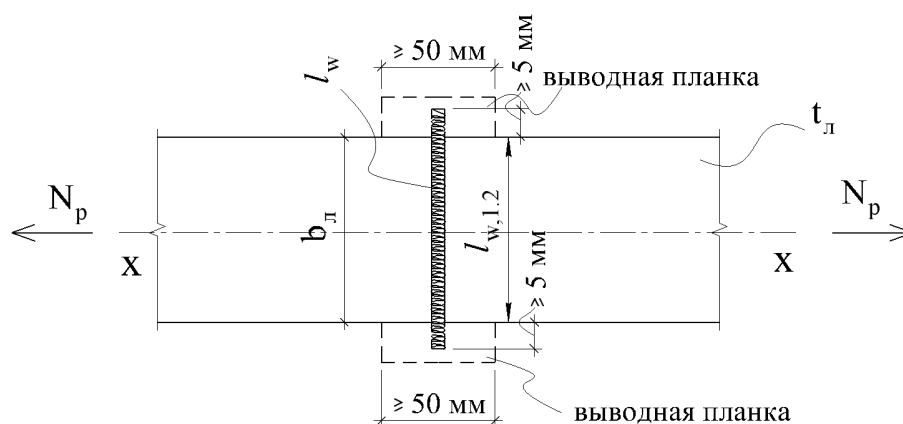


Рис.6.5. Схема сварного стыка двух листов, нагруженных центрально приложенной силой растяжения

Примечания.

Согласно п.14.1.6 [4] «сварные стыковые соединения листовых деталей, как правило, следует проектировать прямыми с полным проваром и с применением выводных планок.

В монтажных условиях применяется односторонняя сварка с подваркой корня и сварка на остающейся стальной подкладке». Последние фразы, подчеркнутые нами, возможно, имеют в виду случай, когда подварка корня в монтажных условиях невозможна (рис. 6.6).

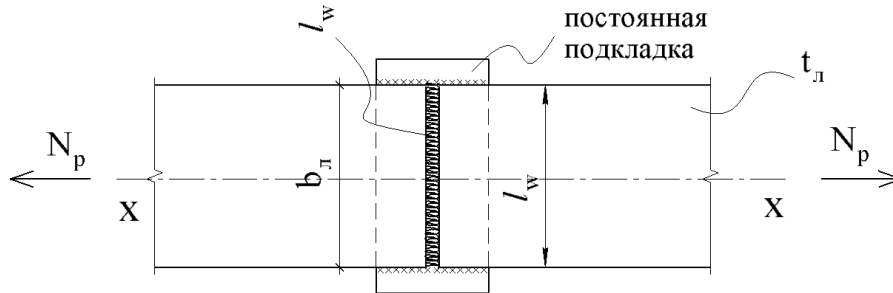


Рис.6.6. Монтажный стык двух листов при односторонней сварке на остающейся подкладке.

Из граничного условия (6.1) при необходимости можно уточнить величины ϵ_l , t_l :

$$\epsilon_l = N_p / (R_{\sigma y} \cdot t_l \cdot \gamma_c); \quad t_l = N_p / (R_{\sigma y} \cdot \epsilon_l \cdot \gamma_c).$$

6.3.2. Центральное сжатие

На рис. 6.7 показан сварной стык двух листов, нагруженных центрально приложенной силой сжатия N_c . Расчетная длина сварного стыкового шва определяется аналогично указанной в разделе 6.3.1.

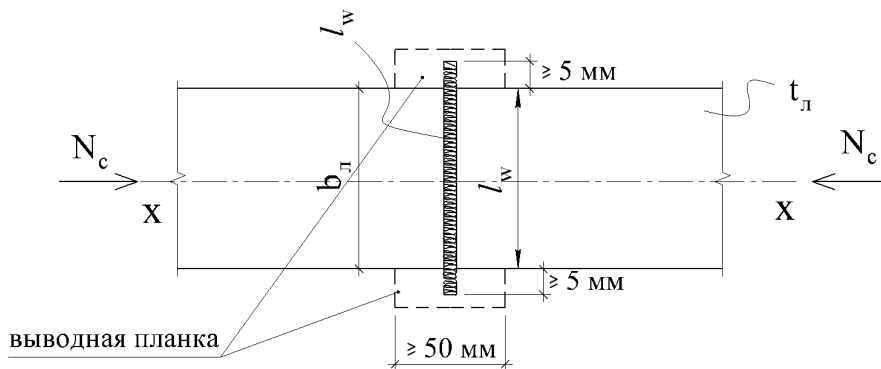


Рис. 6.7. Сварной стык двух листов, нагруженных центрально приложенной силой сжатия

Расчет стыкового шва по рис. 6.7 может быть выполнен исходя из граничного условия ПС-I по формуле

$$N_c \leq \phi_c, \quad (6.2)$$

где N_c – расчетное усилие при центральном сжатии;

ϕ_c – минимальная несущая способность сварного стыкового шва по проч-

ности при сжатии, $\phi_c = A_\omega \cdot R_{\omega y}^{сж} \cdot \gamma_c$.

Здесь: A_ω – см. раздел 6.3.1;

$R_{\omega y}^{сж} = R_y$ – при обычных условиях контроля качества шва, табл. 4 [4].

Примечания, изложенные в разделе 6.3.1, справедливы и в данном случае.

6.3.3. Чистый изгиб

На рис. 6.8 показан сварной стык двух листов, нагруженных изгибающими моментами в плоскости листов M_x .

Расчетная длина сварного стыкового шва определяется аналогично изложенной в разделе 6.3.1.

Расчет стыкового шва может быть выполнен исходя из граничного условия ПС-I при чистом изгибе по формуле

$$M_x \leq \phi_x, \quad (6.3)$$

где M_x – расчетное значение изгибающего момента в стыке;

$\phi_x = W_\omega \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c$ – несущая способность сварного стыкового шва при чистом изгибе.

Здесь: $W_\omega = \frac{l_\omega^2 \cdot t_\omega}{6}$ – упругий момент сопротивления сварного стыкового шва;

$R_{\omega y} = 0,85R_y$ или $R_{\omega y} = R_y$ - см. раздел 6.3.1 и табл. 4 [4];

Примечания, изложенные в разделе 6.3.1, распространяются и на данный случай работы стыка.

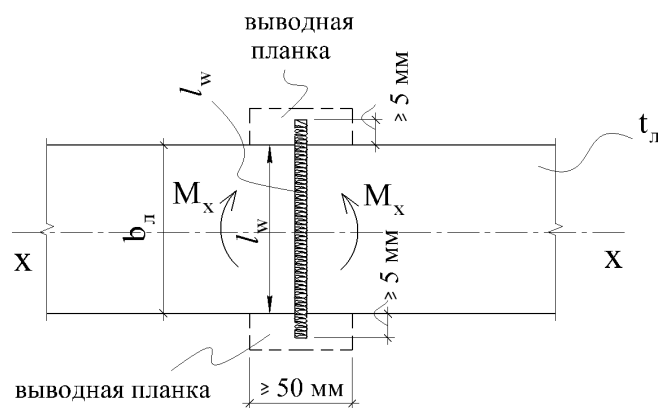


Рис.6.8. Схема сварного стыка двух листов, нагруженных изгибаемым моментом M_x (чистый изгиб)

6.3.4. Чистый срез

На рис. 6.9 показан сварной стык двух листов, нагруженных только поперечной силой Q_x .

Расчетная длина сварного стыкового шва определяется аналогично изложенной в разделе 6.3.1.

Расчет стыкового шва может быть выполнен исходя из граничного условия ПС-I на срез (сдвиг) по формуле

$$Q_x \leq \phi_s, \quad (6.4)$$

где Q_x – расчетное значение поперечной силы в стыке;

$\phi_s = A_{\omega} \cdot R_{\omega,s} \cdot \gamma_c$ – минимальная несущая способность сварного стыкового шва при чистом срезе (сдвиге).

Здесь: A_{ω} – определяется аналогично изложенному в п. 6.3.1;

$R_{\omega,s} = R_s$ – расчетное сопротивление стыкового шва срезу (сдвигу), табл. 4 [4].

Примечания, изложенные в разделе 6.3.1, распространяются и на данный случай работы стыка.

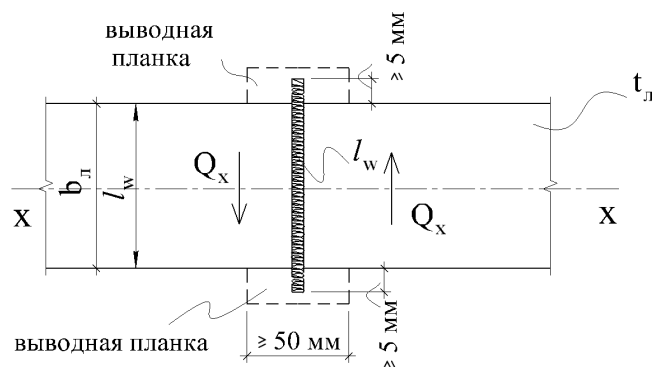


Рис.6.9. Схема сварного стыка двух листов, нагруженных поперечной силой Q_x

6.3.5. Одновременное действие изгиба и среза

На рис. 6.10 показан сварной стык двух листов, нагруженных одновременно изгибающими моментами M_x и поперечными силами Q_x , т. е. поперечным изгибом.

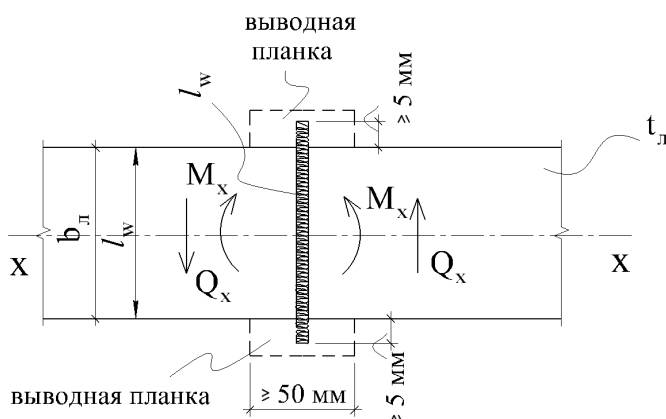


Рис.6.10. Схема сварного стыка двух листов, нагруженных одновременно усилиями M_x и Q_x

В этом случае граничное условие ПС-I через силовые эквивалентные параметры выразить нельзя, так как сложить геометрически можно только напряжения. В связи с этим в условии достижения ПС-I

$$N \leq \phi, \quad (6.5)$$

под величиной N следует понимать наибольшее **приведенное усилие** (макс. $S_{прив}$) **на единицу площади поперечного сечения** (т.е. напряжение), равное $\sigma_{red,\omega}$ в наиболее нагруженной точке, т.е.

$$\sigma_{red,\omega} = \sqrt{(\sigma_{\omega}^M)^2 + 3(\tau_{\omega,ср}^Q)^2}, \quad (6.6)$$

где $\sigma_{\omega}^M = M_x / W_{\omega,x}$ – напряжения от изгиба,

$$W_{\omega,x} = \frac{t_{\omega} \cdot l_{\omega}^2}{6};$$

$\tau_{\omega,ср}^Q = Q_x / (t_{\omega} \cdot l_{\omega})$ – среднее касательное напряжение по сечению от среза.

Тогда правая часть в формуле (6.5) будет иметь вид:

$$\phi = n \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c, \quad (6.7)$$

где $R_{\omega y} = 0,85R_y$ или $R_{\omega y} = R_y$ – в зависимости от вида контроля качества шва (см. раздел 6.3.1);

$n = 1,15$ - для однопролетных изгибаемых элементов при статических нагрузках, учитывает вероятность локальных неупругих деформаций в стенке (в нашем случае в полосе при поперечном изгибе).

С учетом сказанного условие достижения ПС-I при поперечном изгибе с учетом допущения частичного развития неупругих деформаций имеет вид:

$$\sigma_{red,\omega} \leq \phi \quad \text{или} \quad \sqrt{(\sigma_{\omega}^M)^2 + 3(\tau_{\omega,ср}^Q)^2} \leq 1,15R_{\omega y} \cdot \gamma_c \quad (6.8)$$

Согласно [4] для изгибаемых элементов первого класса, т.е. работающих только в упругой стадии, условие достижения ПС-I может быть записано в следующей форме (с учетом п.14.1.15 и формулы (44) [4]):

$$\frac{0,87}{R_{\omega y} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{(\sigma_{\omega,x}^M)^2 + 3(\tau_{\omega,ср}^Q)^2} \leq 1; \quad \tau_{\omega,ср} / (R_s \cdot \gamma_s) \leq 1. \quad (6.9)$$

Примечание.

Здесь можно отметить некоторую некорректность применения в нормативных документах формулы для касательных напряжений.

В СНиП II-23-81* (формулы (33) и (145)) для балок первого класса, где в первой – τ_{xy} определяют по формуле Д.И. Журавского, а во второй – принимают как $\tau_{ср}$.

В СП16 (формулы (44) и (67)) – аналогично. Но приведенные напряжения в обоих случаях сравнивают с несущей способностью при учете ограниченных пластических деформаций т.е. с коэффициентом $n = 1,15$ ($1/1,15 = 0,87$).

6.3.6. Одновременное действие изгиба, среза и центрального растяжения (сжатия)

На рис. 6.11 показан сварной стык двух листов, нагруженных одновременно изгибающим моментом M_x , поперечной силой Q_x и нормальной силой центрального растяжения N_p или сжатия N_c .

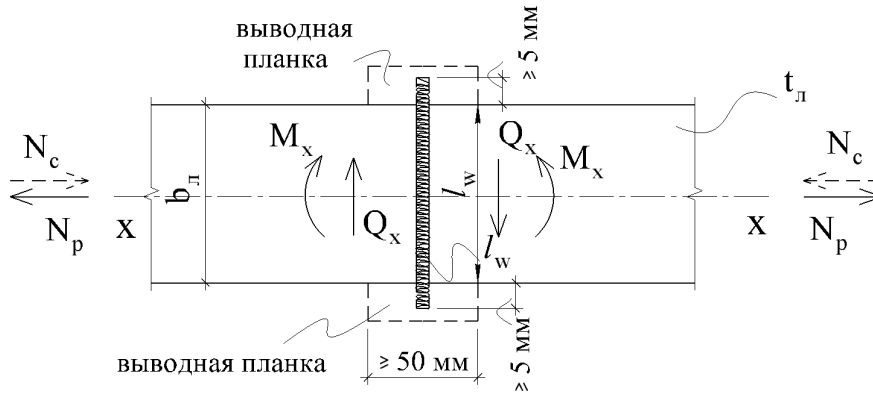


Рис.6.11. Схема сварного стыка двух листов, нагруженных одновременно усилиями M_x , Q_x , $N_c(N_p)$

В этом случае в условии достижения ПС-I по формуле (6.5) под величиной N следует понимать наибольшее приведенное усилие (макс $S_{прив}$) на единицу площади поперечного сечения (т.е. напряжение), равное $\sigma_{red,\omega}$ в наиболее нагруженной точке, т.е.

$$\sigma_{red,\omega} = \sqrt{(\sigma_{\omega,x}^M + \sigma_{\omega,x}^N)^2 + 3(\tau_{\omega,cp}^Q)^2}, \quad (6.10)$$

где $\sigma_{\omega,x}^M$, $\tau_{\omega,cp}^Q$ – определяются аналогично формулам (6.6);

$$\sigma_{\omega,x}^N = N/A_\omega, \quad A_\omega = t_\omega \cdot l_\omega - \text{аналогично п. 6.3.1.}$$

Правая часть граничного условия будет аналогична формуле (6.7), а граничное условие ПС-I по (6.5) будет иметь вид с учетом методики [4]:

$$\frac{0,87}{R_{\omega y} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{(\sigma_{\omega,x}^M + \sigma_{\omega,x}^N)^2 + 3(\tau_{\omega,cp}^Q)^2} \leq 1. \quad (6.11)$$

6.3.7. Наклонный (косой) стыковой шов при действии центрального растяжения (сжатия)

На рис. 6.12 показан сварной стык двух листов косым швом.

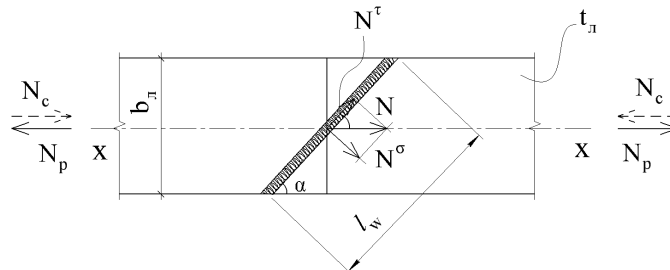


Рис.6.12. Схема косого стыкового шва двух листов при нагружении его нормальной (вдоль оси "x-x") силой N_p (N_c)

Раскладывая эквивалентную силу N , действующую в косом шве, на нормальную N^σ и касательную N^τ составляющие, можно записать левую часть условия достижения ПС-I ($N \leq \phi$) в виде:

$$N \rightarrow S_{\text{нприв}} = \sigma_{\text{ред},\omega} = \sqrt{(\sigma_{\omega})^2 + 3(\tau_{\omega})^2} \leq R_{\omega y} \cdot \gamma_c,$$

$$\text{где } \sigma_{\omega} = N^{\sigma} / A_{\omega} = N \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{A_l}, \quad \tau_{\omega} = N^{\tau} / A_{\omega} = N \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2A_l}.$$

Здесь $N^{\sigma} = N \cdot \sin \alpha$; $N^{\tau} = N \cdot \cos \alpha$; $A_{\omega} = A_l / \sin \alpha$ – без учета непровара концов шва на длине $2t_l$ при $l_{\omega} \gg e_l$, $t_{\omega} = t_l$;
 α – угол наклона стыкового шва к оси «X – X».

При $\alpha > 65^{\circ}$ – шов площадью $A_{\omega} = t_{\omega} \cdot l_{\omega}$ подлежит расчету.

При $\alpha \leq 65^{\circ}$ – такой шов будет равнопрочен основному металлу при полном проваре: $A_{\omega} \cdot R_{\omega y} \geq A_l \cdot R_y$, где A_l – площадь листа; $A_l = e_l \cdot t_l$; $A_{\omega} = t_l \cdot l_{\omega}$.

Примечания к разделу 6.3

П.1. Согласно п.14.1.14 [4] и п.4.4.3 [23] при расчете растянутых стыковых соединений элементов из стали с отношением $R_u / \gamma_u > R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также сжатых стыковых соединений из стали с $R_{yn} > 440 \text{ Н/мм}^2$, формулу (175) [4] следует применять в виде:

$$N / \left(t_l \cdot l_{\omega} \cdot \frac{R_{\omega u}}{\gamma_u} \cdot \gamma_c \right) \leq 1, \text{ т.е. вместо } R_{\omega y} \rightarrow R_{\omega u} / \gamma_u.$$

П.2. Стыковые сварные соединения во внецентренно сжатых или сжато-изгибаемых элементах, выполненных из стали с $R_{yn} > 440 \text{ Н/мм}^2$, имеющих поперечное сечение с одной осью симметрии, параллельной плоскости изгиба (рис. 6.13), при проверке прочности растянутой кромки сечения в плоскости действия момента следует применять формулу (107) [4] в измененном виде (см. п.4.4.5 [23]):

$$\frac{1}{R_{\omega, y} \cdot \gamma_c} \cdot \left| -\frac{N_c}{A_{\omega, n}} + \frac{M_x}{\delta \cdot W_{t, x}} \right| \leq 1, \quad (107^*)$$

где $\delta = 1 - 0,1 - N_c \cdot \bar{\lambda}^2 / (A_{\omega} \cdot R_{\omega y})$;

$W_{t, x}$ – момент сопротивления сечения для растянутого волокна.

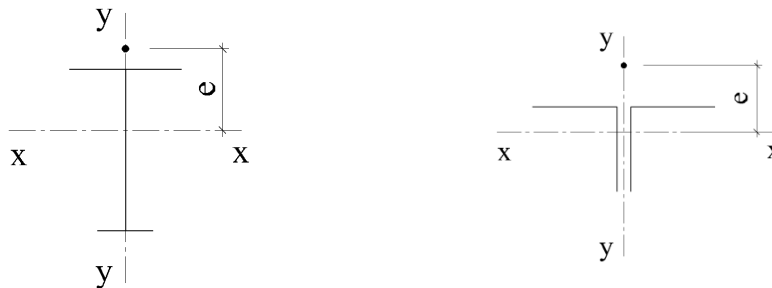


Рис.6.13. Схема поперечных сечений внецентренно сжатых или сжато-изгибаемых элементов с одной осью симметрии, параллельной плоскости изгиба

П.3. Нахлесточные сварные соединения стальных листов толщиной до 4 мм точечными швами дуговой сваркой со сквозным проплавлением (видимо, вдоль оси, проходящей через центр тяжести сечений) следует рассчитывать на меньшую прочность из двух: при срезе или вырыве, - по формулам ПС-1:

а) при срезе $Q_s \leq \phi_s$,

где Q_s – расчетное сочетание усилий срезу,

$$\phi_s = 0,28d^2 \cdot R_{\text{сшн}} - \text{несущая способность шва срезу.}$$

Здесь: d – диаметр точечного шва по ГОСТ 14776;

$R_{\text{сшн}}$ – нормативное сопротивление сварочного материала по временному сопротивлению.

б) при вырыве $N_t \leq \phi_t$,

где N_t – расчетное сочетание усилий на вырыве,

$$\phi_t = \beta \cdot d \cdot t \cdot R_{\text{шн}} - \text{несущая способность шва вырыву при } R_{\text{шн}} < R_{\text{сшн}};$$

$t = t_{\text{мин}}$ – наименьшая из двух толщин нахлестываемых листов в соединении;

$\beta = 1,1$ – при сварке элементов равной толщины;

$\beta = 1,9$ – при сварке элементов с разными толщинами, отличающимися в два и более раза;

$\beta = 1,1 \div 1,9$ – по интерполяции при меньшем отличии в толщинах ($1 \leq t_2/t_1 < 2$).

П.4. Расчет растянутых стыковых сварных соединений выполнять не требуется при применении сварочных материалов по Приложению «Г» [4] при полном проваре соединяемых элементов и физическом контроле качества швов.

П.5. Стыковые сварные соединения, воспринимающие одновременно M , Q и F_{loc} , (рис. 6.14) следует проверять по измененной формуле (44) [4] с учетом п.7.2.1 [23] на локальные неупругие деформации в стыке листов в форме:

$$\frac{0,87}{R_{\text{шн}} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_{\omega,x}^2 - \sigma_{\omega,x} \cdot \sigma_{\omega,y} + \sigma_{\omega,y}^2 + 3\tau_{\omega,xy}} \leq 1, \quad (44^*)$$

где $\tau_{\omega,xy} / (R_s \cdot \gamma_c) \leq 1$, $\tau_{\omega,xy} = \tau_{\omega,ср} = \frac{Q}{A_{\omega}}$, $\sigma_{\omega,x} = \frac{M}{J_{\omega,x}} \cdot \frac{l_{\omega}}{2}$, $\sigma_{\omega,y} = \sigma_{loc,\omega} = \frac{F_{loc}}{t_{\omega} \cdot l_{ef}}$.

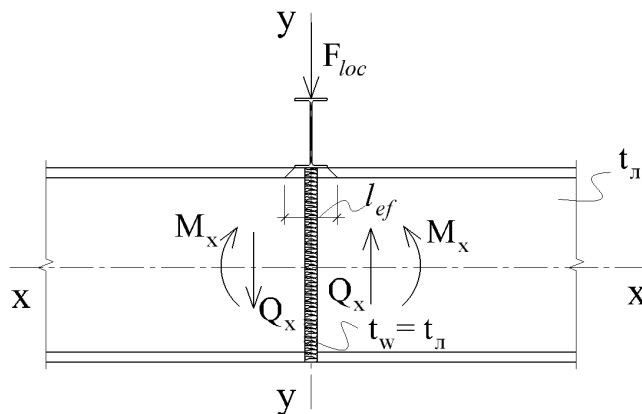


Рис.6.14. Стыковое сварное соединение, нагруженное одновременно усилиями M , Q , $F_{loc,y}$

6.4. Классификация и основы проектирования и расчетов сварных соединений на угловых швах

6.4.1. Классификация сварных соединений на угловых швах по конструктивным особенностям

В соединениях на угловых швах последние располагаются в углах, образуемых гранями соединяемых «внахлест» элементов (рис. 6.15). При этом угловые швы, расположенные **параллельно линии действия расчетной нормальной силы**, называют **фланговыми**. Угловые швы, расположенные в этом случае **перпендикулярно линии действия расчетной нормальной силы**, называют **лобовыми**.

Как видно из рис. 6.15, **фланговые швы** показывают большую неравномерность распределения внутренних сил (напряжений) по их длине (сечение 3-3), а на концах они имеют существенную концентрацию (сечение 1-1), которая несколько сглаживается в местах перехода фланговых швов в лобовые (сечение 2-2). При проектировании таких сварных соединений нормы рекомендуют концы фланговых швов, по возможности, заводить на торцы соединяемых элементов на 20 мм.

Лобовые швы по длине распределяют напряжения также неравномерно, но более плавно, чем фланговые, особенно на концах перехода их во фланговые. Однако в лобовых швах имеет место весьма **неравномерное распределение напряжений** (внутренних сил) **по глубине** (толщине) шва (рис. 6.16).

Основным показателем углового шва является величина его катета k_f (высота шва), ограничиваемая как сверху (максимальная величина), так и снизу (минимальная величина).

Максимальная величина катета шва ограничена опасностью пережога зоны шва, а минимальная – опасностью непровара.

$$k_f^{\max} \leq 1,2t_{\min} \text{ – в листовых соединениях;}$$

$$k_f^{\min} \text{ – см. табл. 38 [4];}$$

в соединениях фасонного проката различают шов **по обушку** и шов **по перу**:

$$\text{по обушке: } k_f^{\max} \leq 1,2t_{\min}; \quad k_f^{\min} \text{ – см. табл. 38 [4];}$$

$$\text{по перу: } k_f \leq 0,9t_{\text{непа}}; \quad k_f^{\min} \text{ – см. табл. 38 [4];}$$

l_ω – расчетная длина углового шва, равная фактической длине минус 10 мм для учета дефектов в начале и в конце шва.

Длина углового шва также ограничена сверху и снизу. Максимальная длина шва ограничивается из-за неравномерности работы шва величиной $l_\omega^{\max} \leq 85\beta_f \cdot k_f$ (кроме непрерывных поясных швов в балках или колоннах), а минимальная длина шва $l_\omega^{\min} \geq 4k_f$ или 40 мм (что больше).

Как показывают опытные испытания [7], разрушение угловых сварных соединений возможно по двум сечениям: **по металлу шва** (сечение $C-C$ по рис. 6.16; сечение 1-1 по рис. 6.17) и **по металлу границы сплавления** (сечение $B-B$ по рис. 6.16 и сечение 2-2 по рис. 6.17). Поэтому в нормах [4] рассматривается возможность разрушения шва по одному из двух сечений:

– по металлу шва (сечение f);

– по металлу границы сплавления (сечение z).

Для этих сечений установлены соответствующие параметры для расчетов [4]:

$$\beta_f, \beta_z \text{ – коэффициенты глубины проплавления, табл. 39 [4];}$$

$$R_{of}, R_{oz} \text{ – расчетные сопротивления по табл. 4 [4];}$$

A_{af} , A_{az} – площади поперечных сечений для угловых швов при расчетах по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно.

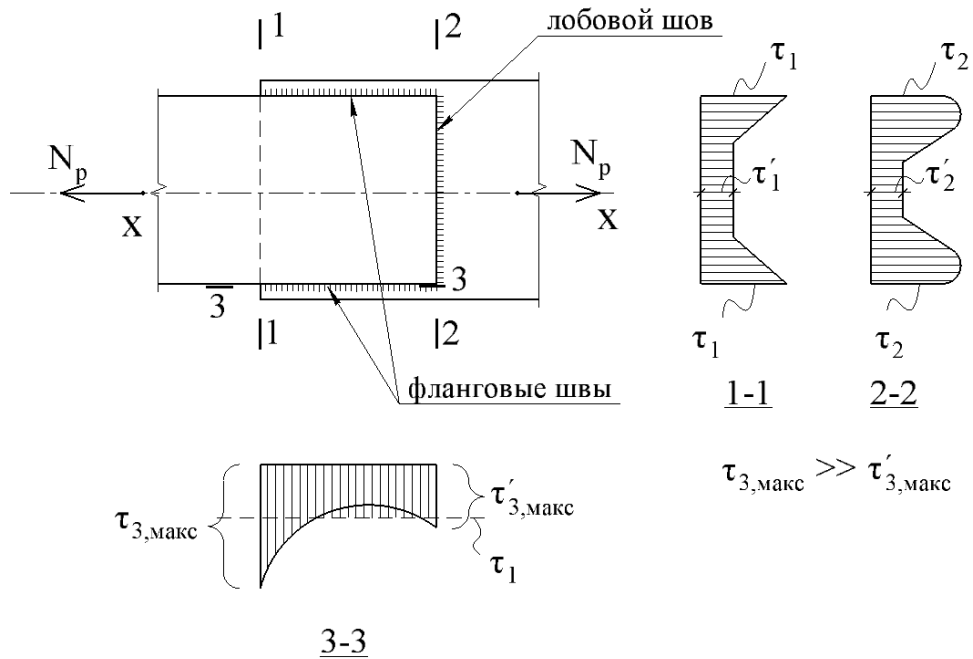


Рис.6.15. Схема сварного соединения на угловых швах, нагруженного центральной силой растяжения

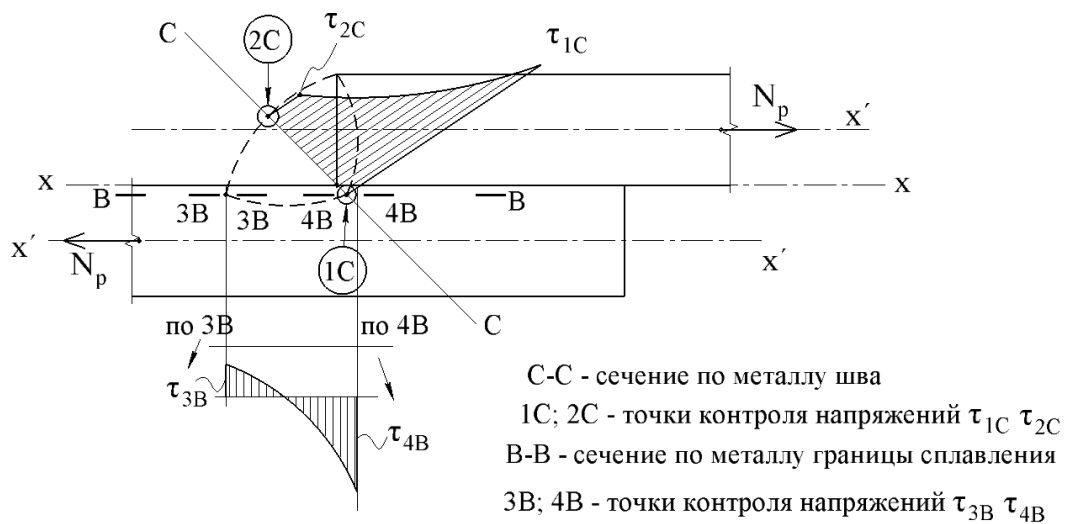


Рис.6.16. Схема распределения напряжений по глубине лобового шва

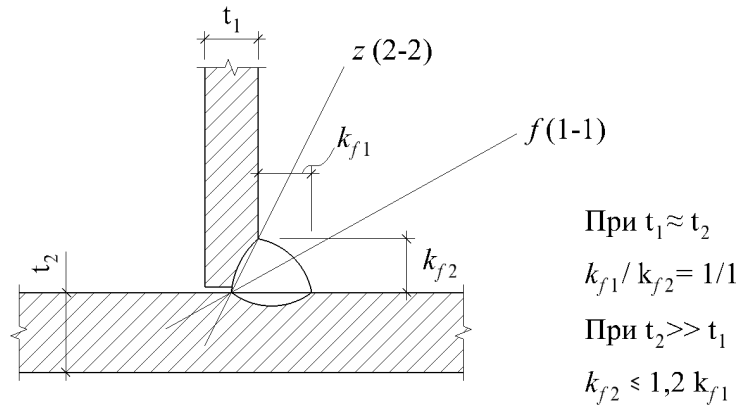


Рис.6.17. Расчетные сечения углового шва в тавровых соединениях:
 z (2-2) - сечение шва по металлу границы сплавления
 f (1-1) - сечение шва по металлу шва

6.4.2. Центральное растяжение (сжатие)

На рис. 6.18 показано сварное соединение на угловых швах: фланговых и лобовых.

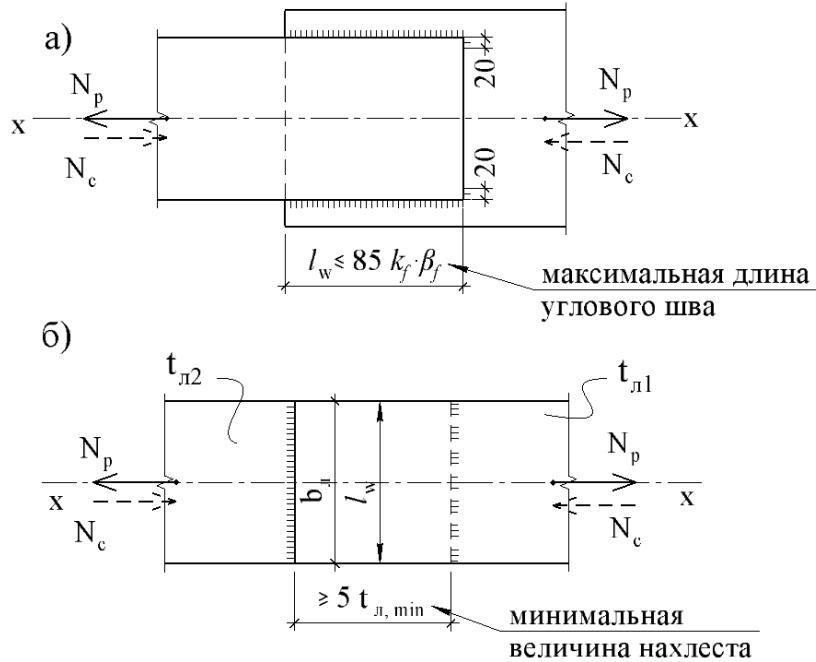


Рис.6.18. Схема сварных соединений на угловых швах, нагруженных центральной силой N_p (N_c):
 а) фланговые швы; б) лобовые швы.

Такие швы рассчитывают на прочность (как и стыковые швы), исходя из граничного условия ПС-I: $N \leq \phi$.

Здесь N – расчетное растягивающее (сжимающее) усилие;

ϕ – наименьшая несущая способность сварного соединения на угловых швах, равная:

$$\phi_f = A_{\omega f} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу шва;}$$

$$\phi_z = A_{\omega z} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу границы сплавления.}$$

Здесь: $A_{\omega f} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega}$ – площадь шва по металлу шва;

$$A_{\omega z} = \beta_z \cdot k_f \cdot l_{\omega} \text{ – площадь шва по металлу границы сплавления;}$$

$$\beta_f, \beta_z \text{ – по табл. 39 [4];}$$

$$k_f \text{ – катет шва.}$$

При сваривании двух листов внахлест лобовыми угловыми швами размер нахлеста листов друг на друга следует принимать согласно [4] $\geq 5t_{\text{мин}}$ свариваемых элементов.

Расчетные сопротивления сварных соединений следует определять по следующим формулам или таблицам:

$$R_{\omega f} = 0,55R_{\omega \text{ин}} / \gamma_{\omega \text{м}} \text{ или по табл. Г2 [4],}$$

где $\gamma_{\omega \text{м}}$ – коэффициент надежности по металлу шва;

$$\gamma_{\omega \text{м}} = 1,25 \text{ при } R_{\omega \text{ин}} \leq 490 \text{ Н/мм}^2 \text{ (Мпа);}$$

$$\gamma_{\omega \text{м}} = 1,35 \text{ при } R_{\omega \text{ин}} \geq 590 \text{ Н/мм}^2 \text{ (Мпа); табл. 4 [4], (в примечаниях).}$$

Видимо, для промежуточных значений $R_{\omega \text{ин}}$ величину $\gamma_{\omega \text{м}}$ допускается принимать по интерполяции;

$$R_{\omega z} = 0,45R_{\text{ин}}, \text{ где } R_{\text{ин}} \text{ – по табл. В.5 [4].}$$

6.4.3. Чистый изгиб соединений на угловых швах, расположенных в плоскости (х-х), параллельной плоскости действия усилия

На рис. 6.19 показано сварное соединение на угловых швах, воспринимающее изгибающий момент в плоскости действия шва, т.е. шов и момент расположены в параллельных плоскостях, которые теоретически сдвинуты на величину $0,5t_{\text{н}}$, которой в практических расчетах пренебрегают.

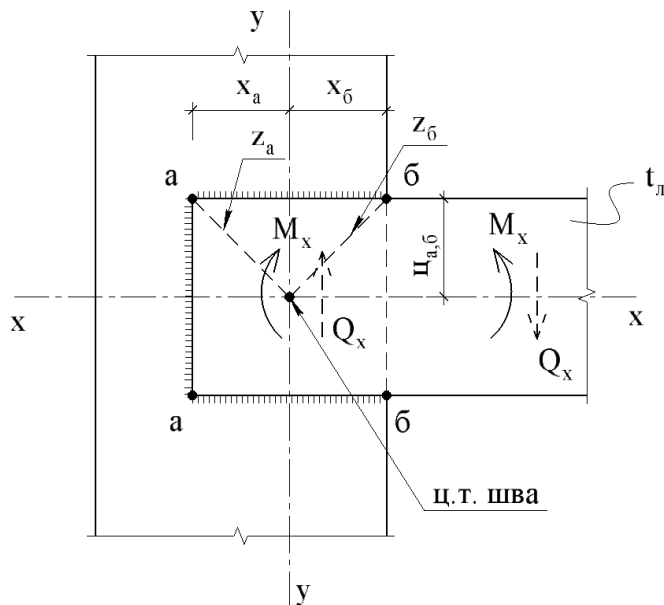
Граничное условие по прочности $N \leq \phi$, где:

$$N = M_x \text{ – расчетное значение изгибающего момента;}$$

ϕ – несущая способность углового шва (по металлу шва или по металлу границы сплавления):

$$\phi_f^{a,\delta} = \frac{J_{x,f} + J_{y,f}}{Z_a \text{ (или } Z_{\delta})} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу шва;}$$

$$\phi_z^{a,\delta} = \frac{J_{x,z} + J_{y,z}}{Z_a \text{ (или } Z_{\delta})} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c \text{ – по металлу границы сплавления,}$$



$$z_a = \sqrt{x_a^2 + y_a^2}$$

$$z_б = \sqrt{x_б^2 + y_б^2}$$

Рис.6.19. Схема сварного соединения двух листов, нагруженных изгибающим моментом в плоскости, параллельной плоскости изгиба

где $a, б$ (рис. 6.19) – наиболее удаленные от центра тяжести шва точки, в которых напряжения в швах максимальны, т.е.

$$\sigma_\omega = \sigma_{\omega, \max} = M_x / W_{\omega f} \text{ (или } W_{\omega z} \text{)},$$

здесь $W_{\omega f} = \frac{J_{x,f} + J_{y,f}}{Z_a \text{ (или } Z_б)}$ – момент сопротивления шва по металлу шва;

$W_{\omega z} = \frac{J_{x,z} + J_{y,z}}{Z_a \text{ (или } Z_б)}$ – момент сопротивления шва по металлу границы сплавления;

$R_{\omega f}, R_{\omega z}$ – расчетные сопротивления угловых швов, см. раздел 6.4.1.

6.4.4. Чистый изгиб соединений на угловых швах, расположенных в плоскости ($z-z$), перпендикулярной плоскости действия момента M_x (в плоскости $x-x$)

На рис. 6.20 показано сварное соединение на угловых швах, воспринимающее изгибающий момент M_x , действующий в плоскости, перпендикулярной плоскости углового шва $z-z$.

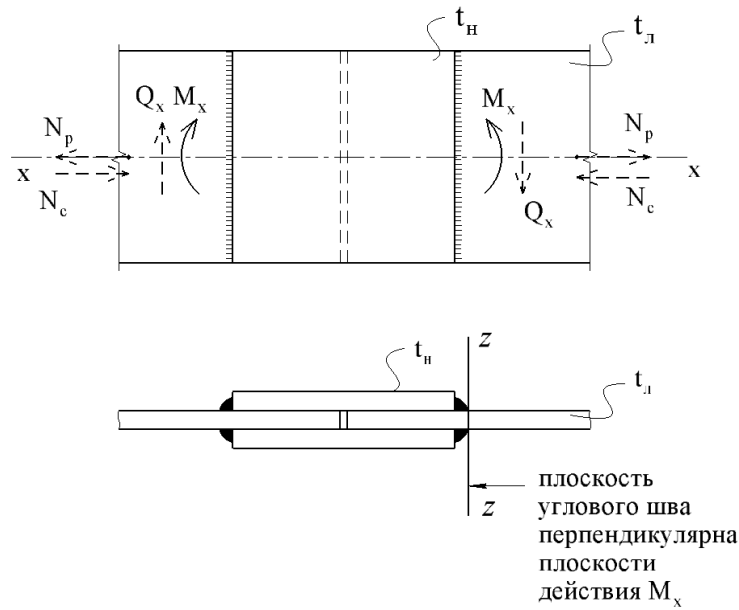


Рис.6.20. Схема сварного соединения двух листов на угловых швах с помощью накладок. Плоскость швов перпендикулярна плоскости действия M_x

Граничное условие по прочности шва $N \leq \phi$, где:

$N = M_x$ – расчетное значение изгибающего момента;

ϕ – несущая способность углового шва (по металлу шва или по металлу границы сплавления):

$$\phi = \phi_{\min} = W_{\text{шв}} \cdot R_{\text{шв}} \cdot \gamma_c \text{ (или } W_{\text{гс}} \cdot R_{\text{гс}} \cdot \gamma_c \text{)}.$$

Здесь: $W_{\text{шв}} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}{6}$ – момент сопротивления углового шва по металлу шва;

$W_{\text{гс}} = \frac{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}{6}$ – момент сопротивления углового шва по металлу границы сплавления.

6.4.5. Чистый срез сварного соединения на угловых швах при действии поперечной силы Q_x .

Иллюстрацией такого соединения могут быть рис. 6.19; 6.20, в которых вместо M_x приложено Q_x .

В практике проектирования работа таких соединений на срез имеет место, например, в опорных узлах балок (рис. 6.21; 6.22).

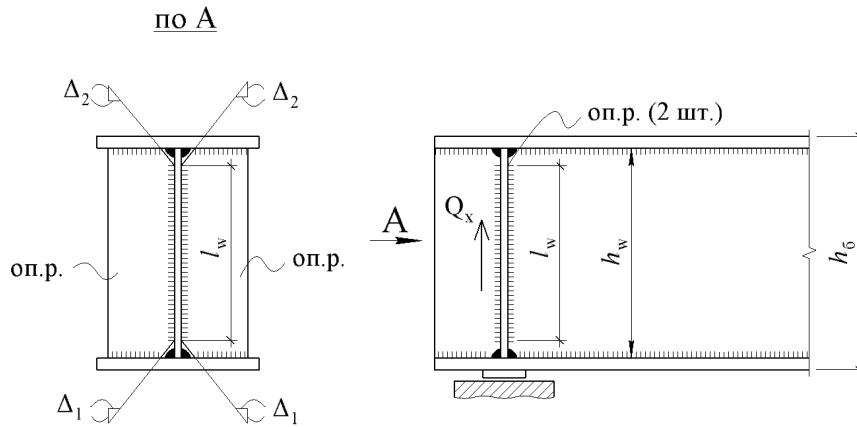


Рис.6.21. Схема сварного соединения на угловых швах опорных ребер в балке с внутренними опорными ребрами жесткости: $l_w = h_w - \Delta_1 - \Delta_2$

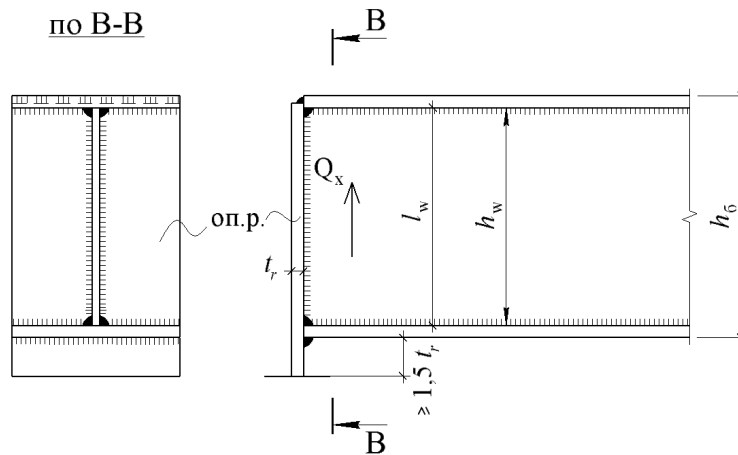


Рис.6.22. Схема сварного соединения на угловых швах торцевого опорного ребра в балке: $l_w = h_w$

Условие достижения ПС-I имеет вид: $Q \leq \phi$,

где Q – расчетное значение поперечной силы;

$$\phi = \phi_{\min} = \begin{cases} A_{\omega_f} \cdot R_{\omega_f} \cdot \gamma_c - \text{по металлу шва,} \\ A_{\omega_x} \cdot R_{\omega_x} \cdot \gamma_c - \text{по металлу границы сплавления,} \end{cases} - \text{минимальная несущая способность соединения.}$$

Здесь $A_{\omega_f} = k_f \cdot \beta_f \cdot l_w$ – площадь углового шва по металлу шва;

$A_{\omega_x} = k_f \cdot \beta_z \cdot l_w$ – тоже, по металлу границы сплавления;

β_f, β_z – коэффициенты по табл. 39 [4];

l_w – расчетная длина углового шва, равная фактической длине шва за вычетом 10 мм.

6.4.6. Работа и расчет сварного соединения на угловых швах при одновременном действии на соединение усилий $M_x, Q_x, N_{p(c)}$ в плоскости, параллельной плоскости швов

Расчетная схема такого соединения при действии усилий в плоскости швов приведена на рис. 6.23.

Здесь граничное условие ($N \leq \phi$) ПС-I при одновременном действии M, Q, N выразить в форме **усилий** невозможно. В этом случае следует пользоваться **приведенными напряжениями** (т.е. силами, действующими на единицу площади поперечного сечения шва), полученными геометрическим сложением напряжений от M, Q, N , действующих одновременно.

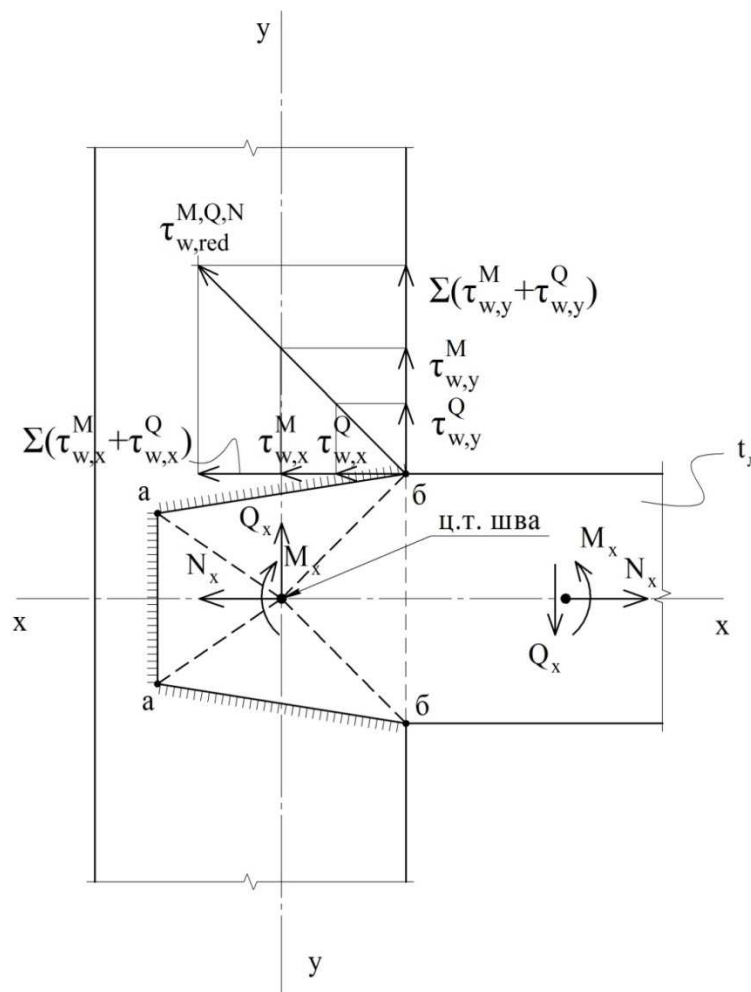


Рис.6.23. Схема сварного соединения на угловых швах двух листов "внахлест" при одновременном действии M_x, Q_x, N_x в плоскости, параллельной плоскости шва

Тогда граничное условие будет иметь вид:

слева:

$$\text{макс. } \tau_{af}^{red} = \sqrt{(\tau_{af}^{M_x} + \tau_{af}^{N_x})^2 + (\tau_{af}^{M_y} + \tau_{af}^{Q_y})^2}, \quad - \text{ по металлу шва};$$

$$\text{макс. } \tau_{ax}^{red} = \sqrt{(\tau_{ax}^{M_x} + \tau_{ax}^{N_x})^2 + (\tau_{ax}^{M_y} + \tau_{ax}^{Q_y})^2}, \quad - \text{ по металлу границы сплавления};$$

справа:

$\Phi_{\omega f} = R_{\omega f} \cdot \gamma_c$ - по металлу шва;

$\Phi_{\omega z} = R_{\omega z} \cdot \gamma_c$ - по металлу границы сплавления.

6.4.7. Работа и расчет сварных соединений на угловых швах, расположенных в плоскости, перпендикулярной плоскости шва, на одновременное действие усилий M_x , Q_x , N_x

Расчетная схема такого соединения приведена на рис. 6.20.

Здесь аналогично предыдущему случаю граничное условие ПС-I следует выражать через приведенные напряжения (т.е. выражать силами, действующими на единицу площади поперечного сечения шва), полученными геометрическим сложением напряжений от усилий M_x , Q_x , N_x , действующих одновременно.

В этом случае граничное условие будет иметь вид:

$$\tau_{\omega f, red} = \sqrt{(\tau_{\omega f}^{M_x} + \tau_{\omega f}^{N_x})^2 + (\tau_{\omega f}^{Q_x})^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_c \text{ - по металлу шва;}$$

$$\tau_{\omega z, red} = \sqrt{(\tau_{\omega z}^{M_x} + \tau_{\omega z}^{N_x})^2 + (\tau_{\omega z}^{Q_x})^2} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_c \text{ - по металлу границы сплавления.}$$

Здесь формулы для касательных напряжений от отдельных усилий M , Q и N , обозначенных в п.6.4.6 и 6.4.7, имеют вид:

$$\tau_{\omega f}^{M_x} = \frac{M_x}{W_{\omega f}}, \quad \tau_{\omega f}^{N_x} = \frac{N_x}{A_{\omega f}}, \quad \tau_{\omega f}^{Q_x} = \frac{Q_x}{A_{\omega f}} \text{ - по металлу шва;}$$

$$\tau_{\omega z}^{M_x} = \frac{M_x}{W_{\omega z}}, \quad \tau_{\omega z}^{N_x} = \frac{N_x}{A_{\omega z}}, \quad \frac{Q_x}{A_{\omega z}} \text{ - по металлу границы сплавления;}$$

где формулы для $W_{\omega f}$, $A_{\omega f}$, $W_{\omega z}$, $A_{\omega z}$ - приведены выше в соответствующих п.п. 6.4.4; 6.4.5.

Примечания к разделу 6.4

П.1. Для элементов примерно одинаковой толщины катеты швов принимают одинаковыми (рис. 6.24).

П.2. При существенно разных толщинах свариваемых элементов ($t_2 \gg t_1$) следует принимать швы с разными катетами (рис. 6.17).

П.3. При сваривании фасонного проката с листовым для силовых расчетных соединений следует применять максимальные катеты швов (рис. 6.25): по обушкам $k_f^{ob} \leq 1,2t_{мин}$, по перьям $k_f^n \leq 0,9t_{нера}$.

П.4. В сварных конструкциях для климатических зон с расчетной температурой макс. $t^\circ < 45^\circ C$ угловые швы следует выполнять с плавным переходом к основному металлу (рис. 6.26), т.е. $k_{f_2}/k_{f_1} \geq 1,2$.

П.5. Для угловых швов соединений из стали с $R_{yn} \leq 285 \text{ Н/мм}^2$ следует применять сварочные материалы, удовлетворяющие условиям:

$$R_{\omega, f} > R_{\omega, z} \text{ - при механизированной сварке;}$$

$$1,1R_{\omega, z} \leq R_{\omega, f} \leq R_{\omega, z} \cdot \beta_z / \beta_f \text{ - при ручной сварке.}$$

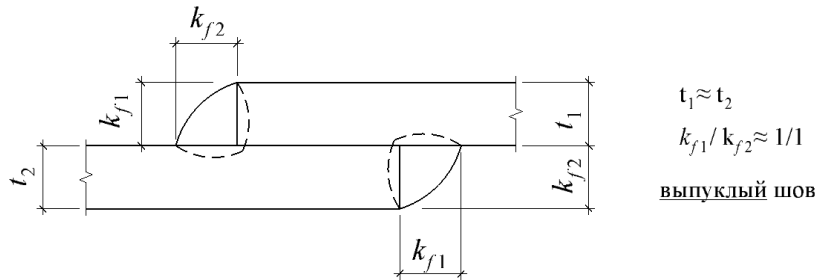


Рис.6.24. Соотношение катетов угловых швов при примерно равных толщинах свариваемых элементов

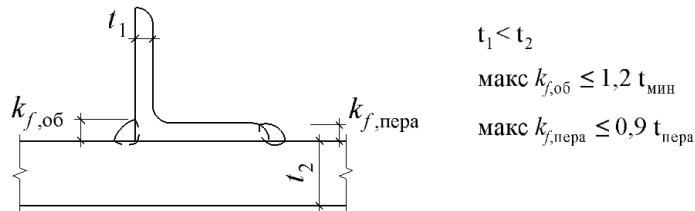


Рис.6.25. Соотношение катетов угловых швов в соединениях фасонного проката с листовым

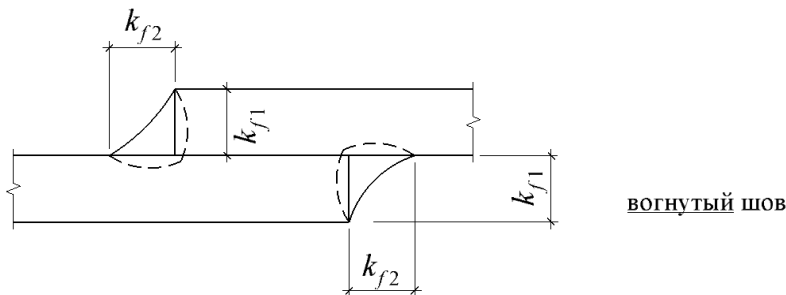


Рис.6.26. Схема плавного перехода углового шва к основному металлу для эксплуатации при низких температурах ($t \leq -45^\circ\text{C}$)

П.6. Для соединений из стали с $R_{yn} > 285 \text{ Н/мм}^2$ при ручной сварке допускается применять электроды, удовлетворяющие условиям:

$$R_{\alpha z} < R_{\alpha f} < R_{\alpha z} \cdot \beta_z / \beta_f .$$

П.7. В тавровых соединениях элементов (рис. 6.17) из стали с $R_{yn} \leq 375 \text{ Н/мм}^2$ допускается применять односторонние угловые швы в слабоагрессивных средах эксплуатации при положительной температуре, **кроме:**

– поясных швов сварных двутавров со стенками толщиной более 12 мм в **колоннах** и более 10 мм – в **балках** при ручной сварке;

– зданий **первой** группы ответственности в районах:

- с сейсмичностью ≥ 8 баллов;
- с расчетной температурой $t^\circ < -45^\circ\text{C}$;
- в конструкциях с мостовыми кранами режимов работы 7К, 8К;
- в балках при учете развития пластических деформаций.

П.8. При статической нагрузке и избыточной несущей способности **непрерывного шва минимальной толщины** в соединениях конструкций гр.4, а также в реконструируемых конструкциях гр.3 при расчетной температуре $t^{\circ} \geq -45^{\circ}\text{C}$ и эксплуатации в слабоагрессивной среде допускается применять **прерывистые** угловые шва (рис. 6.27, 6.28).

П.9. Комбинированные (болтовые + сварные) соединения допускаются при условии, что одна часть сдвигающих усилий воспринимается фрикционным соединением, вторая часть – сварными швами, выполняемыми после затяжки болтов на расчетное усилие с последующей их дозатяжкой при необходимости. При этом распределение усилий между фрикционными и сварными соединениями допускается пропорционально их несущим способностям.

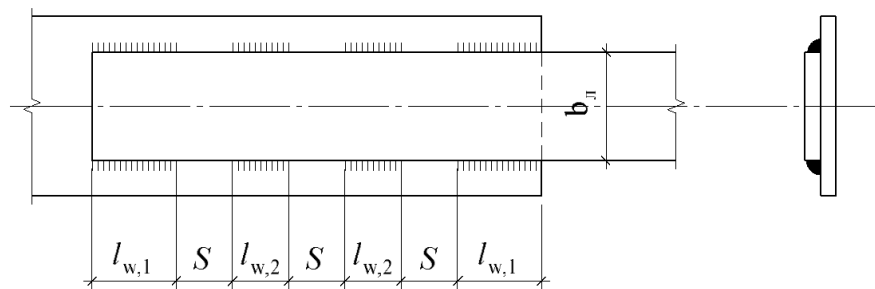


Рис.6.27. Схема сварного соединения внахлест двух листов прерывистыми швами, расположенными параллельно плоскости листов:

$$l_{w,1} \geq 0,75 b_{л}; \quad l_{w,2} \geq 50 \text{ мм}; \quad S \leq 250 \text{ мм}$$

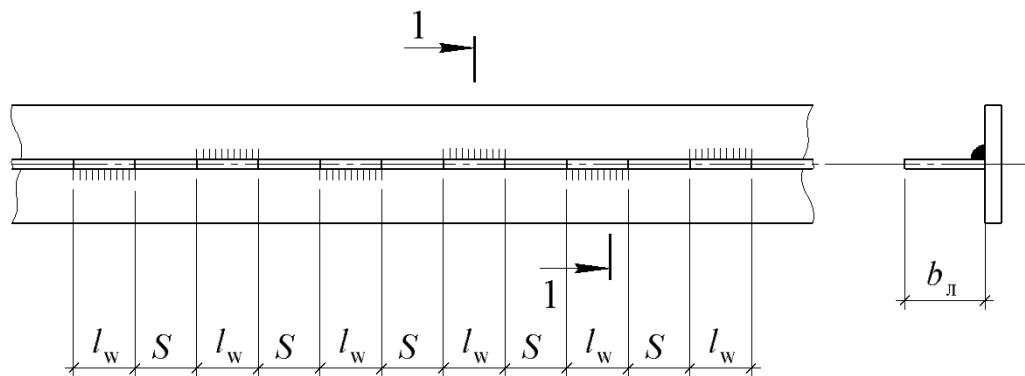


Рис.6.28. Схема сварного соединения на угловых швах двух листов в тавр прерывистыми швами, расположенными перпендикулярно плоскости одного из листов:

$$l_{w,кр} \geq 0,75 b_{л}; \quad l_{w,сп} \geq 50 \text{ мм}; \quad S \leq 200 \text{ мм}$$

6.5. Классификация сварных соединений по другим признакам

Сварные соединения различают также и по другим признакам, кроме рассмотренных выше по конструктивным особенностям:

– по положению в пространстве:

- **нижние** (палубные), выполняемые на горизонтальной поверхности;
 - **вертикальные и горизонтальные**, выполняемые на вертикальной поверхности;
 - **потолочные**, выполняемые на потолочной поверхности (самые трудоемкие, требующие от сварщика высокой квалификации);
- по месту производства (выполнения):
- **заводские**, выполняемые в заводских условиях;
 - **монтажные**, выполняемые в условиях строительной площадки;
- по назначению:
- **расчетные**, выполняемые по расчетным усилиям;
 - **конструктивные**, назначаемые без расчета по конструктивным требованиям норм;
- по характеру работы:
- **прочные**,
 - **плотные**,
 - **прочно-плотные**;
- по числу проходов электродов:
- **однопроходные** (однослойные);
 - **многопроходные** (многослойные).

7. СНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

7.1. Общие сведения о балках и балочных системах

Балками принято называть конструктивные элементы сплошного сечения, работающие на поперечный изгиб.

Более полное наименование могло быть и такое, что балки – это все виды изгибаемых стержневых элементов сплошного и сквозного поперечных сечений.

Балочные элементы сплошного поперечного сечения получили широкое распространение благодаря простоте конструктивной формы и надежности в работе из-за близкого соответствия расчетной и конструктивной схем.

Мерой выгодности поперечного сечения балок является ядровое расстояние:

$$\rho = W/A, \quad (7.1)$$

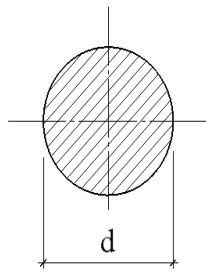
где W – момент сопротивления поперечного сечения;
 A – площадь поперечного сечения.

Из выражения 7.1 следует, что чем выше момент сопротивления при одной и той же площади поперечного сечения, тем выгоднее сечение (выше величина ρ).

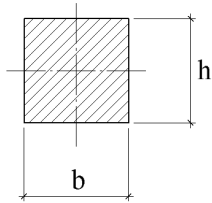
Рассмотрим несколько типов сечений (рис. 7.1):

- круглое сплошное сечение, $\rho = 0,125d$;
- прямоугольное сечение, $\rho = 0,17h$;
- двутавровое сечение, $\rho = (0,33 \div 0,42)h$.

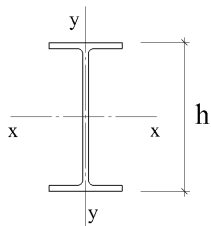
Как видно из рассмотренных трех типов поперечных сечений по величине ядрового расстояния наиболее выгодным является двутавровое поперечное сечение.



круглое сплошное сечение
имеет $\rho = 0,125 d$



сплошное прямоугольное
сечение имеет $\rho = 0,17 h$



прокатный двутавр
в зависимости от ГОСТ
на прокат имеет
 $\rho = (0,33 \dots 0,42) h$

Рис.7.1. Зависимость ядрового расстояния от формы поперечного сечения

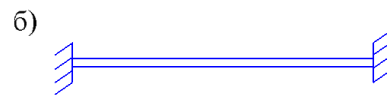
По статической схеме балки подразделяются на (рис. 7.2):

- разрезные однопролетные;
- неразрезные (защемленные в опорах) однопролетные;
- неразрезные многопролетные;
- консольные.

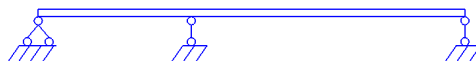


разрезная однопролетная

в)



неразрезная однопролетная



неразрезная многопролетная

г)



консольная

Рис.7.2. Виды балок по статической схеме

По типу сечений балки подразделяются на:

- прокатные (двутавр, швеллер);
- гнутые (швеллер);
- составные сварные сечения;
- составные сечения на заклепках или высокопрочных болтах.

По прочности стали в элементах поперечного сечения двутавра (стенка, пояса):

– **моностальные**, в которых $R_y^f = R_y^o$ (R_y^f – расчетное сопротивление материала поясов; R_y^o – расчетное сопротивление материала стенки). Однако, учитывая, что расчетное сопротивление зависит от толщины проката, можно сказать, что моностальных балок не бывает, так толщина пояса t_f всегда принимается больше толщины стенки t_w , т.е. $t_w < t_f$, а $R_y^o > R_y^f$. Для упрощения расчетов в нормах предлагается для таких балок принимать $R_y = R_{\min} = R_y^f$, т.е. в зависимости от толщины поясов;

– **бистальные**, составного поперечного сечения из разных сталей, т.е. $R_y^f \gg R_y^o$, учитывая, что пояса воспринимают до $2/3$ изгибающего момента в балке;

– **предварительно напряженные** балки с затяжкой в пролете со стороны растянутого пояса (затяжки располагаются симметрично относительно опор на длине до $0,7 \dots 0,8$ пролета).

7.2. Классификация балочных систем

В перекрытиях, покрытиях, рабочих площадках с применением стальных конструкций балки компонуются в системы (балочные клетки) по определенным правилам.

Различают балочные клетки следующих типов:

- простого типа (рис. 7.3);
- нормального типа (рис. 7.4);
- усложненного типа (рис. 7.5).

При выборе типа балочной клетки следует стремиться к тому, чтобы число балок было минимальным; балки, по возможности, применять прокатные; сопряжение балок между собой – простое.

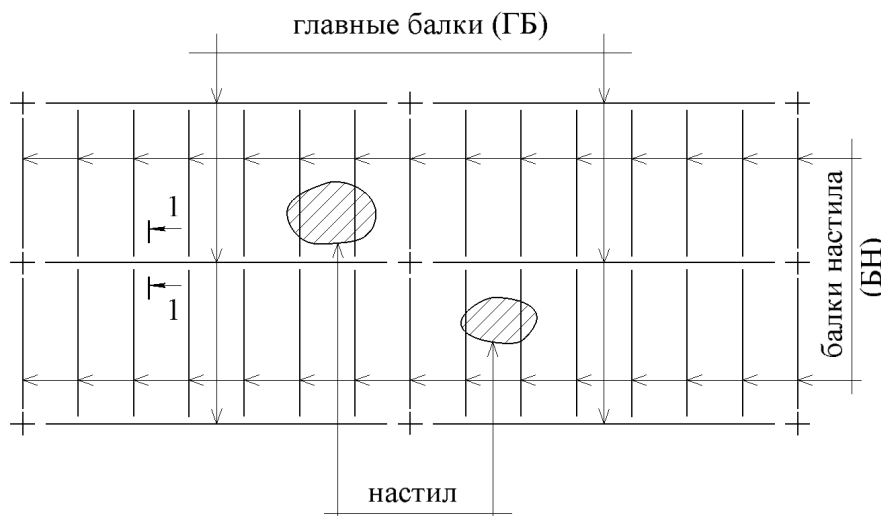


Рис.7.3. Балочная клетка простого типа (монтажная схема)

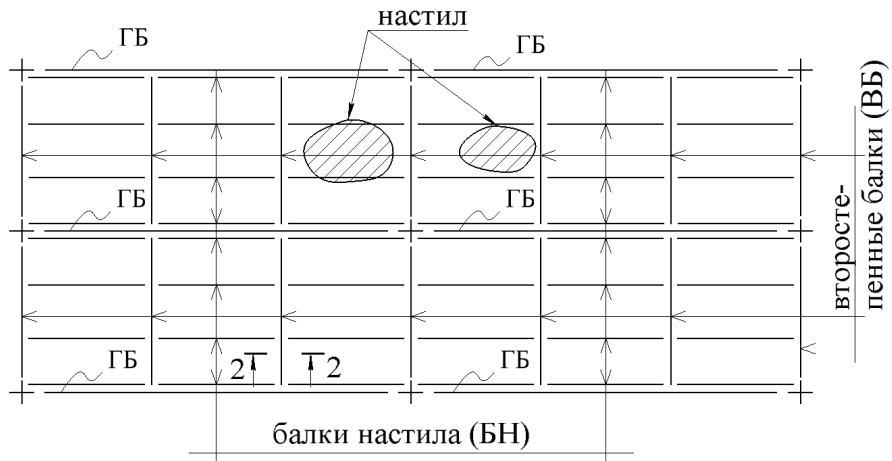


Рис.7.4. Балочная клетка нормального типа (монтажная схема)

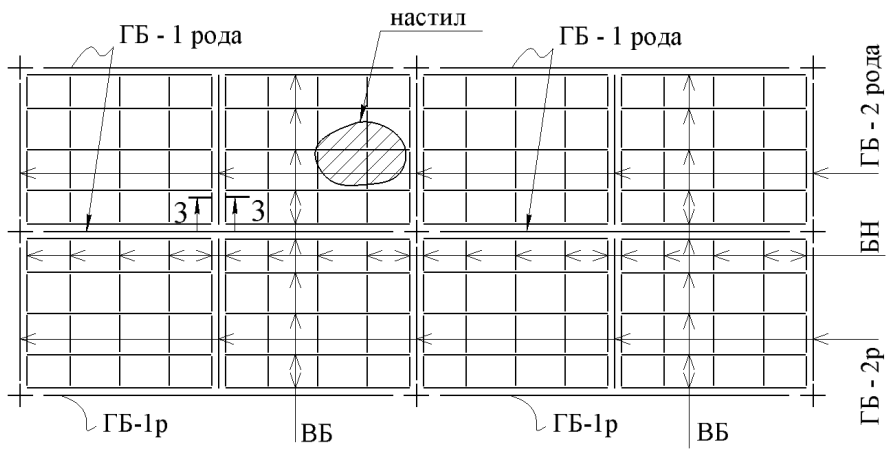
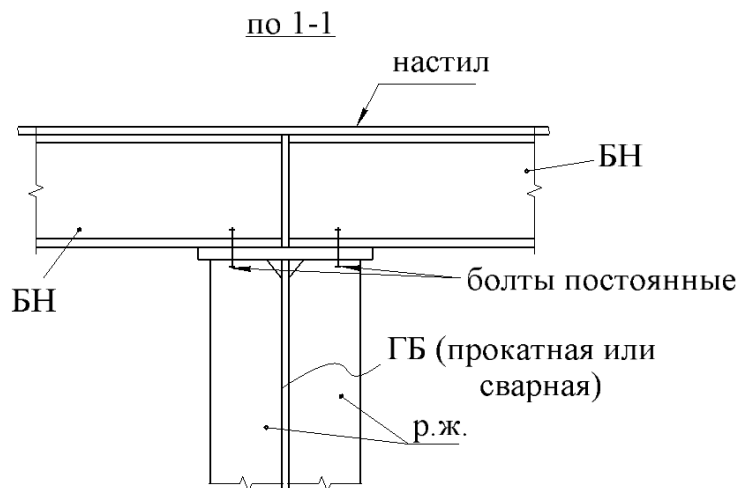
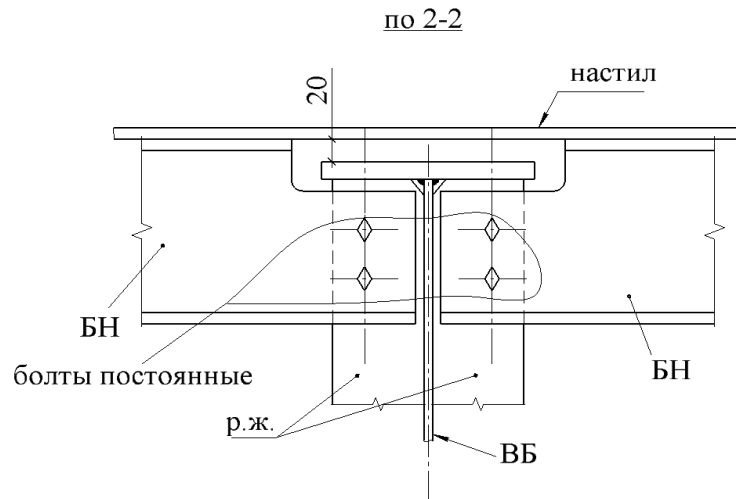


Рис.7.5. Балочная клетка усложненного типа (монтажная схема)

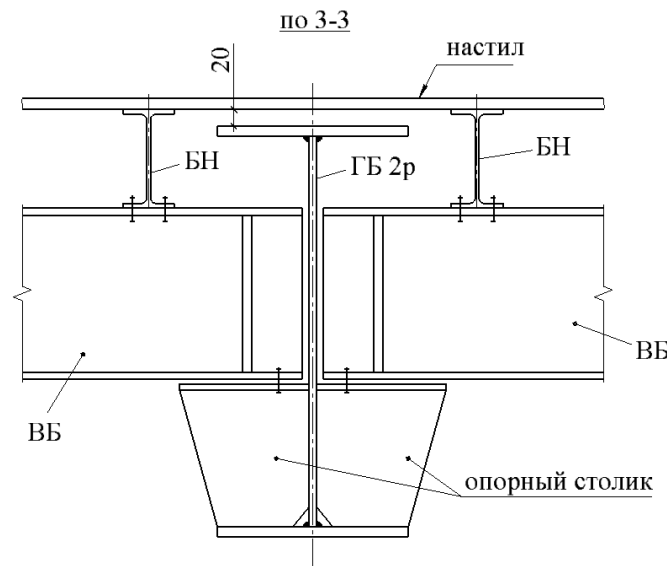
ГБ-1р - главные балки первого рода
ГБ-2р - главные балки второго рода



К рис. 7.3. Схема этажного опирания балок



К рис. 7.4. Схема опирания балок в одном уровне



К рис.7.5. Схема пониженного опирания второстепенных балок (ВБ) в балочной клетке усложненного типа

7.3. Основы проектирования и расчетов настилов в балочных системах

7.3.1. Основы компоновки и расчетов стальных настилов из плоских листов для рабочих площадок (балочных клеток)

Рекомендуемые толщины настилов при действии равномерно распределенной нагрузки составляют $t_n = 6 \dots 14$ мм. В местах расположения оборудования настил может отсутствовать, т.к. это оборудование может устанавливаться непосредственно на балки.

Толщина настила зависит от величины равномерно распределенной на-

грузки и предварительно назначается в пределах:

$$t_{n_1} = 6 \text{ мм} \sim \text{для } q_{\text{экв}} \leq 10 \text{ кН/м}^2;$$

$$t_{n_2} = 8 \dots 10 \text{ мм} \sim \text{для } 10 \text{ кН/м}^2 < q_{\text{экв}} < 20 \text{ кН/м}^2;$$

$$t_{n_3} = 12 \dots 14 \text{ мм} \sim \text{для } q_{\text{экв}} > 20 \text{ кН/м}^2.$$

В конечном итоге толщина настила уточняется в процессе расчетов по ПС-I и ПС-II (см. ниже).

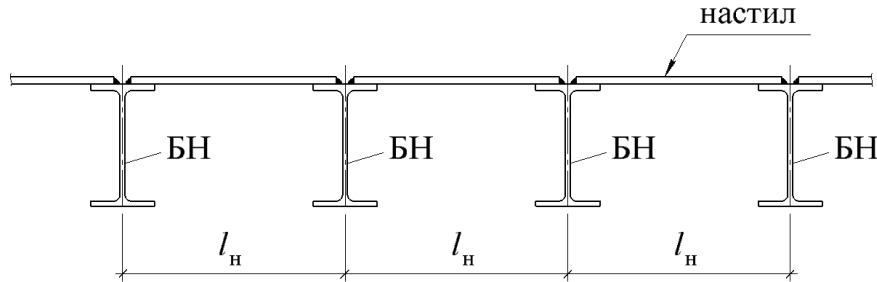


Рис. 7.6. Схема расположения настила вдоль балок настила

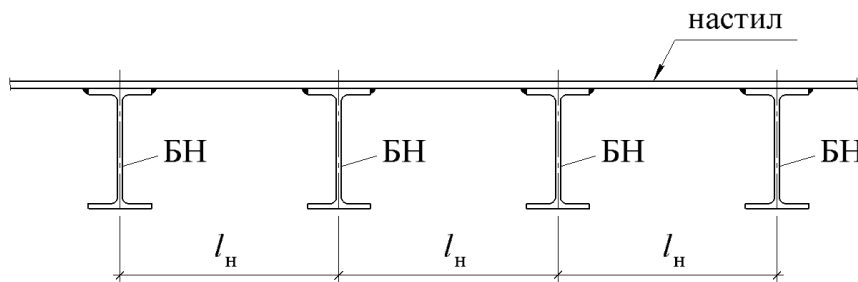


Рис. 7.7. Схема расположения настила поперек балок настила

Опираение настила на балки настила возможно в двух вариантах:

- по разрезной схеме настил располагают полосами **вдоль** балок настила и приваривают продольными кромками к поясам балок сверху палубными швами, обычно прерывистыми (рис. 7.6);

- по неразрезной схеме настил располагают полосами **поперек** балок и приваривают к ним потолочными швами (рис. 7.7).

Независимо от варианта опирания (рис. 7.6, 7.7) расчетная схема настила принимается для практических расчетов по рис. 7.8. Следует отметить, что такая расчетная схема приводит к изгибу и растяжению настила, а расчетная толщина настила уменьшается по сравнению с балочной схемой (рис. 7.9).

В большинстве случаев расстояния между балками настила l_n определяется ПС-II, т.е. расчетом по жесткости (прогибам) при отношении $f_n/l_n \leq 1/150$ и $q_{\text{экв}} < 20 \text{ кН/м}^2$.

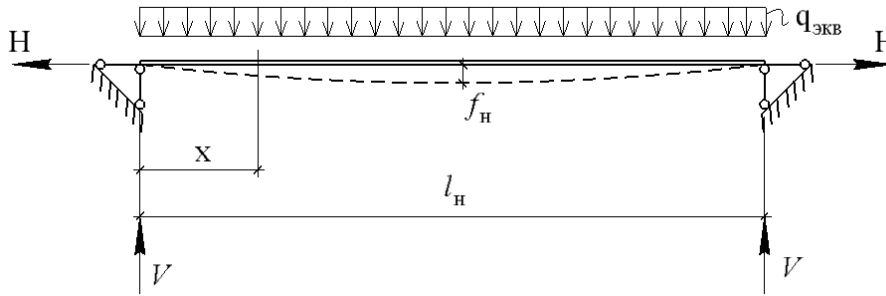


Рис. 7.8. Расчетная схема плоского настила

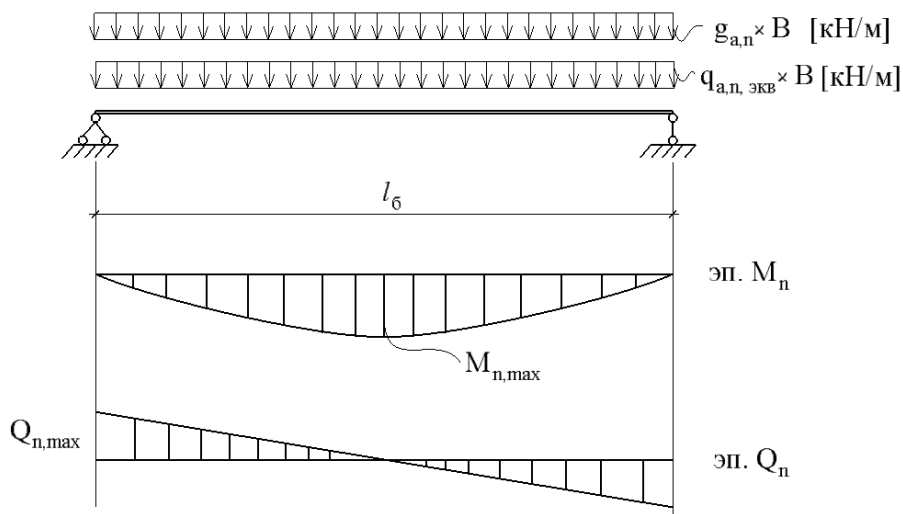


Рис. 7.9. Расчетная схема настила (балочный вариант)

Здесь: $g_{a,n}$ – в кН/м^2 , нормативная нагрузка от собственного веса конструкций перекрытия (перекрытия),
 B – шаг балок, м;
 $q_{a,n, экв}$ – нормативная технологическая нагрузка на перекрытие (покрытие)

В строительных конструкциях, как правило, применяются настилы с отношением $l_n/t_n = 100 \dots 200$.

Для таких настилов в расчетах необходимо учитывать два вида деформаций: **растяжение и изгиб**.

От растяжения в настиле появляются **цепные (растягивающие)** напряжения, приближенные значения которых можно определить по формуле:

$$\sigma_u = H/A_{n,n}, \quad (7.2)$$

где H – распор (рис. 7.8);

$A_{n,n}$ – площадь поперечного сечения настила нетто.

От изгиба в настиле появляются **изгибные** напряжения, приближенные значения которых можно найти по формуле:

$$\sigma_u = M/W_{n,n}, \quad (7.3)$$

где M – изгибающий момент в настиле, как в балке (рис. 7.9);

$W_{n,n}$ – момент сопротивления поперечного сечения настила.

При новом проектировании настила такой алгоритм подбора его толщины несколько усложняется.

А.Л. Телоян предложил [7, стр. 179] приближенную зависимость толщины настила из условия заданного прогиба в форме:

$$\frac{l_{n,k}}{t_{n,k}} = \frac{4}{15} \cdot n_0 \cdot \left[1 + \frac{72 \cdot E_1}{(n_0)^4 \cdot q_{n,экр}} \right], \quad (7.4)$$

где $l_{n,k}$ – длина настила, изгибаемого по короткой стороне (это фактически шаг балок настила, рис. 7.8; 7.9) при отношении $l_{n,d}/l_{n,k} > 2$ – ($l_{n,d}$ – длинная сторона настила, изгибаемого по короткой стороне);

$E_1 = E/(1-\nu^2)$ – цилиндрический модуль упругости настила как пластины (полосы);

$n_0 = f_0/l_{n,k}$ – допустимый относительный прогиб настила;

$q_{n,экр}$ – нормативная эквивалентная технологическая или полная нагрузка с учетом собственного веса настила.

Искомое отношение $l_{n,k}/t_{n,k}$ можно также определить по графикам [7, стр. 180], полученным С.Д. Лейтесом на основе работ С.П. Тимошенко. По полученному отношению $l_{n,k}/t_{n,k}$ можно, задавшись величиной $t_{n,k}$, получить $l_{n,k}$ и наоборот.

Существующие настилы рабочих площадок при обследовании можно проверить на прочность по формуле:

$$\sigma_n = \frac{H}{A_n} + \frac{M}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (7.5)$$

где $H = \left(\frac{\pi}{l_{n,k}} \right)^2 \cdot E_1 \cdot J \cdot \alpha$. (7.6)

$$M = M_0/(1+\alpha), \quad M_0 = \frac{q_{n,экр} \cdot l_{n,k}^2}{8},$$

$$\alpha \text{ – определяется из уравнения } \alpha(1+\alpha^2) = 3 \left(\frac{f_0}{l_{n,k}} \right)^2.$$

Проверку сварных угловых швов крепления плоского настила к балкам настила проверяют на одновременное действие усилий H и M :

H – усилие распора (рис. 7.8) от расчетных нагрузок;

$M = q_{экр} \cdot (l_{n,k})^2 / 12$ – изгибающий момент от расчетных нагрузок с учетом защемления настила на опоре.

Суммарные напряжения в угловом шве, расположенном перпендикулярно к плоскости усилий:

$$\tau = \tau^H + \tau^M \leq R_{\text{эф}(\text{аэ})} \cdot \gamma_c. \quad (7.7)$$

Здесь $\tau^H = H/(\beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot 1)$, $\tau^M = M/(W_{\text{эф}(\text{аэ})} \cdot \gamma_c)$ – (7.8)

условные касательные напряжения в угловом шве, вычисленные соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, от действия H и M ,

где $W_{\text{эф}} = \frac{1 \cdot (\beta_f \cdot k_f)^2}{6}$; $W_{\text{аэ}} = \frac{1 \cdot (\beta_z \cdot k_f)^2}{6}$.

7.3.2. Основы проектирования железобетонных настилов перекрытий и покрытий с применением стальных профилированных листов

Наряду со стальными плоскими настилами, применяемыми, как правило, в рабочих площадках производственных зданий, в практике проектирования и строительства используют монолитный железобетонный настил по опалубке из стального профилированного листа [2]. При этом профлист может использоваться не только в виде опалубки (1-й случай), но и в качестве внешней арматуры (2-й случай).

В первом случае профнастил воспринимает нагрузку в период укладки бетона и после набора бетоном прочности, но в дальнейшем считается, что вся нагрузка воспринимается только железобетонной плитой.

Во втором случае стальной профлист используют в качестве внешней арматуры. При этом к профлисту со стороны укладки бетона приваривают короткие анкера диаметром $10 \div 16$ мм с шагом $250 \div 500$ мм (по расчету) по длине каждого гофра [2, рис. 8.10], обеспечивая совместную работу настила с железобетонной плитой.

Другим способом обеспечения совместной работы железобетонной плиты и профнастила является применение специальных профнастилов с углублениями в виде регулярных выштамповок в стенках и полках настила (настилы типов СКН50Z-600, СКН90Z-1000 по СТО 57398459-18-2006). Наличие углублений приводит к образованию бетонных шпонок, обеспечивающих совместную работу бетона и профнастила.

Для расчета наиболее часто встречающихся монолитных железобетонных плит с профлистом типа Н75-750-09 под нагрузку $g + p = (8 \div 30) \text{кН/м}^2$ рекомендуется использовать таблицу 8.6 из [2].

Для использования в качестве опалубки других типов профлистов рекомендуется использовать таблицу 8.7 из [2] с приведенной толщиной бетона для расчета ($60 \div 100$) мм.

7.3.3. Основы проектирования и расчетов стальной кровли из оцинкованных профлистов по стальным прогонам

В практике проектирования и строительства распространена легкая кровля с применением профилированных листов из стали С235 толщиной от 0,7 до 1,5 мм, выпускаемых по ГОСТ 24095-94 и СТО 57398459-18-2006.

Листы выпускают шириной $674 \div 1000$ мм и длиной $6 \div 12$ м.

Профилированные листы для кровельных настилов различаются формой и высотой гофра. Выборка таких листов с высотой гофра ($44 \div 114$) мм по ГОСТ 24095-94 представлена в табл. 8.5 [2, стр. 474] и с высотой гофра 114 мм из тонколистовой оцинкованной стали по ГОСТ 14918-80* – в табл. П.16.14 [7, стр. 671].

Для повышения коррозионной стойкости стальной профнастил из стали С235 также покрывают слоем цинка путем горячего или холодного цинкования.

К кровельным прогонам профнастил крепят самонарезающими винтами. При этом шаг прогонов для профлистов по табл. 8.5 [2] принимают до 3 м. Поэтому при пролете профлиста до 12 м он может проектироваться как по однопролетной, так и по многопролетной схемам (см. табл. 8.7 [2, стр. 476]).

Тип стального профилированного листа под легкую кровлю по прогонам выбирают в каждом конкретном случае отдельно с проверкой прочности, деформативности и местной устойчивости сжатых полок и стенок гофров. При этом, при нагрузках, вызывающих необходимость повышения несущей способности профлиста по условиям местной устойчивости стенок на опорах рекомендуется усиливать надопорные участки путем установки вкладышей из обрезков профилей того же типа длиной по 300 мм в обе стороны от неразрезных опор или в одну сторону на конечной разрезной опоре.

Расчет профлистов на прочность, на поперечный изгиб, на местную устойчивость гладких стенок и полок гофров, на прочность самонарезающих винтов рекомендуется проводить по методике, изложенной в [2, стр. 476-481]. Более подробно о расчете легкой кровли изложено в разделе 9 настоящего пособия.

7.4. Основы компоновки и расчетов балок сплошного сечения из прокатных и гнутых профилей

7.4.1. Виды прокатных и гнутых профилей для балочных конструкций

В настоящее время наиболее широко действуют следующие ГОСТы на прокатные и гнутые профили для балочных конструкций:

- двутавры горячекатаные по ГОСТ 8239-89;
- швеллера горячекатаные по ГОСТ 8240-89;
- двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок типа Б и Ш по ГОСТ 26020-83;
- двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок типа Б и Ш по СТО АСЧМ 20-93;
- швеллера гнутые равнополочные из листа $2 \text{ мм} \leq t \leq 8 \text{ мм}$ по ГОСТ 8278-83;
- С-образные гнутые равнополочные профили из листа $2 \text{ мм} \leq t \leq 6 \text{ мм}$ по ГОСТ 8282-83;

7.4.2. Деление балок на классы в зависимости от назначения и условий эксплуатации

Согласно [4, п. 4.2.7] элементы стальных конструкций подразделяются на **три класса** в зависимости от напряженно-деформированного состояния (НДС) расчетного сечения. В наиболее явной форме это деление касается балок:

- балки **первого класса** – с НДС, при котором напряжения по всей площади сечения не превышают расчетного сопротивления стали, т.е. $|\sigma| < R_y$ (упругое состояние сечения);
- балки **второго класса** – с НДС, при котором в одной части сечения $|\sigma| < R_y$, а в другой $|\sigma| = R_y$ (упруго-пластическое состояние сечения);
- балки **третьего класса** – с НДС, при котором по всей площади сечения $|\sigma| = R_y$ (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).

Примечание. С теоретической точки зрения, зоны поперечного сечения с пластическими деформациями имеют напряжения $|\sigma| = R_{yn}$, т.е. равными пределу текучести.

Для балок в зависимости от назначения и условий эксплуатации деление на указанные три класса состоит в следующем:

- балки **первого** класса применяют для всех видов нагрузок (статических и динамических) и рассчитывают в пределах упругих деформаций;
- балки **второго и третьего** классов применяют для статических нагрузок и рассчитывают с учетом развития пластических деформаций;
- балки крановых путей всех режимов работы кранов при расчете на прочность следует относить к **первому** классу.

7.4.3. Алгоритм расчета разрезных балок из прокатных и гнутых профилей

Подбор сечения балок из прокатных и гнутых профилей – это наиболее простой случай подобных расчетов. В этом случае нет необходимости компоновать сечение, т.е. назначать размеры всех элементов поперечного сечения, а вместо этого по ограниченному количеству предварительно определенных параметров назначается готовый профиль, который затем окончательно проверяется.

Перечислим основные этапы алгоритма расчета.

- Компоновка монтажной схемы конструкций (КМ) балочного перекрытия или покрытия.
- Выбор расчетной схемы балки.
- Сбор нормативных и расчетных нагрузок на балку.
- Статический расчет балки на расчетные нагрузки с определением расчетных сочетаний усилий.
- Определение требуемых геометрических характеристик балки (W_x, J_x), исходя из прочности (от расчетных нагрузок) и жесткости (от нормативных нагрузок).
- Проверка принятого сечения на прочность от расчетных нагрузок.

Детализируем эти положения алгоритма.

а) Монтажная схема конструкций балочного перекрытия (покрытия) может быть аналогична схемам по рис. 7.3; 7.4; 7.5, в которых нагрузка от собственного веса g_a , снега q_s (на покрытие) или технологическая $q_{a,экв}$ (на перекрытие) передается через настил.

б) Расчетная схема балки зависит от типа опирания. Для упрощения дальнейших рассуждений рассмотрим прокатную балку из двутавра, разрезную, однопролетную, воспринимающую только вертикальные нагрузки. Расчетная схема такой балки и результаты ее статического расчета от нормативных нагрузок могут быть представлены аналогично рис. 7.9.

в) При определении геометрических характеристик балки (минимальное значение момента инерции I_x) от **нормативных нагрузок**, исходя из **предельного прогиба**, следует учитывать следующие расчетные ситуации.

- Если расчет производится, исходя из **технологических требований**, то расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, влияющих на работу технологического оборудования; в этом случае для балок из прокатных и гнутых профилей сплошного сечения, подверженных действию перемещаемых материалов или элементов оборудования и других подвижных нагрузок, **предельный прогиб** установлен в следующих пределах [6, стр. 73, Приложение Е.2.1]:

- $f_u \leq l/350$ – от 0,7 полных нормативных временных нагрузок или нагрузки от одного наиболее неблагоприятного по воздействию погрузчика;
- $f_u \leq l/300$ или $a/150$ (принимать меньшее из двух) – от временных нагрузок с учетом одного тельфера подвесного крана (или монорельса) на одном пути; здесь a – шаг балок, к которым крепятся подвесные пути.

- Если расчет производится исходя из **конструктивных требований**, то расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, которые могут привести к повреждению смежных элементов от значительных прогибов и перемещений; в этом случае прогиб балок **ограничивается зазором** между нижней поверхностью балок и верхом конструктивного элемента, расположенного под балками (верх перегородок, витражи оконных и дверных коробок, зазор ≥ 40 мм).

- Если расчет производится исходя из **физиологических требований**, то расчетная ситуация должна соответствовать состоянию, связанному с колебаниями конструкций; в этом случае установлен предельный прогиб $f_u \leq l/350$ от 0,7 полных временных нагрузок, вызывающих колебания конструкций (см. [6, стр. 75, Приложение Е.2.2]).

- Если расчет производится исходя из **эстетико-психологических требований**, то расчетная ситуация должна соответствовать действию **постоянных и длительных временных нагрузок** [6, п.4.1; п.5.4; п.6; п.8.2; п.9.21]. В этом случае для балок в зависимости от величины пролета установлены следующие предельные прогибы:

$$l \leq 1 \text{ м} \sim f_u \leq l/120; \quad l = 3 \text{ м} \sim f_u \leq l/150; \quad l = 6 \text{ м} \sim f_u \leq l/200; \\ l = 24(12) \text{ м} \sim f_u \leq l/250; \quad l = 36(24) \text{ м} \sim f_u \leq l/300.$$

Для промежуточных значений пролетов предельные прогибы определяются линейной интерполяцией; для значений в скобках – при высоте помещений $H \leq 6 \text{ м}$.

Прогибы определяются в зависимости от расчетных схем и нагрузок по формулам строительной механики, например, по [8, разд. 8, стр. 375], [2, табл. 5.7, стр. 213]. Однако гораздо проще определить прогибы с помощью пакетов прикладных программ (ППП).

С учетом вышеизложенного для однопролетной балки первого класса с шарнирными опорами из прокатного двутавра сплошного сечения, нагруженной равномерно распределенной вертикальной нагрузкой, получим минимальное значение момента инерции при обеспечении необходимой жесткости балки:

$$J_{x,\min} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^3}{E} n_o, \quad (7.9)$$

где n_o – величина, обратная предельному прогибу (120; 150; 200; 250; 300 или величина по интерполяции).

Для такой же балки, загруженной сосредоточенной силой в середине пролета:

$$J_{x,\min} = \frac{1}{48} \cdot \frac{F_n \cdot l^2}{E} n_o \quad (7.10)$$

г) Определение расчетных нагрузок на балку производится умножением соответствующих нормативных значений нагрузок на их коэффициенты надежности, т.е.

$$q = \sum (q_{ni} \cdot \gamma_{fi}). \quad (7.14)$$

д) Статический расчет балки от расчетных нагрузок аналогичен расчету от нормативных нагрузок с получением расчетных сочетаний усилий M_x , Q_x (см. рис. 7.9).

е) Минимальное значение момента сопротивления для обеспечения **прочности** однопролетной балки при её изгибе в вертикальной плоскости зависит от **класса балки**.

Для балок первого класса

$$W_{x,\min} = \frac{M_x}{R_y \gamma_c}. \quad (7.15)$$

Для балок второго класса

$$W_{x,\min} = \frac{M_x}{c_1 R_y \gamma_c}, \quad (7.16)$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий упруго-пластическую работу стали; в первом приближен $c_1 = 1,12$.

ж) После получения минимальных значений момента инерции $I_{x,\min}$ и момента сопротивления $W_{x,\min}$ следует обратиться в соответствующий сортамент прокатных или

гнутой профилей и выбрать минимальное сечение, для которого фактические значения момента инерции I_x и W_x не меньше минимальных.

и) Производятся все необходимые проверки назначенного сечения. Очевидно, что прочность при действии нормальных напряжений σ_x , а также жесткость балки обеспечены, т.к. $W_x \geq W_{x,min}$; $I_x \geq I_{x,min}$.

Проверка прочности при действии **касательных напряжений** τ_{xy}

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S_x}{I_x t_\omega} \leq R_s \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{Q_x S_x}{I_x t_\omega R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (7.17)$$

Если в расчетном сечении « x » **одновременно действуют** M_x , Q_x , то стенка в зоне контакта с поясами проверяется на прочность по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (7.18)$$

где коэффициенты 1,15 и 0,87 = 1/1,15 (обратное значение коэффициенту 1,15) учитывают развитие пластических деформаций в ограниченных областях стенки (даже в балках 1 класса).

Если в расчетном сечении одновременно с усилиями M_x , Q_x имеет место **локальная нагрузка** F_{loc} , то проверка прочности стенки под нагруженным поясом балки первого класса производится с учетом локального напряжения

$$\sigma_y = \sigma_{loc} = F_{loc} / (l_{ef} \cdot t_\omega) \quad (7.19)$$

также по формулам приведенных напряжений:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \cdot \gamma_c \quad (7.20)$$

или

$$\frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1$$

В формуле (7.19) $l_{ef} = e + 2(t_f + r)$ - условная длина распределения локальных напряжений; где e - фактическая ширина элемента, передающего локальную нагрузку F_{loc} ; t_f - толщина нагруженного пояса; r - величина радиуса закругления при переходе от полки к стенке в прокатном двутавре или швеллере.

Примечание. При **ослаблении** стенки балки отверстиями в расчетном сечении его учитывают при расчете на срез коэффициентом $\alpha_o = S / (S - d)$,

где S - шаг отверстий в одном ряду по высоте; d - диаметр отверстия.

Коэффициент α_o вводится в формулы (7.17) касательных напряжений

$$\tau_{xy} = \alpha_o \frac{Q_x S_x}{I_x t_\omega} \leq R_s \gamma_c \quad \text{или} \quad \alpha_o \frac{Q_x S_x}{I_x t_\omega R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (7.21)$$

Для разрезных **балок второго класса** при поперечном изгибе ($M_x \neq 0$, $Q_x \neq 0$) в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) из прокатных и гнутых (см. Примечание*) ниже) профилей из стали с $R_{yn} < 440$ Н/мм² проверку прочности балки в целом следует выполнять исходя из возможности учета развития упругопластических деформаций по формуле

$$\sigma_x = M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n}) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1. \quad (7.22)$$

При этом должны быть выполнены дополнительные требования по [4]:

- по общей устойчивости по п. 8.4.6;
- по местной устойчивости стенки по п. 8.5.8;
- по укреплению стенок балок поперечными ребрами жесткости по п. 8.5.9;
- по ограничению касательных напряжений в пролете величиной

$$\tau_{x,cp} = Q_x / A_\omega \leq 0,9R_s ; \quad (7.23)$$

- по местной устойчивости сжатого пояса балки по п.8.5.18.

В формулах (7.22) :

M_x – значение изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости;

c_x – по табл. Е.1 (с учетом примечания 2, в котором $C_x \leq 1,15\gamma_f$), – учитывает частичное развитие пластических деформаций;

$\beta = 1$ при $\tau_{x,cp} \leq 0,5R_s$;

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_{x,cp}}{R_s} \right)^4 \quad \text{при } 0,5R_s < \tau_{x,cp} \leq 0,9R_s, \quad (7.24)$$

где $\alpha_f = A_f / A_\omega$ по табл. Е1 как отношение площади сечения одного пояса к площади сечения стенки прокатного двутавра.

Примечание *):

В [4] вопрос учета развития пластических деформаций в балках **из прокатного и гнутого швеллера остался открытым**. Тем не менее, в последнем издании (2009 г.) учебника [7, стр. 369] для расчета прогонов из швеллеров учет пластических деформаций коэффициентами c_x и c_y допускается. Возможно, что данный вопрос для прокатных и гнутых швеллеров недостаточно изучен и поэтому не вошел в [4].

Для прокатных разрезных балок двутаврового сечения **второго и третьего классов в зоне чистого изгиба** ($M_x \neq 0, Q_x = 0$) при изгибе в вертикальной плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) при выполнении всех выше указанных ограничений к формуле (7.22) **проверку прочности** следует выполнять по формуле

$$\sigma_x = M_x / (W_{x,n} \cdot c_{xm}) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad M_x / (W_{x,n} \cdot c_{xm} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 \quad (7.25)$$

где $c_{xm} = 0,5 \cdot (1 + c_x)$ – для чистого изгиба с учетом величины среднего касательного напряжения в опорном сечении ($M_{on} = 0$)

$$\tau_{x,on} = \alpha_0 \cdot Q_{x,on} / A_\omega \leq R_s \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \alpha_0 \cdot Q_{x,on} / (A_\omega \cdot R_s \cdot \gamma_c) \leq 1.$$

При поперечном изгибе ($M_x \neq 0, M_y \neq 0$) прокатных двутавровых разрезных балок **в двух главных плоскостях** расчет на прочность следует выполнять по формулам:

$$\frac{M_x \cdot y}{J_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y \cdot x}{J_{y,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 - \text{ для балок первого класса**);} \quad (7.26)$$

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{y,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 - \quad (7.27)$$

– для балок **второго** класса при выполнении дополнительных требований по [4] к формуле (7.22).

Здесь c_x, c_y – по табл. Е1 [4] с учетом примечания 2,

$$\tau_y = Q_y / (2A_f) \leq 0,5R_s.$$

$$\frac{M_x}{c_{xm} \cdot \beta \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_{ym} \cdot W_{y,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 - \quad (7.28)$$

– для балок **третьего** класса при выполнении дополнительных требований к формуле (7.22).

$$\text{Здесь } c_{xm} = 0,5 \cdot (1 + c_x); c_{ym} = 0,5 \cdot (1 + c_y), \beta = 1 \text{ при } Q_{x,on} / (A_\omega \cdot R_s \cdot \gamma_c) \leq 1, \\ Q_{y,on} / (A_\omega \cdot R_s \cdot \gamma_c) \leq 1.$$

Примечания **):

1) В формуле (7.26) не учтено влияние **бимоента** в форме $B \cdot \omega / (J_\omega \cdot R_y \cdot \gamma_c)$, указанной в [4, формула 43], как имеющее существенное значение в особых случаях работы прокатных балок при стесненном или чистом кручении. В инженерных расчетах нормы [4] требуют это учитывать.

2) В **коробчатых балках**, рассчитываемых по формуле (7.26) (изгиб в двух плоскостях) стенка, проверяемая на прочность по формуле (7.20), должна быть проверена (см. [4, стр. 24]) на прочность в двух главных плоскостях [4, п.8.2.1]. В этом случае формула (7.20) проверки прочности стенки при $\sigma_y = \sigma_{loc} = 0$ и без учета стесненного кручения может иметь вид:

$$\frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \sqrt{(\sigma_{\omega,x}^{M_x} + \sigma_{\omega,y}^{M_y})^2 + 3[\tau_{x,cp}^{Q_x} + \tau_{y,cp}^{Q_y}]^2} \leq 1, \quad (7.29)$$

$$\text{где } \sigma_{\omega,x}^{M_x} = \frac{M_x}{J_x} \cdot \frac{h_\omega}{2}; \sigma_{\omega,y}^{M_y} = \frac{M_y}{J_y} \cdot \frac{e_f}{2}; \tau_{x,cp}^{Q_x} = Q_x / A; \tau_{y,cp}^{Q_y} = Q_y / A.$$

В двутавровых балках стенка на усилие M_y фактически не работает, т.к. M_y воспринимают только пояса (момент сопротивления стенки двутавра в плоскости M_y весьма мал).

7.4.4. Особенности расчетов на прочность неразрезных прокатных балок

Таковыми особенностями являются определения расчетных изгибающих моментов при возможностях учета частичного развития пластических деформаций (для экономии стали) в зависимости от класса балок:

1) Для неразрезных прокатных балок **первого класса** расчетные усилия M_x и Q_x в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) определяются по формулам строительной механики для упругой работы изгибаемых стержней.

Расчет на прочность таких балок следует выполнять по формулам п. 7.4.3,е настоящего пособия для упругой работы, подставляя в них расчетные усилия M_x , Q_x для неразрезных конструкций.

В целях экономии стали неразрезные прокатные балки при статических нагрузках следует рассчитывать на прочность с учетом **ограниченного развития пластических деформаций** для следующих расчетных схем и условий:

2) Неразрезные многопролетные прокатные двутавровые балки с шарнирными опорами, изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) со смежными пролетами, отличающимися по длине не более, чем на $\Delta = (l_1 - l_2) / l_1 \cdot 100\% \leq 20\%$ и удовлетворяющие требованиям [4] к формуле (7.22), следует рассчитывать на прочность **как разрезные балки второго класса** по формуле (7.22) с указанными к ней дополни-

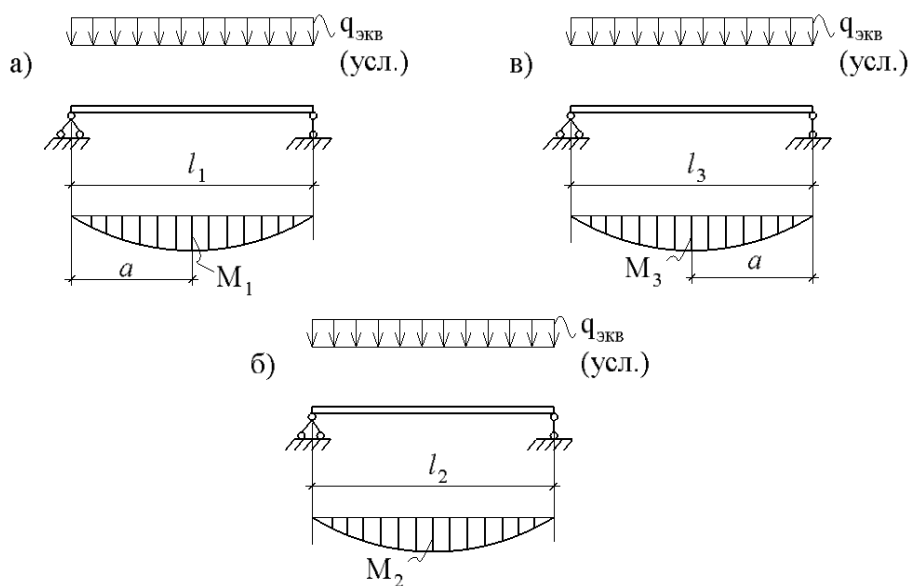


Рис.7.11 Расчетные изгибающие моменты в однопролетных разрезных балках

а) в крайнем левом пролете – $M_1 = f(q_{\text{ЭКВ}}, l_1)$;

б) в среднем пролете – $M_2 = f(q_{\text{ЭКВ}}, l_2)$;

в) в крайнем правом пролете – $M_3 = f(q_{\text{ЭКВ}}, l_3)$

Примечание: здесь и на других рисунках следует иметь в виду, что $q_{\text{ЭКВ}}$ может быть как равномерной, так и неравномерной нагрузками.

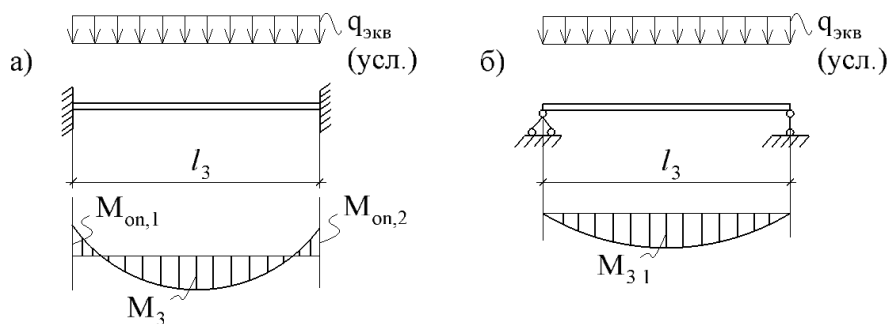


Рис.7.12. Расчетные изгибающие моменты в заданной (а) однопролетной балке с защемленными опорами и в условной (б) однопролетной балке с шарнирными опорами

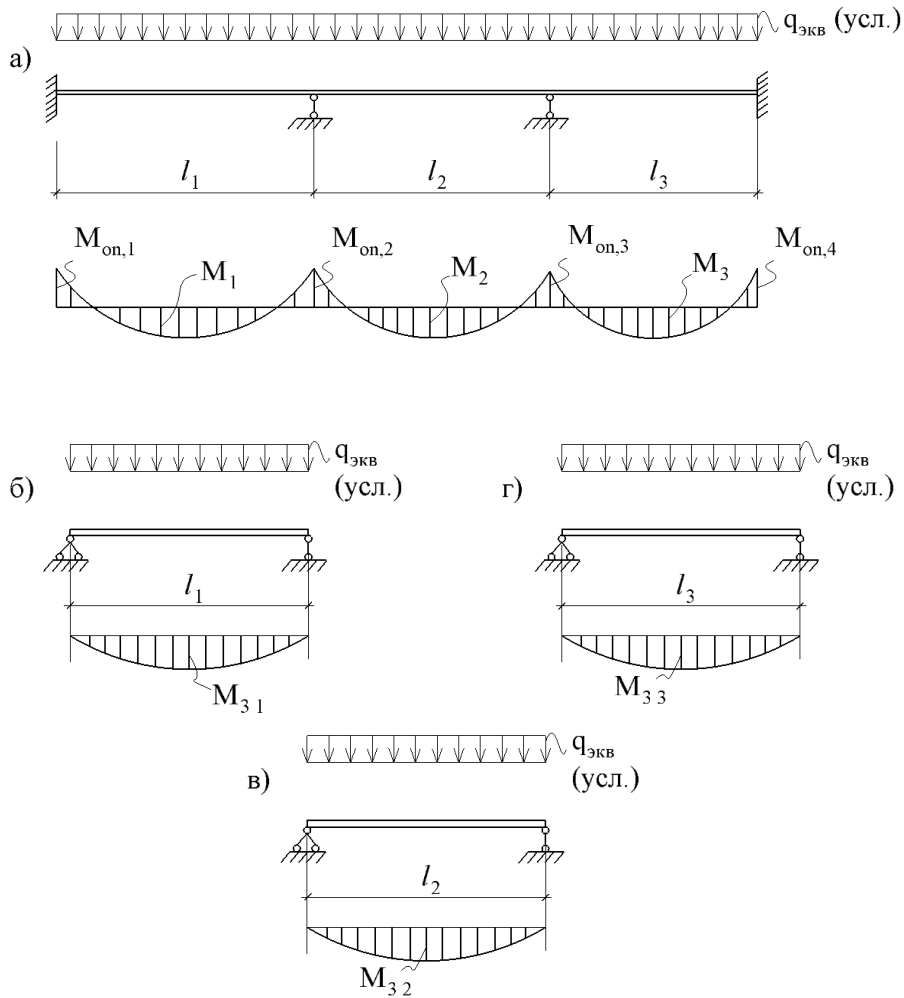


Рис.7.13. Расчетные изгибающие моменты в заданной (а) многопролетной неразрезной балке с защемленными крайними опорами и в условных однопролетных балках (б, в, г) с шарнирными опорами

по формуле (7.22) с учетом дополнительных требований к ней с перераспределением опорного и пролетного изгибающих моментов по формуле (7.30), в которой наибольший изгибающий момент M_{\max} определяется как в неразрезной балке при упругой работе стали (рис. 7.12,а): $M_{\max} = \{M_{\text{он},1}; M_{\text{он},2}; M_3\}$; $M_{ef} = 0,5M_{31}$ по рис. 7.12,б), как наибольший момент в пролете однопролетной балки с шарнирными свободными опорами.

4) **Многопролетные неразрезные балки**, изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) с **защемленными крайними опорами** следует рассчитывать на прочность при поперечном изгибе как **разрезные второго класса** по формулам (7.22) с учетом дополнительных требований к ней со следующим перераспределением опорных и пролетных изгибающих моментов:

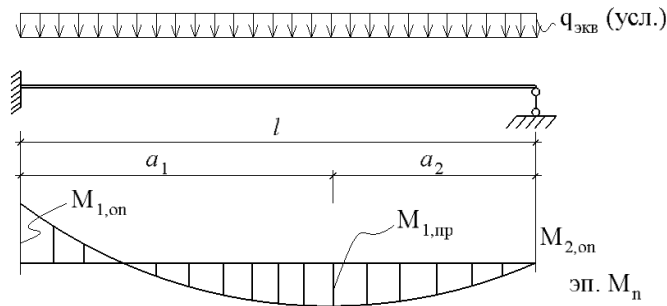
$M_{\text{расч.}}$ – по формуле (7.30);

M_{\max} – наибольший момент в пролетах или на опорах неразрезной многопролетной балки (рис. 7.13,а) в предположении упругой работы стали;

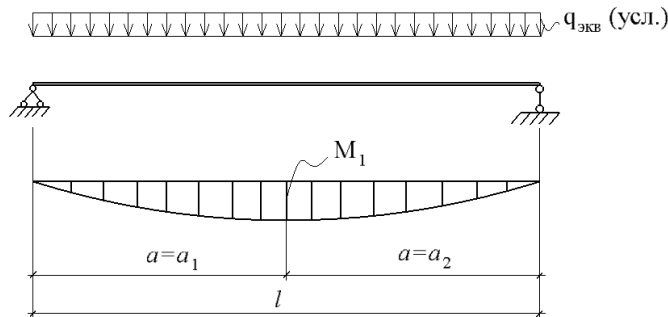
$$M_{ef} = 0,5M_{(31,32,33)},$$

где $M_{(31,32,33)}$ – наибольший момент в одном из пролетов как в однопролетных балках со свободными шарнирными опорами, т.е. $M_{(31+33)} = M_{max} = \{M_{31}; M_{32}; M_{33}\}$ по рис. 7.13.б,в,г.

5) **Однопролетные балки**, изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), с одним защемленным и вторым свободно опертым концом (рис. 7.14) следует рассчитывать на прочность при поперечном изгибе ($M_x \neq 0, Q_x \neq 0$) как **разрезные со свободными шарнирными опорами второго класса** со следующим перераспределением опорного и пролетного изгибающих моментов:



а) Заданная расчетная схема балки



б) Условная расчетная схема балки

Рис.7.14. К расчету однопролетной балки с одной защемленной, а другой шарнирно свободной опорой с учетом развития (перераспределения) пластических усилий (моментов)

$M_{расч.}$ – по формуле (7.30);

где M_{max} – наибольший изгибающий момент в пролете или на защемленной опоре, определяемые из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы стали;

M_{ef} – по формуле (7.31) для однопролетной балки по рис. 7.14,б,

где M_1 – изгибающий момент в пролете как в свободно опертой однопролетной балке.

Примечание.

Касательные напряжения τ_{xy} при прочностных расчетах неразрезных прокатных балок с учетом частичного развития пластических деформаций по [4] определяются в предположении упругой работы стали по поперечной силе Q_x в пролетах и на опорах, что видимо, является не вполне корректным, т. к. не увязано с перераспределением изгибающих моментов.

Данное примечание может служить основой для уточненного исследования в расчете неразрезных балок, в том числе и студентами в НИРС.

6) Расчет на прочность неразрезных двутавровых прокатных балок **при изгибе в двух главных плоскостях** ($M_x \neq 0, M_y \neq 0$) следует вести при статических нагрузках с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов в двух плоскостях **как балок второго класса** по формуле (7.27) при выполнении дополнительных требований к формуле (7.22).

7) Расчет на прочность многопролетных неразрезных с шарнирными и защемленными опорами двутавровых прокатных балок, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) при поперечном изгибе ($M_x \neq 0, Q_x \neq 0$) **допускается вести** с учетом перераспределения изгибающих моментов в пролетах и на опорах до образования условных пластических шарниров по формуле (7.25) **как балок третьего класса** при удовлетворении их дополнительным требованиям к формуле (7.22).

Методика расчета неразрезных балок с учетом перераспределения моментов сведена в табл. 7.1.

К методике расчета неразрезных балок при статических нагрузках с учетом ограниченного развития пластических деформаций и перераспределения опорных и пролетных моментов

Табл. 7.1

№ п/п	Тип неразрезной балки	Формулы для определения расчетного изгибающего момента по СП.16	Формулы для конструктивного расчета балок по прочности по СП16	Ограничения по СП16 по выполнению дополнительных условий
1	2	3	4	5
1	Неразрезные многопролетные с шарнирными опорами, изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) при $M_x \neq 0, Q_x \neq 0$	$M_{расч} = 0,5(M_{макс} + M_{ef})$; $M_{макс}$ – наибольший изгибающий момент на опоре или в пролетах неразр. балки при упругой работе; $M_{ef} = \max.\{[M_1(\text{или } M_3)/(1 + a/l)] \text{ или } 0,5M_2\}$ – условный изгибающий момент в неразрезной балке. Здесь: $M_1(\text{или } M_3)$ – наибольший момент в крайних пролетах как в однопролетной балке с шарнирными опорами, M_2 – то же в промеж. пролетах; $l = l_1(\text{или } l_3)$ – длина крайнего пролета; a – расстояние от значения M_1 до крайней опоры.	$M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$ Здесь: $M_x = M_{расч}$ из столбца 2; $\beta = 1$ при $\tau_{x,ср} \leq 0,5R_s$ $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_{x,ср}}{R_s}\right)^4$ при $0,5R_s \leq \tau_{x,ср} \leq 0,9R_s$ $\alpha_f = A_f / A_\omega$ по табл. E1 [4]. c_x – по табл. E1 [4].	1) по общей устойчивости балки, п.8.4.6; 2) по местной устойчивости стенки, п.8.5.8; 3) по укреплению стенки поперечными ребрами жесткости, п.8.5.9; 4) $\tau_{x,ср} = Q_x / A \leq 0,9R_s$; 5) по обеспечению устойчивости сжатого пояса, п.8.5.18; 6) нагрузка на балку должна быть статическая.
2	Однопролетные, защемленные по концам при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) при $M_x \neq 0, Q_x \neq 0$	$M_{расч} = 0,5(M_{макс} + M_{ef})$, где $M_{макс}$ = наибольшему из трех значений: $M_{он.1}$; $M_{он.2}$; $M_{3,прол.}$ как в неразрезной защемленной балке; $M_{ef} = 0,5 \cdot M_{31}$ – как наибольший в пролете однопролетной балки с шарнирными свободными опорами; l – длина пролета;	$M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$ где $M_x = M_{расч}$ из столбца 2 данной табл. для рассматриваемых балок; $\beta = 1$ при $\tau_{x,ср} \leq 0,5R_s$; $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_{x,ср}}{R_s}\right)^4$ при $0,5R_s \leq \tau_{x,ср} \leq 0,9R_s$;	Ограничения, указанные выше, распространяются на данные однопролетные защемленные балки: п 1) ÷ п.6).

		a – расстояние от значения M_3 до одной из опор: $a \leq l/2$.	$\alpha_f = A_f / A_\omega$ по табл. E1 [4]. c_x – по табл. E1 [4].	
3	Многопролетные неразрезные с защемленными крайними опорами, изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) при $M_x \neq 0$, $Q_x \neq 0$	$M_{расч} = 0,5(M_{max} + M_{ef})$, где M_{max} – наибольшему из трех значений моментов в пролетах (M_1 ; M_2 ; M_3) или наибольшему из четырех опорных моментов ($M_{он.1}$; $M_{он.2}$; $M_{он.3}$; $M_{он.4}$) при упругой работе. $M_{ef} = 0,5 \cdot M_{3i}$ – наибольший момент в одном из пролетов как в однопролетных балках со свободными шарнирными опорами: $M_{3i} = M_{3,max} = \{M_{31} \text{ или } M_{32} \text{ или } M_{33}\}$	$M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$ где $M_x = M_{расч}$ из столбца 2 данной табл. для рассматриваемой балки; $\beta = 1$ при $\tau_{x,ср} \leq 0,5R_s$; $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_{x,ср}}{R_s}\right)^4$ при $0,5R_s \leq \tau_{x,ср} \leq 0,9R_s$; $\alpha_f = A_f / A_\omega$ по табл. E1 [4]. c_x – по табл. E1 [4].	Ограничения, указанные выше, распространяются на данные многопролетные балки с защемленными крайними опорами: п 1) ÷ п.б).
4	Однопролетные балки с одним защемленным и вторым шарнирным свободно опертым концами, изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) при $M_x \neq 0$, $Q_x \neq 0$	$M_{расч} = 0,5(M_{max} + M_{ef})$, где M_{max} – наибольший изгибающий момент в пролете или на защемленной опоре, определяемые как в неразрезной балке при упругой работе ($M_{1,оп.}$ или $M_{1,ср}$); $M_{ef} = \max.[M_1 / (1 + a/l)]$ – условный изгибающий в заданной неразрезной балке; M_1 – наибольший момент в пролете балки с шарнирными обеими опорами: $a = a$ меньшее (a_1 или a_2) от сечения M_1 до опоры.	$M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$ где $M_x = M_{расч}$ из столбца 2 таблицы для рассматриваемой балки; $\beta = 1$ при $\tau_{x,ср} \leq 0,5R_s$; $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_{x,ср}}{R_s}\right)^4$ при $0,5R_s \leq \tau_{x,ср} \leq 0,9R_s$; $\alpha_f = A_f / A_\omega$ по табл. E1 [4]. c_x – по табл. E1 [4].	Ограничения, указанные выше, распространяются на данные однопролетные балки с одним защемленным, а другим шарнирно свободным концами.
5	Неразрезные балки одно- и многопролетные, отмеченные в п. 1 ÷ 4 при изгибе	Формулы для определения расчетных изгибающих моментов (M_x) и поперечных сил (Q_x) для данных балок (п.5) допускается принимать аналогично формулам, примененным	$M_x / (\beta \cdot c_x \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) + M_y / (c_y \cdot W_{y,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$, где M_x и M_y – по расчетным фор-	Ограничения, указанные для балок в п. 1 ÷ 4, распространяются и на данные балки, изгибаемые в

	<p>их в двух плоскостях: $\langle x-x \rangle$ и $\langle y-y \rangle$, $M_x \neq 0$, $Q_x \neq 0$, $M_y \neq 0$, $Q_y \neq 0$</p>	<p>для балок в п. 1 ÷ 4 в плоскости $\langle x-x \rangle$. Формулы для определения расчетных изгибающих моментов (M_y) и поперечных сил (Q_y) для данной задачи в горизонтальной плоскости ($\langle y-y \rangle$) допускается определять в соответствии с расчетными схемами, указанными на рис. 7.11 ÷ 7.14 от горизонтальных нагрузок $q_{y,экр.}$. Причем, как и нагрузки $q_{x,экр.}$, нагрузки $q_{y,экр.}$ могут быть как равномерно-, так и неравномерно- распределенными.</p>	<p>мулам, изложенным в столбце 2 для всех типов балок, изложенных в п. 1 ÷ 4, c_x, c_y – по табл. Е1 [4] с учетом примечания 2; $\tau_y = Q_y / (2A_f) \leq 0,5R_s$; $\beta = 1$ при $\tau_{x,ср} \leq 0,5R_s$; $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_{x,ср}}{R_s} \right)^4$ при $0,5R_s \leq \tau_{x,ср} \leq 0,9R_s$; $\alpha_f = A_f / A_\omega$ по табл. Е1 [4].</p>	<p>двух плоскостях.</p>
6	<p>Неразрезные и защемленные балки, указанные в п. 5, при изгибе в плоскости $\langle x-x \rangle$</p>	<p>Формулы для определения расчетных M_x и Q_x, принимаются аналогично п. 5 в соответствии с расчетными нагрузками $q_{x,экр.}$ по расчетным схемам на рис. 7.11 ÷ 7.14.</p>	<p>Расчет допускается по формулам условного шарнира пластичности (класс балок – 3) $M_x / (\beta \cdot c_{xm} \cdot W_{x,n} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1$ при $\tau_x = Q_x / A_\omega \leq 0,9R_s$, кроме опорных сечений.</p>	<p>Ограничения, указанные для балок п. 1 ÷ 5, распространяются и на данные балки при изгибе в одной плоскости $\langle x-x \rangle$.</p>

7.4.5. Основы поверочных расчетов прокатных балок на общую устойчивость

Проблема общей устойчивости балки состоит в том, что при ее изгибе в вертикальной плоскости возможен выгиб (выпучивание) сжатой части балки в горизонтальной плоскости. Одновременно вся балка закручивается относительно ее продольной оси, т.е. реализуется стесненное кручение поперечных сечений. Таким образом, в процессе потери общей устойчивости нарушается плоская форма изгиба балки, переходя в изгибно-крутильную форму.

Чтобы прокатные балки не потеряли в процессе эксплуатации общую устойчивость, в нормах [4] изложены следующие основные требования по проверкам:

1) Двутавровые прокатные **балки первого класса**, удовлетворяющие требованиям прочности **при изгибе в плоскости стенки**, совпадающей с плоскостью наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) следует проверять на общую устойчивость по формуле:

$$\sigma_x = M_x / (\varphi_g \cdot W_{c,x}) \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad M_x / (\varphi_g \cdot W_{c,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 \quad (7.33)$$

где φ_g – коэффициент устойчивости при изгибе балки с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

Как следует из Приложения Ж [4] коэффициент φ_g для прокатных балок двутаврового, таврового и швеллерного сечений следует определять в зависимости от расстановки связей, раскрепляющих сжатый пояс; от вида нагрузки и места ее приложения. При этом предполагается, что нагрузка действует в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), а опорные сечения закреплены от боковых смещений и поворота.

Для прокатных балок двутаврового сечения коэффициент φ_g следует определять по следующим формулам в функции коэффициента φ_1 (7.34, 7.35, 7.36), где

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{J_y}{J_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}; \quad (7.34)$$

h – полная высота прокатного двутавра;

ψ – по табл. Ж.1 [4] в зависимости от параметра α , вида нагрузки, места ее приложения, числа закреплений сжатого пояса из плоскости в пролете;

l_{ef} – расчетная длина участка балки в пролете между связями в плоскости, перпендикулярной действию основных сочетаний нагрузок;

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{J_t}{J_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \quad \text{– для прокатных двутавров,} \quad (7.35)$$

здесь J_t – момент инерции сечения при свободном кручении по Приложению Д [4].

С учетом приведенных зависимостей 7.34, 7.35 коэффициент φ_g принимается:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_g &= \varphi_1 \quad \text{при } \varphi_1 \leq 0,85; \\ \varphi_g &= 0,68 + 0,21\varphi_1 \quad \text{при } \varphi_1 > 0,85; \end{aligned} \right\} \quad (7.36)$$

но всегда $\varphi_g \leq 1$.

2) Для двутавровых прокатных балок **первого класса**, изгибаемых в **двух главных плоскостях** и удовлетворяющих условиям прочности, общую устойчивость следует проверять по формуле:

$$\frac{M_x}{\varphi_g \cdot W_{c,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (7.37)$$

при отсутствии секториальных напряжений.

Примечания:

1) Общая устойчивость балок **первого класса считается обеспеченной без проверок** по вышеуказанным формулам при следующих условиях:

а) нагрузка передается на балку через сплошной жесткий настил из железобетонных плит, из плоского или профилированного листа, непрерывно связанных с сжатым поясом балки сваркой, болтами или самонарезающими винтами;

б) условная гибкость сжатого пояса балки удовлетворяет условию:

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b) \cdot \sqrt{R_y^f / E} \leq \bar{\lambda}_{ub} \quad (7.38)$$

где: l_{ef} – свободная длина сжатого пояса, т.е. расстояние между сечениями этого пояса, закрепленными от потери устойчивости из плоскости изгиба;

b – ширина сжатого пояса;

R_y^f – расчетное сопротивление стали сжатого пояса балки;

$\bar{\lambda}_{ub}$ – предельная условная гибкость сжатого пояса по табл. 11 [4];

в) прикреплению к сжатому поясу элементов, обеспечивающих общую устойчивость балки (настил, продольные или поперечные связи), следует рассчитывать **на фактическую или условную** поперечную силу (выбирается большее значение) по методикам расчета сварных, болтовых соединений или соединений на самонарезающих винтах.

Фактическая поперечная сила определяется при расчете элементов, обеспечивающих общую устойчивость балки.

Условная поперечная сила определяется:

- при закреплении балки **в отдельных точках** – по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E/R_y) \cdot N / \varphi, \quad (7.39)$$

в которой φ определяется для сечения типа b (табл. 7 [4]) при гибкости $\lambda = l_{ef} / i$ (где $i = 0,289 b_f$ – радиус инерции сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N вычисляется по формуле

$$N = (A_f r + 0,25 A_w) R_{yw}, \quad (7.40)$$

где A_f и A_w – площади сечения соответственно сжатого пояса и стенки;

$r = R_{yf} / R_{yw} \geq 1$; R_{yf} ; R_{yw} – расчетные сопротивления стали соответственно сжатого пояса и стенки;

- при **непрерывном** закреплении на единицу длины пояса балки - по формуле

$$q_{fic} = 3 Q_{fic} / l,$$

где Q_{fic} – по формуле (7.39), в которой $\varphi = 1$, а N – по формуле (7.40).

2) Общая устойчивость прокатных двутавровых балок **второго и третьего классов считается обеспеченной** при следующих условиях:

а) нагрузка передается на балку через сплошной жесткий настил из железобетонных плит, из плоского или профилированного листа, непрерывно связанных с сжатым поясом балки сваркой, болтами или самонарезающими винтами;

б) условная гибкость сжатого пояса балки удовлетворяет условию:

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b) \cdot \sqrt{R_y^f / E} \leq \bar{\lambda}_{ub} \delta, \quad (7.41)$$

здесь $\delta = 1 - 0,6 (c_{Ix} - 1) / (c - 1)$, где c_{Ix} – коэффициент, определяемый по большему значению из формул:

$$c_{Ix} = M_x / (W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \text{ или } c_{Ix} = \beta \cdot c_x \text{ и изменяющийся в пределах } 1 < c_{Ix} \leq c_x.$$

Здесь M_x – изгибающий момент в сечении;

β – по формуле (52) [4];

c_x – по табл. Е.1 [4].

При этом допускается принимать значения условной предельной гибкости пояса балки:

$\delta \bar{\lambda}_{ub}$ – на участке длины балки, где учитываются пластические деформации;

$\bar{\lambda}_{ub}$ – на участках длины балки с напряжениями в сечениях $\sigma = M / W_{n,min} \leq R_y \gamma_c$.

7.5. Основы проектирования и расчетов сварных балок на статические нагрузки

Сварные балки относятся к балкам составного сечения и применяются в тех случаях, когда имеющиеся прокатные балки при заданных нагрузках и пролетах не удовлетворяют требованиям I и II групп предельных состояний. В этом случае размеры всех элементов поперечного сечения назначаются проектировщиком и зависят только от листовой стали по сортаменту.

7.5.1. Основные принципы компоновки сварных балок

а) **Высота поперечного сечения** сварных балок – это главный параметр сечения, определяющий экономичность и жесткость балки.

На рис. 7.15 (см. [7, стр. 188]) приведены кривые зависимости массы балки и составляющих ее элементов (пояса и стенки) от высоты поперечного сечения.

С ростом высоты поперечного сечения увеличивается масса стенки g_w и уменьшается масса поясов g_f . В целом масса балки $g_b = g_w + g_f$ может иметь **наименьшее значение** при определенной высоте, называемой **оптимальной по прочности h_{opt}** .

Если принять кривую массы балки как дифференцируемую функцию, то в зоне наименьшей массы первая производная такой функции по высоте h будет стремиться к нулю, т.е. $dg_b/dh_b \rightarrow 0$, а вторая производная будет больше нуля, т.е. $\partial^2 g_b / \partial^2 h_b > 0$, т.е. имеет место минимум функции, т.е. массы балки.

Из решения дифференциальных уравнений была получена формула оптимальной высоты для балки первого класса постоянного сечения:

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{mp} / t_w}, \quad (7.42)$$

где: $W_{mp} = M_{max} / (R_y \cdot \gamma_c)$ – требуемый момент сопротивления поперечного сечения балки;

t_w – толщина стенки, предварительно задаваемая по эмпирической формуле

$$t_w = 7 + 3h_{3,i} \text{ [мм] при } h_{3,i} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) L \text{ – задаваемая высота балки в [м], } L \text{ – пролет балки в [м].}$$

Таким образом, имеет место итерационный процесс определения $h_{opt} \cong h_{3,i}$.

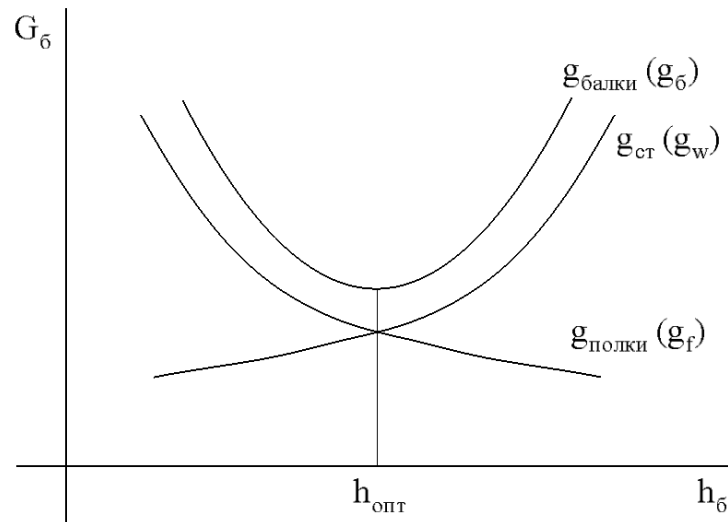


Рис.7.15. Зависимость массы балки и её элементов от высоты сечения

$k = 1,15 \div 1,20$ – конструктивный коэффициент, учитывающий дополнительный расход стали на ребра жесткости, сварные швы и т.д.

В учебной литературе [2, 7] выведена формула оптимальной высоты такой балки, в которой вместо t_ω стенки задаются ее гибкостью $\lambda_\omega = h_\omega/t_\omega$. Формула имеет вид:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{1,5\lambda_\omega \cdot W_{mp}} \quad \text{или} \quad h_{opt} \cong 1,15\sqrt[3]{\lambda_\omega \cdot W_{mp}} \quad (7.43)$$

В этом случае для сварных балок высотой $h_\sigma = (0,8 \div 3,0)$ м рекомендуется задавать $\lambda_\omega = 100 \div 185$, обеспечивая при этом местную устойчивость стенки ребрами жесткости.

Для обеспечения второго предельного состояния должна быть обеспечена необходимая жесткость балки, определяемая, в первую очередь, её высотой.

Минимальная высота балки $h_{мин}$ – это такая минимальная высота, которая обеспечивает необходимую жесткость балки и полное использование прочности стали. Для получения формулы $h_{мин}$ используются формулы прогиба балок.

Для общего случая загруженный балок формула имеет вид

$$h_{мин} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot L}{E} n_o \frac{M_n}{M}, \quad (7.44)$$

где M_n, M – наибольшие значения изгибающих моментов в пролете от нормативных и расчетных нагрузок соответственно;

n_o – величина, обратная предельному прогибу балок.

Из анализа зависимости массы балки от её высоты видно (рис. 7.15), что в окрестностях h_{opt} эта величина изменяется слабо. Это позволяет уменьшить высоту балки на 5-10% под существующий сортамент листа стенки по сравнению с h_{opt} без заметного увеличения её массы. При этом принятая высота балки должна быть не менее $h_{мин}$.

Во всех случаях в перекрытиях принятая высота балки вместе с настилом не должна превышать заданную строительную высоту перекрытия

$$h_{\text{смп}} = H_{\text{эт}} - H_{\text{пом}},$$

где $H_{\text{эт}}$ – высота этажа, $H_{\text{пом}}$ – высота помещения в свету.

Если по расчетам оптимальная и минимальная высоты балки превышают заданную строительную высоту, то принимается высота балки, не превышающая строительную. Но в этом случае полностью использовать прочность стали не представляется возможным.

б) **Толщина стенки** балки определяется работой ее на **срез** от максимальной поперечной силы Q_{max} , действующей, как правило, на опоре. Касательное напряжение по формуле Д.И. Журавского:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{t_{\omega} \cdot J_x} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (7.45)$$

где S_x – статический момент полусечения; J_x – момент инерции сечения.

Отсюда минимальная толщина стенки определится:

$$t_{\omega, \text{min}} = k \frac{Q_{\text{max}}}{h_b R_s \gamma_c}, \quad (7.46)$$

где $k = S_x h_b / I_x$; при учете работы всего сечения на срез $k = 1,2$ (опорный узел балки по рис. 7.16); при учете работы на срез только стенки $k = 1,5$ (опорный узел балки по рис. 7.17).

На рис. 7.16 и 7.17 также указаны следующие величины:

$a \geq 0,65 t_{\omega} \sqrt{E/R_y}$ – условная длина стенки, учитываемая при расчете опорной стойки балки на устойчивость;

$t_s \geq 3 b_r \sqrt{R_y/E}$ – толщина опорного ребра.

в) **Толщина стенки** должна удовлетворять требованиям **местной устойчивости**. В этом случае для обычных (классических) балок с укреплением стенки только поперечными ребрами жесткости ее толщина при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{\omega} \leq 6$

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\omega}}{\bar{\lambda}_{\omega}} \sqrt{R_y/E} = \frac{h_{\omega}}{6} \sqrt{R_y/E}. \quad (7.47)$$

г) **Пояса (полки)** сварной балки должны удовлетворять следующим требованиям:

$h/5 \leq b_f \leq h/3$; при ширине пояса меньше $h/5$ неудовлетворительно решаются вопросы общей устойчивости балки; при ширине пояса больше $h/3$ не удастся обеспечить равномерное распределение нормальных напряжений по его ширине, что приводит к неполному использованию несущей способности пояса;

$t_f \leq 3 t_{\omega}$ – из условий недопущения больших усадочных сварочных напряжений (технологические условия сварки листов разной толщины);

$\frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{R_{yf}/E} \leq 0,5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c}$ – из условий обеспечения местной устойчивости сжатого

того пояса с неокаймленными свесами,

здесь $b_{ef} = (b_f - t_{\omega}) / 2$ – ширина свеса пояса;

R_{yf} – расчетное сопротивление материала пояса;

$\sigma_c = M_{\text{max}} / (W_{xnc} \cdot \gamma_c)$ – напряжение в сжатом поясе;

W_{xnc} – момент сопротивления сечения нетто, т.е. с учетом ослаблений.

В первом приближении для балок из малоуглеродистых сталей можно воспользоваться зависимостью

$$b_f / t_f \leq 30.$$

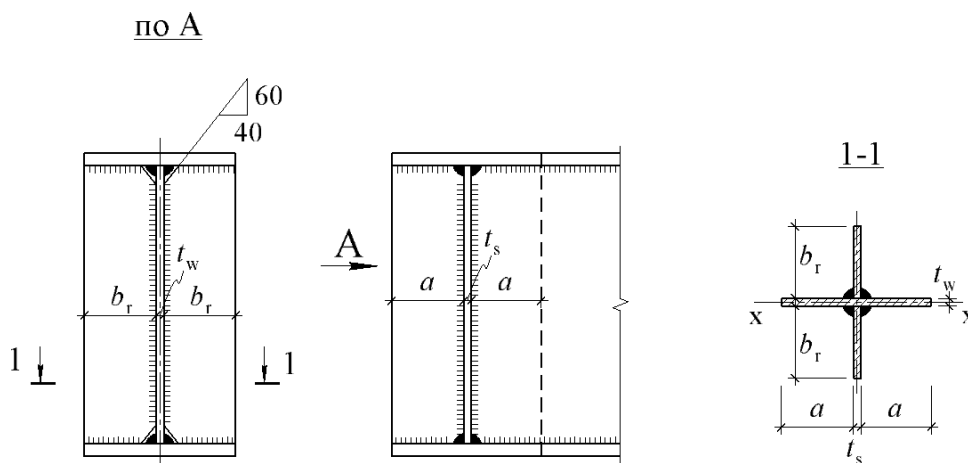


Рис.7.16. Опорная часть балки с внутренним ребром

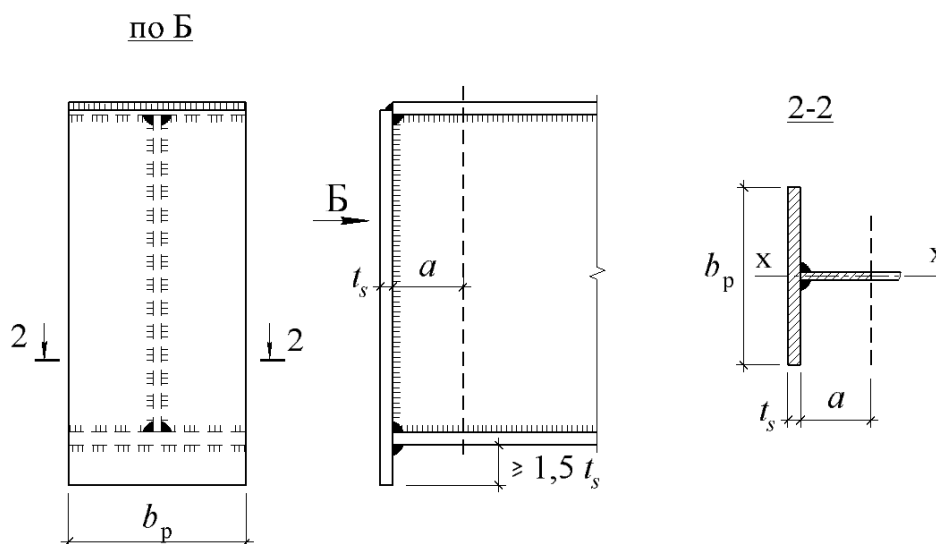


Рис.7.17. Опорная часть балки с торцевым ребром

7.5.2. Алгоритм расчета сварной балки постоянного сечения первого класса

- Составляется расчетная схема балки с нагрузками.
- Выполняется статический расчет с определением M_{\max} и Q_{\max} .
- Определяются $h_{\text{онм}}$ и $h_{\text{мин}}$ и устанавливается фактическая высота балки:

$$h_b = (0,9 - 0,95)h_{\text{онм}} \geq h_{\text{мин}}.$$

- Уточняется высота стенки: $h_w = h_b - 2t_f$, где предварительно принимают $t_f \leq 20$ мм; величина h_w должна соответствовать по сортаменту ширине для широко-

полосной универсальной стали по ГОСТ 82-70 ($b_{max} = 1050$ мм) или быть кратной 10 мм при применении толстолистовой стали по ГОСТ 19903-74 ($b_{max} = 3800$ мм).

д) Назначается толщина стенки, как наибольшая из условий: среза, местной устойчивости при наличии поперечных ребер жесткости и из конструктивных соображений:

$$t_w \geq \{t_{w,s}; t_{w,m,y}; t_{w,констр} \geq 6 \text{ мм}\}.$$

Назначенная толщина стенки должна соответствовать сортаменту.

е) Определяются геометрические характеристики стенки:

$$A_w = h_w \cdot t_w; \quad J_w = t_w \cdot h_w^3 / 12.$$

ж) Определяется требуемый момент инерции поясов:

$J_{f,mp} = J_{x,mp} - J_w$, где $J_{x,mp} = W_{x,mp} \cdot h / 2$, $h = h_0 = h_w + 2t_f$, предварительно $t_f \leq 20$ мм.

и) Определяется требуемая площадь одного пояса:

$$A_f = 2J_{f,mp} / (h_{ef})^2, \quad \text{где } h_{ef} = h_b - t_f.$$

к) Компонуется поперечное сечение поясов двутавра с двумя осями симметрии:

$$A_f = b_f \cdot t_f,$$

где b_f, t_f – принимать с учетом вышеупомянутых ограничений, сортаментов проката листовой стали и местной устойчивости сжатого пояса:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{R_{yf} / E} \leq 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_c}.$$

Принятая ширина поясов b_f принимается кратной 10 мм.

л) Компонуется все поперечное сечение балки (рис. 7.18):

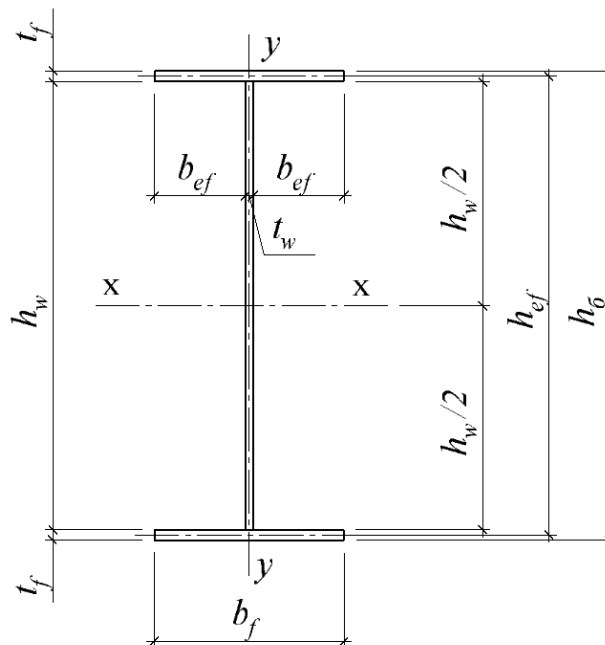


Рис.7.18. Поперечное сечение сварной двутавровой балки с двумя осями симметрии

7.5.3. Поверочные расчеты сварных балок постоянного сечения с двумя и одной осями симметрии

а) На прочность при поперечном и чистом изгибах

Согласно [4, п.8.1] проверку прочности балок постоянного двутаврового или коробчатого поперечных сечений с двумя осями симметрии следует выполнять аналогично поверочным расчетам прокатных балок первого, второго и третьего классов (см. п.7.4.3 – для однопролетных разрезных и п.7.4.4 – для неразрезных балок) с учетом следующих примечаний (п. 1, п.2, п.3а).

Примечание 1. При поперечном изгибе ($M_x \neq 0, Q_x \neq 0$) **бистальных разрезных балок постоянного двутаврового и коробчатого** поперечных сечений с двумя осями симметрии при выполнении требований общей устойчивости в пролете [4, п.8.4.4] и на опорах [4, п.8.5.17] и при значениях $\tau_x \leq 0,9R_s$ и $\tau_y \leq 0,5R_s$ (кроме опорных сечений) расчет на прочность следует выполнять как для балок второго класса по формулам:

– при изгибе в одной главной плоскости $x-x$

$$M_x / (C_{x,r} \cdot \beta_r \cdot W_{x,n} \cdot R_y^\omega \cdot \gamma_c) \leq 1; \quad (7.47)$$

– при изгибе в двух главных плоскостях

$$M_x / (C_{x,r} \cdot \beta_r \cdot W_{x,n} \cdot R_y^\omega \cdot \gamma_c) + M_y / (C_{y,r} \cdot \beta_r \cdot W_{y,n} \cdot R_y^f \cdot \gamma_c) \leq 1. \quad (7.48)$$

Здесь: $C_{x,r} = (\alpha_f \cdot r + 0,25 - 0,0833/r^2) / (\alpha_f + 0,167)$ – аппроксимированная формула для коэффициента $C_{x,r}$;

$\alpha_f = A_f / A_\omega$ – отношение площадей пояса и стенки;

$r = R_y^f / R_y^\omega$ – отношение расчетных сопротивлений стали поясов и стенки;

$\beta_r = 1$ при $\tau_x \leq 0,5R_s$;

$$\beta_r = 1 - \frac{0,2}{\alpha_f \cdot r + 0,25} \cdot \left(\frac{\tau_x}{R_s^\omega} \right)^4 \quad \text{при } 0,5R_s \leq \tau_x \leq 0,9R_s;$$

$C_{y,r} = 1,15$ – для двутаврового поперечного сечения;

$C_{y,r} = 1,05/r$ – для коробчатого поперечного сечения.

Примечание 2:

а) расчет на прочность при чистом изгибе.

Для разрезных сварных **бистальных балок постоянного двутаврового и коробчатого сечений в зоне чистого изгиба** ($M_x \neq 0, Q_x = 0$) расчет на прочность следует выполнять в соответствии с п.8.2.3 [4] аналогично расчету прокатных двутавровых балок, имеющих зону **чистого изгиба, как балок третьего класса**. В этом случае расчет опорного сечения бистальной балки ($M_x = 0, M_y = 0$) на поперечные силы ($Q_{x,on}, Q_{y,on}$) следует выполнять по формулам

$$Q_{x,on} / (A_\omega \cdot R_s^\omega \cdot \gamma_c) \leq 1, \quad Q_{y,on} / (2A_f \cdot R_s^f \cdot \gamma_c) \leq 1.$$

б) расчет на жесткость (прогиб) при поперечном и чистом изгибах.

Для сварных балок постоянного двутаврового, коробчатого или другого типа сечения, у которых $h_b > h_{min}$, проверку жесткости (второе предельное состояние) можно не выполнять, если отсутствуют ослабления в расчетных сечениях. Наличие ослабле-

ний учитываются при определении прогиба также, как и в прокатных балках. Для балок переменного сечения требуются дополнительные расчеты перемещений по правилам строительной механики.

в) расчет на общую устойчивость.

Для сварных моностаальных балок в форме двутавров сплошного сечения **первого, второго и третьего классов** с двумя осями симметрии расчет на общую устойчивость аналогичен расчету соответствующих прокатных балок (см. п.7.4.5д, или п.8.4.6 [4]), кроме определения коэффициента α - по формуле Ж.5 [4] для составных двутавров.

Для сварных **бистальных балок второго класса** расчет на общую устойчивость следует выполнять по формулам:

при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения

$$M_x / (\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y^f \cdot \gamma_c) \leq 1 ; \quad (7.49)$$

где $\varphi_b = f \left(\varphi_1 = \psi \cdot \frac{J_y}{J_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y^f} \right)$ - по приложению Ж[4]; $\psi = f(\alpha)$, α - по

формуле Ж.5 [4];

при действии нагрузки в двух плоскостях

$$M_x / (\varphi_b \cdot W_{c,x} \cdot R_y^f \cdot \gamma_c) + M_y / (W_y \cdot R_y^f \cdot \gamma_c) \leq 1 . \quad (7.50)$$

Общая устойчивость бистальных балок второго класса считается обеспеченной без проверок по указанным выше формулам при выполнении следующих условий:

- если нагрузка передается через сплошной настил, неподвижно связанный со сжатым поясом балки (п.8.4.4,а [4]);
- если гибкость сжатого пояса балки не превышает предельную, т.е.

$\bar{\lambda}_b = (l_{ef}/b) \sqrt{R_y^f/E} \leq \bar{\lambda}_{ub}$ (по табл. 11 [4]) в балках симметричного двутаврового сечения и в балках с одной осью симметрии при условии $b_f^{расм} / b_f^{сж} \geq 0,75$.

Общая устойчивость сварных моностаальных балок **второго и третьего классов** (т.е. имеющих пластические зоны) со сжатым поясом, менее развитым, чем растянутый **считается обеспеченной только при выполнении** п. 8.4.4,а [4], т.е. при наличии сплошного настила, неподвижно связанного со сжатым поясом балки.

г) расчет на местную устойчивость стенок между поперечными ребрами жесткости.

Местную устойчивость стенок балок первого класса с двумя осями симметрии (рис. 7.18) при статических нагрузках, приложенных к верхнему поясу, **следует считать обеспеченной** при выполнении требований:

- по прочности (п.8.2.1 [4]);
- по общей устойчивости (п.8.4.1÷8.4.5, [4]);
- при значениях условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_{ef}}{t_\omega} \sqrt{R_y^\omega/E}$, не превышающих

следующих значений:

$\bar{\lambda}_\omega \leq 3,5$ - при $\sigma_x \neq 0$, $\tau_{xy} \neq 0$, $\sigma_y = 0$ в балках с двухсторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_\omega \leq 3,2$ - тоже в балках с односторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_\omega \leq 2,5$ – при $\sigma_x \neq 0$, $\tau_{xy} \neq 0$, $\sigma_{loc} \neq 0$ в балках с двухсторонними поясными швами; при этом поперечные ребра жесткости (п.8.5.9 [4]) должны быть установлены при $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$, а дополнительно к ним продольные ребра при $\bar{\lambda}_\omega > 5,5\sqrt{R_y^f / \sigma_{x,сж}^f}$.

Если указанные условия по величине $\bar{\lambda}_\omega$ **не выполняются**, то проверку местной устойчивости стенки между поперечными ребрами жесткости следует проводить по приведенным отношениям напряжений от внешних усилий $M_{x,ср}$, $Q_{x,ср}$, F_{loc} к их критическим значениям.

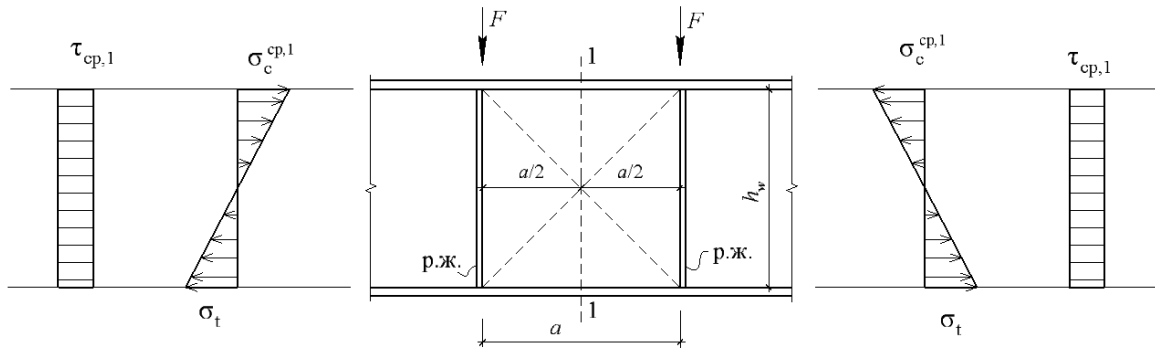


Рис.7.20. Схема участка стенки между поперечными ребрами жесткости при $a \leq h_{ef}$, $h_{ef} = h_w$ в соответствии с п. 7.3.1 [4]

$$\sigma_{x,\omega}^{cp} \neq 0; \tau_{x,\omega}^{cp} \neq 0; \sigma_{loc} = 0.$$

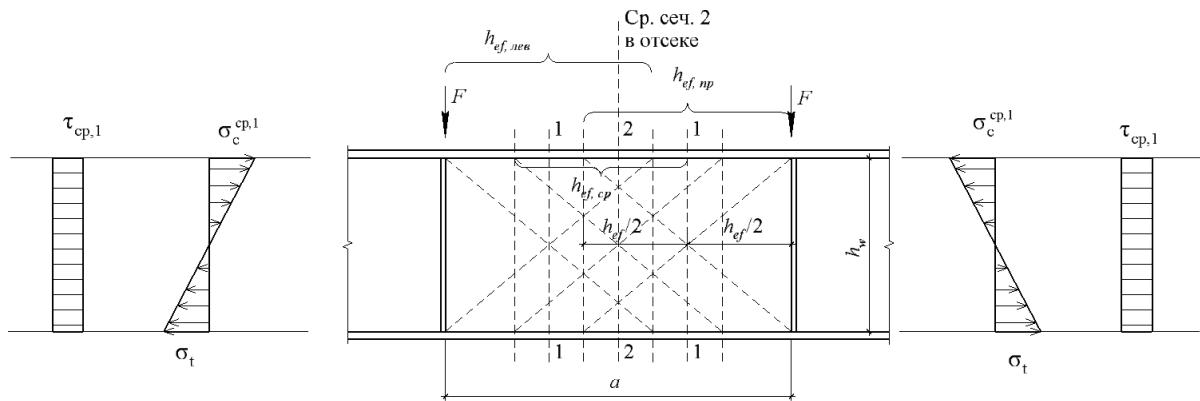


Рис.7.21. Схема участка стенки между поперечными ребрами жесткости при $a \gg h_{ef}$, $h_{ef} = h_w$ в соответствии с п. 7.3.1 [4]

$$\sigma_{x,\omega}^{cp} \neq 0; \tau_{x,\omega}^{cp} \neq 0, \sigma_{loc} = 0.$$

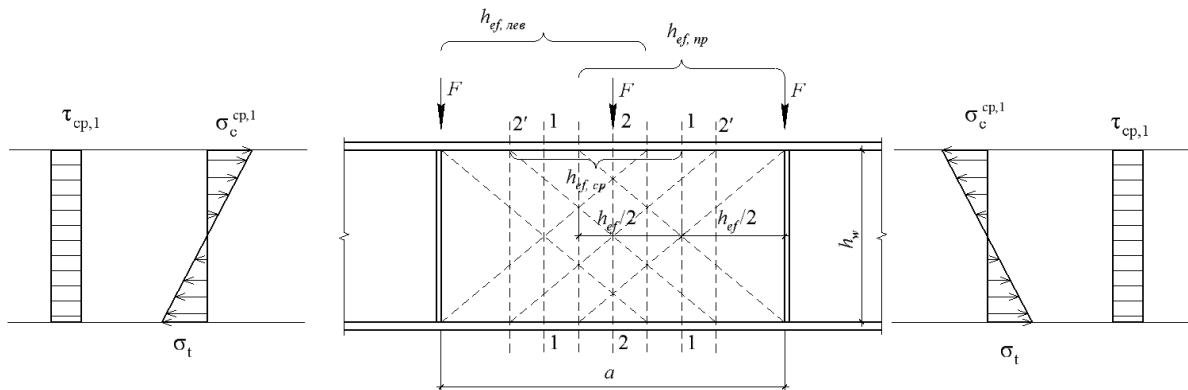


Рис.7.22. Схема участка стенки между поперечными ребрами жесткости при $a \gg h_{ef}$, $h_{ef} = h_w$ в соответствии с п. 7.3.1 [4]

$$\sigma_{x,\omega}^{cp} \neq 0; \tau_{x,\omega}^{cp} \neq 0; \sigma_{loc} \neq 0.$$

Здесь возможны варианты в зависимости от соотношений h_{ef} (расчетная высота стенки) и a (шаг поперечных ребер жесткости).

Вариант 1 - по рис. 7.20: $a \leq h_{ef}$, $\sigma_{x,\omega}^{cp} \neq 0$; $\tau_{x,\omega}^{cp} \neq 0$; $\sigma_{loc} = 0$.

В этом случае проверку местной устойчивости отсека стенки между поперечными ребрами жесткости следует проводить по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x_1,\omega}^{cp}}{\sigma_{cr,x}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{x_1,\omega}^{cp}}{\tau_{cr,x}}\right)^2} / \gamma_c \leq 1, \quad (7.51)$$

где $\sigma_{x_1,\omega}^{cp} = M_a^{cp} \cdot (h_\omega/2)/J_x$ – среднее изгибное напряжение у сжатой границы стенки;

$\tau_{x_1,\omega}^{cp} = Q_a^{cp}/(t_\omega \cdot h_\omega)$ – среднее касательное напряжение в стенке;

$\sigma_{cr,x}$, $\tau_{cr,x}$ – критические напряжения по формулам (81) и (83) [4] соответственно;

M_a^{cp} , Q_a^{cp} – среднее значение усилий в сечении 1-1 отсека (см. рис. 7.19).

Вариант 2 - по рис. 7.20: $a \gg h_{ef}$, $\sigma_{x,\omega}^{cp} \neq 0$; $\tau_{x,\omega}^{cp} \neq 0$ – определяются как средние значения в сечениях 1-1 или 2-2 для наиболее напряженного участка отсека длиной, равной h_{ef} .

В этом случае проверку местной устойчивости отсека стенки следует также проводить по формуле (7.51), в которой M_a^{cp} , Q_a^{cp} – определяются как средние в сечениях 1-1 или 2-2 для участка: $h_{ef,лев}$, $h_{ef,прав}$ или $h_{ef,cp}$, – как одного из наиболее нагруженных моментом и поперечной силой между поперечными ребрами жесткости.

Вариант 3 - по рис. 7.21: $a \gg h_{ef}$, $\sigma_{x,\omega}^{cp} \neq 0$; $\tau_{x,\omega}^{cp} \neq 0$; $\sigma_{loc} \neq 0$ – здесь в отсеке стенки имеет место локальная нагрузка **посередине между поперечными ребрами жесткости**. Такой вариант возможен в балочных клетках, когда шаг второстепенных балок (или балок настила) в два раза меньше шага ребер жесткости главных балок.

Поэтому для учета в местной устойчивости стенки при наличии локальной нагрузки ($\sigma_{loc} \neq 0$), вероятно, надо рассматривать сечение под локальной нагрузкой (сечение 2-2 по рис. 7.21), а значения моментов и поперечных сил учесть как осредненные из рассмотрения двух участков с $h_{ef,лев}$ и $h_{ef,прав}$, которые в соответствии с рис. 7.21 совпадут с сечением 2-2.

В этом варианте проверку местной устойчивости отсека стенки между поперечными ребрами жесткости следует проводить по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x_2,\omega} + \sigma_{loc,\omega}}{\sigma_{cr,x}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{x_2,\omega}}{\tau_{cr,x}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (7.52)$$

где $\sigma_{cr,loc}$ – по формуле (82) [4];

$\sigma_{loc,\omega} = F/(l_{ef} \cdot t_\omega)$ – локальное напряжение, перпендикулярное продольной оси балки.

Здесь: $l_{ef} = b + 2(t_f + k_f)$ – условная длина распределения локальной нагрузки на стенку проверяемой балки (см. рис. 7.22);

b – ширина пояса вышележащей балки;

$t_f + k_f$ – толщина пояса с учетом катета поясного шва.

В формулах (7.51) и (7.52) критические напряжения имеют вид:

$\sigma_{cr,loc} = C_{cr} \cdot R_y^\omega / (\bar{\lambda}_\omega)^2$ – критическое напряжение при чистом изгибе по формуле (81) [4],

где C_{cr} – по табл. 12 при $\sigma_{loc} = 0$ с учетом $\delta = \beta \cdot (b_f^c / h_\omega) \cdot (t_f^c / t_\omega)^3$.

$\sigma_{cr,loc} = C_1 \cdot C_2 \cdot R_y^\omega / (\bar{\lambda}_\omega)^2$ – критическое напряжение при чистом смятии по формуле (82) [4],

здесь C_1 – по табл. 14 с учетом отношения a/h_ω и $\rho = 1,04 \cdot l_{ef} / h_\omega$;

C_2 – по табл. 15 с учетом отношения a/h_ω и δ .

$\tau_{cr,x} = 10,3 \cdot (1 + 0,76/\mu^2) \cdot R_s / (\bar{\lambda}_d)^2$ – критическое напряжение при чистом срезе по формуле (83) [4],

где μ – отношение бо́льшей стороны отсека стенки к меньшей, т.е.

$\mu = a/h_\omega$ или $\mu = h_\omega/a$;

$$\bar{\lambda}_d = \left(\frac{d}{t_\omega} \right) \sqrt{R_y^\omega / E},$$

d – меньшая сторона отсека стенки, т.е. $d = h_\omega$ или $d = a$.

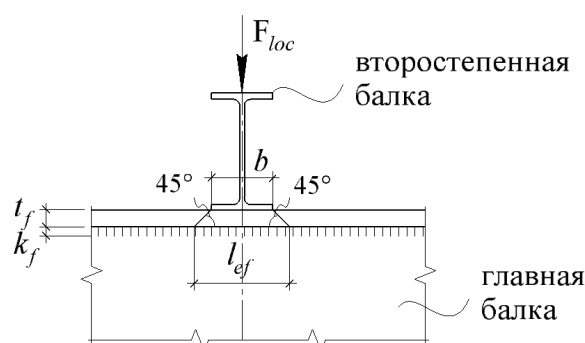


Рис.7.22. Схема передачи локальной нагрузки на стенку нижележащей балки при этажном опирании

Примечание 1. При $\sigma_{loc} \neq 0$ и $a/h_\omega > 0,8$ проверку местной устойчивости стенки по формуле (7.57) следует выполнить **дважды**.

Первую проверку следует выполнять при трех вариантах определения $\sigma_{cr,loc}$:

а) при $0,8 \leq a/h_\omega \leq 1,33$ в таблице 14 [4] для C_1 и в таблице 15 для C_2 вместо a следует взять $a_1 = 0,5a$;

б) при $1,33 < a/h_\omega \leq 2$ в таблице 14 для C_1 и в таблице 15 для C_2 взять вместо a $a_1 = 0,67h_\omega$;

в) при $a/h_\omega > 2$ в таблице 14 для C_1 и в таблице 15 для C_2 принять отношение $a/h_\omega = 2$.

Вторую проверку следует выполнять при фактическом отношении a/h_ω , а при определении $\sigma_{cr,x}$ коэффициент C_{cr} принять по табл. 16 [4].

Примечание 2. Если локальная нагрузка приложена к растянутому поясу, то в формуле (7.57) следует учитывать одну из наиболее невыгодных комбинаций напряжений:

$(\sigma_{x,\omega} + \tau_{x,\omega})$ или $(\sigma_{loc,\omega} + \tau_{x,\omega})$ с учетом в формуле для $\sigma_{cr,x}$ параметров b_f^t , t_f^t в формуле $\delta = \beta \cdot (b_f^t/h_\omega) \cdot (t_f^t/t_\omega)^3$ – для растянутого пояса.

Примечание 3. Местную устойчивость отсеков стенки балок первого класса двутаврового поперечного сечения с одной осью симметрии (рис. 7.23) при более развитом сжатом поясе следует проверять с учетом следующих изменений:

1) при вычислении значений σ_{cr} по формулам (81) и (82) [4] в параметре δ следует принимать вместо h_ω удвоенную высоту сжатой зоны стенки $2h_{c,\omega}$, т.е. вычислять параметр δ по формуле $\delta = \beta \cdot (b_f^t/(2h_{c,\omega})) \cdot (t_f^t/t_\omega)^3$.

2) При $a/h_\omega > 0,8$ и $\sigma_{loc} \neq 0$ в двойной проверке местной устойчивости стенки (см. Примечание 1 выше), при этом в формуле (81) [4] для σ_{cr} при определении C_{cr} по табл. 16 [4] вместо h_ω следует принимать $2h_{c,\omega}$.

3) $\sigma_{x_1,\omega}^{cp} = M_a^{cp}/J_x \cdot h_{1,\omega}$ – среднее изгибное напряжение у сжатой границы стенки, принимаемое со знаком (+); $\tau_{x_1,\omega}^{cp} = Q_a^{cp}/A$ – среднее касательное напряжение.

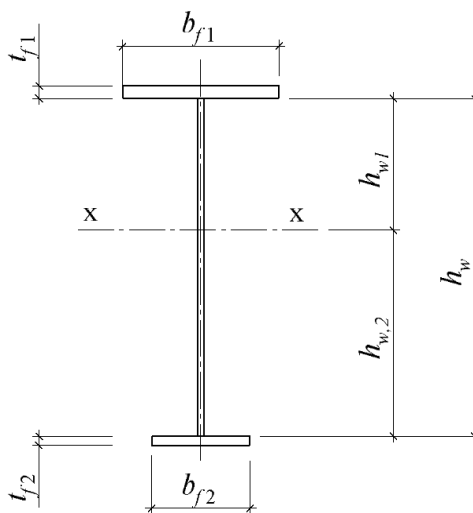


Рис.7.23. Поперечное сечение сварной балки с одной осью симметрии при более развитом верхнем (сжатом) поясе

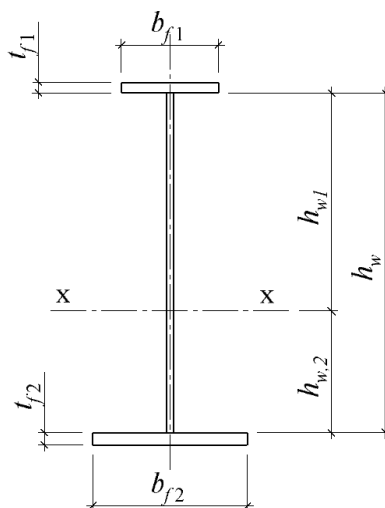


Рис.7.24. Поперечное сечение сварной балки с одной осью симметрии при более развитом нижнем (растянутом) поясе

Примечание 4. При более развитом растянутом поясе (рис. 7.24) и при $\sigma_x \neq 0$, $\tau_{xy} \neq 0$, $\sigma_{loc} = 0$ в балках первого класса отсек стенки между поперечными ребрами жесткости следует проверять на устойчивость по формуле:

$$\frac{0,5\sigma_1}{\sigma_{cr,x}} \cdot \left(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2}\right) / \gamma_c \leq 1, \quad (7.53)$$

где $\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$; $\beta = (\sigma_{cr} / \sigma_1) \cdot (\tau_{x,\omega} / \tau_{cr})$;

σ_{cr} – по формуле (81) [4]; $\tau_{x,\omega}$ – по формуле (79) [4];

τ_{cr} – по формуле (83) [4];

σ_1 и σ_2 – сжимающее и растягивающее изгибные напряжения у расчетных границ отсека стенки, определяемые по формуле (78) [4] и принимаемые соответственно со знаком «плюс» и «минус», т.е.

$$\sigma_1 = +M_x^{cp} \cdot h_{1,\omega} / J_x, \quad \sigma_2 = -M_x^{cp} \cdot h_{2,\omega} / J_x; \quad C_{cr} \text{ – по табл. 17 [4].}$$

Примечание 5. Проверку местной устойчивости стенок моностабильных и бистабильных балок **второго и третьего классов** при $\sigma_{loc} = 0$ и при обеспечении прочности следует проверять по формулам:

а) для балок двутаврового и коробчатого сечений с **двумя осями симметрии**:

$$M_x^* / \left[R_y^f \cdot \gamma_c \cdot h_{ef}^2 \cdot t_\omega \cdot (r \cdot \alpha_f + \alpha) \right] \leq 1, \quad (7.54)$$

где α – по табл. 18 [4] при $\tau_{cr} = Q_x^* / A_\omega$; M_x^* , Q_x^* – см. ниже Примечание*);

$$r = R_y^f / R_y^\omega; \quad \alpha_f = A_f / A_\omega;$$

б) для сварных двутавровых балок с **более развитым сжатым поясом**, укрепленных поперечными ребрами жесткости:

$$M_x^* / \left\{ \left[\sigma_1^f \cdot A_{f,1} \cdot h_1 + \sigma_2^f \cdot A_{f,2} \cdot (h_\omega - h_1) + 4h_1^2 \cdot t_\omega \cdot d \cdot R_y^\omega + h_\omega \cdot t_\omega \cdot (h_\omega - 2h_1) \cdot \sqrt{(R_y^\omega)^2 - 3\tau_{cp}^2} / 2 \right] \cdot \gamma_c \right\} \leq 1, \quad (7.55)$$

где $\sigma_1^f = M_x^* / W_1 < R_y^f$; $\sigma_2^f = M_x^* / W_2 < R_y^f$.

Если σ_1^f и σ_2^f превышают величину R_y^f , то рекомендуется по [4] принимать их равными R_y^f .

Примечание *): в нормах [4, стр. 35] записано, что значения M и Q следует вычислять в одном сечении балки, **но не указано в каком**. Поэтому для проверки местной устойчивости стенки между поперечными ребрами жесткости в первом приближении оставляем, как в п. 8.5.2 [4]: $M_x^* = M_x^{cp}$; $Q_x^* = Q_x^{cp}$, – проверяя при этом по формуле (7.54) **несколько** наиболее нагруженных усилиями M и Q отсеков стенки между поперечными ребрами жесткости.

В формуле (7.55) h_1 – высота сжатой зоны стенки. Нормы [4] предлагают определять ее по формуле:

$$h_1 = A_{\omega} / (2t_{\omega}) + (A_{f_2} \cdot \sigma_2^f - A_{f_1} \cdot \sigma_1^f) / \left(2t_{\omega} \sqrt{(R_y^{\omega})^2 - 3\tau^2} \right).$$

7.5.4. Основные требования по установке поперечных ребер жесткости в сварных балках

Согласно п. 8.5.9 [4, стр. 36] поперечные ребра жесткости в стенках сварных балок следует устанавливать в следующих случаях:

- а) при $\bar{\lambda}_{\omega} \geq 3,2$ и $\sigma_{loc} = 0$ в балках **первого** класса;
- б) при $\bar{\lambda}_{\omega} \geq 2,2$ и $\sigma_{loc} \neq 0$ в балках **первого** класса;
- в) при любых значениях $\bar{\lambda}_{\omega}$ в балках **второго и третьего** классов на участках с пластическими деформациями (на участках с упругими деформациями поперечные ребра жесткости следует устанавливать по правилам для балок первого класса).

Расстояния между поперечными ребрами жесткости должны соответствовать условиям:

$$a \leq 2h_{\omega} \text{ при } \bar{\lambda}_{\omega} \geq 3,2; \quad a \leq 2,5h_{\omega} \text{ при } \bar{\lambda}_{\omega} < 3,2.$$

Для балок **первого класса** допускается увеличивать расстояние между поперечными ребрами жесткости до величин $a \leq 3h_{ef}$ при **следующих условиях**:

- передача нагрузки на сжатый пояс осуществляется через сплошной настил, жестко связанный с балкой через пояс;
- условная гибкость сжатого пояса балки не должна превышать предельной $\bar{\lambda}_{ув}$

по табл. 11 [4], т.е. $\bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b_f} \right) \sqrt{R_y^f / E} \leq \bar{\lambda}_{ув}$;

Размеры поперечных ребер жесткости:

- ширина поперечного ребра жесткости
 - $b_r \geq h_{\omega} / 30 + 25$ мм – для парного ребра;
 - $b_r \geq h_{\omega} / 24 + 40$ мм – для одностороннего ребра;
- толщина поперечного ребра жесткости
 - $t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y / E}$.

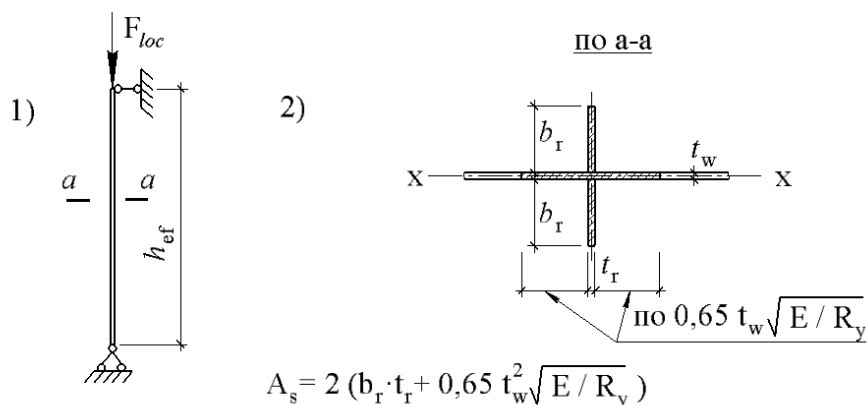


Рис.7.25. К расчету на устойчивость двухстороннего поперечного ребра жесткости в стенке балки под локальной нагрузкой:
1) расчетная схема; 2) условная площадь поперечного сечения (A_{S1})

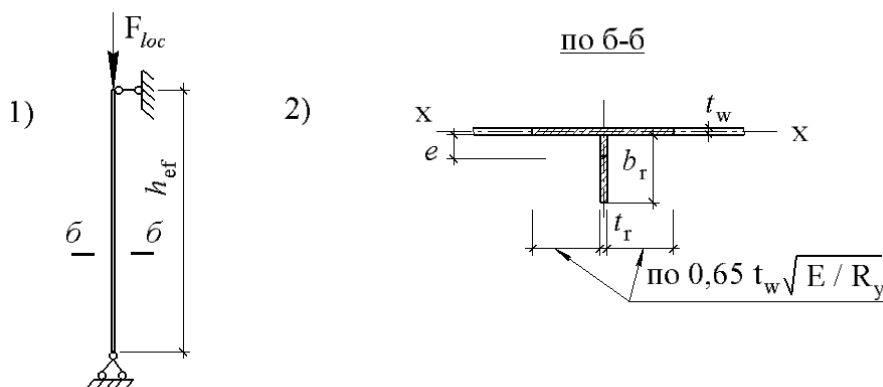


Рис.7.26. К расчету на устойчивость одностороннего поперечного ребра жесткости в стенке балки под локальной нагрузкой:
1) расчетная схема; 2) условная площадь поперечного сечения (A_{S2})

д) Поперечные ребра жесткости, расположенные в местах приложения локальных нагрузок (F_{loc}) к верхнему сжатому поясу, следует проверять расчетом на устойчивость как сжатые стойки (рис. 7.25, рис. 7.26) относительно оси $x-x$.

По рис. 7.25 условная стойка проверяется на устойчивость при центральном сжатии по формуле:

$$\sigma_x = F_{loc} / (\varphi_x \cdot A_{s1} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1, \quad (7.56)$$

где $\varphi_x = f(\bar{\lambda}_x)$, $\bar{\lambda}_x = (h_{ef}/i_x) \sqrt{R_y/E}$, $i_x = \sqrt{I_x/A_{s1}}$.

По рис. 7.26 условная стойка проверяется на устойчивость при внецентренном сжатии по формуле:

$$\sigma_{x,e} = F_{loc} / (\varphi_e \cdot A_{s2} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1, \quad (7.57)$$

где $\varphi_e = f(m_{ef}, \bar{\lambda}_x)$ по п. 9.2.2 [4], $m_{ef} = \eta \cdot m$, $m = e \cdot A_s / W_x$, η – коэффициент влияния формы сечения по табл. Д2 [4].

Примечание. Стенки балок первого класса при $\bar{\lambda}_\omega > 5,5\sqrt{R_y^\omega/\sigma_x^f}$ следует согласно п. 8.5.11 [4] укреплять продольными ребрами жесткости дополнительно к поперечным. Эти вопросы студентам рекомендуется изучить самостоятельно.

7.5.5. Основные требования по проверке местной устойчивости сжатых поясов сварных балок двутаврового и коробчатого поперечных сечений

В этом случае фактическая гибкость сжатого пояса $\bar{\lambda}_f$ сварной балки не должна превосходить предельное значение $\bar{\lambda}_{uf}$.

Для свесов поясов двутавровых балок

$$\bar{\lambda}_{f_1} = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y^f/E} \leq \bar{\lambda}_{uf_1} \quad (7.58)$$

где $\bar{\lambda}_{f_1}$ – фактическая гибкость свесов поясов таких балок;

$\bar{\lambda}_{uf_1} = 0,5\sqrt{R_y^f/\sigma_c^f}$ – предельная условная гибкость для свесов поясов без окаймлений и отгибов в балках **первого** класса двутаврового сечения;

b_{ef} – ширина свеса пояса от грани стенки до края пояса (рис. 7.18 и 7.27).

Для поясов балок коробчатого сечения

$$\bar{\lambda}_{f_2} = (e_f/t_f)\sqrt{R_y^f/E} \leq \bar{\lambda}_{uf_2} \quad (7.59)$$

где $\bar{\lambda}_{uf_2} = 1,5\sqrt{R_y^f/\sigma_{cf}^f}$ – предельная условная гибкость для поясного сжатого листа в балках первого класса коробчатого сечения;

Здесь $\sigma_{cf} = M_x/(W_{xn}^c \cdot \gamma_c)$ – при изгибе в одной плоскости;

$$M_x = M_{расч}; \quad R_y^\omega = R_y^f;$$

$$\sigma_{cf} = M_x/(W_{x,n}^c \cdot \gamma_c) + M_y/(W_{y,n}^c \cdot \gamma_c) \text{ – при изгибе в двух плоскостях,}$$

$$M_y = M_{расч}; \quad R_y^\omega = R_y^f.$$

Для бистальных балок ($R_y^f > R_y^\omega$) **второго** класса формулы (7.58) и (7.59) сохраняются, но напряжения в сжатых зонах поясов (σ_{cf}) определяются по другим выражениям:

$$\sigma_{cf} = R_y^\omega / \sqrt{3(1-4\alpha')} \text{ – при изгибе в одной плоскости;}$$

$$\sigma_{cf} = R_y^\omega / \sqrt{3(1-4\alpha')} + M_y / (W_{y,n} \cdot \gamma_c) \text{ – при изгибе в двух плоскостях;}$$

Здесь $\alpha' = \alpha$ по табл. 18 [4] при $\tau = 0$;

$$\sigma_c^f \leq R_y^f; \text{ при } \sigma_c^f > R_y^f \text{ следует принять } \sigma_c^f = R_y^f.$$

Для моностальных балок двутаврового и коробчатого поперечных сечений **второго** и **третьего** классов устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной при условиях:

– обеспечения прочности по п. 8.2.3 [4];

– обеспечения устойчивости стенок по п. 8.5.8 [4].

В этом случае:

$\bar{\lambda}_{f_1} < \bar{\lambda}_{uf_1}$ – для свесов полки без окаймлений и отгибов в двутавровых поперечных сечениях при $\bar{\lambda}_{\omega\omega} \leq 5,5$, где $\bar{\lambda}_{uf_1} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{\omega\omega}$;

$\bar{\lambda}_{f_2} \leq \bar{\lambda}_{uf_2}$ – для сжатых поясных листов коробчатого поперечного сечения при $2,2 \leq \bar{\lambda}_{u\omega} \leq 5,5$, где $\bar{\lambda}_{uf_2} = 0,675 + 0,15 \bar{\lambda}_{u\omega}$.

Примечание. Предельную гибкость сжатого пояса $\bar{\lambda}_{uf}$ для всех из рассмотренных выше типов сечений допускается (п. 8.5.20 [4]) увеличивать в 1,5 раза при окаймлении или отгибе полки (стенки) поперечного сечения (a_{ef} по рис. 5 [4]). При этом ширина отгиба (окаймления) должна быть не менее $a_{ef} \geq 0,3b_{ef}$, а его толщина $t_{лам} > 2a_{ef} \sqrt{R_y/E}$ (рис. 7.27).

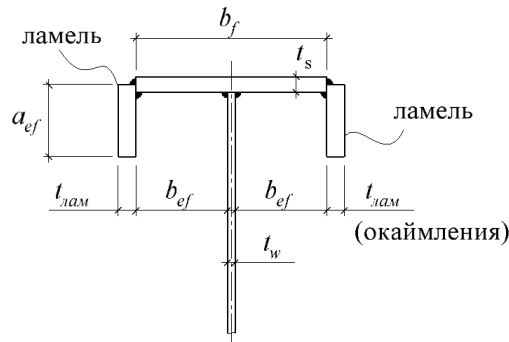


Рис.7.27. Схема окаймления свеса полки двутавра ламелями сечением $a_{ef} \times t_{лам}$

7.5.6. Проектирование изменения сечения сварной двутавровой балки по длине пролета

В сварных балках пролетами $L \geq 12$ м целесообразно в целях экономии стали изменять сечение по длине пролета в соответствии с эпюрой изгибающего момента. При этом в однопролетных разрезных балках проще изменять сечение поясов, сохраняя стенку на весь пролет постоянной высоты (рис. 7.29). В многопролетных неразрезных балках экономичное решение достигается как изменением сечений поясов, так и изменением высоты стенки по длине пролетов. Более подробно с этими вопросами рекомендуется ознакомиться по научному изданию В.В. Катюшина [11] для каркасов с элементами переменного сечения.

Согласно п.8.2.3 [4] разрезные балки переменного сечения по длине пролета рассчитываются на прочность с учетом развития пластических деформаций только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сечением усилий M и Q . В «остальных сечениях» расчет следует выполнять при значениях коэффициентов C'_x и C'_y , меньших, чем они приведены в табл. Е1 [4] или согласно п.8.2.1 [4], однако без конкретных рекомендаций.

Согласно п.8.2.1 [4] для учета развития упруго-пластических деформаций в стенке разрезной, однопролетной балки первого класса, **постоянного сечения** в расчетной зоне поперечного изгиба применяют коэффициент $n = 1,15$ в правой части граничного условия по прочности на основе исследований Б.М. Броуде [9] и Б.Б.Лампси [10], **который** в формуле (44) [4] перенесен в левую часть в форме $1/1,15 = 0,87$.

В «остальных сечениях» балки переменного сечения **первого класса** учет пластических деформаций в ограниченной локальной зоне **можно рекомендовать** введение в формулу (44) [4] осредненного коэффициента между упругой работой ($C_x = C_y = 1$) и неупругой ($n = 1,15$) согласно рис. 7.28,а,б, т.е.

$1 < C'_x = C'_y \leq 0,5(1 + 1,15) = 1,075$. В левой части формулы (44) этот коэффициент будет равен $1/1,075 = 0,93$.

Балки переменного сечения 2-го и 3-го классов согласно п.8.2.3 [4] также допускаются в расчетах на прочность с учетом упругопластических деформаций:

1) в сечении $\langle x \rangle$ с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q по формулам (50), (51) [4] или по формулам (7.27), (7.28) настоящего учебного пособия с коэффициентами $C_x > 1$, $C_y > 1$ по таблице Е1 [4], но не более $C_x = C_y \leq 1,15 \cdot \gamma_f$ (согласно примечанию 2, табл. Е1 [4]).

2) в остальных сечениях упругопластической зоны – с коэффициентами $C'_x < C_x$, $C'_y < C_y$, где для C'_x и C'_y можно рекомендовать подход, аналогичный изложенному выше, т.е.

$$1 < C'_x = 0,5(1 + C_x) \leq 1,15 \cdot \gamma_f,$$

$$1 < C'_y = 0,5(1 + C_y) \leq 1,15 \cdot \gamma_f,$$

где γ_f – эквивалентный коэффициент надежности по суммарным нагрузкам на балку, поределяемый как $\gamma_f = M_p / M_n$ – отношение расчетного сочетания момента к его нормативному значению.

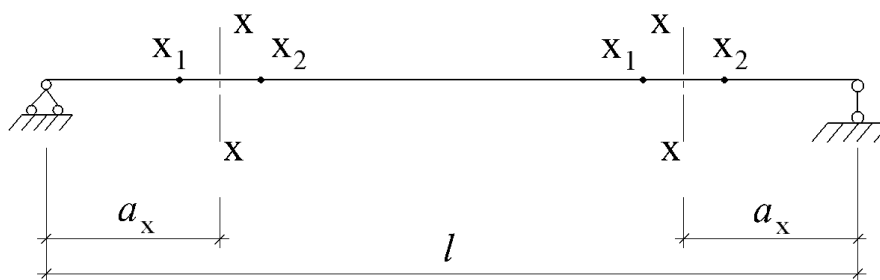


Рис.7.28. а) Схема вероятных упругопластических зон в балке переменного сечения

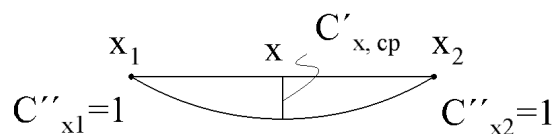


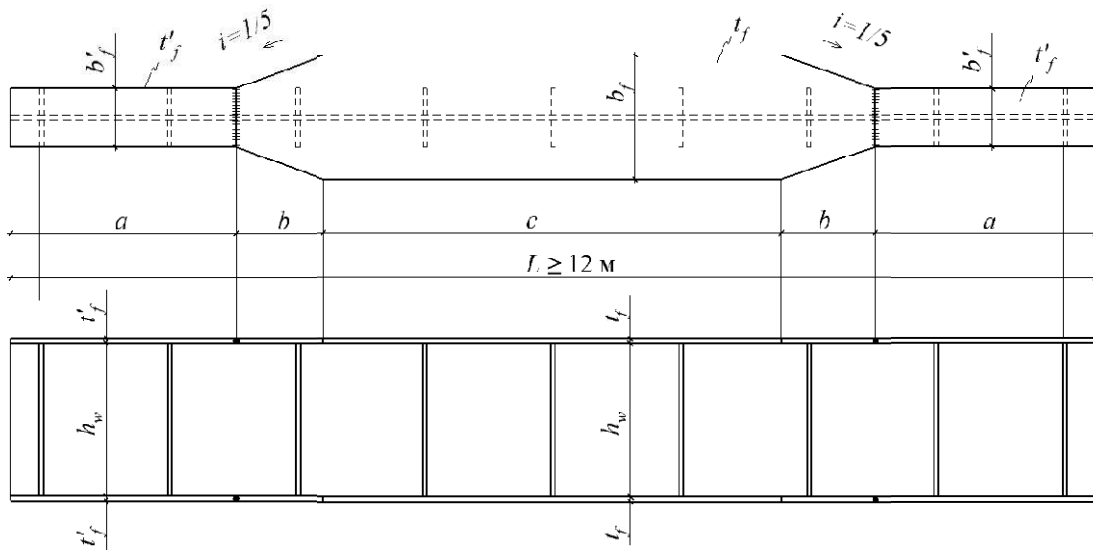
Рис.7.28. б) Фрагмент упругопластической зоны от x_1 до x_2

В однопролетной разрезной балке пролетом L места изменения сечения балки принимают на расстояниях от опор:

$L/5$ - при косом стыке растянутых поясов;

$L/6$ - при прямом стыке поясов с физическим контролем качества шва;

$L/7,5$ - при прямом стыке поясов без физического контроля качества шва.



Балка переменного сечения показана на рис. 7.29. На рис. 7.30 приведен фрагмент изменения сечения балки по длине пролета с помощью **косого** стыкового шва.

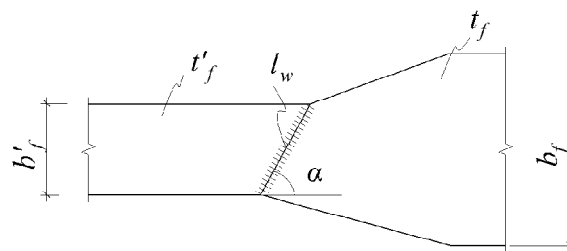


Рис. 7.29. Сварная двутавровая балка переменного сечения с прямым стыком
Рис. 7.30. Косой стык в месте изменения сечения пояса

Косой стыковой шов с наклоном реза 1 : 2 ($\alpha = 63^\circ$) считается равнопрочным основному металлу и поэтому не требует проверки прочности при действии на соединение статической нагрузки.

Алгоритм расчета сварных балок переменного сечения может быть прямым и обратным.

Прямой расчет (определение уменьшенного сечения поясов):

- задаются местом изменения сечения в пределах $x = (1/7,5 - 1/5)L$;
- определяются расчетные усилия в сечении $x-x$; от равномерно распределенной нагрузки q :

$$M_x = qx(L-x)/2; \quad Q_x = q(L/2-x);$$

- определяется требуемый момент сопротивления балки в месте предполагаемого изменения сечения:

$$W'_x = M_x / (R_{\omega y}^f \cdot \gamma_c),$$

где $R_{\omega y}^f = 0,85R_y^f$ – при стыковом шве в поясе без физического контроля качества шва;

$$R_{\omega y}^f = R_y - \text{тоже при физическом контроле качества шва};$$

- определяется требуемый момент инерции балки в месте предполагаемого изменения сечения:

$$J'_x = W'_x \cdot h_b / 2;$$

- определяется требуемый момент инерции поясов балки в месте предполагаемого изменения сечения:

$$J'_{xf} = J'_x - J_{\omega x},$$

где $J_{\omega x} = t_{\omega} h_{\omega}^3 / 12$ – момент инерции стенки балки;

- определяется требуемая площадь сечения поясов в месте предполагаемого изменения сечения:

$$A'_f = \frac{2J'_{xf}}{h_f^2} = b'_f \cdot t'_f,$$

где h_f – высота балки в осях поясов;

Примечание. При конструировании измененного сечения поясов рекомендуется выполнять следующие требования:

$$b'_f \geq 0,5 b_f;$$

$b'_f \geq 120 \div 180$ мм – из соображений общей устойчивости балки в зоне измененного сечения;

$$e'_f \geq \frac{1}{10} h_b - \text{из конструктивных соображений};$$

$$t'_f \leq t_f - \text{толщина измененного пояса с учетом того, чтобы } e'_f \geq 180 \div 120 \text{ мм.}$$

Окончательно параметры e'_f и t'_f следует согласовать с сортаментом листового проката.

- выполняется проверка измененного сечения на прочность в зависимости от класса балки.

Косой стыковой шов с наклоном реза 1 : 2 ($\alpha = 63^\circ$) считается равнопрочным основному металлу и поэтому не требует проверки прочности при действии на соединение статической нагрузки.

Алгоритм расчета сварных балок переменного сечения может быть прямым и обратным.

Обратный расчет (определение мест изменения сечения):

- задаются измененным сечением поясов: b'_f и t'_f ;
- определяют геометрические характеристики измененного сечения: J'_x и W'_x ;
- определяют несущую способность измененного сечения по изгибающему моменту: $M'_x = W'_x \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c$;
- определяют сечение $x-x$ места измененного сечения из условия прочности ($M \leq \phi$): результат можно получить, решая квадратное уравнение

$$M_x = qx(L-x)/2 = W'_x R_{\omega y} \gamma_c.$$

Примечания:

1) В сварных разрезных балках пролетами до 30 м экономически выгодно делать только по одному изменению сечения поясов с каждой стороны от опор.

2) Более значительную экономию стали может дать непрерывное изменение ширины поясов относительно оси симметрии пролета балки, получаемое диагональным раскромом широкополосной стали (рис. 7.31).

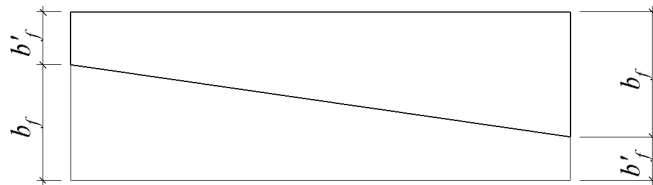
3) При равномерной нагрузке рационально по расходу стали определять место изменения сечения поясов в однопролетной сварной балке по формуле:

$$x = (2 - \sqrt{4 - 3/c}) / 6, \text{ где } c = R_{y,cp}^f / R_{y,кр}^f;$$

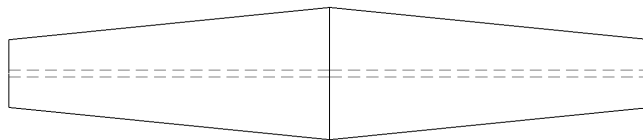
где $R_{y,cp}^f$ – расчетное сопротивление стали поясов на средних участках балки;

$R_{y,кр}^f$ – расчетное сопротивление стали поясов на крайних участках балки.

4) В балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах или на заклепках поперечное сечение изменяют путем изменения числа поясных листов (рис. 7.32).



а) Схема раскроя листа



б) План балки с переменными поясами

Рис.7.31. Диагональный раскрой широкополосной стали

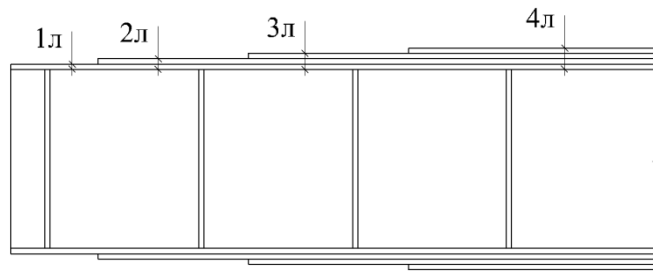


Рис.7.32. Фрагмент балки с поясными соединениями на болтах или заклепках: изменение сечения достигается путем изменения числа поясных листов

7.5.7. Основы конструирования и расчета стыков прокатных и сварных балок

Различают два типа стыков балок: заводские и монтажные.

Заводские стыки выполняются на заводе-изготовителе металлоконструкций и представляют собой стыки отдельных частей (стенки, поясов) **отправочной марки**. **Отправочные марки** – части конструкции, на которые она делится для загрузки в транспорт и доставку на строительную площадку. Конструкция небольшой длины может состоять из одной марки.

Расположение заводских стыков обусловлено длинами проката или конструктивными соображениями (например, стык стенки не должен совпадать с поперечными ребрами жесткости, стык проката нежелательно располагать в зоне максимального изгибающего момента и т.д.).

Монтажные стыки – выполняются на строительной площадке путем соединения отправочных марок в единую монтажную конструкцию.

Ниже приведены примеры наиболее распространенных стыков:

1) Сварной заводской стык прокатной балки в составе одной отправочной марки (рис. 7.33). Такой стык при физическом контроле качества шва ($R_{\omega y}^f = R_y^f$) можно выполнять в середине пролета, где должно выполняться условие:

$$M_{\max} \leq W \cdot R_{\omega y}^f \cdot \gamma_c.$$

2) Сварной монтажный стык прокатной балки, состоящей из двух и более отправочных марок, который обеспечивается прочностью стали по поясам: $R_{\omega y}^f \leq 0,85 R_y^f$. Такой стык проектируют в сечении балки, в котором $M_x \leq 0,85 M_{\max}$ (рис. 7.34 а,б).

3) Прямой монтажный сварной стык отправочных марок в балках составного сечения (рис. 7.35).

Здесь $M_x \leq 0,85 W_x \cdot R_y^f \cdot \gamma_c$; приведенное напряжение в стенке под поясом определяют в зависимости от класса балок:

$$\text{для балок 1-го класса } \sigma_{\omega, red} = 0,87 \sqrt{\sigma_{x\omega}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1;$$

для балок второго и третьего классов – прочность всего сечения проверяют с учетом коэффициентов c_x и c_y .

4) Прямой монтажный сварной стык отправочных марок прокатной балки с применением дополнительных накладок на поясах (рис. 7.36). Здесь длина поясных на-

кладок определяется длиной флангового углового шва из решения граничного условия первого предельного состояния:

$$M_x \leq W \cdot R_{\omega y}^f + N_n \cdot h_n,$$

откуда $N_n = \frac{M_x - W \cdot R_{\omega y}^f}{h_n}$; $A_n = N_n / R_y^n$; $A_n = \sigma_n \cdot t_n$.

Длина требуемого флангового сварного шва на одной стороне стыка на поясных накладках:

$$\sum l_{\omega f} = N_n / (\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \text{ — по металлу шва;}$$

$$\sum l_{\omega z} = N_n / (\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \text{ — по границы сплавления.}$$

Длина накладки по бóльшей длине флангового шва по металлу шва или по металлу границы сплавления:

$$l_n \geq [\sum l_{\omega f} \text{ (или } \sum l_{\omega z}) / 2 + 10 \text{ мм}] \cdot 2.$$

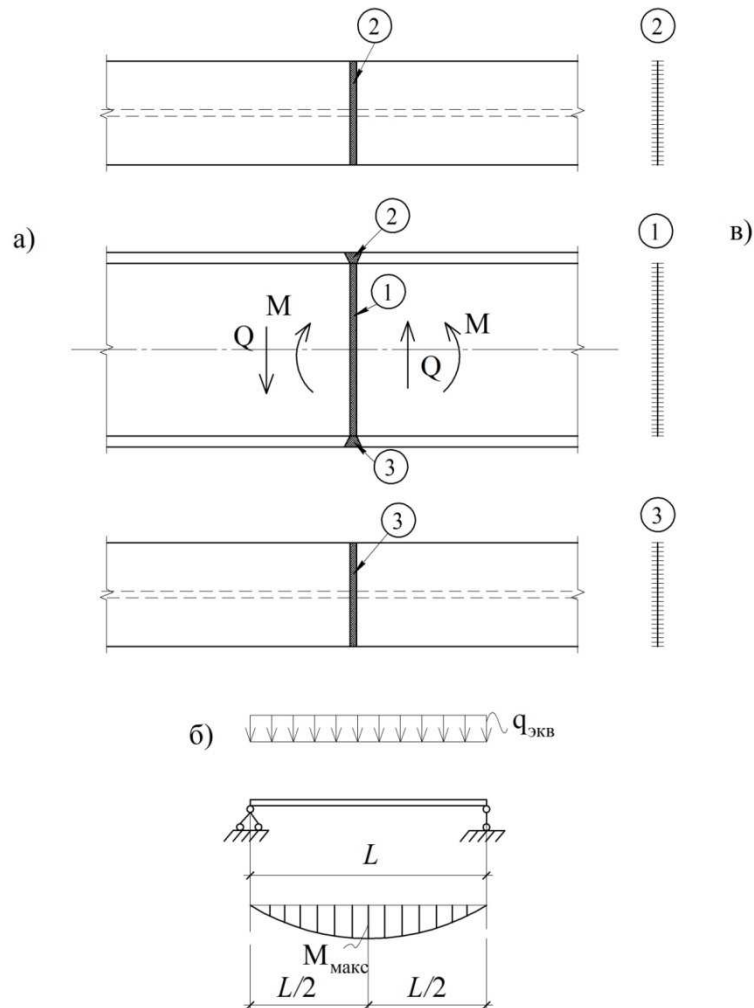
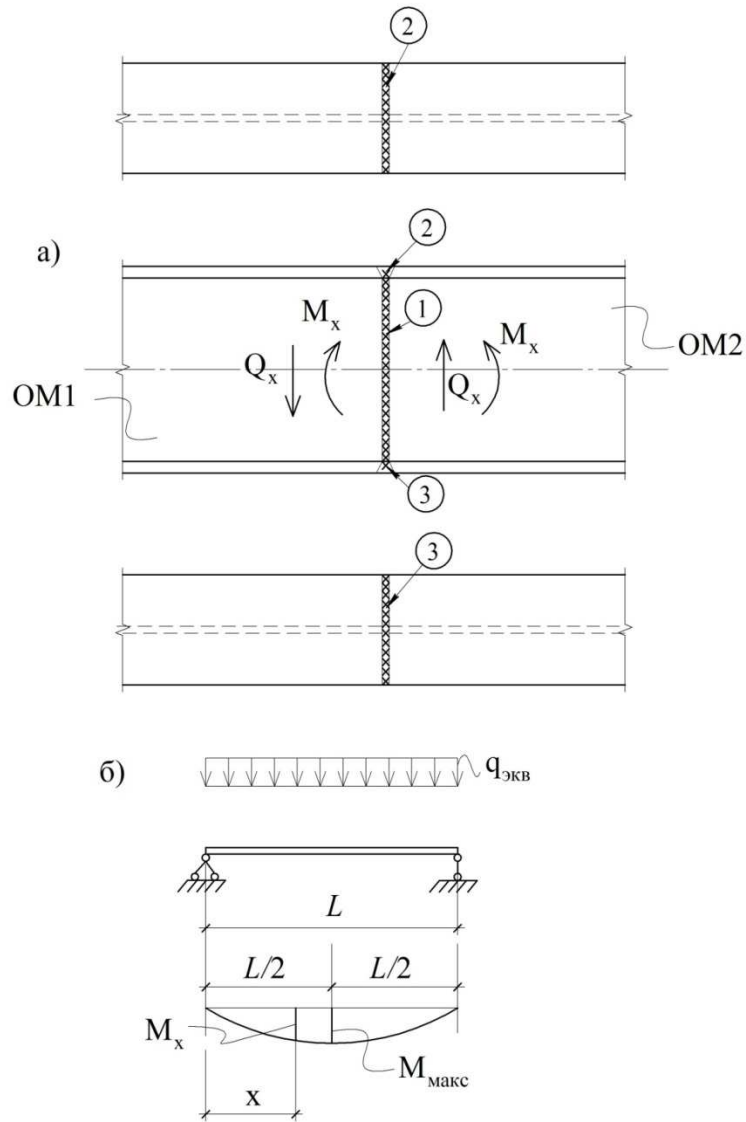


Рис.7.33. Сварной заводской стык прокатной балки.

а) конструктивная схема стыка и порядок (последовательность) сварки (показано цифрами 1, 2, 3); б) расчетная схема балки



$$x = 0,85(L/2)$$

$$M_x \leq 0,85M_{\max}$$

Рис.7.34. Сварной монтажный стык прокатной балки (конструктивная схема).

а) схема стыка марок ОМ1 и ОМ2;

б) расчетная схема балки; определение места монтажного стыка

5) Прямой монтажный сварной стык (рис. 7.37) прокатных балок с помощью одних накладок. Здесь при расчете угловых швов и накладок приближенно считают, что изгибающий момент M воспринимается поясными накладками, а поперечная сила Q_x – накладками в стенке. Тогда получим из граничных условий первого предельного состояния:

а) для поясных накладок:

$$N_n = M_x / h_n, \quad A_n = N_n / R_y^n = \epsilon_n \cdot t_n;$$

$$\sum l_{wf}^n = N_n / (\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу шва};$$

$$\sum l_{\alpha z}^n = N_n / (\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\alpha z} \cdot \gamma_c) - \text{по металлу границы сплавления.}$$

Длина поясной накладки по бóльшей длине флангового шва (по металлу шва или по металлу границы сплавления):

$$l_n^f \geq [\sum l_{\alpha f} \text{ (или } \sum l_{\alpha z}) / 2 + 10 \text{ мм}] \cdot 2 ;$$

б) для двухсторонних накладок в стенке балки:

$$h_{\alpha f}^n = Q / (2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\alpha f} \cdot \gamma_c) + 10 \text{ мм} - \text{по металлу шва;}$$

$$h_{\alpha z}^n = Q / (2\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\alpha z} \cdot \gamma_c) + 10 \text{ мм} - \text{по металлу границы сплавления.}$$

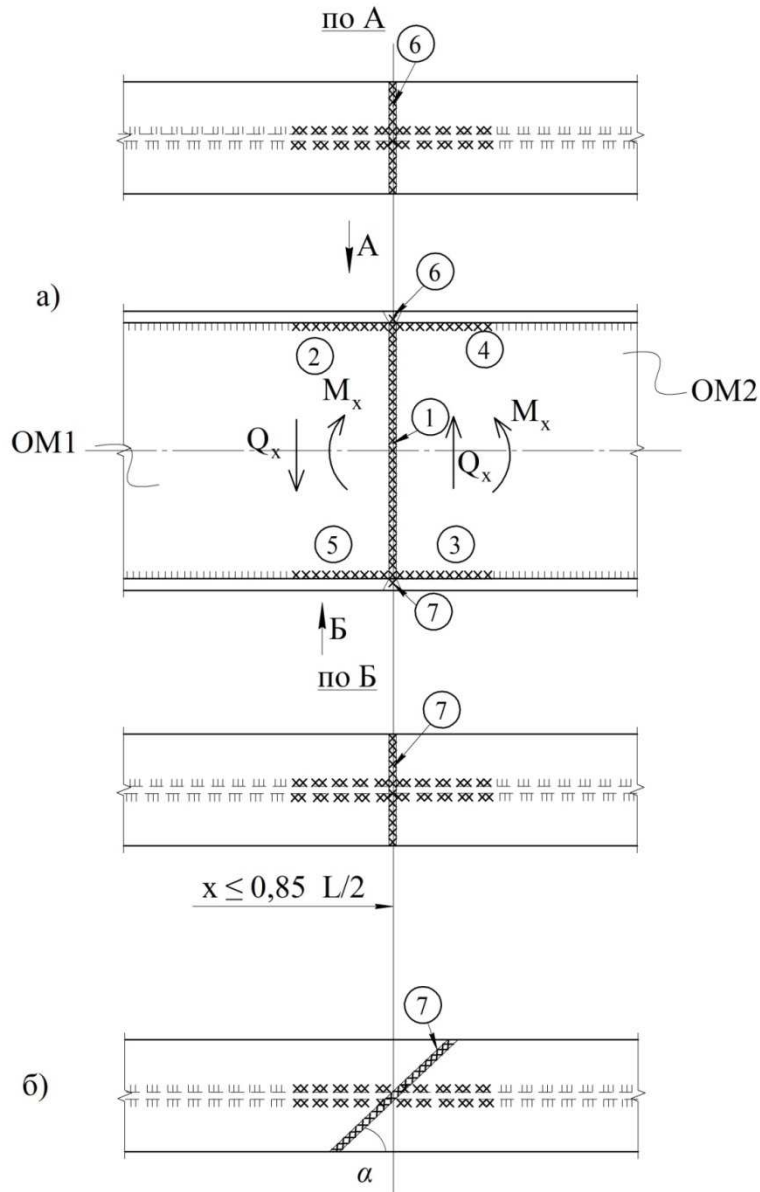


Рис.7.35. Сварной монтажный стык отправочных марок балок составного сечения.

а) прямые стыковые швы на поясах и в стенке; цифрами указана последовательность выполнения сварки (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7);

б) косой стыковой шов в растянутом поясе (при $\alpha \leq 63^\circ$ косой стыковой шов в растянутом поясе равнопрочен основному металлу балки)

Высота накладок в стенке балки по бóльшей длине углового шва или конструктивно:

$$h_n^\omega \geq h_{af}^n \text{ (или } h_{ax}^n \text{)},$$

$$h_n^\omega \leq h_\omega - 2 \cdot 50 \text{ мм (см. рис. 7.37).}$$

б) Монтажный стык балок на высокопрочных болтах (рис. 7.38).

Расчет такого стыка обычно ведут полуобратным способом:

- задаются числом болтов на накладки в стенке на одну сторону стыка: $m_{e,h}^\omega$, $n_{e,h}^\omega$, размещая их равномерно и симметрично относительно нейтральной оси;
- вычисляют приближенно долю изгибающего момента, воспринимаемого стенкой:

$$M_{\omega,x} = M_x^{cm} \cdot J_\omega / J_x,$$

где $J_{\omega,x}$ – момент инерции, воспринимаемый стенкой;

J_x – полный момент инерции балки;

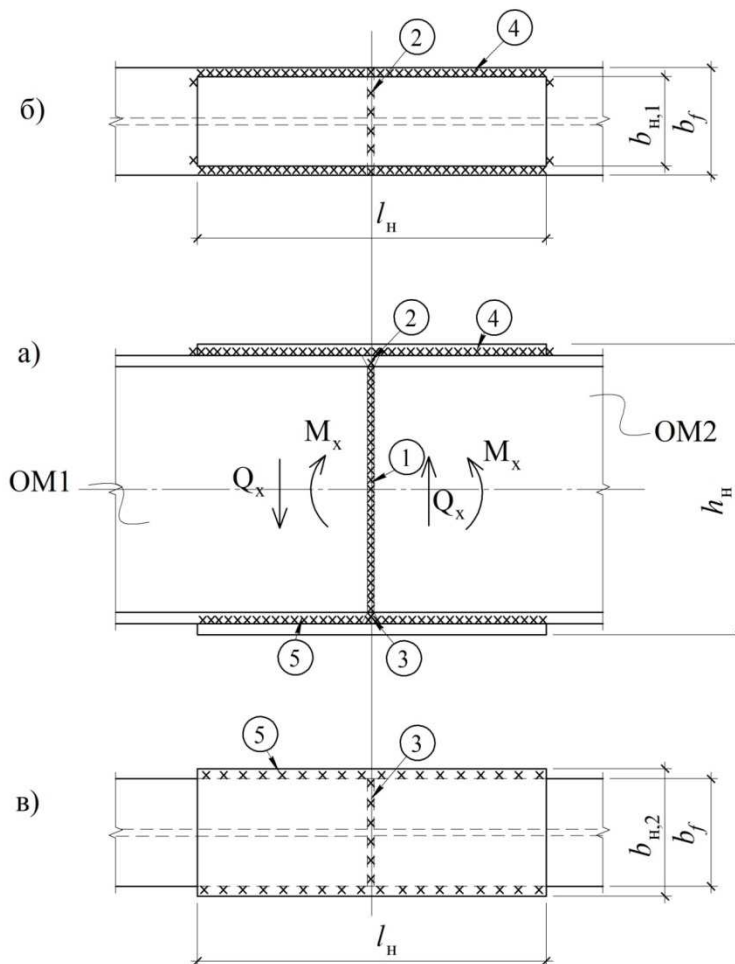


Рис.7.36. Схема прямого монтажного стыка отпавочных марок прокатной балки с дополнительными наладками на поясах. Цифрами указана рекомендуемая последовательность выполнения сварки (1, 2, 3, 4, 5); а) основная проекция; б) вид сверху; в) вид снизу

- вычисляют наибольшее усилие N_{max} в крайних рядах болтов накладки в

стенке ($m_{e,h}^{\omega}$):

$$N_{\text{макс}} = M_{\omega,x} \cdot l_1 / \sum l_i^2,$$

где $\sum l_i^2 = l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + l_4^2$ (см. рис. 7.38);

– вычисляют усилие, приходящееся на один болт в крайнем ряду болтов наклад-
ки в стенке:

$$N_{e,\text{макс}}^{\text{кр}} = N_{\text{макс}}^{\text{кр}} / m_{e,h}^{\omega};$$

– вычисляют среднее усилие на один болт в стыке ($v_{e,h}$) стенки от влияния по-
перечной силы:

$$v_{e,h} = Q / n_{e,h}^{\omega};$$

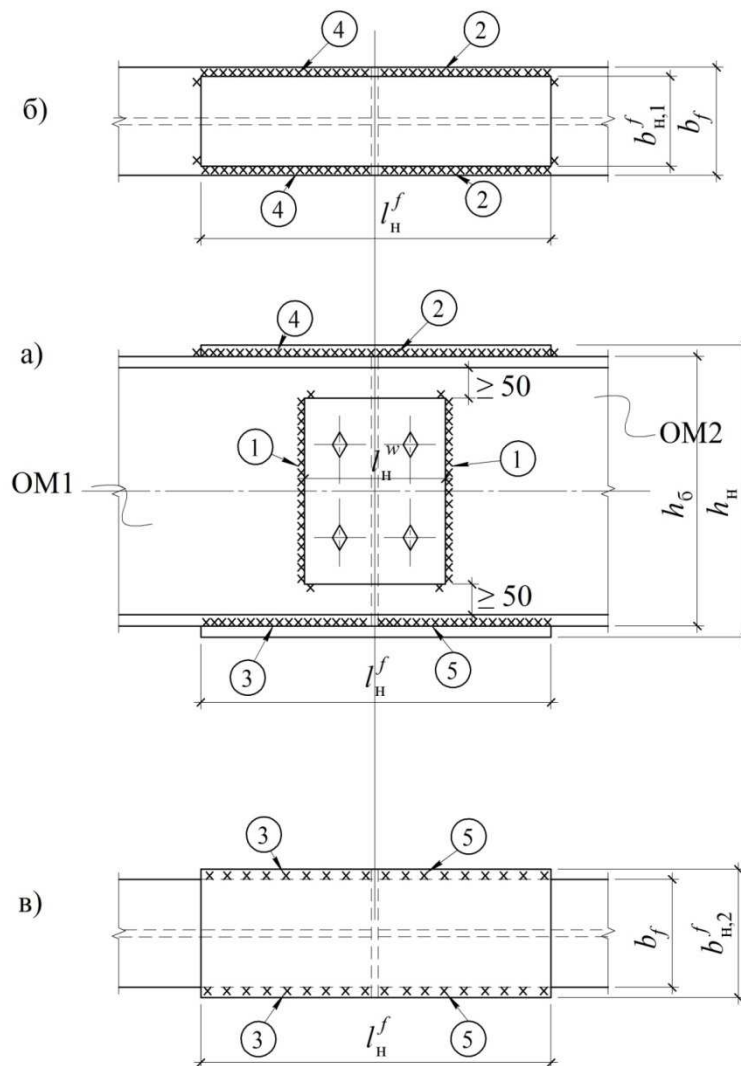


Рис.7.37. Схема прямого монтажного стыка отправочных марок прокатной балки с помощью накладок на поясах и стенке. Цифрами обозначена последовательность сварки (1, 2, 3, 4, 5); а) основная проекция; б) вид сверху; в) вид снизу

– вычисляют суммарное усилие $S_{\epsilon,h}$ на один болт в стыке стенки от усилий $M_{\omega,x}$ и $Q_{\omega,x}$:

$$S_{\epsilon,h} = \sqrt{(N_{\epsilon,макс}^{kp})^2 + (v_{\epsilon,h})^2} \leq Q_{\epsilon,h} \cdot k_{mp} \cdot \gamma_c,$$

где $Q_{\epsilon,h}$ – допустимое усилие (несущая способность) воспринимаемое одной поверхностью трения при стягивании одним высокопрочным болтом;

k_{mp} – число поверхностей трения между накладками и стенкой;

– вычисляют количество болтов для поясных накладок на одну половину стыка:

$$n'_{\epsilon,h} = N_n / (Q_{\epsilon,h} \cdot k_{mp} \cdot \gamma_c),$$

где $k_{mp} = 1$ – при одной накладке на поясе сверху;

$k_{mp} = 2$ – при двух накладках на поясе и под поясом;

$$N_n = M_f / h_n, \quad M_f = M_x^{cm} - M_{\omega,x},$$

где M_x^{cm} – расчетный изгибающий момент в стыке балки.

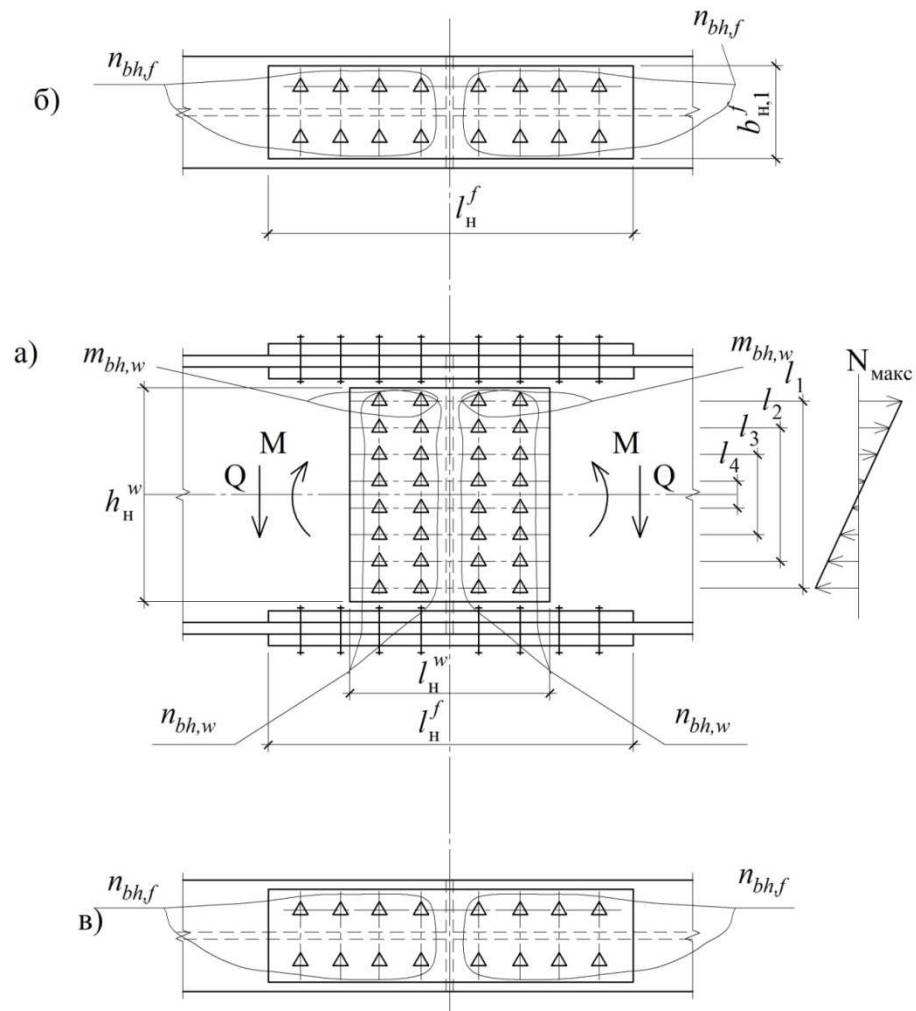


Рис.7.38. Монтажный стык отправочных марок балок на высокопрочных болтах с помощью накладок на поясах и стенке; а) основная проекция; б) вид сверху; в) вид снизу

Примечание. При выполнении стыка марок в балке **на фланцах** (вместо накладок) расчет наибольшего растягивающего усилия в болтах крайнего от центра поворота ряда определяют по формуле:

$$N_{\text{макс}}^{\text{кп}} = M_{\omega, x} \cdot l_1 / (\sum l_i)^2,$$

где $(\sum l_i)^2 = l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + \dots + l_6^2$ – по рис. 7.39.

Далее расчет аналогичен выше приведенному на накладках.

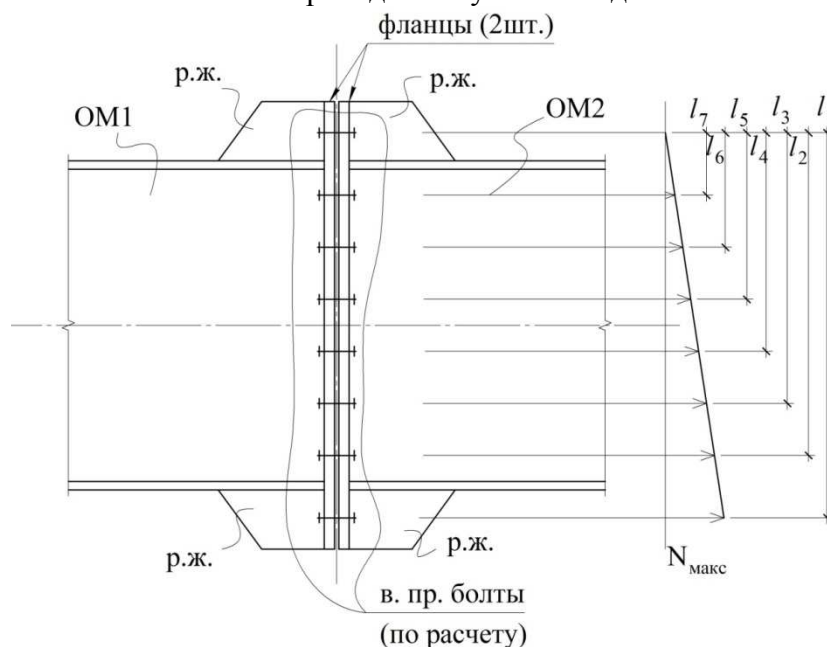


Рис.7.39. Монтажный стык отправочных марок балок на фланцах с помощью высокопрочных болтов

7.5.8. Основа конструирования и расчета опорных частей балок

В опорные части балок, кроме опорных ребер (торцевых или внутренних) включают часть стенки слева и справа (для опорной части с внутренними опорными ребрами жесткости (рис. 7.40) или только справа или слева (для опорной части с торцевым опорным ребром жесткости (рис. 7.41)).

Представленные на рис. 7.40 и 7.41 опорные части балок проверяют на устойчивость как центрально сжатую стойку с условной площадью поперечного сечения ($A_{\text{усл}}$) относительно оси $x-x$.

Граничное условие первого предельного состояния такой стойки по устойчивости:

$$N \leq \phi,$$

где N – нормальное усилие сжатия, равное величине опорной реакции, т.е.

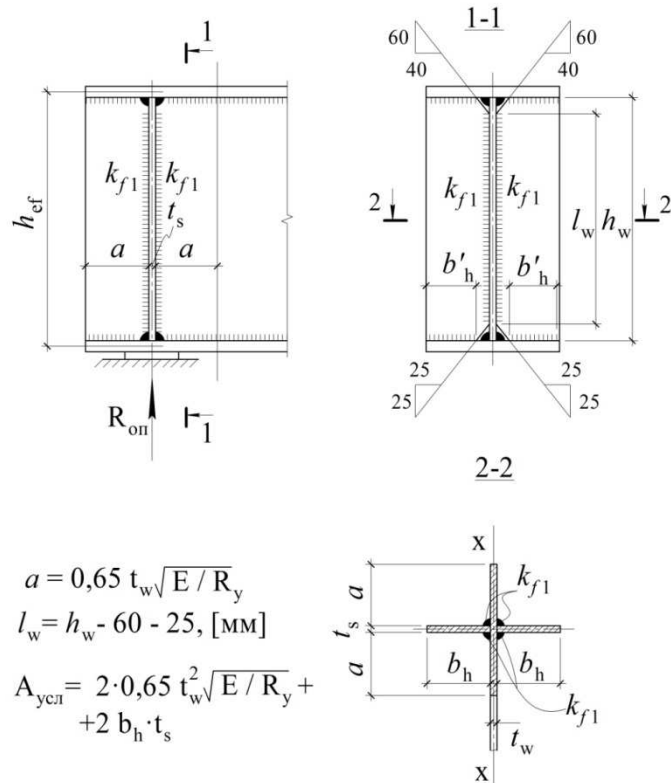
$$N = R_{\text{он}},$$

$$\phi = A_{\text{усл}} \cdot \varphi_x \cdot R_y \cdot \gamma_c.$$

Здесь $\varphi_x = f(\bar{\lambda}_x)$ – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии относительно оси $x-x$.

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E}, \quad \lambda_x = h_{ef} / i_x; \quad i_x = \sqrt{J_x / A_{\text{усл}}}.$$

Проверка устойчивости условной опорной стойки будет заключаться в обеспечении неравенства $N \leq \phi$.



$$a = 0,65 t_w \sqrt{E / R_y}$$

$$l_w = h_w - 60 - 25, [\text{мм}]$$

$$A_{\text{учл}} = 2 \cdot 0,65 t_w^2 \sqrt{E / R_y} + 2 b_h \cdot t_s$$

Рис. 7.40. Конструктивная схема опорной части балки с внутренними опорными ребрами

Опорные ребра (внутренние и торцевые) проверяются на местное смятие нижней торцевой поверхности по формуле:

$$\sigma_{loc} = N / A_{o.p} \leq R_p \cdot \gamma_c,$$

где $N = R_{on}$ (см. выше);

$A_{o.p} = 2\epsilon'_h \cdot t_s$; $\epsilon'_h = \epsilon_h - \Delta_n$, $\Delta_n = 25$ мм – площадь смятия поперечного сечения парного опорного внутреннего ребра жесткости в нижней части.

$A_{o.p} = 2\epsilon_{o.p} \cdot t_s$ – площадь смятия поперечного сечения торцевого опорного ребра жесткости.

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребра опорные к стенке, проверяются на прочность по первому предельному состоянию по формулам:

$N \leq 4\beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega_1} \cdot R_{\omega_f} \cdot \gamma_c$ – для парных внутренних опорных ребер жесткости по металлу шва.

Здесь $l_{\omega_1} = h_w - 60 - 25$ [мм],

k_f – катет углового шва, которым задаются.

$N \leq 4\beta_z \cdot k_f \cdot l_{\omega_1} \cdot R_{\omega_z} \cdot \gamma_c$ – то же по металлу границы сплавления.

$N \leq 2\beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega_2} \cdot R_{\omega_f} \cdot \gamma_c$ – для торцевого опорного ребра жесткости по металлу шва.

$N \leq 2\beta_z \cdot k_f \cdot l_{\omega_2} \cdot R_{\omega_z} \cdot \gamma_c$ – то же по металлу границы сплавления,

здесь: $l_{\omega_2} = h_w$.

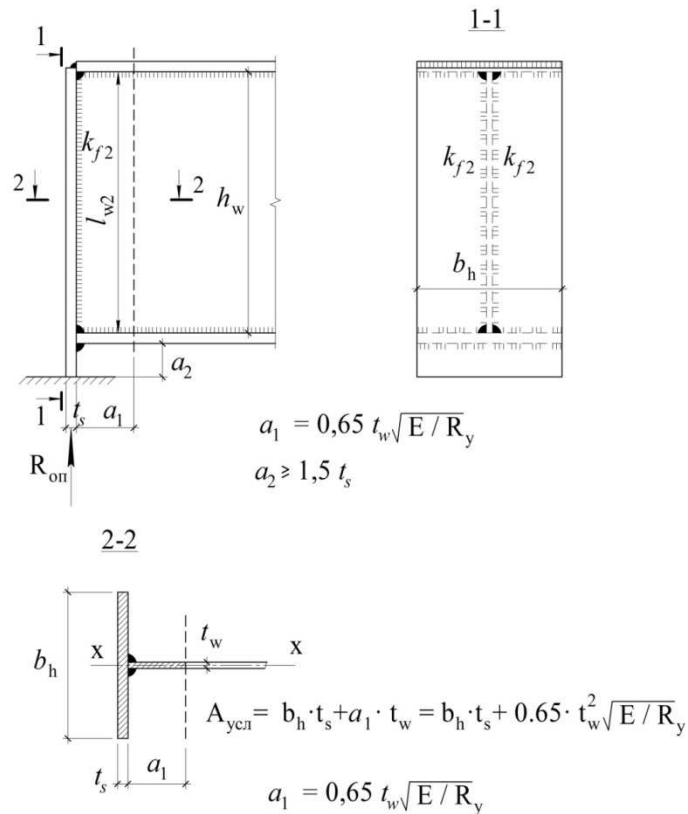


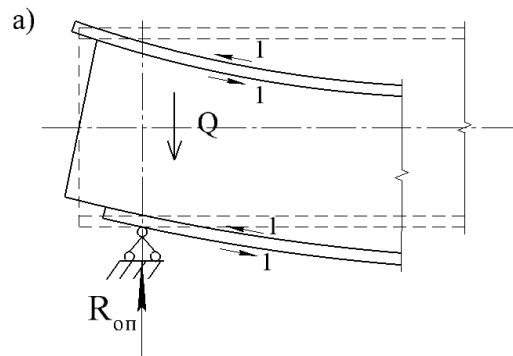
Рис.7.41. Конструктивная схема опорной части балки с торцевым опорным ребром жесткости

7.5.9. Основы проектирования и расчетов поясных швов сварных балок

В сварных балках соединение поясов со стенкой осуществляют поясными швами, которые предотвращают сдвиг (T) поясов относительно стенки при изгибе балки. Схема работы поясных швов в сварных балках приведена на рис. 7.42.

Величина сдвигающей силы T из формулы Д.Журавского равна

$$T = \tau_x \cdot t_\omega = Q_x \cdot S_f / J_x.$$



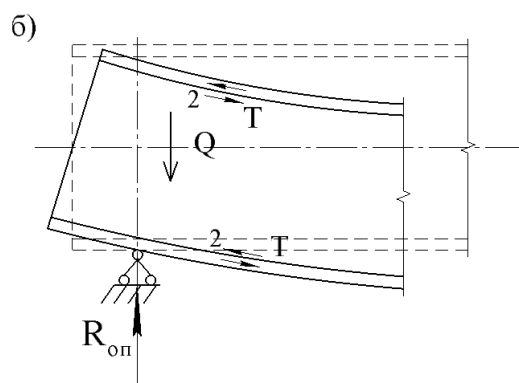


Рис.7.42. Схема работы поясных швов в сварных балках;
 а) схема возможного сдвига поясов относительно стенки в балке под нагрузкой при отсутствии сварных поясных швов;
 б) схема сдвигающих сил T в поясных швах сварной балки под нагрузкой

Тогда из граничного условия ПС-I ($N \leq \phi$) получим условие прочности поясного соединения:

$T \leq (n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \leq 1$ – по металлу шва при отсутствии локальной нагрузки на поясе;

$T \leq (n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \leq 1$ – по металлу границы сплавления также при отсутствии локальной нагрузки на поясе;

n – число поясных швов.

При наличии локальной нагрузки на поясе (что реально для перекрытий и покрытий при этажном опирании балок друг на друга) будем иметь следующие условия прочности поясного соединения:

$$\sqrt{T^2 + v^2} / (2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) \leq 1 \text{ – по металлу шва;}$$

здесь $n = 2$ при двухсторонних поясных швах;

$$\sqrt{T^2 + v^2} / (2\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) \leq 1 \text{ – по металлу границы сплавления;}$$

$v = F_{loc,n} \cdot \gamma_f / l_{ef} \cdot \gamma_{f1}$ – расчетное значение локальной нагрузки в стенке балки под поясом (т.е. в поясном шве); размер l_{ef} приведен на стр. 109 к формуле (7.19).

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_{f1} – по [6], коэффициент, учитывающий режим работы балки; при неподвижных локальных нагрузках $\gamma_{f1} \leq 1,2$, в других случаях γ_{f1} следует принимать по п.9.9 [6].

В балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах сдвигу поясных листов относительно стенки сопротивляются поясные болты. Методика расчета поясных соединений на высокопрочных болтах изложена в учебнике [7, стр. 212]. Студентам предлагается изучить ее самостоятельно.

8. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ СТАЛЬНЫХ КОЛОНН ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

8.1. Общие сведения о центрально сжатых стальных колоннах

Центрально сжатые колонны, сжатые стержни (стойки, раскосы), входящие в состав разных конструкций, весьма широко применяются в строительных стальных конструкциях.

Колонны передают нагрузку и усилия от вышележащих конструкций на фундаменты и состоят из трех основных частей (см. рис. 8.1):

- оголовка, на которой опираются вышележащие конструкции;
- стержня, основного конструктивного элемента, передающего усилия (нагрузку) от оголовка к базе;
- базы, передающей усилия (нагрузку) от стержня на фундамент.

Расчет сплошного сжатого стержня колонны и сжатого сплошного стержня, входящего в состав сквозной конструкции (например, легкие фермы) производится одинаково.

По статической схеме и характеру нагрузки колонны могут быть одноэтажными и многоэтажными; по типу сечений - сплошными и сквозными.

В основе расчетов на устойчивость идеальных упругих центрально сжатых стержней лежит формула Эйлера для определения критической силы N_{cr}

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2},$$

где I – момент инерции поперечного сечения в плоскости наименьшей жесткости; l_{ef} – расчетная длина в той же плоскости.

Современная методика проверки устойчивости реальных стержней учитывает:

- наличие случайных эксцентриситетов

$$e = i/20 + l_{ef}/750,$$

где i – радиус инерции сечения;

- работу материала за пределом упругости при малых и средних гибкостях.

Эти особенности учтены в коэффициенте продольного изгиба φ , зависящего от максимальной условной гибкости $\bar{\lambda}_{max}$ и типа сечения:

$$\varphi = f(\bar{\lambda}, \text{форма сечения}), \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad \lambda = l_{ef} / i_{min}.$$

8.2. Основы компоновки стержня стальной колонны сплошного сечения

Обычно сплошные сечения стержней колонны проектируют в виде широкополочных двутавров, прокатных или сварных. Сплошные сечения позволяют весьма просто осуществлять примыкание сбоку пролетных конструкций.

Однако в двутавровых сечениях при одинаковых расчетных длинах ($l_{ef,x} = l_{ef,y}$) не выполняется условие равноустойчивости, т.к. как радиусы инерции в двух главных плоскостях существенно разнятся по величине: $i_x \approx 0,43h$; $i_y \approx 0,24b$. Для обеспечения равноустойчивости необходим такой двутавр, у которого ширина полков примерно в два раза больше его высоты, что приводит к весьма глубоким, неудобным в конструктивном отношении сечениям. Даже для двутавра, имеющего ширину полков, равную его высоте (прокатный широкополочный двутавр типа К или сварной двутавр), имеем: $i_x \approx 2i_y$. Таким образом, двутавровое сечение, широко применяющееся для изготовления

колонн, является существенно неравноустойчивым, имеющем запас устойчивости относительно оси $x - x$. Основное достоинство таких сечений – простота и надежность узлов примыкания пролетных конструкций.

Автоматическая сварка обеспечивает весьма дешевый индустриальный способ изготовления сварных широкополочных двутавров для колонн.

Различные типы открытых сечений сплошных стержней для центрально сжатых колонн имеют следующие формы, показанные на рис. 8.2.

Различные типы замкнутых сечений для сплошных стержней центрально сжатых стальных колонн имеют следующие формы, показанные на рис. 8.3.

Преимуществом стержней замкнутого сечения для центрально сжатых колонн является их экономичность, равноустойчивость, компактность и обтекаемый внешний вид.

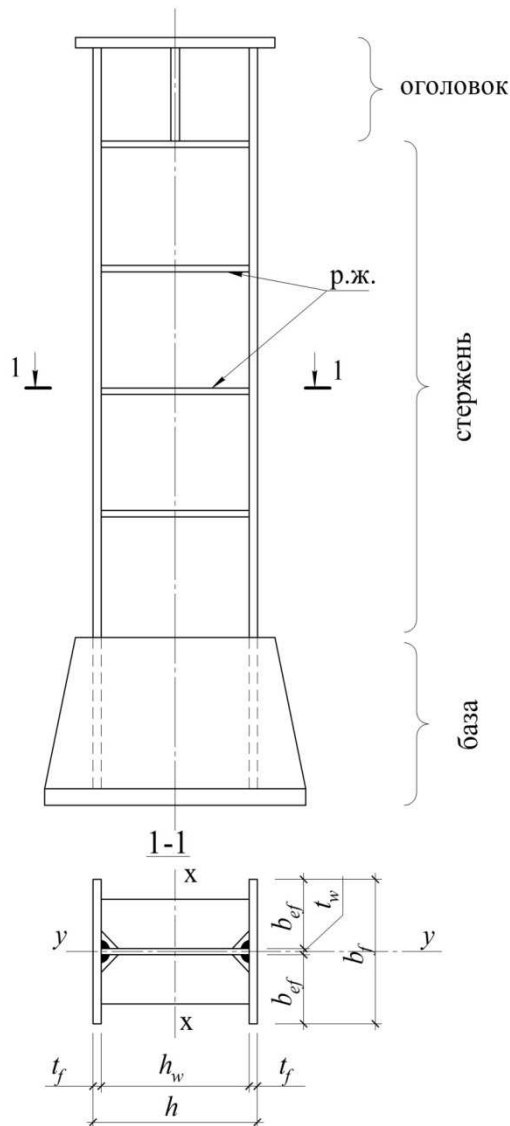


Рис.8.1. Составные части центрально сжатой колонны

8.3. Основы конструктивного расчета стержня стальной центрально сжатой колонны сплошного сечения

При подборе поперечного сечения стержня колонны необходимо, кроме его общей устойчивости, обеспечить местную устойчивость всех элементов сечения (стенки, полки и др.), простоту и надежность базы, оголовка и узлов их примыканий к фундаменту и вышерасположенным конструкциям.

Имеются несколько вариантов алгоритмов расчета стержня сплошной колонны.

Рассмотрим один из них для стержня с поперечным сечением в форме **сварного двутавра**:

1) Задаются типом сечения и материалом стержня колонны и назначают в первом приближении требуемую площадь поперечного сечения по формуле:

$$A_{mp} = N / (\varphi_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c),$$

где N – расчетное усилие на стержень колонны;

γ_c – коэффициент условий работы стержня колонны (по табл. 1, [4];

φ_1 – первоначально задаваемый коэффициент продольного изгиба центрально сжатого стержня, определяемый по табл. Д1[4] в зависимости от типа сечения ("a", "b", "c" по табл. 7 [4]) и $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{R_y / E}$, $\lambda_1 = 100 - 50$; предварительно для назначения λ_1 можно воспользоваться следующими рекомендациями:

$$\lambda_1 = 100 \dots 70 \text{ при } N_p = 1500 \dots 2500 \text{ кН, } H_{ef} = 5 \dots 6 \text{ м;}$$

$$\lambda_1 = 70 \dots 50 \text{ при } N_p = 2500 \dots 4000 \text{ кН, } H_{ef} = 5 \dots 6 \text{ м,}$$

R_y – расчетное сопротивление материала колонны.

Полученная величина A_{mp} является **весьма приближительной**, т.к. получена на основании предварительно заданной гибкости колонны.

Определяются расчетные длины колонны:

$$l_{ef,x} = \mu_x l; \quad l_{ef,y} = \mu_y l,$$

где l – длина колонны;

μ_x, μ_y – коэффициенты расчетной длины, зависящие от условий закрепления концов колонны.

2) Назначают габариты поперечного сечения b и h , а также толщины стенки и поясов, ориентируясь на величину A_{mp} :

$$b_f = (1/20 - 1/30)l; \quad b_f \cong h.$$

Толщина поясов может быть получена из условия обеспечения их местной устойчивости (см. рис. 8.1):

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{R_y / E} \leq 0,36 + 0,1\bar{\lambda}, \text{ где } \bar{\lambda} - \text{максимальная условная гибкость колонны;}$$

откуда, принимая $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$ и $b_f \approx 2b_{ef}$, получим

$$t_f = \frac{b_f \sqrt{R_y / E}}{2(0,36 + 0,1\bar{\lambda}_1)}.$$

Назначаемая толщина поясов должна соответствовать сортаменту листовой стали.

Толщина стенки может быть получена из условия обеспечения её местной устойчивости

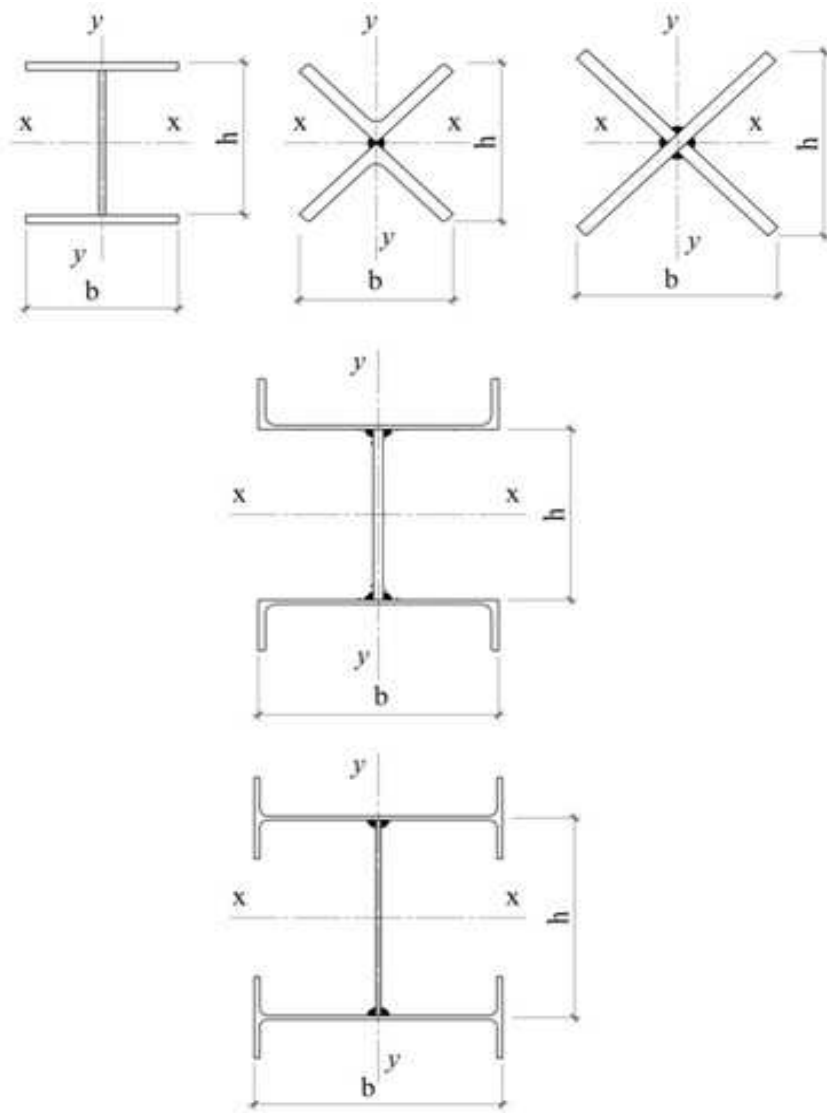


Рис.8.2. Типы открытых сплошных сечений центрально сжатых колонн

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega} \sqrt{R_y / E} \leq \begin{cases} 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2 & \text{при } \bar{\lambda} \leq 2; \\ 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \leq 2,3 & \text{при } \bar{\lambda} > 2, \end{cases}$$

где $\bar{\lambda}$ - максимальная условная гибкость колонны;
откуда, принимая $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$ и $h_\omega \approx h$, получим

$$t_\omega = \frac{h\sqrt{R_y / E}}{1,3 + 0,15\bar{\lambda}_1^2} \quad \text{или} \quad t_\omega = \frac{h\sqrt{R_y / E}}{1,2 + 0,35\bar{\lambda}_1} \geq \frac{h\sqrt{R_y / E}}{2,3}.$$

Назначаемая толщина стенки должна соответствовать сортаменту листовой стали.

Принятые сечения поясов и стенки $b_f \cdot t_f$ и $h_\omega \cdot t_\omega$ должны **примерно** обеспечить требуемую площадь сечения колонны A_{mp} .

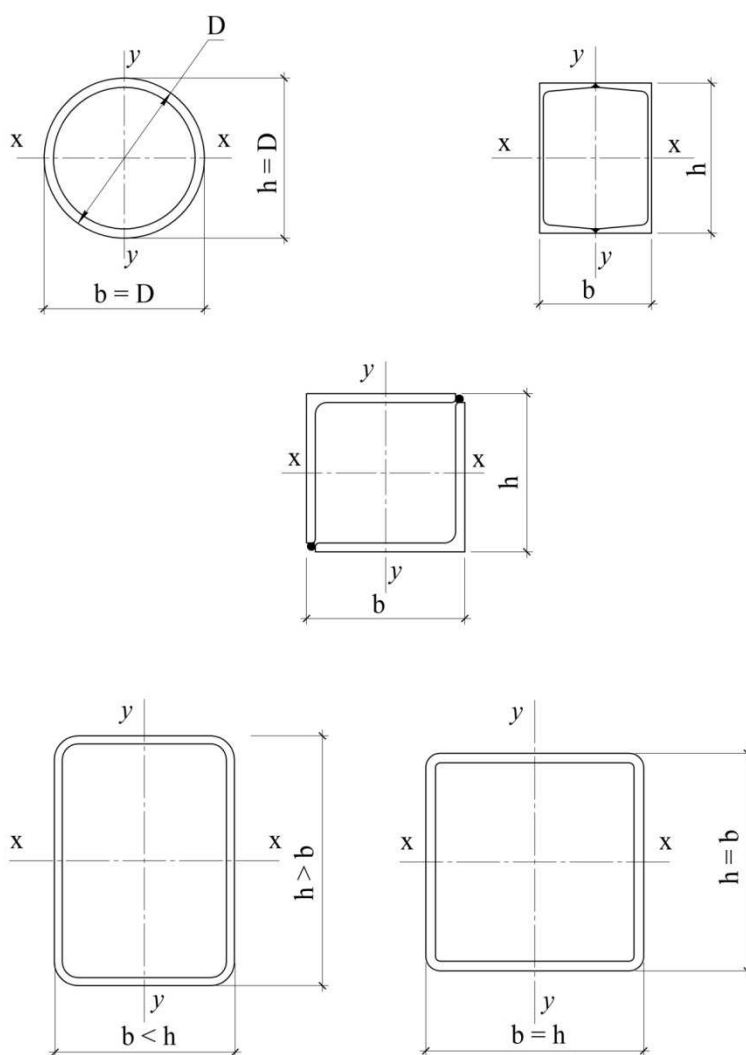


Рис.8.3. Типы замкнутых сплошных сечений центрально сжатых колонн

3) Определяют геометрические характеристики назначенного сечения:

$$A = 2b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w; \quad I_x = t_w h_w^3 / 12 + b_f t_f (h_w + t_f)^2 / 4; \quad I_y = t_f b_f^3 / 6;$$

$$i_x = \sqrt{J_x / A}, \quad i_y = \sqrt{J_y / A}, \quad \lambda_x = l_{ef,x} / i_x \leq \lambda_u, \quad \lambda_y = l_{ef,y} / i_y \leq \lambda_u,$$

где $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ - предельная гибкость колонны, изменяющаяся в зависимости от коэффициента нагруженности $\alpha = N / (\varphi A R_y \gamma_c) \geq 0,5$ в пределах от 150 до 120.

$$\text{Условные гибкости: } \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E}.$$

4) В зависимости от **максимальной величины** условной гибкости по табл. Д.1 [4] определяется коэффициент продольного изгиба φ (тип сечения b). Возможно определение коэффициента φ по формуле (8) [4]

$$\varphi = (0,5 / \bar{\lambda}^2) \cdot (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,98 \cdot \bar{\lambda}^2}),$$

где $\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \cdot \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$, $\bar{\lambda}$ - максимальная условная гибкость колонны.

Здесь α, β - коэффициенты по табл. 7 [4] в зависимости от типа сечения.

5) Проверяют устойчивость колонны:

$$N/(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1.$$

Если левая часть неравенства существенно меньше правой, то имеет место завышение площади поперечного сечения и следует откорректировать сечение, уменьшая его. Эффективнее всего уменьшать сечение поясов.

Если неравенство не выполняется, следует увеличить сечение, добиваясь выполнения условия устойчивости.

После изменения сечения требуется снова определить все его необходимые геометрические характеристики и новое значение коэффициента продольного изгиба φ , а также проверить местную устойчивость элементов.

Для сварных двутавров в практике проектирования оптимальным считают соблюдение указанных неравенств **с точностью до 5%**.

6) Если сечение колонны подобрано по предельной гибкости λ_{ul} , то предельные значения условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{u\omega}$ и поясов $\bar{\lambda}_{uf}$ следует увеличить путем умножения на коэффициент, равный $\sqrt{\varphi \cdot A \cdot R_y / N}$, но не более, чем в 1,25 раза.

7) Поясные швы, соединяющие пояса и стенку стержня, назначаются конструктивно по табл. 38 [4].

8) При условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_\omega \geq 2,3$ стенки колонн укрепляется поперечными ребрами жесткости, расположенными с шагом $(2,5 \div 3,0) h_\omega$. Заметим, что эти ребра мало влияют на увеличение местной устойчивости стенки, а увеличивают крутильную жесткость колонны в целом.

Известно, что эффективное сечение двутавра должно иметь стенку минимальной величины, ограниченной требованием её местной устойчивости. В случае невыполнения этого требования и желания оставить толщину стенки без изменения возможны **два решения**.

Первое решение. Местная устойчивость стенки обеспечивается постановкой продольного ребра жесткости (рис. 8.4).

При этом, если продольное ребро парное (с двух сторон стенки), то предельное значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_\omega$ можно увеличить, умножив её на коэффициент

$$\beta = 1 + 0,4 J_r / (h_\omega \cdot t_\omega^3) \cdot (1 - 0,1 J_r / (h_\omega \cdot t_\omega^3)),$$

где J_r – момент инерции продольного ребра;

должно также выполняться условие $J_r / (h_\omega \cdot t_\omega^3) \leq 6$.

Продольные ребра жесткости следует включать в расчетное сечение колонны.

Второе решение. Предполагается, что средняя часть стенки теряет местную устойчивость, и в работе остается новое (редуцированное) сечение, имеющее меньшую площадь A_d (рис. 8.5)

$$A_d = A - (h_\omega - h_d) \cdot t_\omega,$$

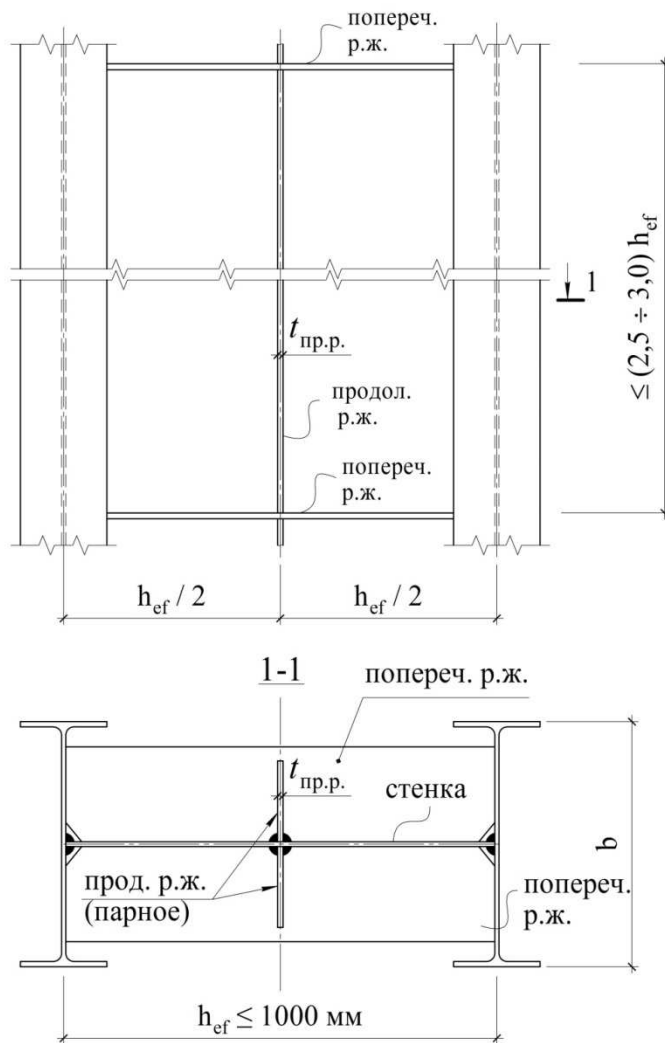


Рис.8.4. Схема размещения продольного ребра на стенке



Рис.8.5. К учету редуцированной площади сечения стержня колонны

8.4. Основы компоновки стальных стержней сквозных центрально сжатых колонн

Стержень сквозной колонны состоит из нескольких ветвей, соединенных решетками (рис. 8.6). Решетки между ветвями обеспечивают их совместную работу и существенно влияют на устойчивость стержня в целом и его ветвей в отдельности. Решетка может быть безраскосной (из планок) и раскосной (из одиночных уголков). В сквозном стержне с двумя ветвями ось, пересекающая ветви, называется **материальной**, а ось, пересекающая решетки – **свободной**. В сквозном стержне с тремя и четырьмя ветвями все оси называют свободными.

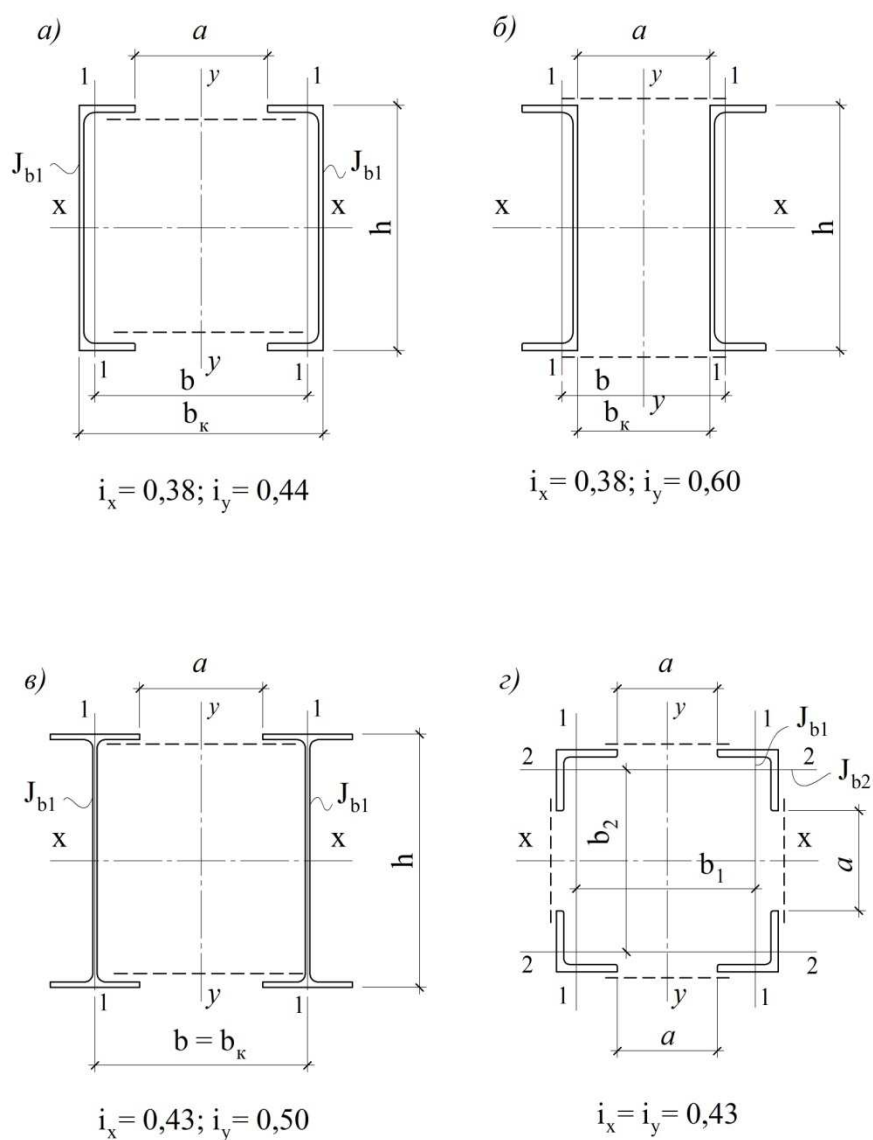


Рис.8.6. Типы сквозных сечений центрально сжатых колонн

Гибкости сквозного стержня, по которым определяют коэффициенты продольного изгиба, относительно материальной и свободных осей определяется по-разному:

- относительно материальной оси $x-x$ гибкость определяют как для стержня сплошного сечения, т.е. $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x$;

- относительно свободных осей ($y-y$ - при одной свободной или $x-x$, $y-y$ - при двух свободных осях) гибкость определяют с учетом податливости решеток и называют ее **приведенной гибкостью** λ_{ef} .

Рассмотрим методику определения приведенной гибкости для сквозных стержней разных типов сечения.

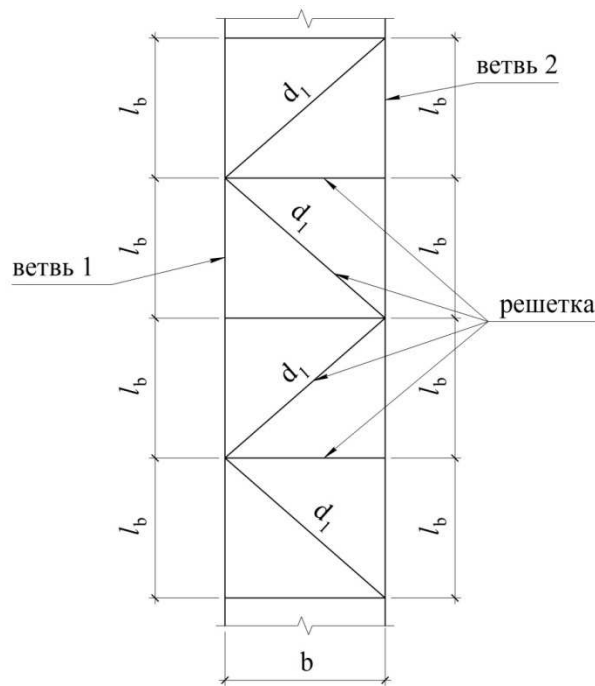


Рис.8.7. Схема размещения решетки между ветвями

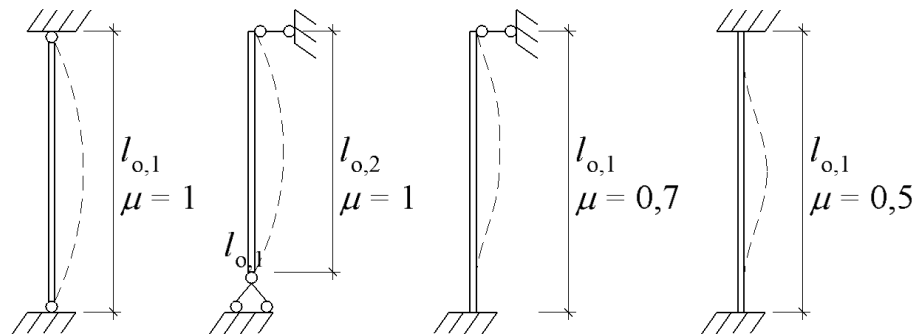


Рис.8.8. Схема продольного изгиба центрально сжатого стержня в зависимости от условий закрепления

Сквозной стержень на планках в двух параллельных плоскостях

Приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_e^2} \text{ при } \frac{J_s/b}{J_e/l_e} \geq 5 \text{ - по СНиП II-23-81*},$$

$$\text{или } \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n) \cdot \lambda_e^2} \text{ - по [4]} \quad (8.8)$$

где $n = J_{e1} \cdot e / (J_s \cdot l_e)$ по рис. 8.6; 8.9.

J_{e1} – момент инерции ветви относительно оси 1-1 (рис. 8.6);

b – расстояние в осях ветвей;

J_s – момент инерции одной из вертикальных планок относительно оси, параллельной основной оси сечения, пересекающей планку (рис. 8.9);

l_e – длина ветви между осями планок (рис. 8.9).

Сквозной стержень на планках в 4-х плоскостях

Приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\text{макс}}^2 + \lambda_{e1}^2 + \lambda_{e2}^2} \text{ по СНиП II-23-81*},$$

$$\text{или } \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\text{макс}}^2 + 0,82[(1+n_1)\lambda_{e1}^2 + (1+n_2)\lambda_{e2}^2]} \text{ по [4]}, \quad (8.9)$$

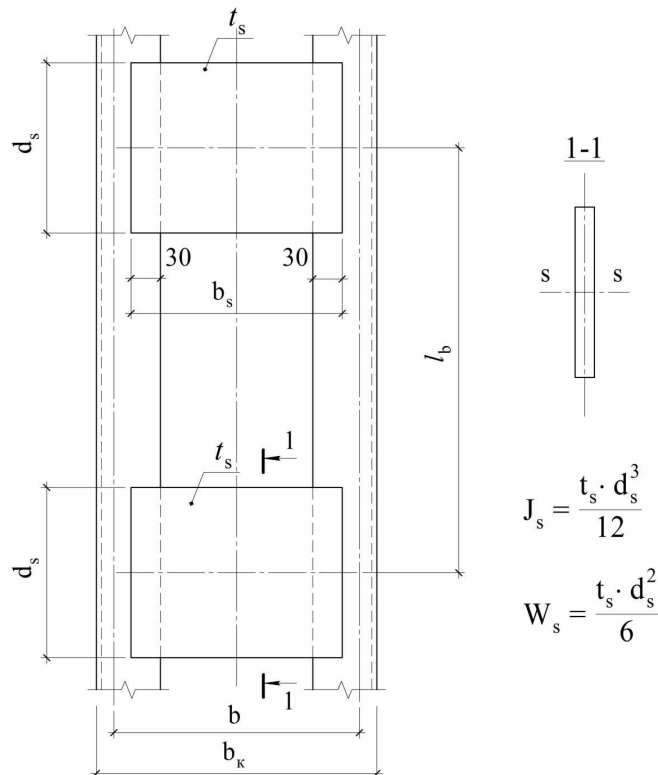


Рис.8.9. Схема компоновки планок

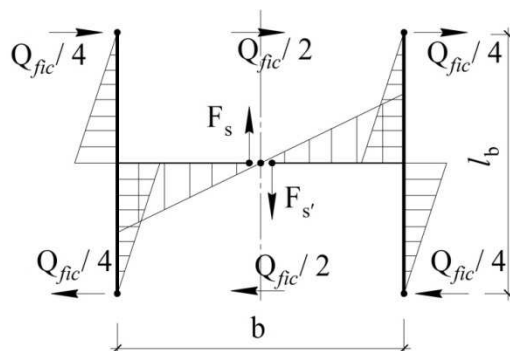


Рис.8.10. Расчетная схема планок

где λ_{\max} – наибольшая гибкость стержня в целом в плоскости, перпендикулярной оси $x-x$ (λ_1) или оси $y-y$ (λ_2); т.е. $\lambda_{\max} \geq \begin{cases} \lambda_1 \\ \lambda_2 \end{cases}$;

λ_1, λ_2 – гибкость ветвей при изгибе в плоскостях, перпендикулярных осям 1–1 и 2–2 соответственно;

$$n_1 = (J_{e_1} / J_{s_1}) \cdot (b_1 / l_{e_1}); \quad n_2 = (J_{e_2} / J_{s_2}) \cdot (b_2 / l_{e_2}).$$

Здесь:

J_{e_1}, J_{e_2} – моменты инерции ветвей относительно соответствующих осей 1–1 и 2–2;

J_{s_1}, J_{s_2} – моменты инерции одной из планок, расположенных в плоскостях, перпендикулярных осям 1–1 и 2–2 соответственно;

b_1, b_2 – расстояния между осями ветвей;

l_{e_1}, l_{e_2} – длины ветвей между осями по соответствующим осям.

Условная гибкость ветвей на участке между смежными планками ограничена величиной 1,4, т.е. $\bar{\lambda}_{e_1} \leq 1,4$; $\bar{\lambda}_{e_2} \leq 1,4$. В то же время эта гибкость не должна превышать максимальную гибкость всего стержня ($\bar{\lambda}_x$ или $\bar{\lambda}_{ef}$).

Сквозной стержень с раскосой решеткой в двух плоскостях

Приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \cdot A / A_{d1}}, \quad (8.10)$$

где $\alpha = 10 \cdot d^3 / (b^2 \cdot l_e)$ (см. рис. 8.7);

A_{d1} – площадь сечения раскосов решетки в плоскости, перпендикулярной оси 1–1.

Сквозной стержень с раскосой решеткой в четырех плоскостях

Приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + (\alpha_1 / A_{d1} + \alpha_2 / A_{d2}) \cdot A}, \quad (8.11)$$

где $\alpha_1 = 10 \cdot d_1^3 / (b_1^2 \cdot l_{e_1})$,

$\alpha_2 = 10 \cdot d_2^3 / (b_2^2 \cdot l_{e_2})$ по рис. 8.7; 8.6;

A_{d1}, A_{d2} – площади сечений раскосных решеток соответственно в плоскостях, перпендикулярных осям 1–1 и 2–2.

Коэффициент продольного изгиба относительно свободных осей φ_{ef} определяется как функция $\bar{\lambda}_{ef}$ по табл. Д.1 [4], тип сечения b .

При проверке гибкостей ветвей в сквозных стержнях с раскосными решетками по [4, п.7.2.3; п.7.2.4] следует использовать условные гибкости $\bar{\lambda}_{e_1}$, $\bar{\lambda}_{e_2}$, $\bar{\lambda}_{e_3}$, не превышающие величин $\bar{\lambda}_{e_u} \leq 2,7$ и $\bar{\lambda}_{ef}$.

Проверка общей устойчивости сквозного стержня выполняется по формуле:

$$N/(\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1, \quad (8.13)$$

где φ_{\min} – минимальное (φ_x или φ_{ef}) значение коэффициента продольного изгиба.

Примечание.

Расчет сквозных стержней по вышеизложенной методике следует проводить согласно п.7.2.2 [4] и п.7.1.10 [23] при числе панелей между узлами в ветвях $n_e = 6 - 8$.

При числе панелей $n_e < 6$ допускается выполнять расчет по следующей схеме:

- в стержнях с планками - как рамных систем;

- в стержнях с раскосными решетками - согласно п. 7.2.5 [4] с заменой в формуле

$$(8.13) \quad R_y \text{ на } R_y = \varphi_1 \cdot R_y,$$

где коэффициент устойчивости ветви:

$$\varphi_1 = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_e \leq 2,7;$$

$$\varphi_1 = f(0,7 \cdot l_e) \text{ при } 3,2 \leq \bar{\lambda}_e \leq 4,1 \text{ по формуле (8.12).}$$

При большем числе панелей рассматривается устойчивость шарнирно опертого идеально упругого сквозного стержня, для которого коэффициент приведенной длины получен в следующем виде [23]

$$\mu = \sqrt{1 + \eta \frac{\pi^2 EI_y}{i_y^2}},$$

где $\eta = \delta / l_b$ – угол сдвига, зависящий от типа соединительных элементов.

8.5. Алгоритмы подбора сечения стержня сквозной колонны

8.5.1. Стержень на планках с одной свободной осью

Расчет поперечного сечения стержня с одной материальной и одной свободной осями на планках (рис. 8.9,а)

а) Расчет относительно материальной оси

1) Определить расчетную длину стержня

$$l_{ef,x} = H \cdot \mu_x,$$

где H – длина стержня;

μ_x – коэффициент приведения геометрической длины к расчетной в зависимости от условий закрепления стержня по его концам (см. рис. 8.8).

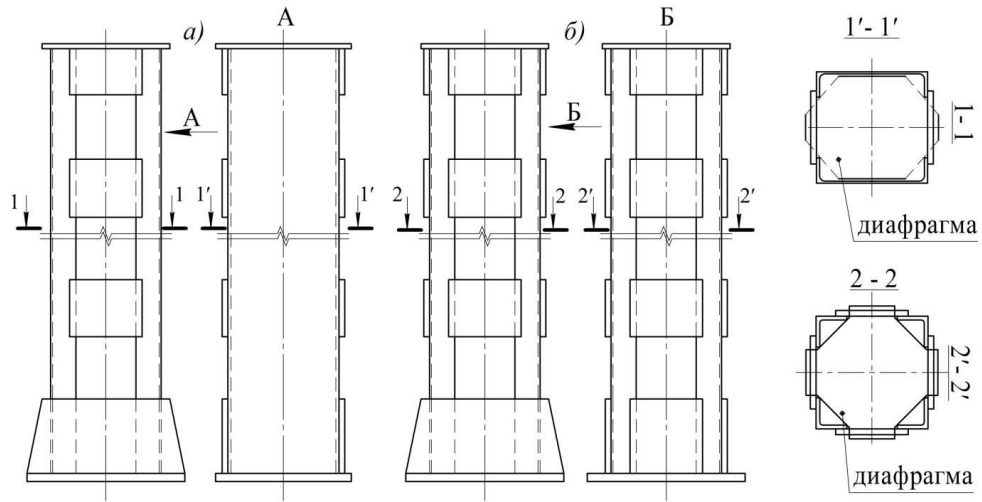


Рис.8.9. Конструктивные схемы центрально сжатых колонн на планках:
а) с одной свободной осью; б) с двумя свободными осями

2) Задать гибкость стержня относительно оси $x-x$ в следующих пределах:

$$\lambda_{x_1} = \lambda_{зад.1} = 60 \div 90 \text{ при } H = (5 \div 7) \text{ м, } N \leq 1500 \text{ кН;}$$

$$\lambda_{x_1} = \lambda_{зад.1} = 40 \div 60 \text{ при } H = (5 \div 7) \text{ м, } 1500 < N \leq 3000 \text{ кН.}$$

3) По заданной гибкости $\lambda_{x_1} = \lambda_{зад.1}$ по табл. Д1 [4] или по формуле (8) [4] определить коэффициент φ_{x_1} , используя условную гибкость

$$\bar{\lambda}_{зад.1} = \lambda_{зад.1} \cdot \sqrt{R_y / E}.$$

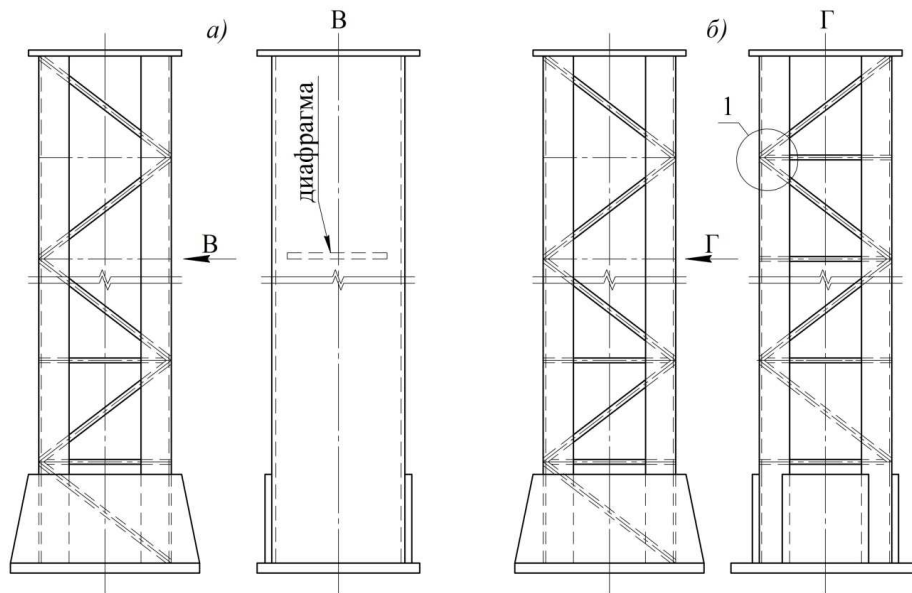


Рис.8.10. Конструктивные схемы центрально сжатых колонн с раскосной решеткой:
а) с одной свободной осью; б) с двумя свободными осями

4) Определить требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{mp} = N / (\varphi_{x_1} \cdot R_y \cdot \gamma_c),$$

где N – расчетное сочетание усилий на колонну.

5) По величине A_{mp} в соответствии с выбранным сортаментом и количеством ветвей (в данном случае две ветви) выбрать профиль с параметрами:

$A_{\phi,1} \cong A_{mp} / 2$ – фактическая площадь сечения ветви;

$i_{x,\phi,1}$ – фактический радиус инерции ветви и всего сечения относительно материальной оси сечения $x-x$;

6) Уточнить гибкость стержня относительно материальной оси

$$\lambda_{x,\phi,1} = l_{ef,x} / i_{x,\phi,1} \leq \lambda_u; \quad \bar{\lambda}_{x,\phi,1} = \lambda_{x,\phi,1} \cdot \sqrt{R_y / E}.$$

7) Уточнить коэффициент продольного изгиба $\varphi_{x,\phi}$ по табл. Д1 [4] или по формуле (8) [4] по величине условной гибкости $\bar{\lambda}_{x,\phi,1}$.

8) Проверить устойчивость стержня колонны относительно материальной оси:

$$N / (\varphi_{x,\phi} \cdot 2A_{\phi,1} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1. \quad (8.15)$$

Условие проверки устойчивости должно быть выполнено с учетом экономичности. Так как ветви выполняются из прокатных профилей, то следует назначать их минимальное сечение, обеспечивающее устойчивость стержня относительно материальной оси. При уменьшении сечения ветви на один шаг сортамента условие устойчивости выполняться не должно.

б) Расчет относительно **свободной** оси

Прямой расчет относительно свободной оси невозможен, так как многие формулы связаны с неизвестным расстоянием b между ветвями.

Рассмотрим расчет методом последовательных приближений **по следующему алгоритму для частного случая:**

1) Определить расчетную длину стержня относительно свободной оси

$$l_{ef,y} = H \mu_y.$$

Чаще всего $\mu_y = \mu_x$.

2) Задать величину расстояния между ветвями в пределах:

$$b_{z,1} = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) H \geq 2b_f + (100 \div 150) \text{ мм},$$

где b_f – ширина полки швеллера или половина ширины полки двутавра, принятых для ветви;

$a = (100 \div 150) \text{ мм}$ – величина технологического зазора между ветвями (см. рис. 8.6).

3) Вычислить в первом приближении параметр n :

$$n_1 = (J_{e,1-1} \cdot b_{z,1}) / (J_{s,3} \cdot l_{e,3}), \quad (8.16)$$

где $J_{e,1-1}$ – момент инерции сечения ветви относительно собственной оси 1-1;

$l_{e,3} = H / n_e$ – длина ветвей между осями планок, где $n_e \geq 6$ – число участков ветвей между планками;

$J_{s,3}$ – момент инерции поперечного сечения планки в вертикальном положении относительно центральной горизонтальной оси, параллельной оси $y - y$ сечения стержня колонны.

$$J_{s,3} = t_{s,3} \cdot d_{s,3}^3 / 12, \quad (8.17)$$

где $t_{s,3} = (6 \div 12)$ мм – задаваемая толщина планки;

$$d_{s,3} = (0,5 \div 0,75) \cdot b_{3,1}, \quad d_{s,3} \leq 30t_{s,3}.$$

4) Определить в первом приближении гибкость стержня относительно оси $y - y$

$$\lambda_{y,1} = l_{ef,y} / i_y,$$

где $i_y = \sqrt{J_y / A}$ – радиус инерции поперечного сечения стержня относительно оси $y - y$.

Здесь: $A = 2A_g$ – полная площадь сечения, полученная из расчета относительно материальной оси.

$$J_y = [J_{o,1-1} + A_g (b_{3,1} / 2)^2] \cdot 2, \quad (8.18)$$

момент инерции сечения стержня относительно оси $y - y$ в первом приближении.

5) Вычислить в первом приближении приведенную гибкость сквозного стержня относительно свободной оси по формуле:

$$\lambda_{ef,1} = \sqrt{\lambda_{y_1}^2 + 0,82(1 + n_1) \cdot \lambda_{e_1}^2}, \quad (8.19)$$

где λ_{e_1} – гибкость ветви на участке между осями планок в первом приближении; $\lambda_{e_1} = l_{e_1,3} / i_{e_1,1} \leq 40$, где $i_{e_1,1}$ – по сортаменту для сечения ветви.

6) Обеспечить гибкость ветви между планками, не превышающую гибкость всего стержня $\lambda_{e_1} < \lambda_{ef}$.

7) По возможности обеспечить условие равноустойчивости стержня колонны относительно обеих осей $x - x$ и $y - y$, т.е. $\lambda_{ef,1} \approx \lambda_x$,

где $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$; $\lambda_{ef,1}$ – см. формулу (8.19).

Если $\lambda_{ef,1} > \lambda_x$, то следует увеличить расстояние между ветвями b ; если $\lambda_{ef,1} < \lambda_x$, то следует уменьшить расстояние между ветвями b , следя, чтобы расстояние между полками ветвей в свету было не менее 100 мм (для возможности ухода за внутренней поверхностью ветвей колонны).

8) Найти коэффициент продольного изгиба $\varphi_{ef,1} = f(\bar{\lambda}_{ef,1})$ по табл. Д.1 [4] или по формуле (8) [4].

9) Проверить устойчивость стержня колонны относительно свободной оси

$$N / (\varphi_{ef,1} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 \quad (8.20)$$

Как и при проверке устойчивости относительно материальной оси, левая часть условия (8.20) должна быть как можно ближе к единице, но при том условии, что расстояние между полками ветвей в свету будет более 100 мм. В противном случае не удастся выполнить сечение колонны равноустойчивым.

Увеличение расстояния между планками поднимет гибкость ветвей и приведенную гибкость колонны, но эффект от этого мероприятия незначителен.

8.5.2. Стержень на планках с двумя свободными осями (рис. 8.9,б)

Расчет стержня с двумя свободными осями (вариант 1,б) также целесообразно вести методом последовательных приближений, задаваясь расстояниями между ветвями $b_{3,x}, b_{3,y}$.

При $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ $b_{3,x} = b_{3,y}$, при разных расчетных длинах разными будут и расстояния между ветвями.

Рассмотрим алгоритм расчета сквозного стержня для случая $b_{3,x} = b_{3,y}$, $l_{ef,x} = l_{ef,y}$, $\lambda_{ef,x} = \lambda_{ef,y}$.

Первоначально задаемся гибкостями колонны:

$$\lambda_{ef,3} = 60 \div 90 \text{ при } H = (5 \div 7) \text{ м, } N \leq 1500 \text{ кН;}$$

$$\lambda_{ef,3} = 40 \div 60 \text{ при } H = (5 \div 7) \text{ м, } N \leq 3000 \text{ кН.}$$

1) Определим в первом приближении требуемую площадь поперечного сечения сквозного стержня с двумя свободными осями на планках с учетом коэффициента продольного изгиба $\varphi_{ef,1}$, определяемого по табл. Д.1 [4] или по формуле (8) [4]:

$$A_{mp,1} = N / (\varphi_{ef,1} \cdot R_y \cdot \gamma_c),$$

где N – расчетное усилие в колонне.

2) Полученную требуемую площадь всего поперечного сечения следует поровну распределить на 4 стойки сквозного сечения с требуемой площадью сечения одной стойки

$$A_{cm}^{mp} = A_{mp,1} / 4.$$

3) В соответствующем сортаменте по A_{cm}^{mp} выбирается в зависимости от типа сечения (уголок равнополочный, гнутосварной квадратный профиль, круглая труба) соответствующий профиль с геометрическими характеристиками $A_{cm}^{факт} \approx A_{cm}^{mp}$; $i_{e,1} = i_{e,2} = i_e$; $J_{e,1} = J_{e,2} = J_e$.

4) Задаём длины ветвей относительно оси $x-x$ и $y-y$:

$$l_{e,x} = l_{e,y} = l_{ef,x,y} / n_e \leq \lambda_e \cdot i_e,$$

где $n_e = 6 - 8$ (для расчета по традиционной методике) - число панелей между осями планок в пределах одной ветви, $\lambda_e = \lambda_{e,1} = \lambda_{e,2} \leq 40$.

5) Определим параметр $n = n_1 = n_2$

$$n = (J_e / J_s) / (b_{3,x,y} / l_{e,x,y}).$$

Здесь момент инерции планки J_s при заданном значении $b_{3,x,y}$ будет определяться по формуле:

$$J_s = t_s \cdot d_s^3 / 12, \quad d_s = (0,5 \div 0,75) \cdot b_{3,x,y}.$$

б) Определим приведенную гибкость по формуле (13) [4], которая с учетом $\lambda_e = \lambda_{e,1} = \lambda_{e,2}$; $n = n_1 = n_2$; $J_e = J_{e,1} = J_{e,2}$; $\lambda_{e,1} = \lambda_{e,2} = \lambda_e$; $J_{s,1} = J_{s,2} = J_s$ будет иметь вид:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + 0,82(1 + n_1) \cdot \lambda_{e_1}^2 + 0,82(1 + n_2) \lambda_{e_2}^2} = \sqrt{\lambda_{\max,1}^2 + 1,64(1 + n) \cdot \lambda_e^2} \leq \lambda_u, \quad (8.21)$$

где $\lambda_{\max} = \lambda_x = \lambda_y$; $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$, $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$ - в частном случае.

Радиусы инерции сечения i_x и i_y определяются через моменты инерции:

$$i_x = \sqrt{\frac{J_{x-x}}{4A_{cm}}} = i_y = \sqrt{\frac{J_{y-y}}{4A_{cm}}},$$

где A_{cm} – площадь сечения одной ветви;

$$J_{x-x} = J_{y-y} = [J_{o,x} + A_{cm} (b_{z,x,y} / 2)^2] \cdot 4 - \text{момент инерции всего сечения.}$$

При этом для обеспечения устойчивости ветвей между планками следует обеспечивать условие $\lambda_{\max} > \lambda_e$.

7) По вычисленной приведенной гибкости λ_{ef} по формуле (8.20) находим условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ и коэффициент продольного изгиба φ_{ef} по табл. Д.1 или по формуле (8) [4].

8) Проверим устойчивость сквозного стержня

$$N / (\varphi_{ef} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1, \quad (8.22)$$

где $A = 4A_{cm}$.

Примечания.

1) Если при проверке устойчивости по формуле (8.22) значение левой части окажется существенно меньше единицы (правой части), то следует или повторить расчет, уменьшая $b_{z,x,y}$, сохраняя при этом зазор в свету между стойками в пределах $a = (100 \div 150)$ мм, или уменьшить площадь сечения стоек и далее продолжить расчет.

2) Если значение левой части формулы (8.22) окажется больше единицы (правой части), что недопустимо, то следует или увеличить $b_{z,x,y}$, или увеличить площадь сечения стоек и далее повторить расчет.

3) Корректировку приведенной гибкости λ_{ef} можно одновременно проводить за счет изменения длин ветвей $\lambda_{ef,x} = l_{ef,y} = H / n_e$, увеличивая или уменьшая число панелей между узлами решетки с учетом того, что при $n_e < 6$ и $n_e > 8$ нужно изменить расчетную схему стержня (см. п. 8.4, Примечания).

4) Допустимым будет решение с такими значениями $b_{z,x,y}$ или площадью сечения стоек (A_{cm}), когда левая часть в формуле (8.22) будет меньше единицы (правой части) в пределах 5%.

8.5.3. Стержень с раскосной решеткой и с одной свободной осью (рис. 8.10,а).

а) расчет относительно материальной оси

Расчет аналогичен расчету сквозного стержня относительно материальной оси на планках.

б) расчет относительно свободной оси

Приведенная гибкость относительно свободной оси, определяемая формулой (8.10), будет в первом приближении иметь вид:

$$\lambda_{ef,1} = \sqrt{\lambda_{y_1}^2 + \alpha_1 \cdot A / A_{d_1}}, \quad (8.23)$$

где $\alpha_1 = 10 \cdot d_1^3 / (e_{зад,y}^2 \cdot l_{e,y})$;

A – площадь поперечного сечения стержня из расчета относительно материальной оси $x-x$.

Из условия равноустойчивости стержня ($\lambda_{ef} \approx \lambda_x$) найдем λ_{y_1} :

$$\lambda_{y_1} = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 \cdot A / A_{d_1}}.$$

Для обеспечения устойчивости ветвей между узлами крепления элементов решетки следует контролировать условия:

$$\lambda_{y_1} > \lambda_{e_1}, \quad \lambda_{e_1} = l_{e,y} / i_{e_1} \leq 80,$$

где i_{e_1} – радиус инерции одной ветви относительно оси 1–1.

$A_{d_1} = N_{d_1} / (\varphi_d \cdot R_y \cdot \gamma_c)$ – площадь поперечного сечения одного элемента раскоса решетки,

$$\text{где } N_{d_1} = \left(\frac{Q_{frc}}{2} / \sin \alpha \right) = \frac{Q_{frc}}{2} \cdot \frac{d_1}{e_{3,y}} \text{ по рис. 8.7;}$$

$$Q_{frc} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_1}. \quad (8.24)$$

В формуле для Q_{frc} $\varphi_1 = f(\lambda_{y_1})$ – коэффициент продольного изгиба сквозного стержня относительно свободной оси зависит от Q_{frc} через A_{d_1} . Таким образом, прямым решением площадь раскоса найти невозможно.

По рекомендации [7] в первом приближении величину Q_{frc} допускается принять по табл. 1 в зависимости от принятой стали; здесь A (см²).

Табл. 1

Сталь	C235	C255	C285	C390	C440	C590
Q_{frc} (кН)	$0,2 \cdot A$	$0,3 \cdot A$	$0,4 \cdot A$	$0,5 \cdot A$	$0,6 \cdot A$	$0,7 \cdot A$

Для сталей, не вошедших в табл. 1, значения Q_{frc} допускается принимать по линейной интерполяции.

С учетом принятых предпосылок порядок расчета относительно одной свободной оси сквозного стержня с раскосной решеткой может быть следующий:

1) Задать расстояние между ветвями

$$b_{3,y} = (1/20 - 1/30)H.$$

2) Задать длину ветви относительно свободной оси

$$l_{e,y} \leq H / n_e,$$

где $n_e = 6 - 8$ (для расчетов по традиционной методике) – число панелей ветвей по длине стержня.

3) Определить длину раскоса решетки/ Угол наклона раскоса назначается в пределах $\alpha = 35 - 55^\circ$.

$$d_1 = \sqrt{b_{3,y}^2 + l_{e,y}^2},$$

3) Задать величину Q_{frc} по табл. 1.

4) Определить усилие в одном раскосе решетки

$$N_{d_1} = \frac{Q_{frc}}{2} \cdot d_1 / b_{3,y}.$$

5) Определить площадь сечения раскоса в первом приближении по формуле, задаваясь коэффициентом продольного изгиба $\varphi_d = 0,7 \div 0,8$:

$$A_{d_1} = N_{d_1} / (\varphi_d \cdot R_y \cdot \gamma_c), \text{ где } \gamma_c = \mathbf{0,75} \text{ (одиночный уголок).}$$

6) По сортаменту по A_{d_1} выбрать равнополочный уголок с площадью поперечного сечения $A_{d_1,\phi} \approx A_{d_1}$ и радиусами инерции $i_x = i_y = i_{d_1}$.

7) Определить гибкости раскоса $\lambda_{d_1} = d_1/i_{d_1}$, $\bar{\lambda}_{d_1} = \lambda_{d_1}\sqrt{R_y/E}$ и коэффициент продольного изгиба φ_{d1} по табл. Д1 [4] или по формуле (8) [4].

8) Проверить устойчивость раскоса решетки

$$N_{d_1}/(\varphi_{d_1} \cdot A_{d_1\phi} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

9) Определить приведенную гибкость стержня колонны относительно свободной оси $y-y$ по формуле (8.23) и коэффициент продольного изгиба $\varphi_{ef_1} = f(\bar{\lambda}_{ef_1})$ по табл. Д.1 [4] или по формуле (8) [4], обеспечивая условия:

$$\lambda_{y_1} > \lambda_{e_1} \text{ и } \lambda_{ef_1} \approx \lambda_x.$$

10) Проверить общую устойчивость стержня относительно свободной оси

$$N/(\varphi_{ef_1} \cdot A_\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 \quad (8.25)$$

11) Откорректировать условие (8.25):

- если левая часть выражения (8.25) окажется существенно меньше единицы (правой части), то необходимо уменьшить параметр $\nu_{z,x,y}$ и весь расчет повторить, начиная с п. № 3;

- если левая часть выражения (8.25) получится больше единицы (правой части), что не допустимо, то следует увеличить параметр $\nu_{z,x,y}$ и также повторить весь расчет, начиная с п. № 3;

- корректировку приведенной гибкости $\lambda_{ef,i}$ можно одновременно проводить за счет изменения длин ветвей $l_{e,y} = H/n_e$, увеличивая или уменьшая число ($n_e > 6$) участков ветвей между узлами решетки, с учетом (при $n_e < 6$) изменения расчетной схемы (п. 8.4, Приложение).

- допустимым будет решение с таким значением неравенства (8.25), когда левая часть его будет меньше единицы в пределах 5 - 7%.

8.5.4. Стержень с раскосной решеткой и с двумя свободными осями (рис. 8.10,б)

Приведенная гибкость сквозного стержня с раскосной решеткой в 4-х плоскостях в общем виде выражается формулой

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + (\alpha_1/A_{d_1} + \alpha_2/A_{d_2}) \cdot A} \quad (8.26)$$

и зависит от нескольких взаимно связанных параметров: $b_{z,x}$, $b_{z,y}$, $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$, λ_{max} , Q_{fic} .

Поэтому, как и в вариантах 2 и 3, целесообразно использовать способ последовательных приближений, задаваясь указанными параметрами.

Ниже рассмотрен частный случай алгоритма расчета сквозного стержня с двумя свободными осями на раскосной решетке при следующих значениях параметров:

$b_{z,x} = b_{z,y} = b_{z,x,y}$; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = l_{ef,x,y}$; λ_{max} = наибольшее значение из двух (λ_x или λ_y).

Ниже рассмотрен вариант с $\lambda_{max} = \lambda_x = \lambda_y$.

С учетом выше сказанного порядок расчета имеет следующую последовательность:

1) Задать в первом приближении приведенную гибкость $\lambda_{ef,1}$ по рекомендации [7]:

$$\lambda_{ef,1} = 60 \div 90 \text{ при } H = (5 \div 7) \text{ м, } N \leq 1500 \text{ кН;}$$

$$\lambda_{ef,1} = 40 \div 60 \text{ при } H = (5 \div 7) \text{ м, } N \leq 3000 \text{ кН.}$$

2) По $\lambda_{ef,1}$ определить коэффициент продольного изгиба $\varphi_{ef,1}$.

3) Определить в первом приближении требуемую площадь сечения сквозного стержня

$$A_{mp,1} = N / (\varphi_{ef,1} \cdot R_y \cdot \gamma_c).$$

4) Распределить $A_{mp,1}$ на четыре стойки $A_{mp,cm} = A_{mp,1} / 4$.

5) По $A_{mp,cm}$ выбрать в зависимости от типа сечения (равнополочный уголок, замкнутый квадратный профиль или круглая труба) соответствующий профиль с площадью $A_{\phi,cm} \approx A_{mp,cm}$, $i_{cm,x} = i_{cm,y} = i_{cm}$.

6) Задать расстояние между ветвями $b_{z,x} = b_{z,y} = b_{z,x,y} = (1/20 - 1/30)H$.

7) Задать длину ветвей сквозного стержня между узлами решеток $l_{e,x,y} \leq H / n_e$, где $n_e = 6 - 8$ - число участков ветвей по высоте стержня.

8) Определить длину раскоса решетки

$d_1 = \sqrt{b_{z,x,y}^2 + l_{e,x,y}^2}$, обеспечивая угол между ветвями и примыкающими к ним раскосами в пределах $\alpha = 35 - 55^\circ$.

9) Задать величину Q_{fic} по табл. 1.

10) Определить усилие в раскосе решетки $N_{d_1} = \frac{Q_{fic}}{2} \cdot d_1 / b_{z,x,y}$.

11) Определить требуемую площадь сечения раскоса

$$A_{d_1,mp} = N_{d_1} / (\varphi_d \cdot R_y \cdot \gamma_c),$$

где $\varphi_d = 0,7 \div 0,8$ - задаваемый коэффициент продольного изгиба сжатого раскоса; $\gamma_c = 0,75$.

12) По сортаменту в соответствии $A_{d_1,mp}$ выбрать равнополочный уголок с фактической площадью сечения $A_{d_1,\phi} \approx A_{d_1,mp}$ и радиусом инерции $i_{min} = i_{d_1}$.

13) Определить гибкости раскоса $\lambda_{d_1} = d_1 / i_{min}$, $\bar{\lambda}_{d_1} = \lambda_{d_1} \sqrt{R_y / E}$ и коэффициент продольного изгиба φ_{d_1} по табл. Д1 [4] как для сплошного сечения.

14) Проверить устойчивость раскоса решетки

$$N_{d_1} / (\varphi_{d_1} \cdot A_{d_1,\phi} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1, \quad (8.27)$$

где $\gamma_c = 0,75$ - коэффициент условия работы раскоса из одиночного уголка.

15) Определить приведенные гибкости λ_{ef_2} и $\bar{\lambda}_{ef_2}$ стержня колонны относительно свободных осей $x-x$ и $y-y$ по формуле (8.26), обеспечивая условия: $\lambda_{max} > \lambda_e$ и $\lambda_e \leq 80$, или по [4] $\bar{\lambda}_e = \lambda_e \sqrt{R_y / E} \leq 2,7$.

16) По $\bar{\lambda}_{ef_2}$ вычислить коэффициент продольного изгиба $\varphi_{ef,2}$ по табл. Д.1 [4].

17) Проверить устойчивость сквозного стержня относительно свободных осей

$$N / (\varphi_{ef_2} \cdot A_\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 \quad (8.28)$$

где $A_\phi = 4A_{\phi,cm}$ - фактическая площадь колонны из четырех ветвей.

18) Откорректировать условие (8.28):

- если левая часть выражения (8.28) окажется существенно меньше единицы (правой части), то необходимо уменьшить параметр $b_{z,x,y}$ и весь расчет повторить, начиная с п. № 8, сохраняя минимальный зазор между стойками в пределах $100 \div 150$ мм;

- если левая часть выражения (8.28) получится больше единицы (правой части), что не допускается по нормам, то следует увеличить параметр $v_{3,x,y}$ и также повторить весь расчет, начиная с п. № 8;

- корректировку приведенной гибкости $\lambda_{ef,2}$ можно одновременно проводить за счет изменения длины ветвей $l_g = H/n_g$, увеличивая или уменьшая число панелей ветвей ($n_g > 6$) между узлами решетки с учетом того, что при $n_g < 6$ нужно изменить расчетную схему (см. р. 8.4, Примечание);

- допустимым будет решение с таким значением неравенства (8.28), когда левая часть его будет меньше единицы в пределах 5-7%.

8.6. Основы компоновки и расчетов соединительной решетки сквозного стержня колонны

а) Соединительные решетки на планках

Фрагмент размещения планок на ветвях сквозного сечения приведен на рис. 8.9. После окончательного расчета стержня следует уточнить компоновочные параметры планок:

- толщину планок $6 \leq t_{s,\phi} \leq 12$ мм;

- высоту планок $d_s = (0,5 \div 0,75)b_\phi$,

где b_ϕ – окончательное расстояние в осях ветвей стержня, т.е. $b_\phi = b_{3..k}$;

$b_{3..k}$ – вариативный параметр ширины сечения для обеспечения условия устойчивости сквозного стержня колонны относительно свободной (свободных) оси (осей) с минимальным запасом.

При этом следует выполнить условие:

$d_{s,\phi}/t_{s,\phi} \leq 30$; $b_{s,\phi}/t_{s,\phi} \leq 50$. Здесь $b_{s,\phi} = b_\phi + 2 \cdot 30$ мм, где 30 мм – величина нахлеста планки на ветвь стержня.

После компоновки параметров планок следует проверить их на прочность. Расчетная схема планок приведена на рис. 8.10.

При одинаковых расстояниях между планками и их одинаковой жесткости приближенно принимают [4], что нулевые точки эпюр изгибающих моментов расположены в середине планок по их длине и по середине расстояния между планками в ветвях стержня колонны. При этом в нулевых точках действуют поперечные силы, возникающие от изгиба стержня, которые поровну распределяются между ветвями.

В нормах [4] для расчета планок, отвечающих условиям, указанным выше, дана формула условной поперечной силы (8.24).

Из условия равновесия ветвей и планок

$$\frac{Q_{fic}}{4} \cdot l_g = F_s \cdot b/2$$

можно получить величины поперечной силы и изгибающего момента, действующих на одну планку:

$$F_s = \frac{Q_{fic} \cdot l_g}{2 \cdot b} - \text{поперечная сила, действующая на планку};$$

$$M_s = \frac{Q_{fic} \cdot l_g}{4} - \text{изгибающий момент}.$$

Условие прочности планки будет иметь вид:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_s^2 + F_s^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c \text{ или } \frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_s^2 + F_s^2} \leq 1,$$

$$\text{где } \sigma_s = M_s/W_s, \quad W_s = \frac{t_s \cdot d_s^2}{6}, \quad \tau_s = \frac{F_s}{A_s}, \quad A_s = t_s \cdot d_s,$$

1,15 – коэффициент учета возможности развития пластических деформаций при статической работе стержня колонны.

Прочность сварных угловых швов, соединяющих планки с ветвями, проверяют по формулам:

$$\tau_{red, \omega f(z)} = \sqrt{[\tau_{\omega f(z)}^M]^2 + [\tau_{\omega f(z)}^Q]^2} \leq R_{\omega f(z)} \cdot \gamma_c - \text{ по металлу шва или по металлу гра-}$$

ницы сплавления;

$$\text{здесь: } \tau_{\omega f(z)}^M = M/W_{\omega, f(z)}, \quad \tau_{\omega f(z)}^Q = \frac{F_s}{A_{\omega, f(z)}}, \quad W_{\omega, f(z)} = \frac{\beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot l_{\omega}^2}{6},$$

$l_{\omega} = d_s$ – при выведении сварного шва на торцы планок;

$l_{\omega} = d_s - 10$ мм, если шов не выводится на торцы планок;

$$A_{\omega, f(z)} = \beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot l_{\omega}.$$

Значения всех вышеприведенных параметров при расчете угловых швов приведены в главе 4 настоящего пособия.

б) Соединения ветвей на раскосной решетке

Схема размещения раскосной решетки между ветвями приведена на рис. 8.10. Здесь также, как и в варианте с планками, следует после завершения расчета стержня на устойчивость выполнить окончательную проверку устойчивости раскосной решетки, если в ее геометрию внесены изменения.

Тогда будем иметь:

$$N_{d, \phi} = \frac{Q_{fic, \phi}}{2} \cdot \frac{d}{b} - \text{ расчетное усилие в раскосе,}$$

$$\text{где } Q_{fic, \phi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_{1, \phi}}, \quad \text{здесь } N = N_{d, \phi},$$

$$\varphi_{1, \phi} = f(\bar{\lambda}_{y, \phi}), \quad \bar{\lambda}_{y, \phi, \text{факт}} = \lambda_{y, \phi} \cdot \sqrt{R_y/E}, \quad \lambda_y = l_{ef, y}/i_y, \quad l_{ef, y} = H \cdot \mu_y.$$

Устойчивость раскоса проверяется по формуле:

$$N_{d, \phi} / (\varphi_d \cdot A_{d, \phi} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1.$$

$$\text{где } \varphi_d = f(\lambda_d), \quad \lambda_d = l_d/i_d \quad \text{или по [4]: } \varphi_d = f(\bar{\lambda}_d), \quad \bar{\lambda}_d = \lambda_d \sqrt{R_y/E}.$$

Сечение стойки в раскосной решетке можно принять по предельной гибкости $\lambda_u = 120$ по табл. 32 [4]: $l_{cm} \cong b$, $i_{cm, mp} = l_{cm}/120$.

По $i_{cm, mp}$ из сортамента примем требуемый равнополочный уголок.

Узел крепления элементов решетки к ветвям показан на рис. 8.13.

Суммарная длина угловых швов ($\sum l_{\omega}$), прикрепляющих элемент, определится из условия прочности:

$$N_{d, \phi} \leq \beta_f \cdot k_f \cdot \sum l_{\omega} \cdot R_{\omega, f} \cdot \gamma_c,$$

откуда суммарная длина швов

$$\sum l_{\omega} \geq N_{d, \phi} / (\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega, f} \cdot \gamma_c),$$

которую следует распределить на обушок и перо: $l_{\omega}^{ob} = 0,7 \sum l_{\omega}$, $l_{\omega}^n = 0,3 \sum l_{\omega}$.

При необходимости в узлы вводят фасонки. Центрирование осей раскосов решетки для упрощения изготовления выполняют на обушок ветви.

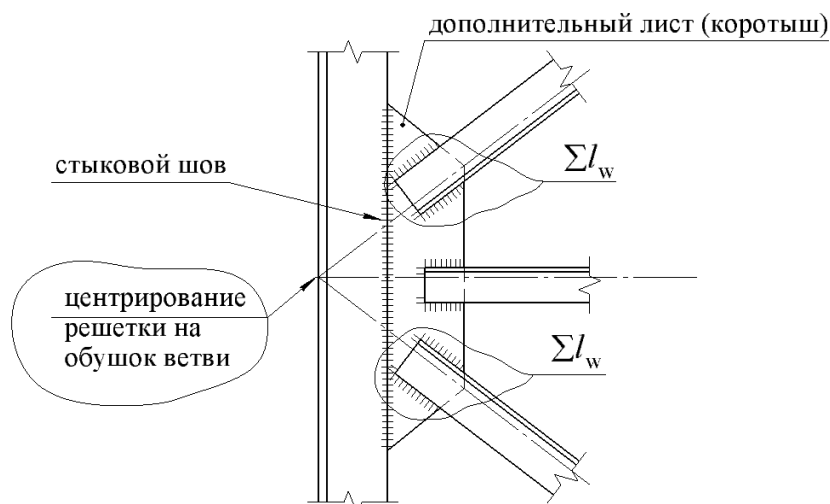


Рис.8.13. Узел №1 (см. рис. 8.10): компоновка узлов раскосной решетки

8.7. Основы компоновки и приближенного расчета баз центрально сжатых колонн

а) Типы и особенности конструкций баз центрально сжатых колонн

По конструктивному решению базы проектируют шарнирными (безмоментными) или жесткими (моментными). Тип базы зависит от принятой расчетной схемы колонны. Такое деление имеет достаточно условный характер, т.к. шарнирная база может воспринимать небольшие моменты, а жесткая база не может обеспечить идеальное защемление колонны.

Конструктивные схемы шарнирных (безмоментных) баз показаны на рис. 8.14. Конструктивная схема жесткой (моментной) базы приведена на рис. 8.15.

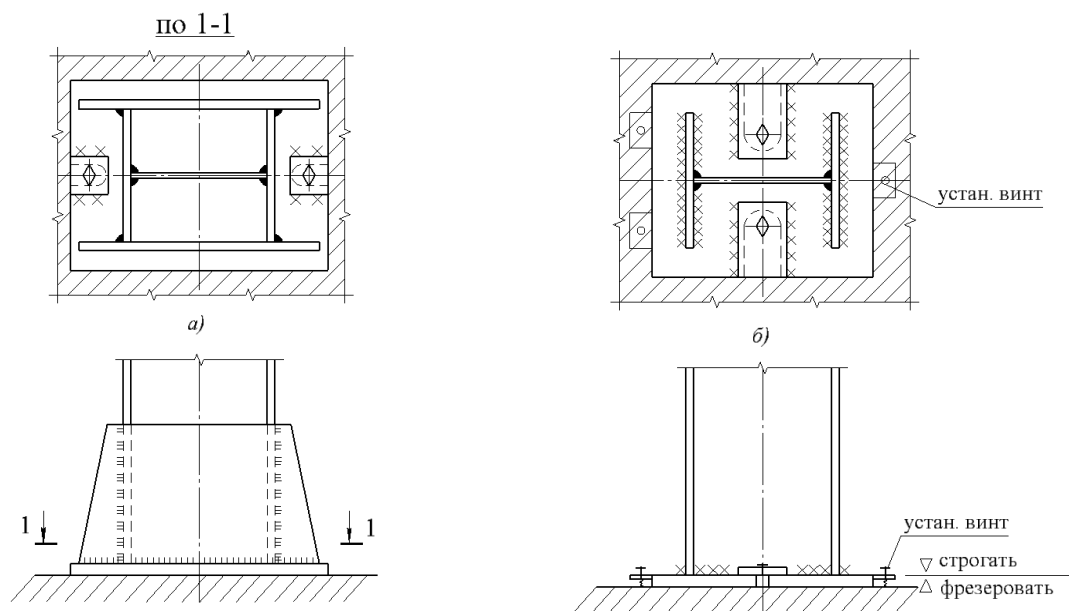


Рис.8.14. Безмоментные базы сплошных колонн:
а) с траверсами; б) без траверс

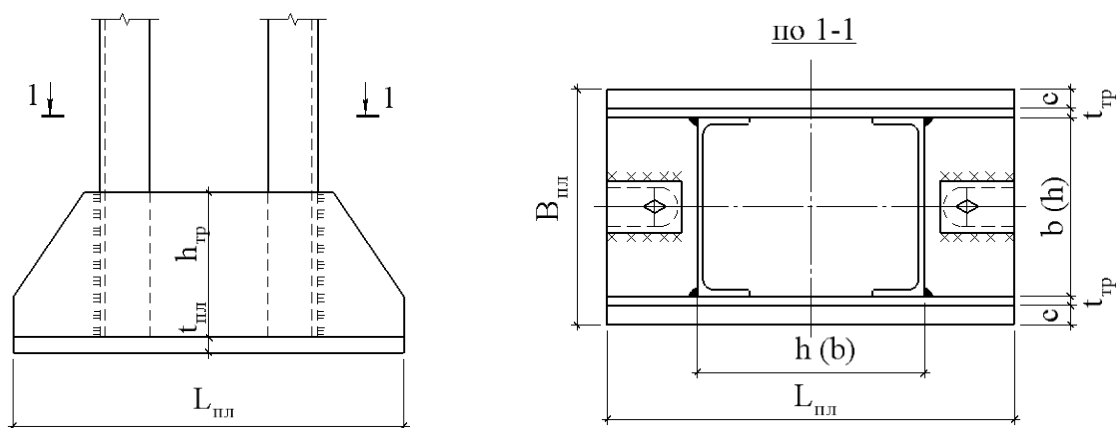


Рис.8.14. в) Безмоментная база для сквозной колонны

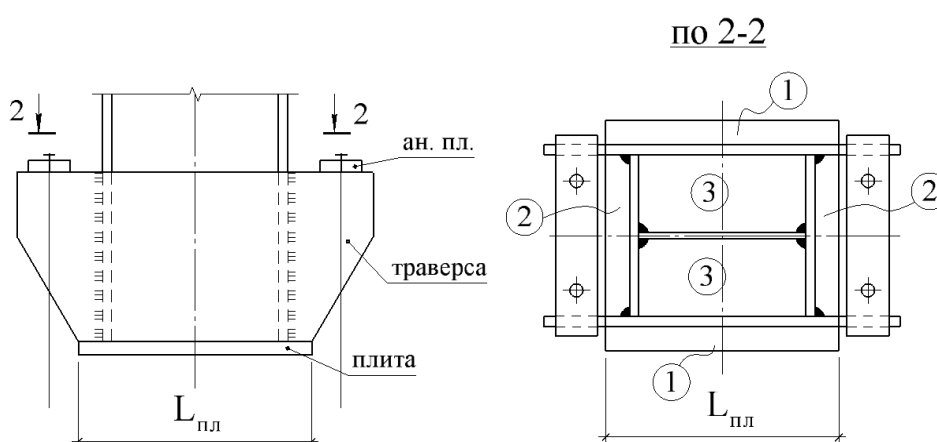


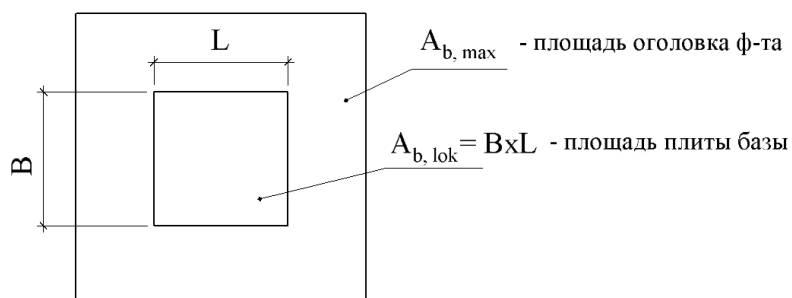
Рис.8.15. Моментная база для сплошной колонны

б) Основы приближенного расчета элементов базы центрально сжатой колонны с траверсами (рис. 8.16, 8.17)

Площадь плиты базы в плане определяется из условия работы бетона оголовка фундамента на локальное смятие (рис. 8.16), [13]. При этом предполагается, что напряжения в бетоне под плитой распределяются равномерно.

Здесь $A_{b,lok}$ - площадь плиты базы, $A_{b,lok} = B \times L$, $A_{b,lok} < A_{b,макс}$

$A_{b,макс}$ - площадь верхнего обреза (оголовка) фундамента.

Рис.8.16. Габаритные размеры оголовка фундамента и плиты базы в плане (к расчету $R_{b,lok}$)

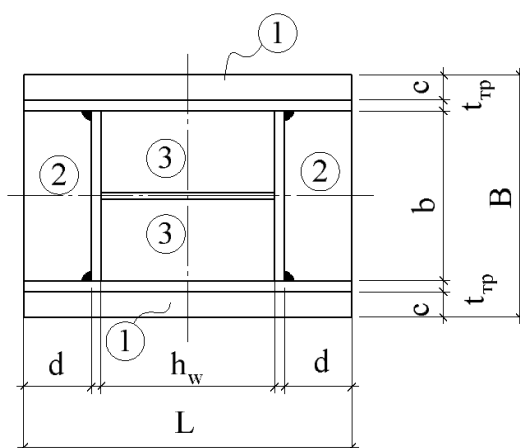


Рис.8.17. Расчетные участки плиты базы

Из граничного условия ПС-I по [13, п.7.28]:

$$N \leq \psi \cdot R_{b,lok} \cdot A_{b,lok}$$

требуемая площадь опорной плиты

$$A_{пл.мп} = A_{b,lok} \geq N / (\psi \cdot R_{b,lok}),$$

где N – расчетное усилие в колонне;

ψ – коэффициент, зависящий от характера распределения напряжений под плитой базы; при равномерном распределении напряжений $\psi = 1$, при неравномерном - $\psi = 0,75$;

$A_{пл.мп} = A_{b,lok}$ – требуемая площадь плиты, равная площади приложения сжимающей силы (площадь смятия);

$R_{b,lok} = \varphi_b \cdot R_b$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы (локальное смятие);

здесь: $\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,макс}}{A_{b,лок}}}$, но принимаемый не более 2,5 и не менее 1;

$A_{b,макс}$ – площадь бетона верхнего обреза фундамента;

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; величины R_b для бетона распространенных классов прочности приведены в табл. 2 в зависимости класса бетона $< B >$:

Табл. 2

	Класс прочности бетона				
	B10	B15	B20	B25	B30
R_b (Мпа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0

Через нормативные параметры имеем:

$$R_e = R_{e,n} / \gamma_e ;$$

$\gamma_e = 1,3$ – для предельных состояний первой группы (ПС-I) по несущей способности;

$\gamma_e = 1,0$ – для предельных состояний второй группы (ПС-II) по несущей способности;

$R_{e,n} = R_B (0,77 - 0,001R_B) \geq 0,72R_B$ – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность бетона);

R_B – сопротивление бетона, численно равно классу < B > по прочности на сжатие.

Длина и ширина плиты B и L определяются из следующих условий (см. рис. 8.16):

$$B = b + 2t_{mp} + 2c - \text{ширина плиты}; \quad L = A_{нл.мп} / B - \text{длина плиты.}$$

Окончательные размеры плиты в плане назначаются с учетом возможности размещения анкерных болтов и минимальной величины свеса плиты $c \geq 50$ мм.

Толщина плиты определяется из условия работы ее на изгиб на отдельных участках между закрепленными сторонами (рис. 8.17). Для участков «1», «2», «3» (рис. 8.17) используют формулы (101 - 104) [4].

$$\text{Участок «1», консольный: } M_1 = 0,5qc^2.$$

$$\text{Участок «2», плита оперта на три стороны: } M_2 = \alpha_3 \cdot q \cdot d_1^2,$$

где $d_1 = b$ – длина свободной стороны участка; α_3 – коэффициент, принимаемый по табл. Е.2 [4] в зависимости от отношения длины стороны, перпендикулярной свободной стороне, к длине свободной стороны $a_1/d_1 = d/b$;

при $a_1/d_1 = d/b < 0,5$ закрепления коротких сторон практически не влияют на величину момента в средней (по длине свободной стороны) зоне участка, поэтому эта зона рассматривается как консольная с вылетом $a_1 = d$, следовательно $M_2 = 0,5qa_1^2 = 0,5qd^2$.

Участок «3», плита оперта на четыре стороны:

$M_{3a} = \alpha_1 qa^2$; $M_{3b} = \alpha_2 qa^2$ – моменты в направлении короткой стороны a и длинной стороны b соответственно; α_1 и α_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. Е.2 [4] в зависимости от отношения длинной стороны к короткой $b/a = ((b - t_w)/2) / d$.

Здесь во всех формулах q – расчетное реактивное давление фундамента на полосу плиты шириной 1 см, численно равно среднему напряжению под плитой $\sigma_\phi = N/(B \cdot L)$.

По наибольшему изгибающему моменту из полученных M_1 , M_2 , M_3 принимается расчетный ($M_{расч}$) для определения толщины плиты из граничного условия ПС-I:

$$M_{расч} \leq W_{нл} \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad W_{нл} = \frac{1 \cdot t_{нл}^2}{6}, \quad \text{откуда получим } t_{нл} \geq \sqrt{\frac{6M_{расч}}{R_y \cdot \gamma_c}},$$

где $\gamma_c = 1,1 - 1,2$ в зависимости от толщины плиты.

Толщина плиты после расчета принимается с учетом сортамента листовой стали в пределах $20 \leq t_{нл} \leq 40$ мм.

Если по расчету $t_{нл}$ окажется больше 40 мм, то следует уменьшить изгибающий момент на расчетном участке плиты путем введения дополнительного ребра жесткости, разделяющего участок на два меньших размеров.

Примечание. При компоновке схемы опирания стержня колонны и траверс на плиту следует избегать резких отличий в величинах моментов M_1 , M_2 , M_3 , изменяя расчетные схемы участков: «1», «2», «3».

Толщина и высота траверс определяется из следующих соображений:

- **толщину траверс** рекомендуется принимать при компоновке базы в пределах $t_{mp} = 10 \div 14$ мм, а потом уточнять расчетом, рассматривая траверсу как балку с двумя консолями;

- **высоту траверс** определяют длиной сварных швов, прикрепляющих их к стержню колонны; при четырех швах (рис. 8.17) получим

$$h_{mp} \geq \frac{N}{4k_f \beta_{f(z)} R_{\omega f(z)}} + 1 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f .$$

При $h_{mp} > 85\beta_f k_f$ следует увеличить до приемлемой величины катет швов.

Отметим, что такой подход при определении высоты траверс не совсем логичен. Принимая условие, по которому все усилие N передается сварными швами, предполагается, что торец стержня колонны не опирается на плиту, что маловероятно. С другой стороны, при определении моментов по участкам плиты предполагается опирание плиты на торец стержня колонны.

Изготовление металлических конструкций на современных заводах обеспечивает качество поперечных резов профилей, поэтому, по крайней мере, часть усилия N передается на плиту через торец стержня колонны.

Изложенное замечание позволяет сделать вывод о том, что вышеприведенная формула для определения h_{mp} дает искомую величину с большим запасом.

в) Основы компоновки и приближенного расчета базы колонны с фрезерованным торцом стержня без траверс (рис. 8.18)

Фрезеровка торца стержня колонны позволяет передать действующее усилие N непосредственно через торец, исключая применение траверс. Для компактности плиты в плане желательно для изготовления фундаментов применять бетон высокой прочности (класс прочности В30 и выше).

В этом случае плита базы в плане принимают квадратной со сторонами $L = B$. Из граничного условия ПС-I на локальное смятие бетона получим:

$$B = \sqrt{N / (\psi \cdot R_{b,lok})} .$$

Принятые размеры L и B должны обеспечивать минимальные размеры свесов и возможность размещения анкерных болтов.

Толщину плиты приближенно определяют из условия работы на изгиб от реактивного отпора фундамента на консольном участке с площадью трапеции (рис. 8.18) по моменту

$$M = \sigma_{\phi} \cdot A_{mpn} \cdot c ,$$

где $A_{mpn} = (B + b)(B - h - 2t_f)$ - площадь трапеции;

c - расстояние от центра тяжести трапеции до кромки пояса колонны.

По найденному моменту определяется требуемая толщина плиты:

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c b}} .$$

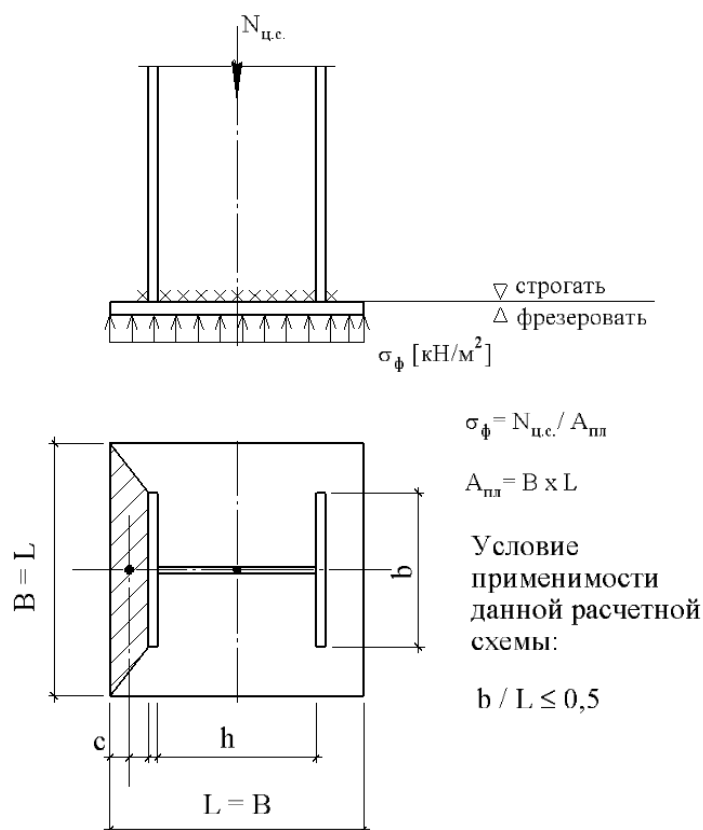


Рис.8.18. К приближенному расчету плиты базы колонны с фрезерованным торцом стержня и строганной плитой без траверс

г) Основы уточненного расчета базы колонны с фрезерованным торцом стержня и строганной поверхности верха плиты (рис. 8.19)

При расчете квадратных или близких к квадратным в плане плит их можно рассматривать как круглые пластинки.

Заменяя плиту и контур стержня равновеликими по площади кругами (см. рис. 8.19), можно найти величины изгибающих моментов, кНсм, приходящихся на полоски шириной 1 см, в радиальном и тангенциальном направлениях по формулам:

$$M_r = k_r \cdot N - \text{радиальный момент}; \quad M_\tau = k_\tau \cdot N - \text{тангенциальный момент},$$

где N – расчетное давление колонны на плиту;

k_r, k_τ – коэффициенты по табл. 8.6 [7] при отношении $r_1/r_2 > 0,5$.

По найденным моментам, задаваясь толщиной плиты $t_{пл}$, определяют напряжения в ней:

$$\sigma_r = 6M_r / t_{пл}^2; \quad \sigma_\tau = 6M_\tau / t_{пл}^2; \quad \tau = N / 2\pi \cdot r_1 \cdot t_{пл}.$$

Далее по приведенным напряжениям проверяется прочность плиты:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r \cdot \sigma_\tau + 3\tau^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c.$$

Для обеспечения экономичности условие проверки прочности должно выполняться с наименьшим запасом. При большом запасе толщина плиты уменьшается, и расчет повторяется.

Швы крепления стержня к плите рассчитываются на часть полного усилия, равного $0,15N$.

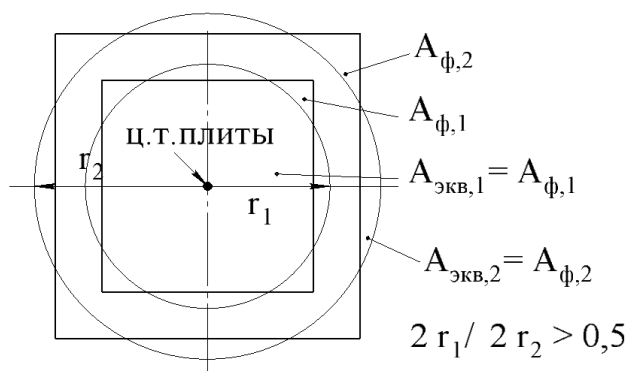


Рис.8.19. К уточненному расчету плиты базы колонны с фрезерованным торцом стержня и строганной плитой без траверс

Все вышеприведенные расчеты толщины опорных плит основаны на ручных расчетах и упрощающих предпосылках. В реальности работа плит на упругом и неупругом основаниях гораздо сложнее.

В сложных расчетных случаях, а также при большом тираже однотипных конструкций, целесообразно использовать современные расчетные комплексы, позволяющие хотя бы частично учесть основные особенности реальной работы плит путем решения контактных задач с учетом физической и геометрической нелинейности. Усложнение подобных расчетов может быть компенсировано уменьшением размеров опорных плит.

8.8. Основы компоновки и расчета оголовков центрально сжатых колонн при шарнирном опирании балок

а) опирании балок с торцевыми опорными ребрами на оголовок сверху (рис. 8.20)

Реакция балок передается по оси колонны на опорную плиту, подкрепленную снизу парными ребрами жесткости.

Размеры этой плиты в плане принимают с учетом размещения сварных швов, прикрепляющих её к стержню, т.е.

$$b_{пл.ог} = b_k + (20 \div 30) \text{ мм}; \quad h_{пл.ог} = h_k + (20 \div 30) \text{ мм}.$$

Толщину плиты оголовка конструктивно рекомендуется принимать в пределах $t_{пл.ог} \leq 20 \text{ мм}$. Парные ребра жесткости обеспечивают прочность опорной плиты на изгиб. Высота этих ребер определяется длиной сварных швов, прикрепляющих ребра к стенке стержня колонны, при расчетах по металлу шва и по металлу границы сплавления:

$$h_p \geq \frac{2N_{он}}{4\beta_{f(z)}k_f R_{wf(z)}} + 1 \text{ см}.$$

Толщина ребра после назначения его ширины b_p определяется работой торца ребра на смятие:

$$2N_{он} \leq 2b_p \cdot t_p \cdot R_p \cdot \gamma_c, \text{ откуда } t_p \geq N_{он} / (b_p \cdot R_p \cdot \gamma_c).$$

Окончательная толщина ребра принимается с учетом сортамента на листовой прокат.

Нижние торцы опорных ребер подкрепляются диафрагмой, представляющей из себя парные поперечные ребра жесткости.

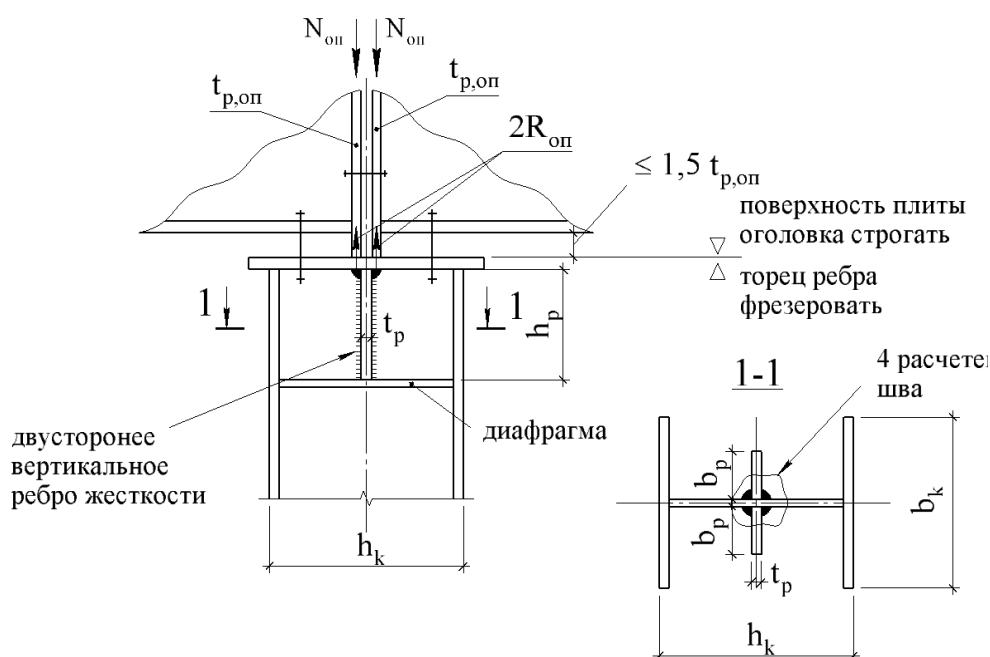


Рис.8.20. Шарнирное опирание на оголовок колонны балок с торцевыми опорными ребрами сверху

б) опирание балок с внутренними опорными ребрами на оголовок сверху (рис. 8.21)

По сравнению с предыдущим вариантом узла здесь исключаются ребра, подкрепляющие опорную плиту. Для исключения местного изгиба плиты опорными реакциями балок места приложения этих нагрузок переносятся на полки стержня колонны.

В этом случае реакции балок передаются на полки стержня колонны через расчетные сварные угловые швы, соединяющие верхнюю плиту оголовка с полками стержня.

Соединение верхней плиты оголовка со стенкой выполняется конструктивными швами.

Суммарная длина угловых швов, соединяющих верхнюю плиту оголовка с полками стержня определяется конструктивно. Тогда минимальный катет угловых швов t определится из граничного условия ПС-I:

$2N_{он} \leq \sum l_{\omega} \cdot \beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot R_{\omega f(z)} \cdot \gamma_c$ – при расчете по металлу шва или по металлу границы сплавления;

$$k_f \geq \frac{2N_{он}}{\beta_{f(z)} \sum l_{\omega} R_{\omega f(z)} \gamma_c},$$

где $\sum l_{\omega}$ - суммарная длина швов вокруг двух полок стержня колонны.

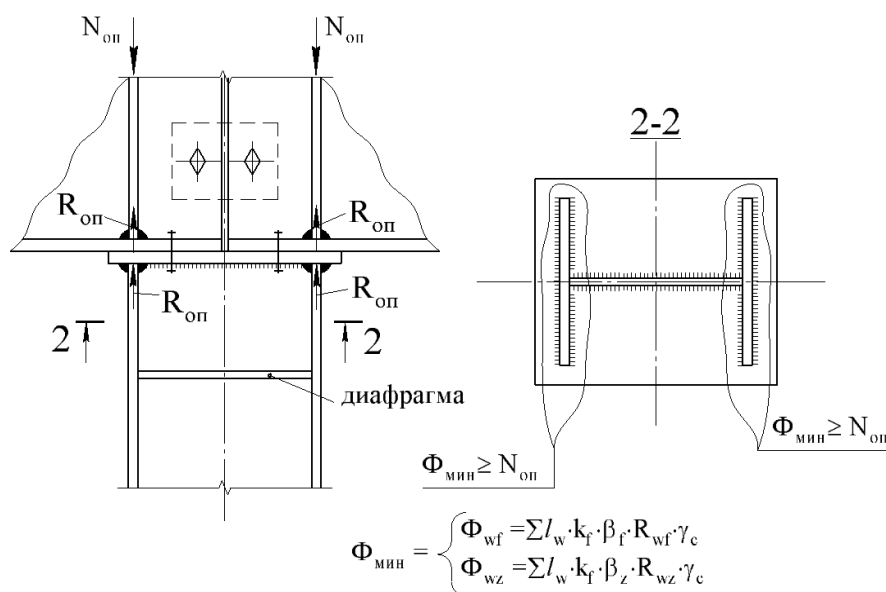


Рис.8.21. Шарнирное опирание на оголовки колонны балок с внутренними опорными ребрами сверху

Если верхний торец колонны отфрезерован, то опорные реакции балок будут передаваться на полки колонны через непосредственное касание элементов. В этом случае сварные швы назначаются минимальных размеров.

В любом случае требуется проверка полок колонны на смятие

$$\frac{N_{on}}{b_f t_f} \leq R_p, \text{ где } b_f, t_f - \text{ ширина и толщина пояса колонны.}$$

Недостатком этого узла является возможность внецентренного нагружения колонны при разной реакции балок, опирающихся на колонну. При равных пролетах балок это может быть при отсутствии временной нагрузки в левом или правом пролетах.

в) опирании балок на колонну многоэтажного здания сбоку (рис. 8.22)

Подобный узел применяется для балок с торцевыми ребрами жесткости, которые опираются на опорные столики, приваренные к стержню колонны.

Высота опорного столика определяется длиной вертикального сварного шва (нижний горизонтальный шов в запас не учитывают). Кроме того, опорное ребро балки может передавать опорное давление неравномерно на один из вертикальных швов из-за неточности фрезеровки нижнего торца. Это учитывают коэффициентом $k = 1,3$.

Тогда высота опорного столика определится:

$$h_{on.c} \geq \frac{N_{on}}{2\beta_{f(z)} k_f R_{wf(z)}} + 1 \text{ см.}$$

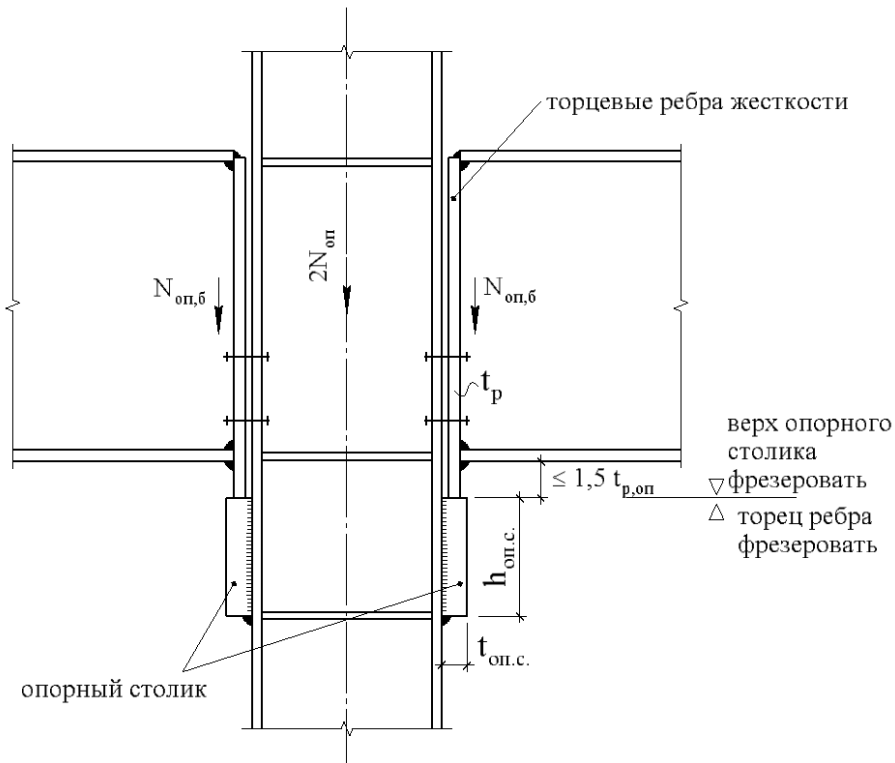


Рис.8.22. Шарнирное опирание балок на колонну сбоку через опорный столик

9. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ

9.1. Определение, классификация, области применения

Фермой принято считать (называть) сквозную балочную (т.е. изгибаемую) конструкцию, изготовленную из прямолинейных стержней, соединенных в узлах в геометрически неизменяемую систему, имеющую шарнирные или жесткие опоры. При этом оси стержней решетки, сходящиеся в узел, по возможности должны пересекаться с осями поясов в одной точке.

Легкими условно называют фермы со стержнями из готовых прокатных или гнутых элементов с осевыми усилиями до $|N_{\max}| < 3000$ кН.

Узловые соединения в таких фермах на фасонках называют одностенчатыми и жесткими. Однако в приближенных расчетах при жесткостях поясов и решеток одного порядка эти узлы допускается рассматривать как шарнирные (с полными шарнирами). При жесткостях поясов, существенно больших, чем жесткости стержней решетки, в приближенных расчетах принимают соединение решетки с поясами на неполных (примыкающих) шарнирах. Пояса при этом принимают неразрезными.

По расходу стали фермы, как правило, экономичнее балок, но более трудоемки в изготовлении и менее надежны в работе, особенно при воздействии динамических нагрузок.

Классификация легких ферм весьма разнообразна.

Фермы могут быть:

- плоскими и пространственными;
- по ответственности стержней элементы фермы делятся на пояса, раскосы и стойки; раскосы – опорные и промежуточные; стойки – опорные и конструктивные (рис. 9.1);
- по генеральным геометрическим размерам:

- пролет, высота на опоре и в середине пролета (рис. 9.1);
- длина панелей верхнего и нижнего поясов (рис. 9.1);
- по статической схеме – балочные, арочные, рамные комбинированные (рис. 9.2,а...е, ж);
- по очертанию поясов – с параллельными поясами (рис. 9.2а); трапецевидные (рис. 9.2в); в форме «рыбки» (рис. 9.2г); сегментные (полигональные) (рис. 9.2е);
- по системе решетки (рис. 9.3,а,б,в,г) – с раскосной; с крестовой; с треугольной (рис. 9.2а..в), с ромбической (рис. 9.3,в);
- по способу соединения элементов в узлах – сварные, клепаные, болтовые.

Легкие стальные фермы имеют широкое применение в покрытиях гражданских и промышленных зданий, в опорах ЛЭП, в объектах связи (башни, мачты), в транспортных эстакадах и других строительных объектах.

Пример геометрической схемы плоской фермы с наименованием ее основных параметров приведен на рис. 9.1:

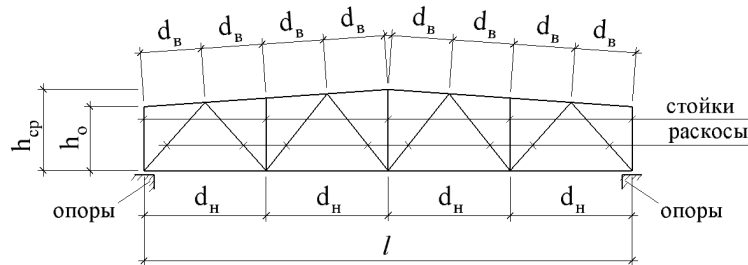
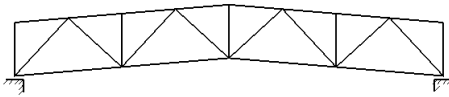
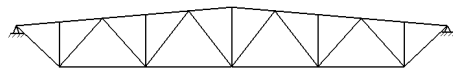


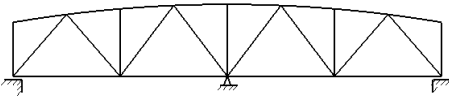
Рис. 9.1. Геометрические параметры легкой стальной фермы



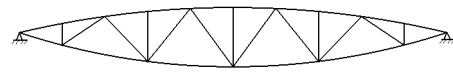
а) с параллельными поясами



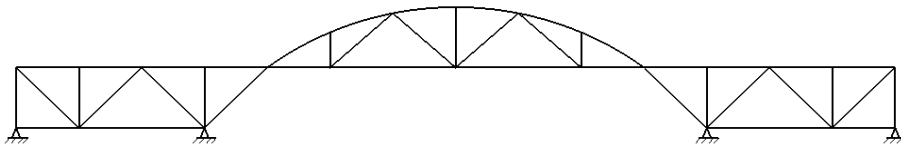
б) с опущенным нижним поясом



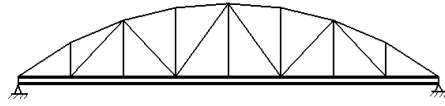
в) неразрезные трапецевидные



г) в форме «рыбки»



д) арочно-балочные трехпролетные



е) полигональные с ездовым нижним поясом

Рис. 9.2. Виды геометрических схем легких стальной ферм

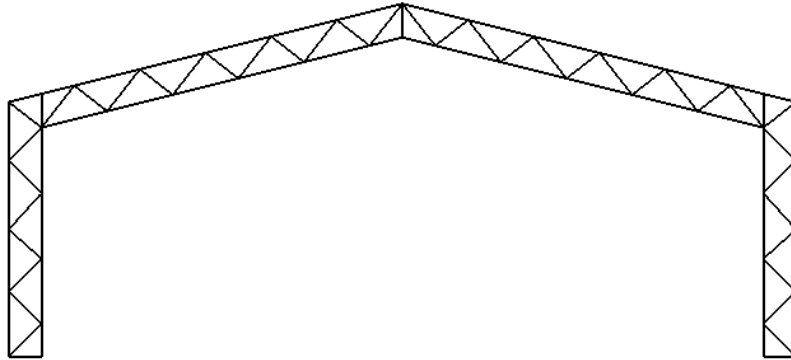
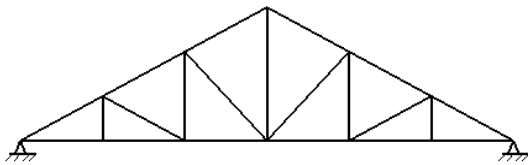
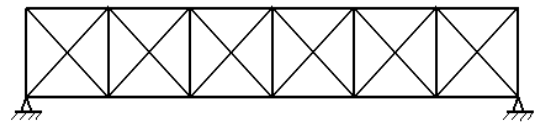


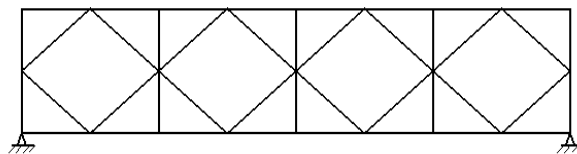
Рис. 9.2. ж) Рамные легкие фермы.



а) треугольные с раскосной решеткой



б) с крестовой решеткой



в) с ромбической решеткой

Рис. 9.3. Виды (типы) легких ферм по системе решеток

9.2. Основные рекомендации к компоновке геометрии ферм

Компоновка фермы определяет её основные параметры и зависит от назначения и архитектурного решения покрытия (перекрытия), основываясь на сравнении возможных вариантов:

- фермы треугольного геометрического очертания рациональны:
 - для консольных систем;
 - при необходимости обеспечения больших уклонов кровли ($>20^\circ$);

- при необходимости одностороннего освещения;
- фермы с параллельными поясами позволяют уменьшить трудоемкость изготовления, унифицировать элементы по длине;
- фермы трапециевидного очертания позволяют удобно решать жесткие узлы с колоннами, обеспечивают заданный уклон кровли;
- рамные фермы экономичны по расходу стали, имеют меньшие габариты между поясами;
- арочные фермы в основном диктуются архитектурными соображениями, а также уменьшением изгибающего момента в пролете, т.е. более равномерным нагружением верхнего и нижнего поясов;
- консольные фермы рациональны для башен, опор ЛЭП.

9.3. Определение генеральных размеров легких ферм

Пролеты ферм определяются эксплуатационными требованиями или из экономических соображений.

Высота ферм назначается по двум критериям: оптимальная - по расходу стали (ПС-I); минимальная - по прогибам (ПС-II).

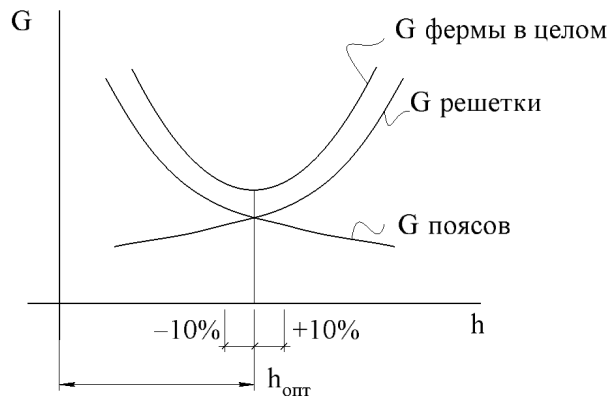


Рис. 9.4. К оценке оптимальной высоты фермы

На рис. 9.4 приведена зависимость массы фермы G_ϕ от её высоты h : с ростом высоты масса поясов уменьшается, а масса решетки растет. Есть такая высота, при которой масса фермы минимальна. Такая высота называется оптимальной h_{opt} .

$G_\phi = G_n + G_p$ – полная масса фермы, где G_n – масса поясов; G_p – масса решетки.

Для получения оптимальной высоты нужно найти первую производную от полной массы по высоте (если кривая зависимости по рис. 9.4 дифференцируема) и приравнять ее нулю, т.е. $\frac{\partial G_\phi}{\partial h_\phi} = 0$.

Из полученного уравнения можно найти (выделить) h_{opt} фермы в осях поясов.

При проектировании ферм следует обеспечить, чтобы фактическая высота h_ϕ не превышала величины железнодорожного габарита $h_{дон} = 3,85$ м, которая, как правило, меньше оптимальной (h_{opt}), кроме ферм треугольного очертания в середине пролета.

В связи с этим для типовых ферм высота в осях поясов составляет $(1/6 \div 1/10)L$, что меньше $h_{онт}$. Минимальная высота $h_{мин}$ зависит от требований по прогибам (ПС-II). Она может быть как меньше, так и больше $h_{онт}$.

Размеры панелей поясов определяются размерами кровельных несущих конструкций, уклоном кровли, оптимальным углом наклона раскосов и другими параметрами. В типовых фермах размеры панелей, как правило, кратны 1,5 м и составляют в верхних поясах $d_{нс} = 3,0$ м, а в нижних поясах $d_{ни} = 6,0$ м.

Строительный подъем служит для обеспечения уклона кровли в фермах с параллельными поясами и обеспечивается путем перелома фермы в одном или нескольких монтажных узлах.

Согласно п. 15.2.6 [4] при пролетах ферм свыше 36 м предусматривается строительный подъем, равный прогибу от постоянной и длительной нормативных нагрузок. При плоских кровлях строительный подъем предусматривается всегда, принимая его равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс 1/200 пролета.

Рекомендуемая система решеток:

- треугольная – рациональна в фермах трапециевидного очертания, в фермах с параллельными поясами; такая решетка может иметь дополнительные стойки в кровле с прогонами;

- раскосная (рис. 9.3а) – рациональна в фермах треугольного очертания (применяются нисходящие раскосы); рациональна в фермах с параллельными поясами при небольшой высоте фермы (рис. 9.2а);

- крестовая – рациональна в фермах, работающих на знакопеременные нагрузки (рис. 9.3б);

- ромбическая – рациональна при больших расстояниях между поясами (рис. 9.3в).

9.4. Схемы связей между легкими фермами и их назначение

Связи размещаются в покрытии между фермами и служат для обеспечения устойчивости ферм в плоскости, перпендикулярной вертикальным нагрузкам, а также для обеспечения устойчивости отдельных сжатых стержней и ограничения расчетных длин остальных стержней.

Связи по фермам (шатровые связи) подразделяются на следующие виды (рис. 9.5):

- горизонтальные в плоскости верхних поясов ферм;
- горизонтальные в плоскости нижних поясов ферм;
- вертикальные между фермами в связевых блоках.

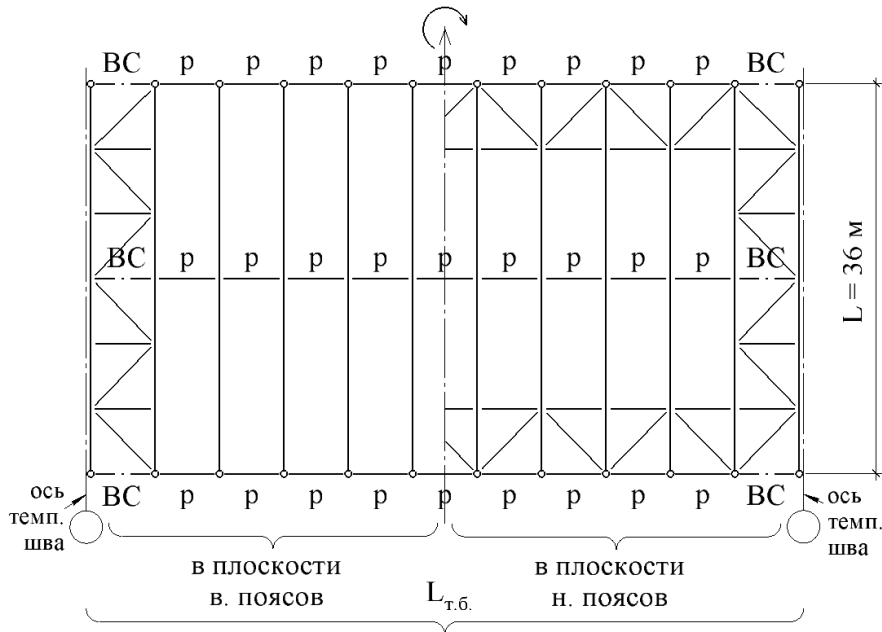


Рис.9.5. Схемы связей между фермами; р – распорки (растяжки);
ВС – вертикальные связи

В соответствии с [4], п.15.4 связи следует устанавливать по следующим правилам:

а) поперечные горизонтальные связи:

- в торцах здания и у температурных швов;
- между верхними и нижними поясами ферм при проектировании жесткого диска кровли (железобетонные плиты с приваркой их к верхним поясам, профилированный настил с креплением его к верхним поясам или к полкам прогонов каждой гофрой); в остальных шагах ферм в этом случае следует ставить инвентарные распорки у конька и у опор ферм для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа;

- в кровле с прогонами при кранах большой грузоподъемности (≥ 50 т) дополнительно следует устанавливать поперечные горизонтальные связевые фермы примерно через каждые 60 м по длине температурного блока;

- если гибкость панелей нижних поясов ферм из их плоскости между горизонтальными связевыми фермами недостаточна, то следует поставить дополнительные распорки, закрепляя их в узлах поперечных связевых ферм;

б) продольные горизонтальные связи:

- в крайних панелях нижних поясов ферм вдоль здания; при этом:
 - в бескаркасных зданиях связи следует устанавливать только при наличии подстропильных ферм;
 - в каркасных **однопролетных** зданиях с мостовыми и подвесными кранами связи следует ставить также в крайних панелях нижних поясов;
 - в каркасных **многопролетных** зданиях с кранами ≤ 50 т (режим 1К – 6К) продольные горизонтальные связи **дополнительно** следует устанавливать через один ряд средних колонн вдоль всего здания;

в) вертикальные связи между стропильными фермами:

- устанавливаются в местах установки поперечных связей в плоскостях опорных и коньковых стоек для ферм пролетом до 30 м;

г) **связи по фонарям:** законспектировать самостоятельно в соответствии с п. 15.4 [4].

Примечания.

1. Крепление связей следует осуществлять на болтах класса точности В.
2. В покрытиях зданий, эксплуатируемых при расчетной температуре $t \leq -45^\circ\text{C}$ следует устанавливать вертикальные связи вдоль конька по всей длине здания.
3. Поперечные сечения элементов связей следует принимать по предельной гибкости для сжатых стержней.

Общая схема связей зависит от размеров температурных блоков. Предельные расстояния между температурными швами зависят от температуры эксплуатации конструкций и вида здания или сооружения (табл. 44 [4]).

9.5. Типы сечений стержней и особенности их применения в поясах и раскосах легких ферм

На рис. 9.6 приведена геометрическая схема типовой стропильной фермы трапециевидного очертания с рекомендуемыми поперечными сечениями элементов из парных равнобоких и неравнобоких прокатных уголков с учетом связи радиусов инерции i_x и i_y в плоскости и из плоскости фермы.

На рис. 9.7 приведены другие типы сечений элементов стропильных ферм: из труб, тавров и двутавров, - с соответствующими соотношениями радиусов инерции, которые следует учитывать при компоновке сечений в фермах.

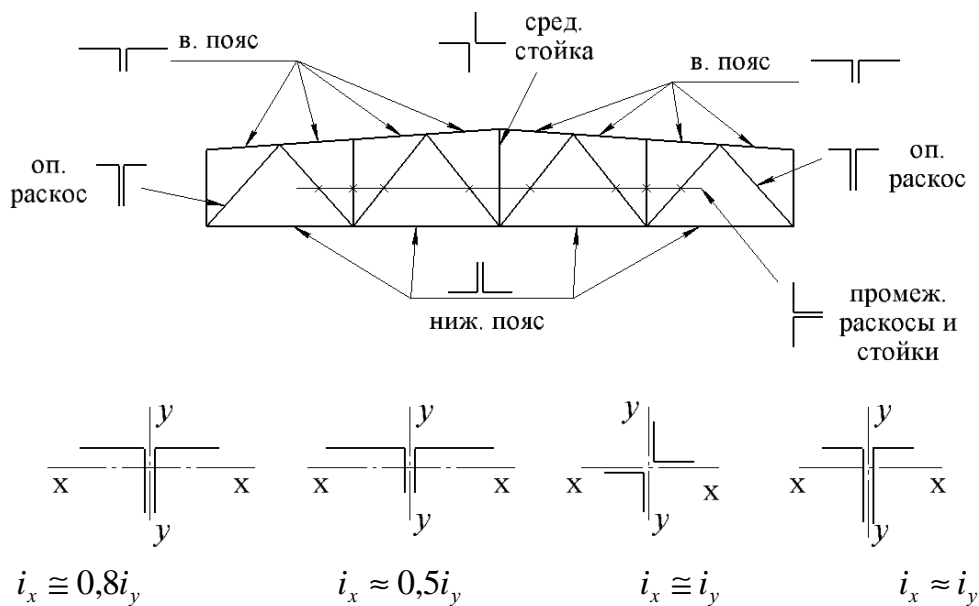
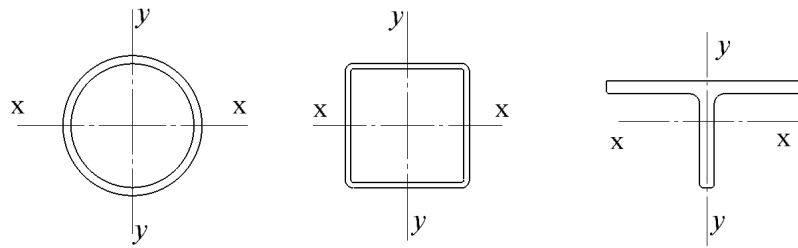


Рис. 9.6. Типы поперечных сечений элементов легких ферм из парных уголков



а) для поясов и решетки из
круглых труб
($i_x = i_y$)

б) для поясов и решетки из
замкнутых гнутых профилей
($i_x = i_y$)

в) для поясов из тавров
($i_x \approx i_y$)

Рис. 9.7 Типы поперечных сечений для элементов легких ферм из:
а) круглых труб; б) замкнутых гнутых профилей; в) тавров

С точки зрения технико-экономических показателей разных типов сечений следует отметить следующее:

- по расходу стали для сжатых стержней ферм наиболее экономичным является круглое трубчатое сечение; экономический эффект по расходу стали труб составляет 20...25% по сравнению с другими типами сечений; кроме того, такие сечения более стойки против коррозии; их основной недостаток – высокая стоимость и сложность устройства узлов;

- квадратные и прямоугольные гнутые замкнутые сечения имеют те же преимущества, что и круглые трубы; их основной недостаток - ограниченные величины сечений в ГОСТ;

- парные уголки наиболее удобны при конструировании стропильных ферм любой геометрической схемы; недостатки - повышенный расход стали и повышенная склонность к коррозии;

- рациональны комбинированные сечения элементов ферм: пояса из двутавров, а решетка из замкнутых профилей; пояса из тавров, а решетка из парных уголков и др. комбинации.

В каждом конкретном случае выбор типа сечения элементов ферм определяется условиями работы конструкции, возможностями изготовления, наличием сортамента, а также экономическими и эстетическими соображениями.

9.6. Порядок расчета легких стропильных ферм

1) **Определить** распределенные нагрузки на 1 м^2 кровли.

Таковыми нагрузками являются постоянные (вес кровли, прогонов, фермы, связей) и временные (вес снега и другие). Для расчета по ПС-II требуются их нормативные значения, а для расчета по ПС-I – расчетные значения. Сбор распределенных нагрузок рекомендуется выполнять в табличной форме. Пример оформления такой таблицы приведен ниже (табл. 3).

Табл. 3. Распределенная постоянная нагрузка на 1 м²

Состав кровли и конструкция покрытия	Размерн.	Нормативная величина	γ_f	Расчетная величина
- защитный слой гравия, втопленного в битумную мастику; $t = 10$, $\gamma = 2100$ кг/м ³	кН/м ²	0,21	1,3	0,273
- ковер из двух слоев наплавляемого гидроизоляционного материала	-	0,1	1,3	0,130
- утеплитель из минераловатных плит, $t = 150$, $\gamma = 200$ кг/м ³	-	0,3	1,3	0,390
- пароизоляция (один слой рубероида)	-	0,04	1,3	0,052
- стальной профилированный настил Н75-750-0,8	-	0,112	1,05	0,118
- прогоны из швеллера горячекатанного № 24, шаг 3 м	-	0,08	1,05	0,084
- стропильная ферма	-	0,37	1,05	0,388
- связи	-	0,05	1,05	0,052
Всего:	кН/м ²	1,262		1,487

Временная распределенная нагрузки от веса снега в соответствии с [6]:

$S_o = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$ – нормативная снеговая нагрузка на кровле, кН/м²;

$S = S_o \cdot \gamma_f$ – расчетная снеговая нагрузка на кровле, кН/м².

Здесь: S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое по табл. 10.1 и в соответствии с п. 10.2 [6] в зависимости от снегового района;

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с кровли под действием ветра; см. п.п. 10.5...10.9 [6];

c_t – термический коэффициент, учитывающий возможность частичного таяния снега; см. п. 10.10 [6];

μ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения снегового покрова по кровле; см. п. 10.4 [6];

γ_f – коэффициент надежности по снеговой нагрузке, принимаемый равным 1,4.

В соответствии с [6] при расчете прогибов учитывается пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (длительно действующая часть). Для районов со средней температурой января минус 5° С и ниже пониженное значение определяется умножением нормативного значения на коэффициент 0,5 [6]. При этом коэффициенты c_e и c_t принимаются равными единице.

Для районов со средней температурой января выше минус 5° С пониженное значение снеговой нагрузки не учитывается.

2) **Определить** нормативные и расчетные узловые нагрузки:

$F_{gn} = g_n \cdot B / \cos \alpha \cdot d$ – узловая нормативная нагрузка от собственного веса кровли;

$F_g = g \cdot B / \cos \alpha \cdot d$ – узловая расчетная нагрузка от собственного веса кровли.

Здесь: g_n – суммарная нормативная распределенная на 1 м^2 покрытия нагрузка от ее собственного веса;

g – суммарная расчетная распределенная на 1 м^2 покрытия нагрузка от ее собственного веса;

B – шаг ферм;

α – угол наклона верхнего пояса к горизонту;

d – длина панели верхнего пояса фермы.

$F_{sn} = S_o \cdot B \cdot d$ – узловая нормативная нагрузка от веса снегового покрова;

$F_s = S \cdot B \cdot d$ – узловая расчетная нагрузка от веса снегового покрова.

Примечания к п. 2.

а) При равных панелях верхнего пояса фермы величина узловой нагрузки на крайние узлы верхнего пояса будет составлять половину от узловой нагрузки на средний узел.

б) В легких фермах с продольными фонарями узловая нагрузка около нижнего узла фонаря на ригель (ферму) дополнительно включает вес фонарных конструкций (см. [7]).

в) Ветровая нагрузка на верхний пояс учитывается только в фермах с большим уклоном верхнего пояса (фермы треугольного очертания). В других типах ферм без фонаря ветровая нагрузка практически не влияет на нагрузки.

Однако при больших скоростях ветер может приводить к образованию зон отрицательного давления (отсос), вызывающих отрыв отдельных элементов кровли. В этом случае предусмотрен расчет на пиковую ветровую нагрузку [6], п.11.2.

г) К нижним поясам легких ферм производственных зданий возможна подвеска кран-балок небольшой грузоподъемности (3÷5) т. В расчетных сочетаниях нагрузок такая нагрузка учитывается как временная (см. [6]).

3) **Назначить** расчетную схему фермы и выполнить её статический расчет на все действующие нормативные нагрузки. В настоящее время такой расчет выполняется, как правило, с применением пакетов прикладных программ (ППП).

Примечания к п. 3.

а) Вручную аналитически определить перемещения в ферме с полными шарнирами в узлах можно по формуле Мора-Максвелла.

б) При расчете КЭ-модели на ЭВМ по готовым программам (например, в ППП SCAD) перемещения определяются во всех узлах пролетной части фермы.

в) Для расчета перемещений следует предварительно задать жесткости стержней (предварительные поперечные сечения). При выборе поперечных сечений стержней для легких ферм минимальная толщина проката должна быть не менее 3 мм – для замкнутых сечений, 4 мм – для открытых гнутых и прокатных фасонных профилей.

4) **Определить** расчетные длины стержней фермы в плоскости и из плоскости фермы.

$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l$ – расчетная длина стержня фермы **в ее плоскости**;

$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l$ – расчетная длина стержня фермы **из ее плоскости**;

l – геометрическая длина стержня;

μ_x, μ_y – коэффициенты приведения геометрических длин стержней к их расчетным величинам ($l_{ef,x}, l_{ef,y}$), определяются по [4, р.10.1, табл. 24].

5) **Вычислить** фактические гибкости стержней фермы и сравнить их с предельными.

Гибкость стержней:

$\lambda_x = l_{ef,x}/i_x$ – в плоскости фермы; $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$ – из плоскости фермы.

Здесь i_x, i_y – радиусы инерции окончательно принятых поперечных сечений относительно соответствующих осей.

Полученные расчетные гибкости не должны превышать предельных λ_u по нормам [4], т.е. $\lambda_x \leq \lambda_u, \lambda_y \leq \lambda_u$.

Предельные значения гибкостей для элементов ферм приведены в [4]; табл. 32 – для сжатых стержней и табл. 33 – для растянутых стержней.

Примечание к п. 5.

а) Если при проверке гибкостей в каком-либо стержне λ_x окажется больше λ_u , то следует увеличить его поперечное сечение или увеличить радиус инерции i_x другим путем (изменение ориентации сечения, усиление сечения).

б) Если λ_y окажется больше λ_u , то для стержней решетки также следует увеличить поперечное сечение, а для поясов, по возможности, уменьшить расчетную длину $l_{ef,y}$ за счет введения дополнительных связей, если это экономически оправдано, иначе также следует увеличить поперечное сечение таких поясов.

в) При необходимости, после уточнения гибкостей стержней (вероятно, и поперечных сечений) уточнить перемещения фермы от нормативных нагрузок путем статического расчета.

б) **Выполнить** статический расчет фермы от всех расчетных нагрузок с определением расчетных сочетаний усилий во всех стержнях.

7) **Выполнить** проверочный конструктивный расчет стержней ферм.

Для этого следует:

- назначить вид стали стержней по Приложениям В1, В2 [4];
- установить прочностные характеристики стали по Приложениям В.5 и В.6 [4];
- проверить прочность растянутых стержней по формуле (5) [4]

$$N / (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где A_n – площадь поперечного сечения нетто стержня;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению по пределу текучести (П. В.5, П. В.6) [4];

γ_c – коэффициент условий работы стержня по табл. 1 [4];

- проверить устойчивость сжатых стержней по формуле (7) [4]:

$$N / (\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где $\varphi = \varphi_{\min}$ – наименьший коэффициент продольного изгиба сжатого стержня по наибольшей гибкости $\bar{\lambda}_{\max}$;

A – площадь поперечного сечения брутто стержня;

- проверить местную устойчивость стенок трубчатых, замкнутых гнутых и открытых гнутых сечений:

- для круглых труб должно быть выполнено условие:

$$r/t \leq 1,57\sqrt{E/R_y} \quad (r - \text{радиус трубы, } t - \text{толщина стенки});$$

- для замкнутых гнутых профилей (для стенок, параллельных плоскости изгиба):

$$\max \bar{\lambda}_\omega = \lambda_\omega \sqrt{R_y/E} \begin{cases} \leq \bar{\lambda}_{\omega, \text{ли}} = 1 + 0,2\bar{\lambda}, \\ \leq 1,6 \text{ по табл.9 [4]}, \end{cases}$$

где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость стержня в расчете устойчивости центрально сжатого стержня ($\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{\text{макс}}$).

9.7. Основы конструирования узлов легких ферм из парных уголков

а) **Общие требования норм:**

- следует **центрировать** оси стержней в узлах с округлением до 5 мм (≤ 5 мм);
- стержни решетки **не доводить** до поясов в узлах с фасонками на участке $a = bt - 20$ мм ≤ 80 мм (в практике проектирования обычно принимают $a = 40$ мм);
- между торцами стыкуемых стержней в поясах принимают зазор не менее 50 мм (как правило, в узлах), который перекрывают накладками на горизонтальных полках поясов;
- толщину фасонки принимают в зависимости от расчетных усилий (см. [7], стр. 285, табл. 9.2); при этом разница толщин фасонки в узлах допускается не более 2 мм;
- стержни, составленные из парных профилей (например, парных уголков, парных швеллеров), для обеспечения совместной работы как сплошных следует соединять планками-прокладками (строители их называют «сухари») в соответствии с рис. 9.8.

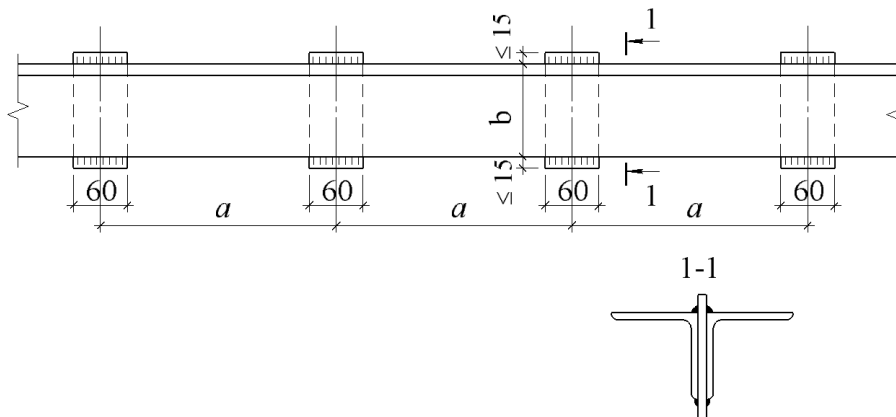


Рис. 9.8. Схема размещения прокладок между парными уголками;

$a_1 \leq 40 i$ – для сжатых стержней; $a_2 \leq 80 i$ – для растянутых стержней;

i – радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной плоскости планок

б) **Компоновка узлов легких ферм** зависит от типа поперечных стержней, примененных в легких фермах.

Для примера рассмотрим легкую ферму из парных уголков. На рис 9.9а представлена геометрическая схема легкой фермы из парных уголков трапецевидного очертания с шарнирными опорами (показаны варианты опорных узлов).

На рис. 9.10а показан нижний опорный узел фермы при опирании ее на кирпичную пилястру стены. Верхний узел при этом соединяется со стеной с помощью стального анкера в стене (рис. 9.10б).

На рис. 9.10в показан нижний опорный узел фермы при опирании ее на стальную колонну сбоку на опорный столик.

На рис. 9.10е показан нижний опорный узел фермы при опирании ее на оголовок стальной колонны сверху через надколонник.

На рис. 9.10д показан верхний узел фермы при сопряжении ее с колонной сбоку через фланец, а на рис. 9.10г – тоже внахлест фасонки с листом.

На рис. 9.11 показан промежуточный узел примыкания решетки к верхнему поясу в месте изменения сечения верхнего пояса и его усиления.

На рис. 9.12 приведен узел примыкания к верхнему поясу нагруженной стойки решетки.

На рис. 9.13 показан промежуточный узел примыкания решетки к нижнему поясу в месте изменения сечения нижнего пояса и его усиления.

На рис. 9.14 показан вариант монтажного стыка марок верхнего пояса в зависимости от примыкания к нему элементов раскосной решетки (раскосов и стойки).

На рис. 9.15 показан вариант монтажного стыка нижнего пояса в зависимости от примыкания к нему раскосной решетки (только стойки).

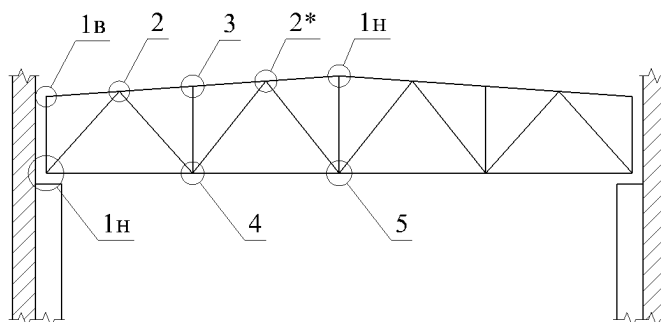


Рис. 9.9 а. Схема опирания легкой фермы на пилястру кирпичной стены

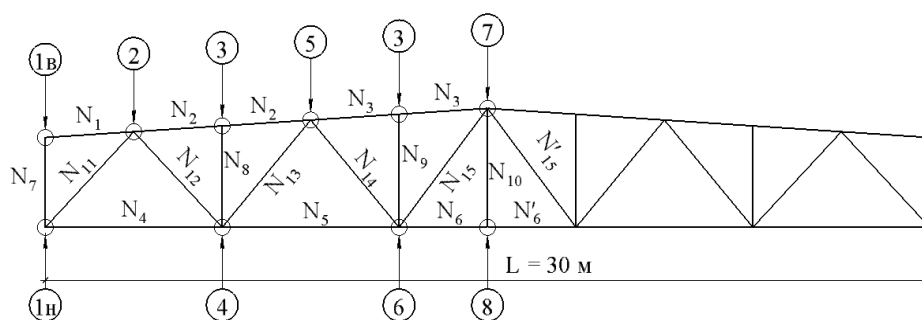


Рис.9.9 б. Геометрическая схема фермы с обозначением расчетных усилий в стержнях и обозначением узлов

в) Основы конструктивного расчета узлов легких ферм

Для всех последующих расчетов следует использовать полученные расчетные усилия в стержнях ферм. Обозначения усилий в стержнях фермы приведены на рис. 9.9б.

В узле № 1н (рис. 9.9а; рис. 9.10а) заводские сварные соединения элементов с фасонкой рассчитывают на усилия в этих стержнях.

Тавровое сечение из двух прокатных уголков – несимметричное, поэтому на сварные швы по обушку передается больше нагрузки, чем на швы по перу. Расчетные длины швов для каждого из двух уголков определяются:

$$l_{\omega f(z)}^{об} = \frac{\alpha N}{2\beta_{f(z)} k_f^{об} R_{\omega f(z)}} + 1 \text{ см} - \text{ по обушке}; \quad l_{\omega f(z)}^n = \frac{(1-\alpha)N}{2\beta_{f(z)} k_f^n R_{\omega f(z)}} + 1 \text{ см} - \text{ по перу};$$

здесь $\alpha = 0,7$ для равнобоких уголков;

N – расчетное усилие в элементе;

$k_f^{об}, k_f^n$ – катеты швов пообушку и по перу; для компактности соединения

эти величины должны быть ближе к максимально возможным.

Расчеты ведутся по металлу шва и по металлу границы сплавления; выбираются большие величины.

Требуемая площадь опорной плиты (рис. 9.10,а) определяется из условия несмятия бетона под плитой аналогично расчету плиты в базе центрально сжатой колонны (см. п. 8.7,б). Линейные размеры плиты B и L уточняются по месту.

Толщина плиты определяется в соответствии с ее работой на изгиб. При этом изгибающие моменты на расчетных участках между закрепленными сторонами вычисляются аналогично расчету плиты в базе центрально сжатой колонны.

Верхняя часть узла по рис. 9.10б решается конструктивно, так как при шарнирном опирании фермы достаточно прикрепления к кирпичной стене через полку коротыша из уголка с помощью болтов в овальных отверстиях. При этом сам коротыш достаточно прикрепить к кирпичной стене второй полкой на двух распорных анкерах.

В узле 1н по рис. 9.9а при шарнирном креплении нижнего опорного узла фермы к стальной колонне сбоку (рис. 9.10в) на фланце и болтах толщина фланца принимается конструктивно ($t_{фл} = 20 \text{ мм}$), болты также принимаются конструктивно ($d_b = 18 \text{ мм}$). Здесь расчету подлежит высота опорного столика толщиной ($t_{он.с} \geq 30 \text{ мм}$), определяемая длиной необходимых сварных швов.

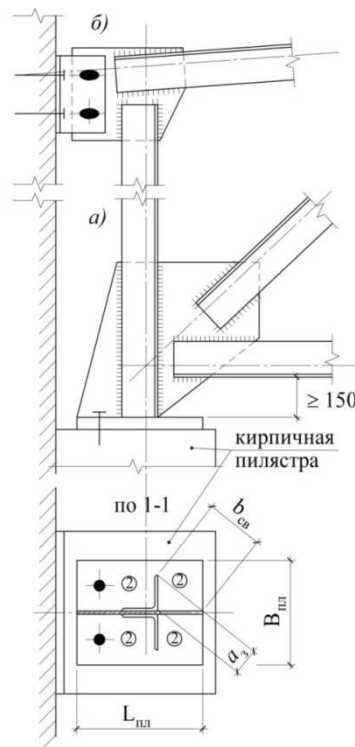


Рис. 9.10 а, б. Нижний и верхний опорные узлы фермы:

а) 1н, б) 1в – по рис. 9.9;

обозначение ② - номер участка плиты при опирании его на две стороны (M_2 – см. текст)

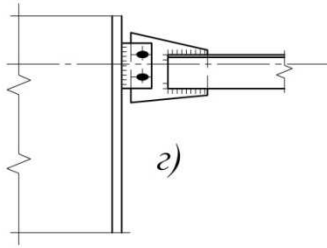


Рис. 9.10 г. Вариант верхнего опорного узла при опирании фермы на колонну или надколонник

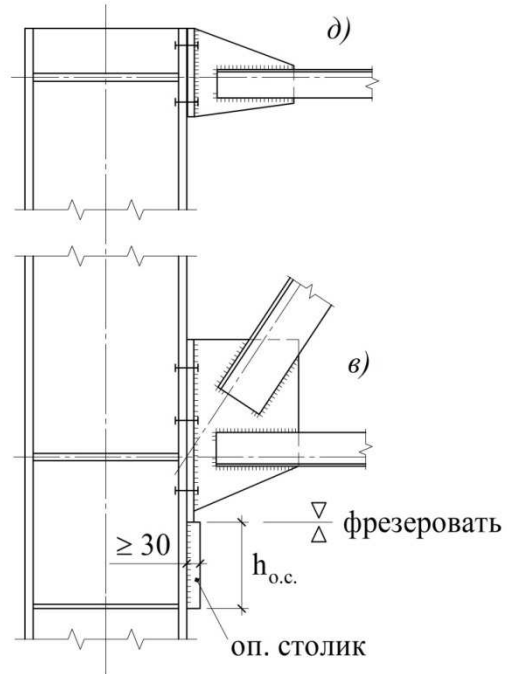


Рис. 9.10 в, д. Вариант опорных узлов фермы при опирании ее на колонну сбоку на фланцах

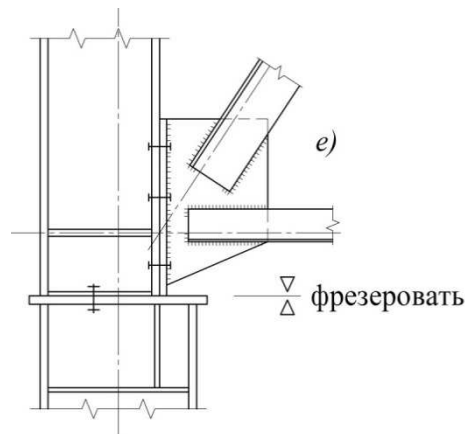


Рис. 9.10 е. Вариант опорного нижнего узла фермы с применением надколонника

В узле 1н по рис. 9.9а при шарнирном опирании фермы через надколонник (рис. 9.10г) конструктивные решения соединения фланцев и болтов аналогично конструктивному решению в узле по рис. 9.10в.

В обоих решениях нижний торец фланца следует фрезеровать для учета его работы и расчета на смятие по формуле:

$$Q_{on} / (A_{\phi л} \cdot R_p) \leq 1,$$

где $A_{\phi л} = b_{\phi л} \cdot t_{\phi л}$ – площадь поперечного сечения фланца;

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности.

В данном узле дополнительно следует предусмотреть строжку верхней поверхности плиты оголовка колонны для обеспечения плотного касания с фланцем.

В верхнем шарнирном узле по рис. 9.10г примыкание фермы сбоку к колонне или надколоннику решается через фасонку с торцевым листом на болтах в овальных отверстиях по конструктивным требованиям.

В верхнем шарнирном узле по рис. 9.10д примыкание фермы к колонне или надколоннику решается через фланец толщиной $t_{\phi л} = 10$ мм на болтах так же по конструктивным требованиям.

В узле 2 (рис. 9.9б) в связи с существенной разницей усилий в панелях пояса слева и справа от узла предусматривается изменение сечения с перекрытием стыка листовыми накладками (рис. 9.11). Работа такого узла весьма неопределенна, а его точный расчет сложен. На практике расчет и конструирование производится с запасом по приближенной методике:

– уголки с большими усилиями заводят на 300 мм за центр узла слева, оставляя зазор в 50 мм между стыкуемыми профилями пояса;

– сверху на пояс в узле устанавливают на сварке листовые накладки (по одной на каждый уголок) сечением $2A'_n = A_{yз}$, где $A_{yз}$ – площадь сечения меньшего профиля в узле верхнего пояса; при этом толщина накладки принимается не менее толщины фасонки;

– сечение в месте стыка в виде условного тавра (рис. 9.11,б) проверяется на устойчивость при внецентренном сжатии по формуле

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A') + M' / W'_c \leq R_y \cdot \gamma_c \text{ по [14, стр. 287]},$$

здесь: $\varphi = f(\bar{\lambda}_{\max})$; $\bar{\lambda}_{\max}$ – максимальная условная гибкость панели верхнего пояса с усилием N_I ;

$N = 1,2N_1$, где 1,2 – коэффициент запаса.

Примечание. Усилие N_I может появиться только при жестком узле сопряжения фермы с колонной. Чаще всего это усилие растяжения, но в отдельных неконтролируемых ситуациях возможно и сжатие. В этом случае производится проверка устойчивости условного тавра; допускается выполнять эту проверку по несущей способности крайней панели:

$N_1 = \varphi_{\min} \cdot A_{yз} \cdot R_y \cdot \gamma_c$ – несущая способность крайней панели на сжатие;

$A' = 2b_{\phi н} \cdot t_n + 2b_{yз} \cdot t_{\phi}$ – площадь поперечного сечения условного тавра (рис. 9.11,а);

M' – изгибающий момент, действующий на условный тавр, $M' = N \cdot e$,

где e – эксцентриситет силы N относительно центра тяжести тавра;

W'_c – момент сопротивления условного тавра (по сжатой зоне).

Длину сварных швов, прикрепляющих листовые накладки к верхнему поясу, рассчитывают из условия равнопрочности с самими накладками:

$l_n = 2l_{\omega} + 70$ мм – полная длина одной накладки (с учетом непроваров концов швов);

$l_{\omega} = N_n / (\beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot R_{\omega f(z)} \cdot \gamma_c)$ – длина сварных фланговых швов на одну половину стыка;

70 мм = 50 мм + 20 мм (50 мм – зазор в стыке уголков верхнего пояса;
20 мм = 4x5 мм – учитывает непровар четырех концов в сварных швах).

$N_n = A_n \cdot \sigma = 2b_n \cdot t_n \cdot \sigma$ – усилие в накладках из условия равнопрочности соединения и накладок.

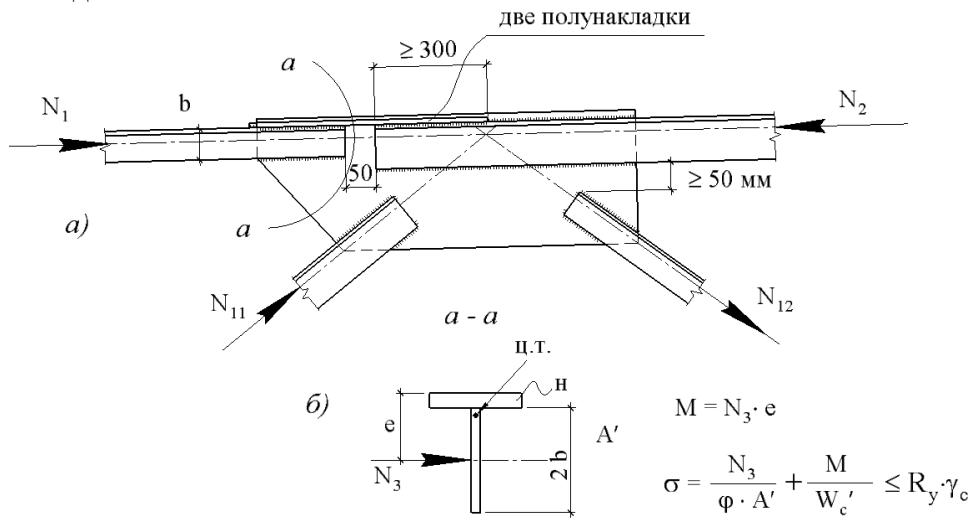


Рис. 9.11. Промежуточный узел стыка верхнего пояса с накладками:
Номера усилий N_1 ; N_2 ; N_{12} – из рис. 9.9, б.
а) схема узла; б) сечение условного ребра

Сварные двухсторонние швы крепления фасонки к верхнему поясу в этом узле получаются конструктивно большей длины, чем требуется, поэтому катеты этих швов принимают минимальными ($k_f = k_{f, \text{мин}}$) по табл. 38 [4].

В узле 3 (рис. 9.9а) крепление стойки к фасонке и пояса к фасонке следует производить на расчетное усилие в стойке (N_8 , рис. 9.9б). При этом длина поясного шва получится по конструктивному решению узла, а длина швов на стойке – по расчету от величины узловой нагрузки ($F_{y31} = N_8$). Конструктивная схема узла 3 приведена на рис. 9.12.

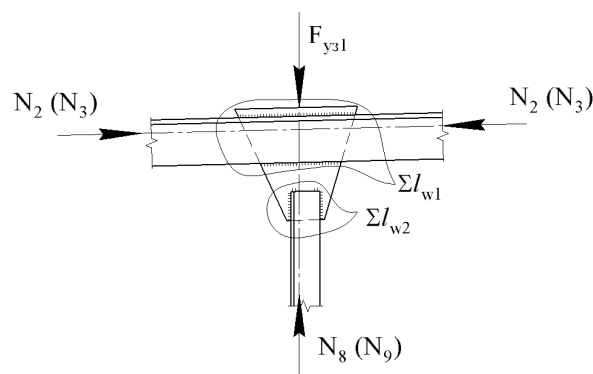


Рис. 9.12. Узел примыкания к верхнему поясу нагруженной стойки.
 $N_8 (N_9) = F_{y31}$

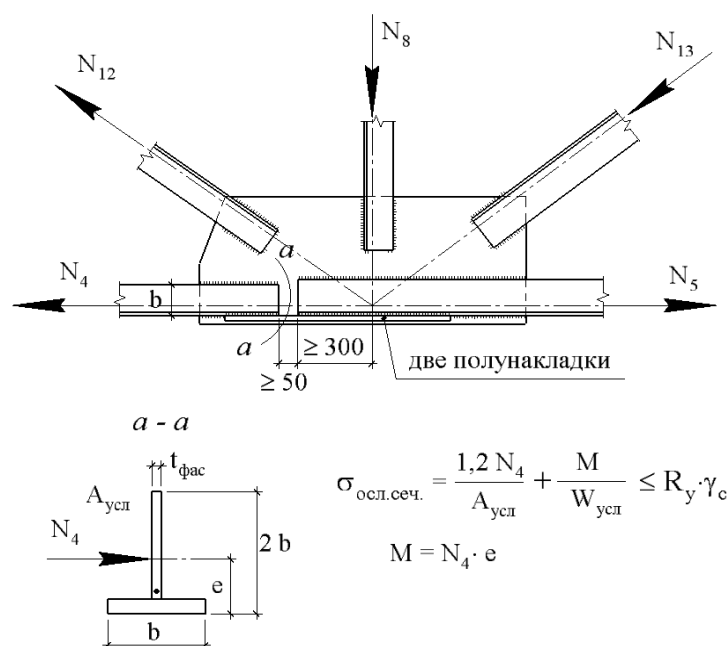


Рис. 9.13. Промежуточный узел стыка нижнего пояса с накладками

В узле 4 (рис. 9.9,а) конструирование – по рис. 9.13, а расчет – аналогично узлу по рис. 9.11. Разница в том, что в нижнем стыке поясов условный тавр работает на внецентренное растяжение, и его расчет следует приближенно выполнять по формуле

$$\sigma = N' / A_{\text{усл}} + M' / W'_c \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где $N' = 1,2N_4$, (1,2 – коэффициент запаса);

$M' = N' \cdot e$ – расчетный изгибающий момент, действующий на условный тавр с эксцентриситетом e ;

W'_p – момент сопротивления поперечного сечения условного тавра по растянутой зоне.

В узлах 7, 8 (рис. 9.9б) соединяются две заводские (отправочные) марки фермы общим монтажным узлом по рис. 9.14, 9.15.

Для удобства устройства монтажного сварного стыка с поясными листовыми накладками (2 шт., по одной на каждый уголок пояса) предварительно узел собирают на болтах с помощью вертикальных тавров с 2-х сторон (рис. 9.14, 9.15, поз. 1).

Поясные листовые накладки приваривают к поясам марок угловыми швами; длина накладок по одну сторону стыка определяется расчетом по металлу шва или по металлу границы сплавления формуле

$$l_{\omega} \geq N_3 \cdot 1,2 / (2\beta_{f(z)} \cdot k_f^n \cdot R_{\omega f(z)} \cdot \gamma_c) + 1 \text{ см},$$

где k_f^n – высота катета шва по перу поясного уголка;

N_3 – расчетное усилие в поясе в узле 7 (рис. 9.9б);

1,2 - коэффициент запаса.

Монтажные швы крепления тавров к фасонкам и к листовым накладкам принимают конструктивно с катетами по табл. 38 [4].

Ослабленное сечение $a - a$ проверяют на внецентренное сжатие с поперечным сечением условного тавра аналогично проверке его в узле 2 (рис. 9.11).

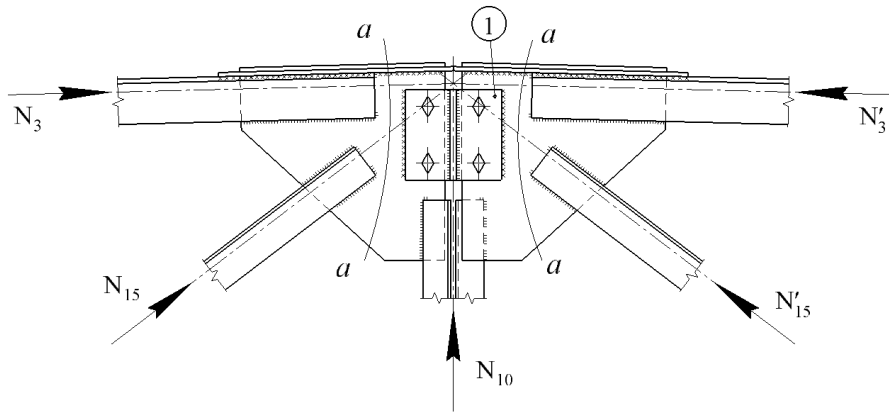


Рис. 9.14. Вариант монтажного стыка марок верхнего пояса фермы

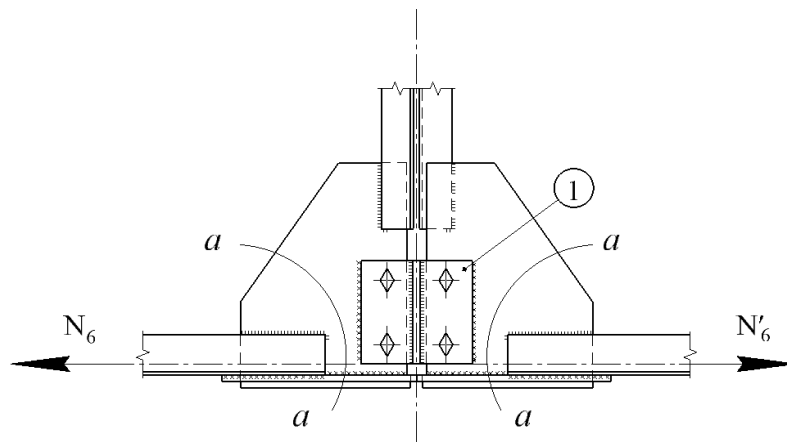


Рис. 9.15. Вариант монтажного стыка марок нижнего пояса фермы

Монтажный стык в узле 8 выполняют аналогично узлу 7; сварные швы рассчитывают на усилие $1,2 N_6$ (рис. 9.9б), а условный тавр ослабленного сечения $a - a$ проверяют на внецентренное растяжение аналогично проверке его в узле 4.

Примечание. Основы проектирования легких ферм из гнутых замкнутых профилей планируется издать отдельным учебным пособием.

9.8. Особенности проектирования узловых соединений легких ферм со стержнями из тавров, двутавров, круглых труб, замкнутых гнутых профилей и их комбинаций

На рисунках 9.16÷9.20 представлены варианты конструктивного решения узлов легких ферм с профилями стержней, отличных от традиционных парных уголков.

На рис. 9.16 изображен промежуточный узел легкой фермы примыкания раскосов из парных уголков к верхнему поясу из тавра без дополнительной фасонки. Особенностью расчета сварных швов в раскосах таких узлов является допущение определять их требуемую длину **по сумме швов на пере и обушке** с учетом конструктивных требований по минимальным длинам и катетам швов.

На рис. 9.17 изображен промежуточный узел легкой фермы также с верхним поясом из тавра, но в присоединении раскосов из парных уголков к стенке тавра преду-

смотрена дополнительно стыковая фасонка. Учитывая разность в толщинах стенки тавра и дополнительной фасонки парные уголки присоединяются в узел со сдвигом со стороны уступа «стенка тавра – фасонка».

В таких узлах допускается расчет сварных соединений раскоса с поясом выполнять по сумме швов с 2-х сторон.

На рис. 9.18 а,б,в изображен промежуточный узел сварного соединения пояса из круглой трубы с раскосами:

- врезкой раскосов в пояс как сопряжение двух оболочек-цилиндров под углом;
- соединением сплюснутых торцов раскосов из круглых труб с вырезами по дуге трубы пояса;
- присоединением сплюснутых торцов раскосов к образующей трубы пояса.

Здесь сварные швы по периметру примыкания в зависимости от наклона и формы торцов раскосов могут изменяться от стыковых до угловых. Приблизительно прочность таких сварных швов допускается проверять по формуле [143, стр. 238], более точно по [4, Пр.Л]:

$$N \leq (\beta_f \cdot k_f \cdot R_{of} \cdot l_{of} + t_l \cdot l_w \cdot R_{ow}) \cdot \gamma_c,$$

где $\beta_f \cdot l_{of} \cdot k_f \cdot R_{of}$ – несущая способность части швов, отнесенных к угловым;

$t_l \cdot l_w \cdot R_{ow}$ – несущая способность части швов, отнесенных к стыковым;

$\gamma_c = 0,85$ – коэффициент условий работы шва, учитывающий неравномерное распределение усилия по периметру шва.

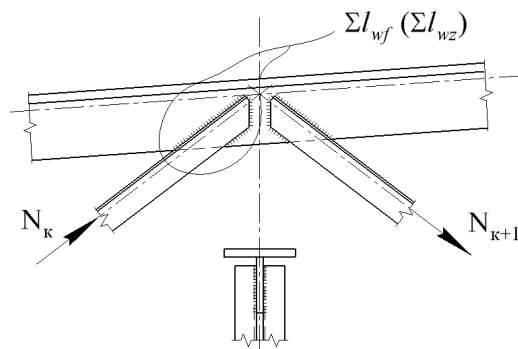


Рис. 9.16. Узел примыкания раскосной решетки к верхнему поясу фермы из тавра (без дополнительной фасонки)

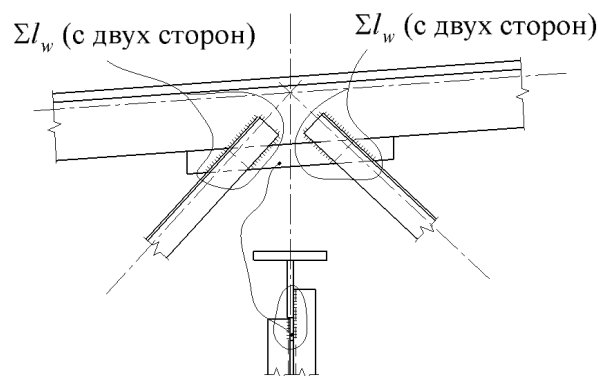


Рис. 9.17. Узел примыкания раскосной решетки к верхнему поясу фермы из тавра с дополнительной фасонкой

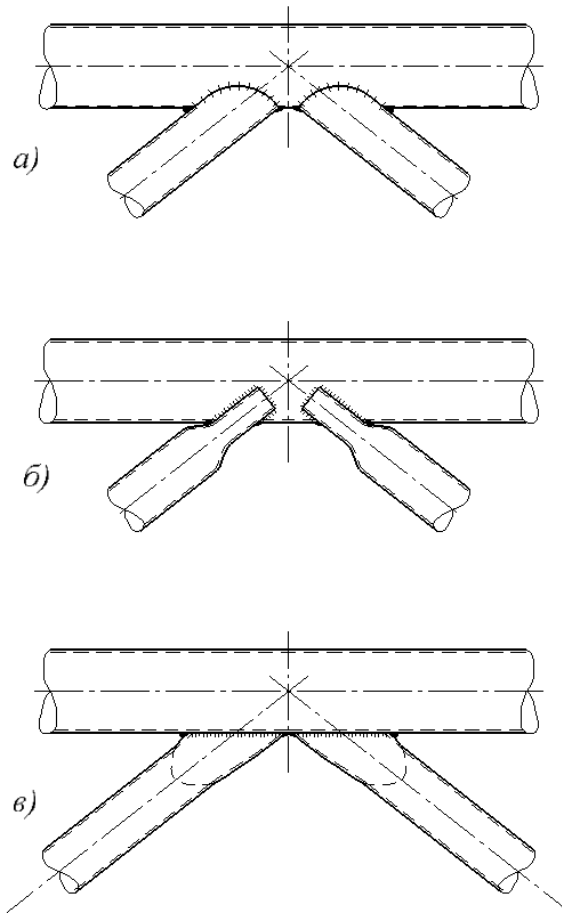


Рис. 9.18. Варианты узлов легких ферм из круглых труб:
 а) при врезке «труба в трубу»;
 б) со сплюснутыми торцами раскосов, врезанных в пояс;
 в) то же, что и вариант б), но с примыкающими сплюснутыми раскосами к поясу

Примечание. Для ферм из круглых труб и узлов по рис. 9.18 уточненный расчет узлов приведен в [4, Приложение Л.3].

На рис. 9.19 изображен узел легкой фермы из замкнутых гнутых профилей. Особенности конструирования и расчета таких узлов изложены в [4, Приложение Л.2]. При наличии расцентровки элементов в узлах следует также учитывать дополнительный изгибающий момент.

На рис. 9.20 изображен узел легкой фермы из комбинированных сечений: пояс – из двутавра, раскосы – из замкнутых гнутых профилей. Здесь сварные швы соединения раскосов с поясом можно рассчитывать как угловые по контуру примыкания к полке пояса из двутавра. Наклонная пластина (поз.1) служит для исключения изгиба полки примыкающего пояса, принимается конструктивно.

Особенность узла по сравнению с аналогичным узлом из парных уголков – плотное примыкание нижнего пояса к фланцу, а раскоса – к верхней полке двутавра, а также – разделенная фасонка из двух частей и наклонная планка-пластина (1).

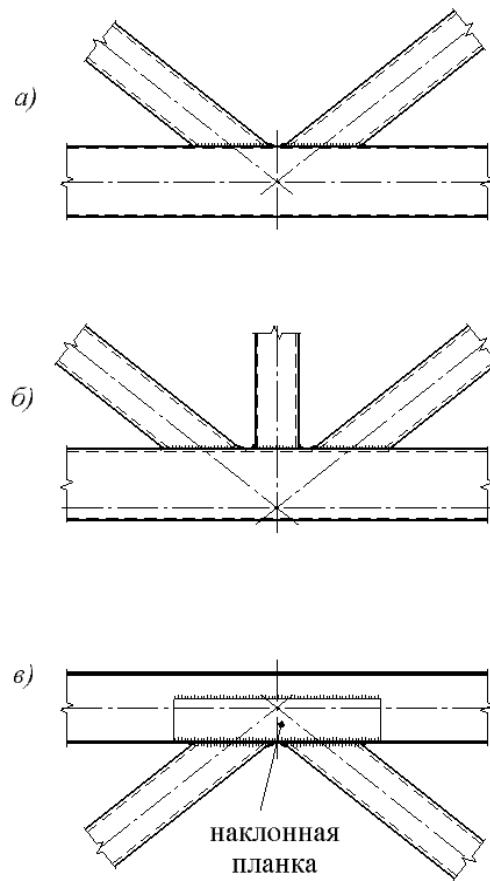


Рис. 9.19. Легкие фермы с применением замкнутых гнутых профилей:
 а) узел с треугольной решеткой;
 б) узел с треугольной решеткой и дополнительной стойкой;
 в) узел с поясом из двутавра и треугольной решеткой из замкнутых гнутых профилей

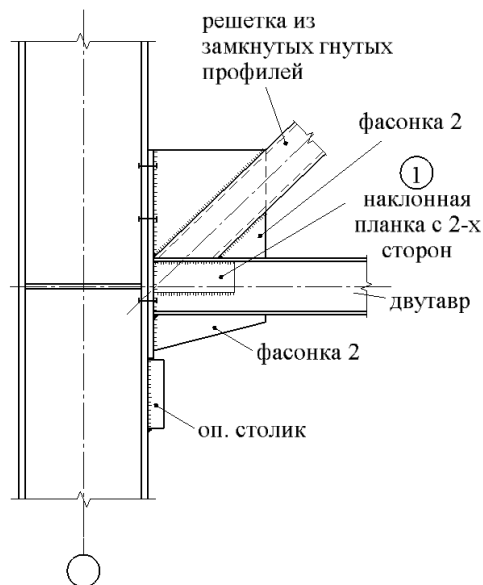


Рис. 9.20. Узел примыкания к колонне фермы с поясами из двутавров, решеткой из замкнутых гнутых профилей

9.9. Особенности проектирования несущих элементов легкой кровли по стальным фермам

К таким элементам кровли относятся прогоны, тяжи и профилированный настил.

9.9.1. Типы сечений прогонов

а) Прогоны могут иметь сплошное поперечное сечение при пролетах $l \leq 6$ м; для сплошных сечений прогонов применяют: (рис. 9.21,а-д) прокатные швеллеры, двутавры; гнутые швеллеры Н- и С-образных сечений, гнутый профиль Z-образного сечения.

б) Прогоны сквозного сечения: перфорированные составные (рис. 9.21,е); с верхней раскосной решеткой (рис. 9.23,а); с параллельными поясами и треугольной решеткой (рис. 9.23б,в), - применяют при пролетах $l = 12$ м.

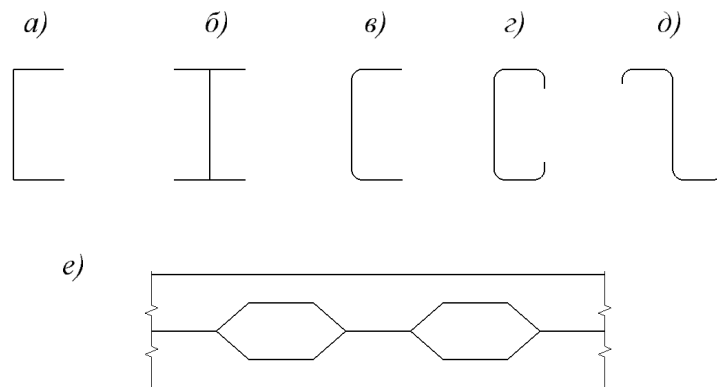


Рис. 9.21. Типы сечений сплошных прогонов кровли:
 а) прокатный швеллер; б) прокатный двутавр; в) гнутый швеллер типа ПН;
 г) то же типа ПС; д) перфорированный двутавр

9.9.2. Расчетные схемы и расчет прогонов

Сплошные прогоны, расположенные на скате кровли, работают на изгиб в двух плоскостях. Суммарная вертикальная нагрузка q на прогон в этом случае разлагается на две составляющие:

- нагрузку q_x , действующую в плоскости бóльшей жесткости прогона;
- нагрузку скатную q_y , действующую вдоль ската.

При небольших уклонах кровли скатная составляющая невелика, но, вследствие малой жесткости прогона относительно оси у-у, напряжения от этой нагрузки могут быть существенными как для прогона, так и для узловых соединений прогона к ферме или профнастила к верхней полке прогона.

Чтобы уменьшить изгибающий момент в прогоне от скатной составляющей, его раскрепляют в плоскости ската тяжами из круглой стали диаметром 18 мм (рис. 9.22,а). При этом прогон в плоскости ската следует рассматривать по двухпролетной неразрезной схеме (рис. 9.22б).

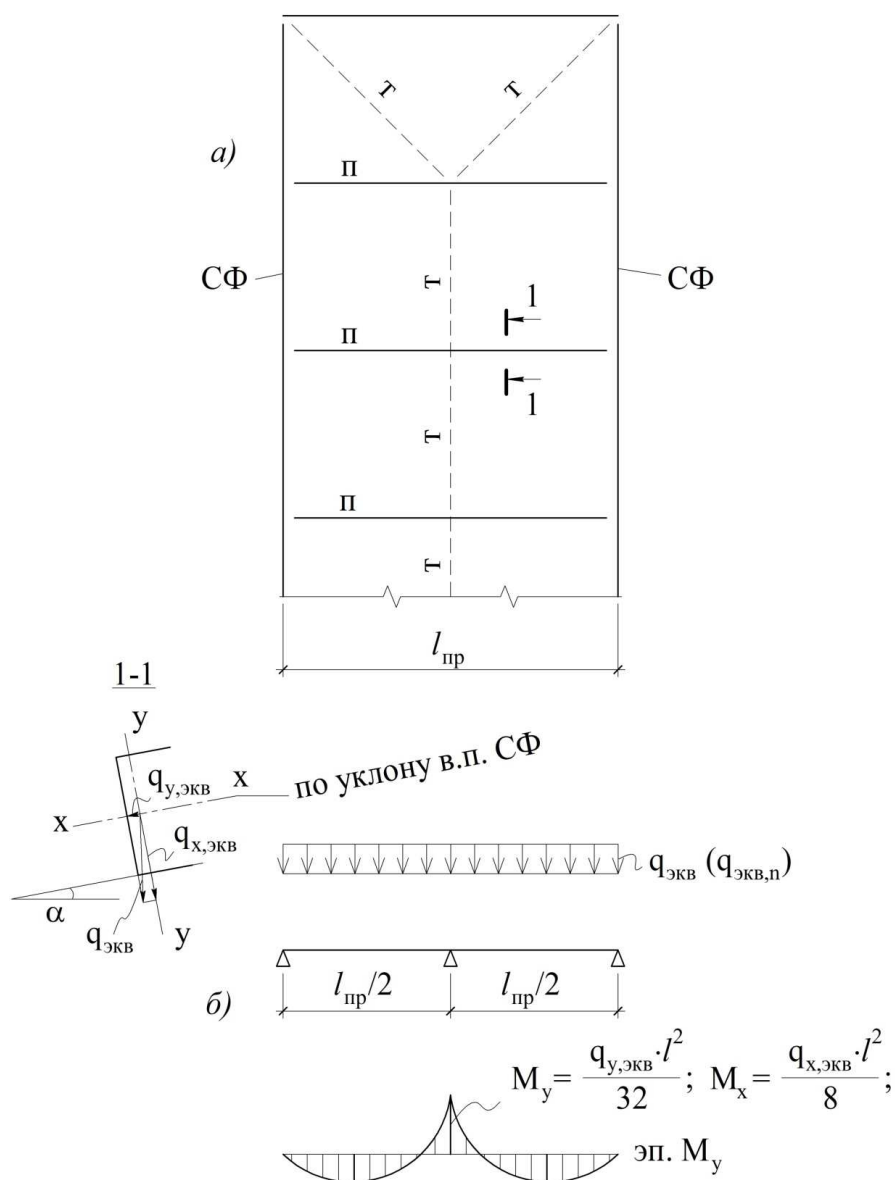


Рис. 9.22. Схема кровельных прогонов, усиленных тяжами в середине пролетов в плоскости ската

Тяжи устанавливают в пролетах между всеми прогонами. В панелях у конька их устанавливают под углом к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор и там закрепляют.

Составляющие нагрузки на прогоны в зависимости от угла наклона ската кровли (рис. 9.22,а 1-1) определяют по формулам:

$$q_x = q \cdot \cos \alpha; \quad q_y = q \cdot \sin \alpha.$$

Значения изгибающих моментов в пролете в плоскости $y - y$ зависят от числа тяжей. При шаге ферм 6 м обычно достаточно одного тяжа. При шаге 12 м или при крутом скате ставят по два тяжа.

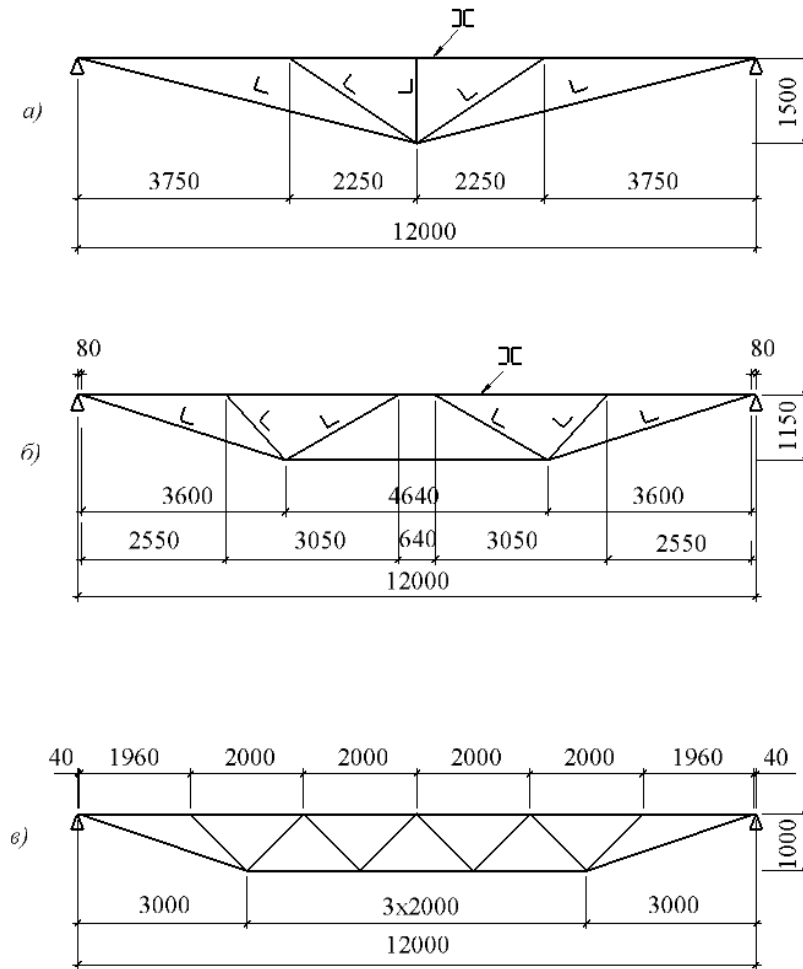


Рис. 9.23. Схемы сквозных прогонов:

- а) с веерной решеткой;
- б) с разреженной раскосной решеткой;
- в) с раскосной решеткой и параллельными поясами в средней части пролета

Наибольшие напряжения в прогоне от совместного действия изгиба в двух плоскостях определяются по формулам:

а) при учете только упругой работы стали как в балках первого класса

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x / W'_{c,x} + M_y / W_y \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

б) при учете развития ограниченных пластических деформаций как в баллах второго класса

$$\sigma = M_x / (C_x \cdot W_{c,x}) + M_y / (C_y \cdot W_y) \leq R_y \cdot \gamma_c$$

при $\tau_x \leq 0,5R_s$; $\tau_y \leq 0,5R_s$.

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует сплошное полотно, то скатная составляющая воспринимается самим кровельным настилом (расчет креплений см. в р. 7.4.5) и тязи не требуются, а прогоны рассчитывают только на нагрузку q_x .

Общую устойчивость прогонов не проверяют, так как устойчивость их обеспечивается кровельным настилом.

Прогиб прогонов f определяют только в плоскости их большей жесткости и сравнивают с предельным значением f_u (см. табл. Д.1 [6]).

Согласно примечанию к п. 10.4 [6] при расчете прогонов покрытий следует учитывать локальную неравномерность снегоотложений введением коэффициента $\mu = 1,1$. Этот коэффициент вводится в расчетное и пониженное нормативное значение снеговой нагрузки при расчетах по ПС-I и ПС-II.

Сплошные прогоны крепят к поясам ферм при помощи коротышей из уголков.

При шаге ферм 12 м применяют сквозные прогоны в виде ферм (рис. 9.23 а,б,в) или перфорированных балок (рис. 9.21е).

Сквозные прогоны рассчитывают как легкие фермы с неразрезными верхними поясами. При этом верхний пояс работает на сжатие с изгибом в плоскости наибольшей жесткости. Остальные элементы сквозных прогонов испытывают продольные усилия.

9.9.3. Основы расчета стальных профилированных листов по прогонам для кровли в покрытиях зданий с применением легких ферм

В настоящее время для изготовления стальных профлистов действуют ГОСТ 24045-94, СТО 57398459-18-2006 (СТП/ПП/18), СТО 0043-2005 (02494680, 17523759).

Основными характеристиками несущего профлиста являются высота гофра h_n и толщина t_n .

Для устройства кровель применяют профлисты с высотой гофра $h_n = 57$ мм и больше. Отечественная промышленность освоила выпуск профлистов с высотой гофра $h_n = 157$ мм и толщиной $t_n = 1,5$ мм.

Фирма STEELLION (г. Москва) выпускает профлисты с высотой гофра $h_n = 200; 206; 350$ мм и толщиной до $t_n =$ до 1,5 мм.

Профлисты с высокими гофрами могут перекрывать пролеты до 9 м в беспрогонных каркасах зданий и сооружений.

В кровлях с прогонной компоновкой при шаге прогонов 3 м профилированные листы работают в зависимости от их компоновки по нескольким балочным схемам: однопролетной, двухпролетной и трехпролетной.

В зонах действия снеговых мешков шаг прогонов уменьшают до 1,5 м, и, соответственно, изменяется расчетная схема профилированного листа.

В типовых беспрогонных кровлях при шаге ферм 4 м для профилированного листа применяют трехпролетную расчетную схему.

Для кровель зданий, не имеющих перепадов высот и без светоаэрационных фонарей выбор типа (марки) профилированного листа можно приближенно принять по табл. 8.7 [2].

Для пониженных участков кровли с перепадами высот, вызывающих образование снеговых мешков, выбирают типы стальных профилированных листов на основании их прочностных расчетов.

Для кровель с нагрузками, вызывающими необходимость повышения несущей способности настила по условиям местной устойчивости стенок гофров на опорах, рекомендуется [15] проводить усиление надопорных участков настила с помощью вкладышей из отрезков профилей такой же марки, как и усиливаемый профиль, длиной по 300 мм в обе стороны от опоры.

Расчет профилированных листов на прочность при поперечном изгибе на нагрузки от снеговых мешков на пониженных участках кровли или в местах перепада высот следует выполнять по формулам:

$$M / (W_{x, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1; Q_r / (h_r \cdot t_r \cdot R_s \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где M – изгибающий момент в профлисте как в полосе шириной 1 м;

$W_{x, \min}$ – минимальный расчетный момент сопротивления рассматриваемой полосы профилированного настила;

R_y – расчетное сопротивление материала листа;

R_s – расчетное сопротивление стали на срез.

Q_r – поперечная сила на одну стенку гофра профилированного листа;

h_r, t_r – высота и толщина стенки гофра листа.

Прогиб профилированного листа проверяют по формуле:

$$f \leq f_u,$$

где f – прогиб настила от нормативной равномерно распределенной нагрузки для полосы шириной 1 м как для балки с принятой расчетной схемой (с учетом пониженной нормативной снеговой нагрузки);

f_u – предельно допустимый прогиб по [6].

Местная устойчивость гладких стенок гофров (без ступенек) профилированного листа проверяют по формуле:

$$(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})/\gamma_c \leq 1.$$

Здесь: $\sigma = M_{on}/W_{x,min}$; $\sigma_{loc} = v_r/(t_r \cdot l_{ef})$;

где M_{on} – максимальный изгибающий момент в гофре на опоре;

v_r – доля опорной реакции на одну стенку гофра;

$l_{ef} = b + 2r \leq 1,5h_r$; b – ширина полки прогона, r – радиус кривизны сопряжения стенки гофра с полкой ($h_r \leq 60$ мм – при $r = 3$ мм, $h_r > 60$ мм – при $r = 5$ мм);

σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ – значения критических напряжений по [2, стр.478].

При усилении надопорных сечений листов вкладышами локальные критические напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{loc,cr,1} = k \cdot \sigma_{loc,cr}.$$

где $k = k_3$ – по табл. 8.11 [2].

Прочность самонарезающих винтов для крепления профлистов проверяется по формуле (8.20) [2]:

$$N \leq 0,9n \cdot N_1,$$

где N – расчетное срезающее усилие, приходящееся на один гофр профнастила (при постановке винтов в каждом гофре);

n – количество винтов в соединении;

N_1 – допустимое срезающее усилие на один винт (см., например, табл. 8.12 [2]).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курс металлических конструкций. Ч. 1. Основы металлических конструкций / Н. С. Стрелецкий. – Гос. изд-во строит. лит. – Москва, 1940. – 844 с.
2. Металлические конструкции : учеб. для строит. вузов. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] ; под ред. В. В. Горева. – Москва : Высш. шк., 1997. – 527 с. : ил.
3. ГОСТ Р 54257–2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – Введ. 01.09.2011. – Москва : Стандартинформ, 2011. – 12 с.
4. СП 16.13330. 2017. Стальные конструкции : актуализир. ред. СНиП II-23-81* : утв. 27.02.17 : введ. в д. 28.08.2017 / Минрегион России. – Изд. офиц., актуализир. ред. – Москва : ЦПП, 2017. – 140 с. : ил.
5. Расчет стальных конструкций по предельным состояниям / В. А. Балдин, И. И. Гольденблат, В. М. Коченов, М. Я. Пильдиш, К. Э. Таль ; под ред. В. М. Келдыша. – Гос. изд. строит. лит. – Москва, 1951. – 272 с.
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : актуализир. ред. СНиП 2.01.07–85* : утв. 03.12.16 : введ. в д. 04.06.2017 / Минрегион России. – Изд. офиц., актуализир. ред. – Москва : ЦПП, 2016. – 104 с. : ил.
7. Металлические конструкции : учеб. для студентов высш. учеб. заведений / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева [и др.] ; под ред. Ю. И. Кудишина. – 9-е изд. стер. – Москва : Академия, 2007. – 688 с.
8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 кн. Кн.1 / под ред. А. А. Уманского. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1972. – 600 с.
9. Броуде, Б. М. Расчет балок по предельному состоянию при учете касательных напряжений / Б. М. Броуде // Исследования по теории сооружений. – Москва, 1951. – Вып. V.
10. Лампси, Б. Б. Совершенствование методов расчета тонкостенных металлических конструкций на основе теории местных напряжений / Б. Б. Лампси // Развитие металлических конструкций : работы школы Н. С. Стрелецкого / В. В. Кузнецов, Е. И. Беленя [и др.]. – Москва : Стройиздат, 1987. – 576 с.
11. Катюшин, В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство) / В. В. Катюшин. – Москва : Стройиздат, 2005. – 656 с. : ил.
12. Расчет стальных конструкций : справ. пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд. перераб. и доп. – Киев : Будивельник, 1984. – 368 с.
13. СП 27.13330 – 2011. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур : актуализир. ред. СНиП 2.03.04-84 / Минрегион России. – Изд. офиц., актуализир. ред. – Москва : ЦПП, 2011. – 115 с. : ил.
14. Васильев, А. А. Металлические конструкции : учеб. пособие для техникумов / А. В. Васильев. – Москва : Стройиздат, 1975. – 420 с. : ил.

15. Проектирование металлических конструкций. Спец. курс : учеб. пособие для вузов / В. В. Бирюлев, И. И. Кошин, И. И. Крылов, А. В. Сильверстов. – Ленинград : Стройиздат, 1990. – 432 с. : ил.
16. Кутухтин, Е. Г. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий / Е. Г. Кутухтин, В. М. Спиридонов, Ю. М. Хромец [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1988. – 263 с. : ил. – (Справочник проектировщика).
17. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий : учеб. для строит. вузов / под ред. В. В. Горева. – Москва : Высш. шк., 1999. – 528 с. : ил.
18. Примак, Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промзданий / Н. С. Примак. – Киев : Вища школа, 1972. – 496 с.
19. Расчетные сочетания нагрузок по СП 20.13331.2011 при расчете поперечной рамы промздания : методические рекомендации к курсовому проекту по проектированию стального каркаса цеха одноэтажного промздания / сост. А. А. Колесов, А. А. Лапшин, И. А. Ямбаев. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2013. – 19 с.
20. Расчет стальных рам одноэтажных промзданий. Вып. 1. Компоновка каркаса и статический расчет поперечной рамы / сост. А. И. Колесов. – Горький : ГИСИ, 1984.
21. Валь, В. Н. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В. Н. Валь, Е. В. Горохов, Б. Ю. Уваров. – Москва : Стройиздат, 1987. – 220 с. : ил.
22. Численные исследования и анализ коэффициентов расчетных длин одноступенчатых колонн одноэтажных промзданий, оборудованных мостовыми кранами / А. А. Лапшин, А. И. Колесов, И. А. Ямбаев, Е. Ю. Стенякина, Т. В. Грызлова // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2013. – № 3. – С. 55-61.
23. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования : утв. 31.05.2017 : введ. в д. 01.12.2017 / Минрегион России. – Изд. офиц. – Москва : ЦПП, 2017. – 163 с. : ил.

Колесов Александр Иванович
Пронин Владислав Валерьевич
Кочетова Елена Анатольевна

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 1

Общая характеристика и основы проектирования.
Материалы и соединения элементов стальных конструкций.
Балки, колонны и легкие фермы как элементы
зданий и сооружений.

Учебное пособие

Подписано в печать Формат 60x90 1/8 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 21,8. Усл. печ. л. 22,3. Тираж 300 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru