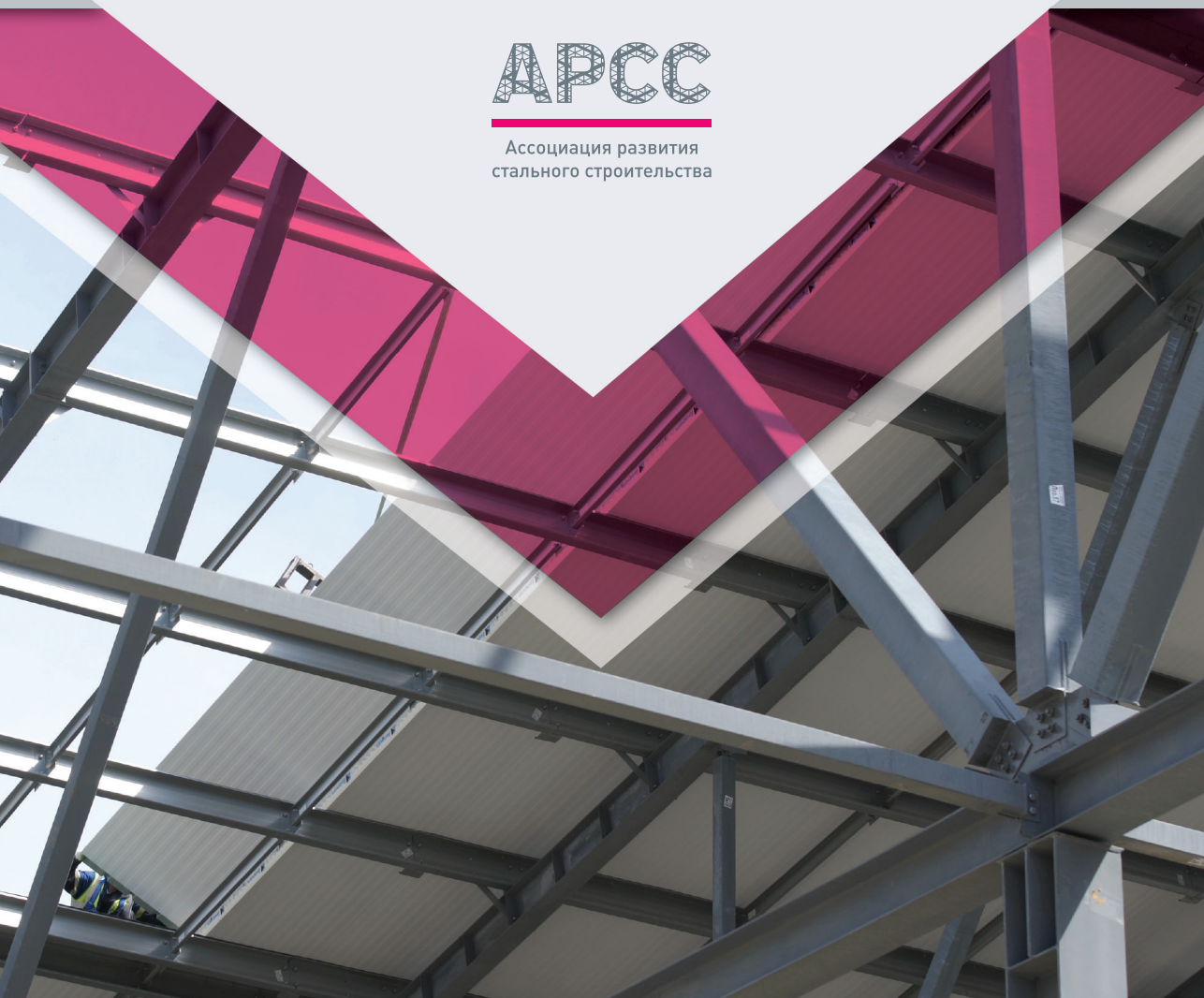
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Часть 1

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ. МАТЕРИАЛЫ И ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Под общей редакцией А. Р. Туснина

АРСС
Ассоциация развития стального строительства



ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ПОД ОБЩЕЙ РЕДАКЦИЕЙ
А. Р. ТУСНИНА

УДК 624.014
ББК 38.54
П79

Под общей редакцией д-ра техн. наук, доц. А. Р. Туснина

Рекомендовано Федеральным УМО в системе высшего образования по укрупненной группе специальностей и направлений подготовки 08.00.00 Техника и технологии строительства в качестве учебника для обучающихся по направлениям подготовки 08.03.01 Строительство (уровень образования — бакалавриат), 08.04.01 Строительство (уровень образования — магистратура) и по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

Авторы
С. М. Тихонов, В. Н. Алехин, З. В. Беляева, С. В. Кудрявцев,
В. А. Рыбаков, Т. В. Назмеева, Д. Г. Пронин, А. А. Комиссаров

Рецензенты:
ректор Астраханского государственного архитектурно-строительного университета, д-р техн. наук, доц. Т. В. Золина;
декан факультета судостроения и энергетики Калининградского государственного технического университета, д-р техн. наук, доц. А. И. Притыкин.

П79 Проектирование металлических конструкций. Часть 1: «Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования». Учебник для ВУЗов/С. М. Тихонов, В. Н. Алехин, З. В. Беляева и др.; под общей. ред. А. Р. Туснина — М.: Издательство «Перо», 2020 — 468 с., ил.

ISBN 978-5-00171-439-2 (Общ.)
ISBN 978-5-00171-440-8 (Ч. 1)

Учебник «Проектирование металлических конструкций» состоит из 1-й части «Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования» и 2-й части «Металлические конструкции. Специальный курс».
В 1-й части дается определение стали, рассматриваются способы ее выплавки, типы проката и основные свойства. Приводится описание нагрузок, методы определения усилий, работа элементов, сварных и болтовых соединений. Рассматриваются конструктивные решения балок, колонн, ферм и каркасов одноэтажных производственных зданий. Кроме традиционных конструкций даются сведения о сталежелезобетонных системах и легких тонкостенных стальных конструкциях. Уделяется внимание вопросам проектирования, изготовления, огнестойкости и коррозионостойкости металлических конструкций.
Учебник предназначен для обучения по направлениям подготовки 08.03.01 Строительство (уровень подготовки — бакалавриат), 08.04.01 Строительство (уровень образования — магистратура), по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

УДК 624.014
ББК 38.54
П79

ISBN 978-5-00171-440-8

© Ассоциация развития стального строительства, 2020

ПРЕДИСЛОВИЕ

Металлические конструкции применяются в зданиях и сооружениях различного назначения — в жилых, общественных, производственных зданиях, мостах, эстакадах, башнях, мачтах, опорах линий электропередач, листовых конструкциях и других сооружениях. Одной из проблем учебной литературы является её устаревание в связи с изменением нормативно-технической базы в строительстве. Для качественного обучения студентов необходимо использовать учебники и учебные пособия, учитывающие современные стандарты и нормативные документы. Учебник «Проектирование металлических конструкций» состоит из двух частей и разработан группой авторов нескольких ВУЗов. Работа выполнена по заказу АРСС и направлена на формирование учебного материала, отражающего современное состояние, сложившееся в применении строительных металлических конструкций. Авторы попытались учесть изменения в нормативной базе проектирования, знакомят читателей с методиками расчёта, приводят примеры проектирования отдельных конструкций, рассматривают вопросы производства и использования стального проката.

Учебник состоит из двух частей — 1 части «Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования» и 2 части «Металлические конструкции. Специальный курс». В основном структура учебника традиционна и включает все основные разделы, которые рассматриваются в известных учебниках по металлическим конструкциям, однако в него включены материалы, ранее не представленные в учебной литературе.

В первой части учебника уделяется значительное внимание стали, как материалу металлических конструкций. Приводится определение стали, изучается химический состав, её свойства и особенности работы. Показано как осуществляется выплавка стали, формируются отдельные виды проката, производятся трубы, гнутые и гнуто-сварные профили, профилированный настил. Уделено внимание проблеме производства стали высокой прочности, повышенной огнестойкости, повышенной хладостойкости и высокой коррозионной стойкости.

Раздел «Основы расчёта металлических конструкций» имеет структуру, используемую и в других учебных пособиях, но выполнен с учётом норм, действующих в настоящее время. Рассматривается формирование расчётных схем конструкций, методика предельных состояний, нагрузки и воздействия, действующие на сооружение, сочетания нагрузок. Даются рекомендации по расчёту балок, колонн, ферм и каркасов одноэтажных промышленных зданий.

Особое место в учебнике занимает раздел, в котором рассмотрены конструктивные решения и особенности расчёта сталежелезобетонных конструкций. Сталежелезобетонные системы представляют собой стальную балку

или колонну, соединённую с помощью связей, работающих на сдвиг, с железобетонной частью конструкции. Представлены нормативные методики расчёта таких конструкций и примеры расчёта сталежелезобетонных балки и колонны.

Большое внимание в первой части уделено расчёту тонкостенных конструкций с учётом стеснённого кручения. Даны теоретические выкладки, используемые для оценки поведения тонкостенных конструкций, справочные материалы, позволяющие определить бимоменты в элементах конструкции, примеры расчёта.

Определённый практический интерес для студентов представляет раздел, рассматривающий состав и правила оформления чертежей металлических конструкций. Студенту полезно узнать об одно- и двухстадийном проектировании, общих требованиях к проекту металлических конструкций. Показано, как осуществляется изготовление деталей конструкции, сборка, сварка, отделка, контроль качества, транспортировка и монтаж металлической конструкции.

При проектировании металлических конструкций особое внимание следует уделять их способности сохранять несущую способность при пожаре. В учебнике рассматриваются методы повышения огнестойкости металлических конструкций, даётся пример расчёта огнезащиты металлических конструкций. Кроме огнестойкости существенным ограничением для широкого внедрения в практику гражданского строительства является возможность развития коррозии металлических конструкций. Типы коррозии и способы защиты стальных конструкции от неё рассмотрены в последнем разделе первой части учебника.

Раздел 1 написан канд. техн. наук, ст. науч. сотр. С. М. Тихоновым; разделы 2—7, 9 — канд. техн. наук., доц. В. Н. Алехиным, канд. техн. наук З. В. Беляевой, канд. техн. наук С. В. Кудрявцевым; раздел 8 — канд. техн. наук, доц. В. А. Рыбаковым, канд. техн. наук Т. В. Назмеевой, раздел 10 — канд. техн. наук Д. Г. Прониным, канд. техн. наук А. А. Комиссаровым.

Часть 1
Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3

1. Стальной прокат для производства строительных металлоконструкций

1.1. Введение 13
1.2. Металлургические основы производства стального проката 14
1.2.1. Выплавка и разливка заготовок под прокатку 14
1.2.2. Технология производства плоского проката 18
Вопросы по разделу 1.2 23
1.3. Механические и эксплуатационные характеристики строительного металлопроката 23
Вопросы по разделу 1.3 29
1.4. Металлофизические факторы управления характеристиками проката строительного назначения 30
1.4.1. Структурные механизмы упрочнения низколегированного малоуглеродистого проката 30
1.4.2. Влияние легирующих элементов на структуру низколегированного малоуглеродистого проката 34
1.4.3. Влияние режима прокатки и охлаждения на структурообразование низколегированного малоуглеродистого проката 37
Вопросы по разделу 1.4 42
1.5. Структура основного сортамента стального проката, используемого для производства строительных металлоконструкций 43
1.6. Плоский металлопрокат строительного назначения 43
1.6.1. Особенности производства плоского проката различных категорий прочности 43
1.6.2. Классификация и химический состав плоского проката для строительных конструкций 44
1.6.3. Конструкционные трубы малого и среднего диаметра и гнутые профили строительного назначения, как продукт передела плоского проката 48
1.6.4. Трубы большого диаметра строительного назаначения, как продукт передела плоского проката 52

1.6.5. Оцинкованный лист и профнастил строительного назначения, как продукт передела плоского проката....54
1.7. Фасонный и сортовой прокат строительного назначения 60
1.7.1. Основные виды фасонного и сортового проката....60
1.7.2. Горячекатаные швеллеры и двутавры с параллельными гранями полок....68
Вопросы к разделу 1.7 73
1.8. Основные виды проката строительного назначения со специальными свойствами....74
1.8.1. Прокат строительного назначения с повышенной коррозионной стойкостью....74
1.8.2. Прокат строительного назначения с повышенной хладостойкостью 80
1.8.3. Прокат строительного назначения с повышенной огнестойкостью.82
1.8.4. Трубный прокат строительного назначения 85
1.8.5. Высокопрочный прокат строительного назначения....87
Вопросы к разделу 1.8 89
Литература к разделу 1 90

2. Основы расчета металлических конструкций

2.1. Расчетные схемы....95
2.2. Нагрузки и воздействия 100
2.2.1. Виды нагрузок....100
2.2.2. Постоянные нагрузки....101
2.2.3. Временные нагрузки....102
2.2.4. Особые нагрузки....103
2.2.5. Сочетания нагрузок....104
2.3. Определение внутренних усилий....105
2.4. Метод предельных состояний....105
2.4.1. I группа предельных состояний....106
2.4.2. II группа предельных состояний....106
2.4.3. Характеристики прочности....107
2.4.4. Условия работы конструкций и степень ответственности здания ..107
2.5. Примеры к разделу 2....109
Приложение А. Справочные данные к расчетам....116
Контрольные вопросы к разделу 2 120
Литература к разделу 2 120

3. Расчет балок

3.1. Формирование расчетной схемы балки....124
3.2. Определение нагрузки, действующей на балку....125
3.3. Определение усилий, возникающих в балке....125
3.4. Подбор сечения балки....125

3.5. Проверки подобранного сечения 126
3.6. Примеры к разделу 3 133
Контрольные вопросы к разделу 3 147
Литература к разделу 3 147

4. Расчет и конструирование колонн

4.1. Центрально-сжатые колонны 149
4.2. Внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) колонны 160
4.2.1. Статический расчет 161
4.2.2. Конструктивный расчет 161
4.3. Внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) колонны сплошного сечения 163
4.3.1. Подбор сечения 163
4.3.2. Проверки подобранного сечения 164
4.4. Внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) колонны сквозного сечения 165
4.4.1. Определение усилий в ветвях 165
4.4.2. Подбор сечения ветвей 166
4.4.3. Компоновка и подбор сечения соединительных элементов 167
4.4.4. Проверки подобранного сечения 167
4.5. Примеры к разделу 4 168
Контрольные вопросы к разделу 4 182
Литература к разделу 4 182

5. Фермы

5.1. Общая характеристика ферм 184
5.2. Шпренгельные конструкции 187
5.3. Расчёт фермы 191
5.3.1. Составление расчетной схемы фермы 191
5.3.2. Определение нагрузки, действующей на ферму 192
5.3.3. Определение усилий, возникающих в элементах фермы 192
5.3.4. Подбор сечения элементов фермы 193
5.3.5. Проверки подобранных сечений 195
5.4. Примеры к разделу 5 196
Контрольные вопросы к разделу 5 208
Литература к разделу 5 208

6. Соединения стальных конструкций

6.1. Сварные соединения 209
6.2. Болтовые соединения 219
6.2.1. Работа и расчет болтовых соединений 221
6.2.2. Болтовые соединения без контролируемого натяжения 222
6.2.3. Болтовые соединения с контролируемым натяжением 224

6.2.4. Конструирование болтовых соединений 225
6.2.5. Проверка ослабленных сечений 229
6.3. Узлы и стыки элементов стальных конструкций 229
6.3.1. Сопряжения балок 229
6.3.2. Узлы опирания балок на колонны 232
6.3.3. Монтажные узлы балок 235
6.3.4. Узлы ферм 239
6.3.5. Монтажные узлы стыков колонн 244
6.3.6. Базы колонн 244
Контрольные вопросы к разделу 6 255
Литература к разделу 6 255

7. Каркасы одноэтажных промышленных зданий

7.1. Обеспечение геометрической неизменяемости, устойчивости и жесткости каркасов 259
7.2. Одноэтажные промышленные здания 261
7.2.1. Компоновка конструктивной схемы каркаса 264
7.2.3. Связи по колоннам 272
7.2.4. Связи по покрытию 273
Контрольные вопросы к разделу 7 276
Литература к разделу 7 277

8. Специальные разделы металлических конструкций

8.1. Сталежелезобетонные конструкции 278
8.1.1. Общие сведения о сталежелезобетонных конструкциях 278
8.1.2. Материалы для сталежелезобетонных конструкций 280
8.1.3. Основные расчетные положения 282
8.1.4. Моделирование сталежелезобетонных конструкций в расчетных комплексах 289
8.1.5. Примеры расчёта по разделу 8.1 292
Контрольные вопросы к разделу 8.1 309
Варианты заданий на расчётно-графическую работу № 1 «Расчёт сталежелезобетонной колонны» 310
Варианты заданий на расчётно-графическую работу № 2 «Расчёт сталежелезобетонного балочного перекрытия» 311
8.2. О стесненном кручении в металлических конструкциях 313
8.2.1. Тонкостенный стержень как элемент расчетной модели сооружений 313
8.2.2. Стесненное кручение, депланация, бимомент и их учет в нормативных документах 315
8.2.3. Краткие сведения о строительной механике тонкостенных стержней. Секториальные геометрические характеристики 319
8.2.4. Вычисление бимомента 323

8.2.5. Пример расчета тонкостенной балки 323
Контрольные вопросы к разделу 8.2 331
Варианты заданий на расчетно-графическую работу № 3 «Расчет тонкостенной балки на прочность при изгибном кручении» 332
Приложение А. Учет бимомента, как силового фактора при расчете стальных конструкций 334
8.3. Легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК) 336
8.3.1. Общие сведения о легких стальных тонкостенных конструкциях .. 336
8.3.2. Каркасно-обшивные стены 342
8.3.3. Местная потеря устойчивости. Способ редуцирования сечений 352
8.3.4. Краткие сведения об узловых соединениях ЛСТК 369
8.3.5. Расчет узловых соединений ЛСТК 374
Контрольные вопросы к разделу 8.3 377
Варианты заданий на расчетно-графическую работу № 4 «Определение редуцированных геометрических характеристик поперечного сечения». 378
Приложение А. Типовые узлы ферм на основе ЛСТК 380
8.4. Легкие сталебетонные конструкции (ЛСБК) 381
Контрольные вопросы к разделу 8.4 391
8.5. Краткие сведения о светопрозрачных конструкциях и особенностях их применения 392
Контрольные вопросы к разделу 8.5 395
8.6. Краткие сведения о навесных фасадных системах (НФС) 396
Контрольные вопросы к разделу 8.6 400
Литература к разделу 8 400

9. Дополнительные сведения для проектирования металлических конструкций

9.1. Состав и общие правила оформления чертежей металлических конструкций 404
9.1.1. Одностадийное проектирование 404
9.1.2. Двухстадийное проектирование 404
9.1.3. Состав проектной документации 405
9.1.4. Общие требования к проекту металлических конструкций 406
9.2. Технология изготовления металлических конструкций 417
9.2.1. Общая схема процесса изготовления стальных конструкций 417
9.2.2. Подготовка металла 418
9.2.3. Изготовление деталей 420
9.2.4. Резка 422
9.2.5. Образование отверстий 424
9.2.6. Строгание и фрезерование 424
9.2.7. Гибка 425
9.2.8. Сборка 426
9.2.9. Сварка 427
9.2.10. Контроль качества сварных соединений 428
9.2.11. Отделочные операции для стальных конструкций 430

9.2.12. Транспортировка строительных конструкций 430
9.3. Монтаж металлических конструкций..... 432
9.3.1. Организационно-технологическая структура монтажа 433
9.3.2. Поставка конструкций 433
9.3.3. Документация 434
9.3.4. Укрупнительная сборка конструкций 434
9.3.5. Подготовка конструкций к монтажу..... 435
9.3.6. Учет конструкций 436
9.3.7. Способы монтажа строительных конструкций 437
9.3.8. Технологическое обеспечение точности монтажа конструкций 437
9.3.9. Выверка конструкций..... 438
Литература к разделу 9 439

10 Защита конструкций 441

10.1 Требования пожарной безопасности к металлическим конструкциям, пожарно-техническая классификация..... 441
10.1.1 Пожарная опасность 441
10.1.2 Огнестойкость строительных конструкций 442
10.1.3. Требуемые пределы огнестойкости конструкций 444
10.1.4. Методы повышения огнестойкости стальных конструкций..... 445
10.2 Испытания и расчёты огнестойкости стальных конструкций..... 445
10.2.1 Собственная огнестойкость стальных конструкций 445
10.2.2. Испытания стальных конструкций с огнезащитой 449
10.2.3. Расчёт огнестойкости стальных конструкций с огнезащитой. 451
10.2.4 Пример расчёта огнестойкости стальных конструкций..... 453
10.3 Особенности проектирования огнестойкости конструкций высотных зданий 457
10.3.1 Последствия пожаров в высотных зданиях..... 457
10.3.2. Повышенные нормативные требования к огнестойкости высотных зданий. 458
Литература к разделам 10.1—10.3..... 459
10.4 Защита от коррозии стальных конструкций..... 460
Контрольные вопросы к разделу 10.4..... 464
Литература по разделу 10.4 465

Приложения

Ссылки на сортаменты металлургических предприятий для строительства...466

1. СТАЛЬНОЙ ПРОКАТ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

1.1. ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время, как и в долгосрочной перспективе, стальной прокат остается основным материалом для изготовления металлоконструкций зданий и сооружений промышленного и гражданского строительства. Это объясняется тем, что сталь является универсальным конструкционным материалом, в наибольшей мере удовлетворяющим многообразию требований по уровню и сочетанию эксплуатационных, технологических и ценовых характеристик. Металлоконструкции являются важнейшей составляющей строительной индустрии. Наиболее типичной конструкцией является каркас производственных зданий. Металлическими конструкциями перекрывают здания с большими пролетами без внутренних колонн: ангары, эллинги, гаражи, рынки, стадионы и т. п. Изготовление таких конструкций связано с использованием горячекатаных двутавров, швеллеров, уголков, а также сварных профилей из листового проката повышенной и высокой прочности.

При этом развитие металлургических технологий определяет возможность изготовления проката с заданными параметрами (прочность, пластичность, ударная вязкость и т. п.), соответствующими требованиям конкретного проекта. Иначе говоря, еще на стадии проектирования строительных металлоконструкций необходимо учитывать возможности металлургической промышленности по производству стального проката строительного назначения с заданным комплексом свойств. Для этого необходимо, хотя бы в самом общем виде, владеть информацией о сортаменте выпускаемого отечественной промышленностью строительного металлопроката и основах технологии его производства.

1.2. МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОИЗВОДСТВА СТАЛЬНОГО ПРОКАТА

1.2.1. Выплавка и разливка заготовок под прокатку

Сталью называют сплав железа с углеродом, при содержании последнего в пределах от 0,05 до 2,14%. В состав стали обычно входят также марганец, кремний и вредные примеси серы и фосфора. Марганец является основным легирующим компонентом в конструкционных низколегированных сталях. Его содержание может составлять 0,4—1,9%. Кроме того, для придания стали определенных механических и эксплуатационных свойств, при выплавке производят её легирование, т. е. в состав вводят определенные элементы, определяющие свойства готовой продукции — легирующие добавки, например: хром, никель, медь, молибден, титан, ванадий, ниобий и др. Для получения стали используют чугун, выплавляемый в доменных печах, который поступает из миксерного отделения в ковшах емкостью до 140 т и заливается в наклоненный конвертор через горловину.

В отечественной металлургии для массового производства сталей строительного назначения используют в основном конвертерный способ, в рамках которого сталь получают путём продувки расплава чугуна в конвертере грушевидной формы технически чистым кислородом или воздухом. Электросталеплавильный способ, т. е. получение стали из стального лома и чугуна в электрических печах — дуговых или индукционных, применяется сравнительно редко.

Схема конвертерного производства стали (рис. 1.2.1) предусматривает использование следующего металлургического оборудования: кислородный конвертер — установка ковш-печь (УКП) — машина непрерывного литья заготовок (МНЛЗ). При этом конвертер служит для выплавки стандартного полупродукта с заданным содержанием углерода, основные операции рафинирования и корректировки химического состава переданы на установку печь-ковш [1].

На начальной стадии выплавки в заливочном ковше производят десульфурацию (снижение содержаний серы) расплава чугуна путем загрузки присадок (Mn + CaO), т. е. обеспечивают снижение содержания вредных примесей серы в металле до уровня менее 0,003—0,015%. Для этого в ковш с жидким чугуном вдувают порошкообразные реагенты (магний, кальцийсодержащие соединения, соду) или вводят магнийсодержащие реагенты в порошковой проволоке.

После этого в конвертер с глухим дном загружают скрап и заливают чугун. В процессе выплавки стали производят окисление примесей. Сверху в конвертор через водоохлаждаемую фурму с медным соплом под давлением 10—15 атм подают чистый кислород (98,5—99,5% O_2). Сопло устанавливается на определённом расстоянии от поверхности ванны. Это расстояние и расход кислорода зависят от периода и хода плавки, от конструкции сопла, от ёмкости конвертора. После начала подачи кислорода в конвертер добавляют известь (5–6% от массы садки) и железную руду (в случае работы без скрапа). Струя кислорода проникает в металлическую ванну и образует реакционную зону, имеющую определённую форму и характеризующуюся высокими температурами

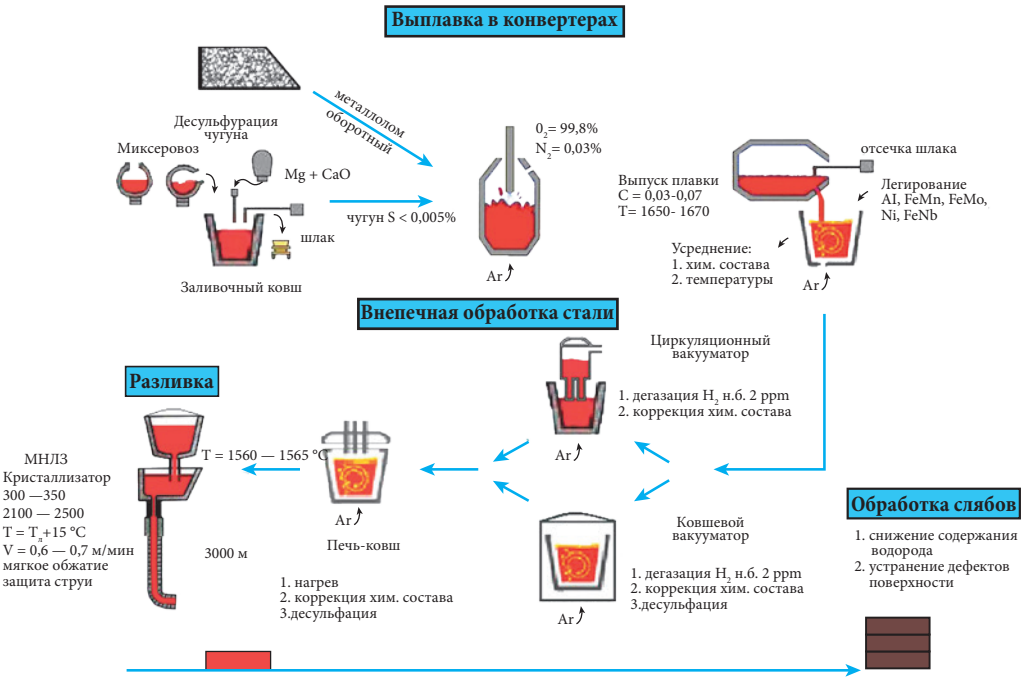


Рис. 1.2.1. Технологическая схема конвертерного производства стали

2300—2500 °С. Металл в ванне интенсивно перемешивается вследствие воздействия на неё струи кислорода и выделения больших объемов оксида углерода. «Кипение» ванны увеличивает реакционную поверхность металла. Окисление примесей чугуна происходит с выделением довольно значительного количества избыточного тепла, для аккумуляции которого в ванну вводят охладители — железную руду или стальной лом [2].

При продувке протекают два процесса окисления содержащихся примесей — прямое (непосредственное) и окисление продуваемым кислородом через шлак. Интенсивность этих процессов можно регулировать путём изменения расстояния сопла от ванны, а также давления и расхода кислорода. Регулировка содержания оксидов железа в шлаке имеет важное значение для процессов шлакообразования, так как позволяет в самом начале процесса сформировать активные известняково-железистые шлаки. Фосфор окисляется одновременно с углеродом.

На стадии завершения продувки при уменьшении содержания углерода в стали увеличивается содержание оксидов железа в шлаке, что влечет за собой окисление марганца и фосфора, содержание которых к концу продувки снижается. Углерод выгорает равномерно по ходу продувки за большой период времени. Равномерно за весь процесс происходит уменьшение содержания серы. Остальные элементы интенсивно уменьшаются (выгорают) в начале продувки.

В результате действия окислительного процесса, происходящего в сталеплавильных агрегатах, в расплаве уменьшается содержание углерода и примесей. Углерод, соединяясь с кислородом, превращается в газ — оксид углерода (CO), который удаляется в атмосферу печи. Кремний, марганец, фосфор, железо

и сера образуют оксиды и др. соединения, не растворимые или малорастворимые в металле (SiO_2, MnO и др.). При благоприятных условиях плавки они всплывают на поверхность расплавленного металла и вместе с флюсом образуют шлак, который при выпуске плавки в сталеразливочный ковш через выпускное отверстие наклоняемого конвертера отсекается и сливается в ковш, установленный на шлаковозе под конвертером.

Наличие содержания кислорода в металле необходимо для реализации процесса окисления примесей в расплаве, однако в готовой стали кислород является вредной примесью, так как понижает её механические свойства и вызывает хрупкость, особенно при высоких температурах. Поэтому в конце каждой плавки на стадии внепечной обработки производят раскисление стали, которое заключается в восстановлении закиси железа FeO, растворённой в металле и, соответственно, снижении содержания кислорода.

Раскисление осуществляют двумя способами: осаждающим и диффузионным. Осаждающее раскисление производят путём введения в жидкую сталь растворимых раскислителей (ферромарганца, ферросилиция, алюминия и др.) в ходе ковшевой обработки. Диффузионное раскисление стали ведут за счет раскисления шлака. В этом случае мелко измельчённые раскислители, поданные на поверхность шлака, способствуют восстановлению закиси железа, растворённой в шлаке, и вызывают переход закиси железа из металла в шлак в соответствии с законом распределения. Сталь при этом не загрязняется неметаллическими включениями.

После выплавки сталь подвергают внепечной обработке, во многом определяющей ее качество, которое может быть улучшено или, напротив, ухудшено при нарушении правил обработки. Из сталеплавильного агрегата металл выпускают в хорошо прогретый сталеразливочный ковш, который имеет стальной кожух и внутри футерован шамотным кирпичом. В его днище вставлен стакан с отверстием для выпуска стали, в котором смонтирован специальный затвор для открытия и закрытия этого отверстия. Емкость ковша выбирают таким образом, чтобы он вмещал всю плавку или ее половину + некоторое количество шлака сверху для тепловой изоляции зеркала металла. Для лучшего удаления растворенных газов, а вместе с ними и попавших в металл из футеровки и шлака неметаллических включений сталь подвергают вакуумированию с продувкой аргоном [3].

Для этого перед разливкой ковш с жидкой сталью помещают в вакуумную камеру, где специальным насосом создается разрежение — вакуум. Стальная камера футерована шамотным кирпичом и закрывается стальной футерованной крышкой, стальное кольцо которой для уплотнения вдавливается в специальную (резиновую) прокладку. Обработка стали в ковше длится 10—12 мин при остаточном давлении под крышкой около 300 Па. Выделение газов при вакуумировании вызывает бурное «кипение» и перемешивание металла. При этом оставшиеся растворенные в стали газы устремляются наверх, к ним прилипают имеющиеся в стали неметаллические включения, которые тоже всплывают и оседают в слое шлака. После этого камеру соединяют с атмосферой, снимают крышку, и производят коррекцию химического состава стали и ее десульфурацию.

После внепечной обработки металл из ковша поступает на машину непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) с криволинейной образующей (рис. 1.2.2) для разливки непрерывнолитых заготовок (НЛЗ) с различной конфигурацией и размерами поперечного сечения. Для разливки НЛЗ рядовых и качественных сталей общего и строительного назначения используются, как правило, блюмовые МНЛЗ радиального и криволинейного типа. Для таких МНЛЗ характерно наличие возможности получения заготовок нескольких сечений. Причем сечение заготовки определяется главным образом требованиями сопряженных сортопрокатных или листопрокатных цехов. Обычно к таким блюмовым МНЛЗ предъявляется условие обеспечения высокой производительности. Для выполнения этой задачи в практике многих металлургических заводов мира применяются многоручьевые машины. Основная часть блюмовых МНЛЗ имеет 2—4 ручья. На долю 6-ручьевых машин приходится около 1/5 от всего количества блюмовых ручьев МНЛЗ, и они расположены в крупных конвертерных цехах с большой единичной емкостью плавильных агрегатов.

Для последующей прокатки плоского проката используют заготовки прямоугольного сечения, для сортового и фасонного проката — НЛЗ прямоугольного и квадратного поперечного сечения, а для двутавров большого размера — фасонные заготовки с конфигурацией «собачья кость», т. е. с утолщениями в зоне боковых граней. Для предотвращения попадания в металл кислорода и азота между сталеразливочным и промежуточным ковшом и промежуточным ковшом и кристаллизатором МНЛЗ применяют защиту струи с помощью огнеупорных стаканов, в кристаллизаторе — путем наведения шлаков. Расплавленный металл подают в прямоугольную полость водоохлаждаемого медного кристаллизатора, где его поверхностные слои затвердевают при сохранении сердцевины в жидком состоянии. Под действием собственного веса

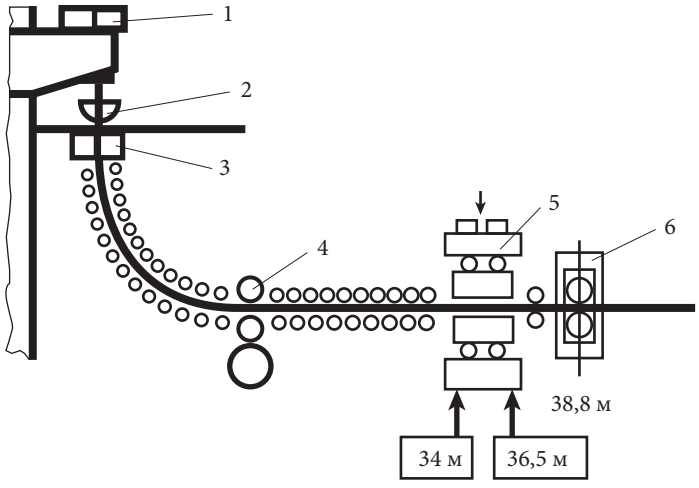


Рис. 1.2.2. Схема работы машины непрерывного литья заготовок (МНЛЗ):
1 — сталеразливочный ковш; 2 — промковш; 3 — кристаллизатор; 4 — точка разгиба; 5 — зона контролируемого обжатия; 6 — тянущая клеть

сформировавшаяся полоса с жидкой сердцевиной выходит из кристаллизатора и сразу захватывается водоохлаждаемыми роликами, которые вытягивают ее дальше из кристаллизатора и по криволинейной образующей переводят в горизонтальное положение с разгибом из криволинейного состояния. При этом происходит постепенное затвердевание металла полосы по всей толщине за счет теплоотдачи в ролики. Далее, после выхода полосы из тянущей клети производят ее резку на мерную длину для получения НЛЗ под прокатку.

1.2.2. Технология производства плоского проката

Механизм процесса прокатки

При продольной прокатке нагретая до состояния пластичности плоская непрерывнолитая заготовка (НЛЗ) поступает в зазор между смонтированными в прокатной клети двумя прокатными валками, вращающимися в противоположные стороны. Поскольку величина зазора меньше, чем толщина заготовки, последняя обжимается этими валками по толщине. При этом одномоментно деформируется небольшая часть поперечного сечения полосовой заготовки, находящаяся в зазоре валков, которую называют очагом деформации (рис. 1.2.3). При соприкосновении заготовки с валками сила трения затягивает ее в межвалковый зазор (очаг деформации), обеспечивая захват и дальнейшую прокатку полосы на всю длину [4].

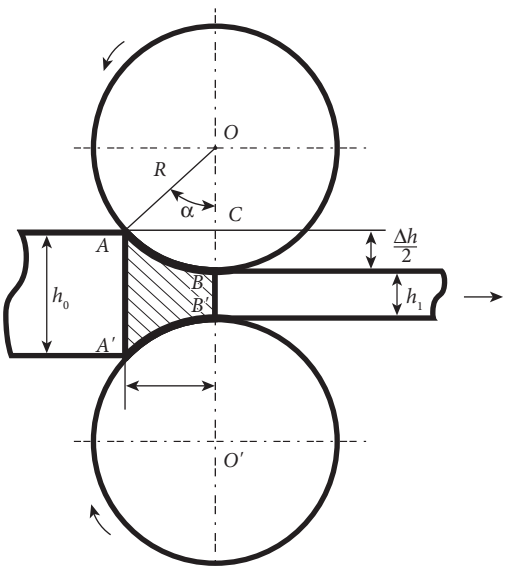


Рис. 1.2.3. Схема очага деформации при плоской прокатке

В первом приближении геометрический очаг деформации соответствует сечению *ABB′A′*. Основными параметрами геометрического очага деформации являются:

- угол захвата полосы валками α;
- высота (толщина) полосы на входе в очаг деформации h_0;
- высота (толщина) полосы на выходе из очага деформации h_1;
- дугу *AB* называют дугой контакта (захвата), а ее горизонтальную проекцию *AC* — длиной *l* очага деформации. При этом длина очага деформации определяется из соотношения

$$l = R \sin \alpha \text{ или } l = \sqrt{R}\left(h_0 - h_1\right) - \left(\frac{h_0 - h_1}{2}\right)^2.$$

Допустим, что полученная на МНЛЗ прямоугольная непрерывнолитая заготовка с размерами $h_0 x B_0 x L_0$ после прокатки получила новые размеры полосы $h_1 x B_1 x L_{1,}$ сохранив объем и прямоугольную конфигурацию (рис. 1.2.4). Тогда

величина деформации полосы за один проход при прокатке характеризуется абсолютными и относительными показателями деформации:

- абсолютное обжатие: $\Delta h = h_0 - h_1$;
- абсолютное удлинение: $\Delta L = L_1 - L_0$;
- абсолютное уширение: $\Delta B = B_1 - B_0$;
- относительное обжатие: $\varepsilon_h = \dfrac{\Delta h}{h_0}, \%$;
- относительное удлинение: $\varepsilon_L = \dfrac{\Delta L}{L_0}, \%$;
- относительное уширение: $\varepsilon_B = \dfrac{\Delta B}{B_0} \varepsilon_B = \dfrac{\Delta B}{B}, \%$.

Следует отметить, что скорость полосы на выходе из очага деформации выше, чем скорость заготовки на входе, поскольку за счет получения заготовкой удлинения (продольной вытяжки) при прокатке ее длина увеличивается от L_0 до L_1 (рис. 1.2.4). На практике в широкополосовых станах (ШПС), на которых производится прокатка основного сортамента плоского рулонного проката строительного назначения, используются несколько последовательно расположенных прокатных клетей (обычно 3—4 в черновой группе и 6—7 в расположенной за ней чистовой группе), в каждой из которых последовательно производятся обжатия заготовки на заданную величину (рис. 1.2.5).

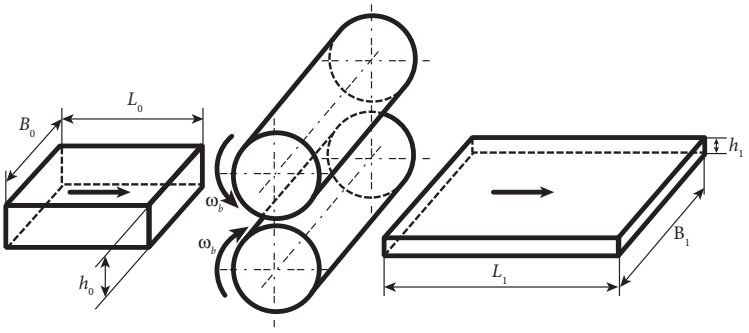


Рис. 1.2.4. Схема формоизменения заготовки при плоской прокатке проката

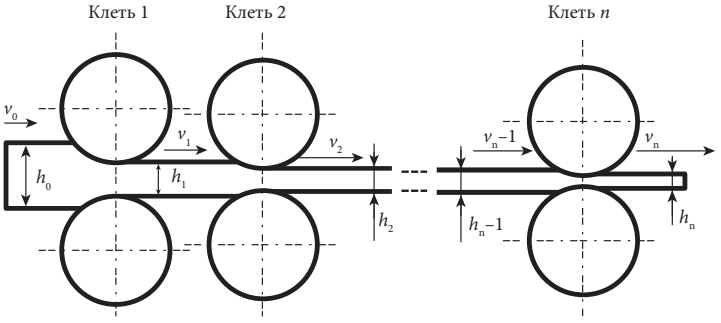


Рис. 1.2.5. Схема деформации заготовки в чистовой группе клетей непрерывного широкополосового стана

Суммарные показатели деформации характеризуют полную деформацию металла за все проходы в черновой и чистовой группах клетей, например для обжатия по толщине:

абсолютное: $\Delta h\Sigma = h_0 - h_n$;

относительное: $\varepsilon_h\Sigma = \Delta h\Sigma / h_0$, %.

Аналогично записываются выражения для суммарных показателей деформации уширения и удлинения. Следует отметить, что величины частных и суммарных показателей деформации влияют на механические свойства прокатываемого металла: от суммарного обжатия зависит степень упрочнения (наклеп) материала полосы, если рекристаллизация за время междеформационной паузы не успевает пройти.

Схема металлургического производства плоского проката на ШПС

Современные широкополосовые станы горячей прокатки (ШПС) являются высокотехнологичными автоматизированными агрегатами, которые оснащены разнообразным оборудованием для нагрева, деформирования, охлаждения и транспортировки металла. Одним из наиболее эффективных способов промышленного производства полосового проката является использование ШПС в структуре литейно-прокатного комплекса, совмещающего процессы выплавки, разливки и прокатки (рис. 1.2.6). Такой подход позволяет обеспечить снижение энергозатрат при производстве плоского рулонного проката за счет использования для нагрева под прокатку тепла сталеплавильного процесса. При этом процесс прокатки полосы отличается от обычного ШПС только минимальной толщиной, используемой НЛЗ. Рассмотрим производственную схему работы ШПС на примере Литейно-прокатного комплекса (ЛПК, ОМК, г. Выкса).

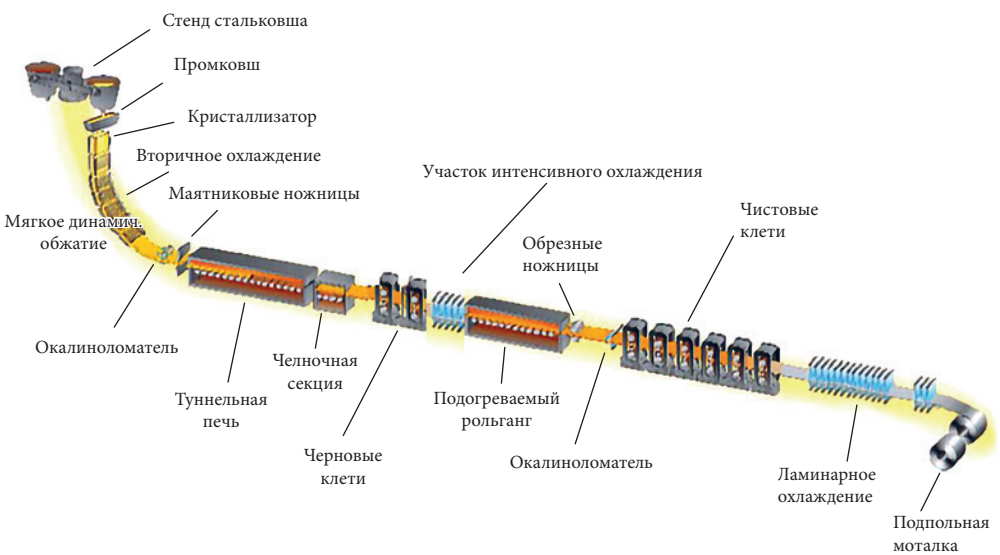


Рис. 1.2.6. Схема расположения оборудования в линии широкополосового прокатного стана 1950 ЛПК (ОМК, г. Выкса)

В состав ЛПК входит следующее основное технологическое оборудование:

- одноручьевая тонкослябовая МНЛЗ — для получения слябов следующих параметров: ширина — 830 ÷ 1830 мм, толщина 80—100 мм;
- туннельная печь;
- непрерывная группа черновых клетей (Кварто — два опорных и два рабочих валка);
- участок интенсивного охлаждения промежуточного раската;
- подогреваемый рольганг;
- непрерывная группа чистовых клетей (Кварто — два опорных и два рабочих валка);
- установка ламинарного охлаждения;
- установка смотки рулонов.

Технологический процесс прокатки полос на стане 1950 ЛПК определяется составом используемого технологического оборудования и предусматривает следующие операции (рис. 1.2.7):

- после разливки полосы на МНЛЗ следует порезка непрерывно-литой полосы на маятниковых ножницах на мерные длины НЛЗ, определяемые сортаментом выполняемого заказа;
- в ходе дальнейшей транспортировки в линии стана сляб поступает в туннельную печь (роликового типа) при температуре 900—1050 °С в зависимости от скорости транспортировки, толщины и марки стали). В печи одновременно помещаются до 5 слябов с максимальной длиной до 37,5 м;

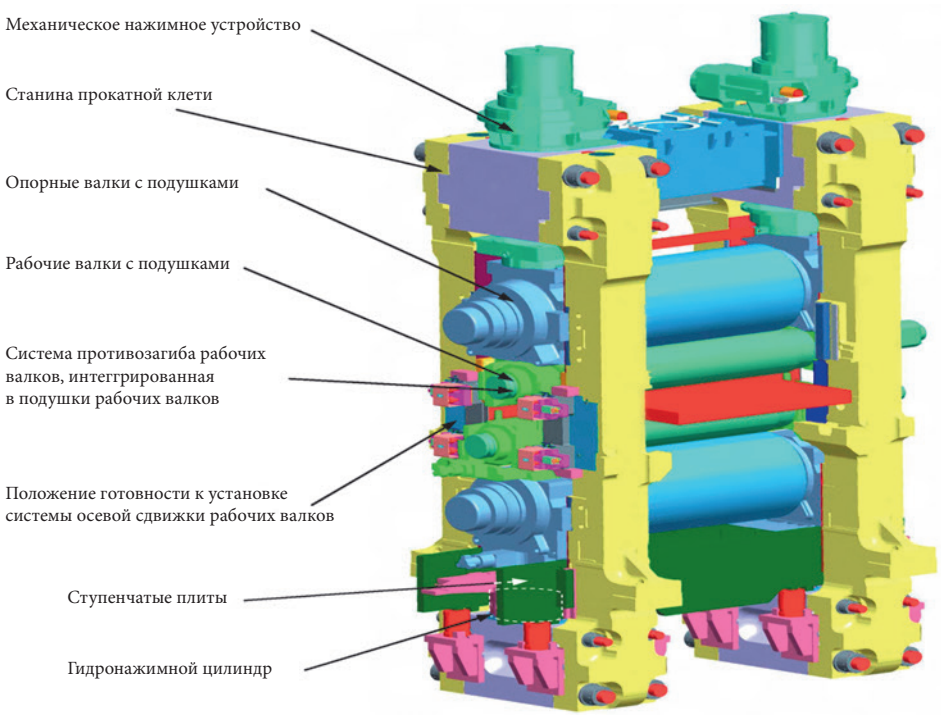


Рис. 1.2.7. Конструктивная схема рабочей клети (Кварто) широкополосового стана (ШПС)



Рис. 1.2.8. Общий вид чистовой группы клетей ШПС



Рис. 1.2.9. Общий вид работы системы ламинарного водяного охлаждения полосы на отводящем рольганге ШПС

• нагретый внутри печи до требуемой температуры сляб транспортируется по рольгангу к черновой группе клетей, где производится его обжатие с получением промежуточного раската требуемой толщины;
• полученный раскат проходит через установку промежуточного охлаждения и подогреваемый передаточный рольганг, используемые для поддержания постоянной температуры по длине этого раската и требуемой температуры на входе в чистовую группу клетей стана (температура начала прокатки);
• затем промежуточный раскат передается в чистовую группу клетей, перед которой производится обрезка его переднего и заднего концов на барабанных ножницах, установленных за подогреваемым передаточным рольгангом;
• перед чистовой группой клетей производится удаление окалины с поверхности раската гидросбивом после обжатия в окалиноломателе;
• далее в чистовой группе клетей производится прокатка промежуточного раската на готовую полосу требуемой толщины (рис. 1.2.7, 1.2.8) с регулировкой поперечного профиля полосы (межвалкового зазора) при помощи системы противоизгиба рабочих валков и системы их осевой сдвижки;
• в ходе транспортировки готовой полосы по отводящему рольгангу к моталке система ламинарного водяного охлаждения, состоящая из охлаждающих секций (рис. 1.2.9), охлаждает полосу до температуры смотки с заданной скоростью охлаждения, необходимой для получения требуемой микроструктуры стали и обеспечения необходимых характеристик готовой продукции;
• смотка готовой полосы в рулон производится на подпольной моталке.

Вопросы по разделу 1.2

1. Содержание углерода в стали?
2. Какие элементы являются вредными примесями в стали?
3. Основной способ массовой выплавки сталей строительного назначения?
4. Что такое десульфурация чугуна и стали?
5. Для чего нужна продувка конвертера кислородом?
6. Способы раскисления стали?
7. Смысл операции вакуумирования?
8. Опишите работу машины непрерывного литья заготовок.
9. Опишите параметры геометрического очага деформации при прокатке.
10. Показатели деформации при прокатке?
11. Основные операции при прокатке рулонных полос на литейно-прокатном комплексе?
12. Схема прокатной клети кварто?

1.3. МЕХАНИЧЕСКИЕ И ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТРОИТЕЛЬНОГО МЕТАЛЛОПРОКАТА

Независимо от сортамента, металлопрокат, получаемый в рамках металлургического производства, характеризуется комплексом характеристик, определяющих область и направление его использования в строительстве.

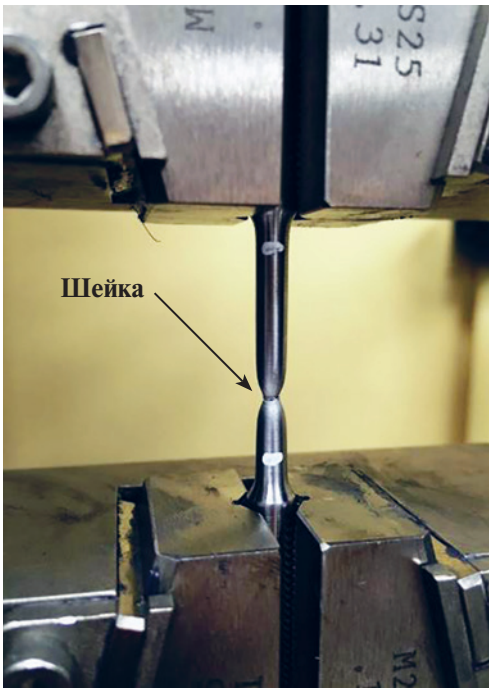


Рис. 1.3.1. Испытание цилиндрического образца на одноосное растяжение на испытательной машине INSTRON 5569

Под прочностью понимается способность твердых тел сопротивляться разрушению или пластической деформации под действием нагрузки. Основным видом испытаний механических свойств металла (механических испытаний) является испытание на одноосное растяжение [5]. Процесс проведения испытания на статическое одноосное растяжение и образец после разрушения с образованием шейки представлен на рис. 1.3.1.

Прочностные параметры металлоконструкций оценивают через такие параметры используемого проката, как предел текучести $\sigma_т$ ($\sigma_{0,2}$) и временное сопротивление разрыву $\sigma_в$ (предел прочности) при статическом одноосном растяжении. Предел текучести соответствует значению наибольшего условного напряжения, имеющему место до начала текучести рабочей части образца. Предел прочности соответствует условному напряжению, соответствующему точке перехода от линейного участка кривой «напряжение — деформация» к криволинейному, т. е. началу образования шейки на образце. Для определения указанных параметров используют цилиндрические разрывные образцы, которые подвергают растягивающей нагрузке до их разрушения. Важную роль при этом играет форма диаграммы работы образца при растяжении «σ-ε» в целом. Для строительных сталей характерны две формы — с площадкой текучести (рис. 1.3.2*а*) и без площадки текучести (криволинейной формы) (рис. 1.3.2*б*). Предел текучести соответствует

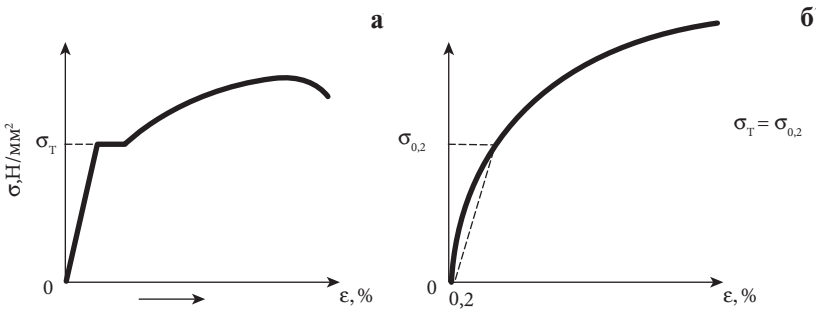


Рис. 1.3.2. Диаграммы испытаний образцов на растяжение:
а) с площадкой текучести; *б*) без площадки текучести

напряжению, при котором образуется площадка текучести или, при отсутствии площадки текучести, напряжению, соответствующему деформации 0,2% (условный предел текучести — $\sigma_{0,2}$). Обычные строительные стали имеют диаграмму с площадкой текучести, которая считается рациональной, поскольку при прочих равных условиях отношение $\sigma_m/\sigma_в$ для таких сталей значительно ниже, чем в диаграммах без площадки текучести, т. е. больше зона пластичности металла при холодной деформации (зона деформации без разрушения).

Важной эксплуатационной и технологической характеристикой строительных сталей является пластичность — свойство материала изменять размеры и форму под действием нагрузки без разрушения, а после прекращения действия нагрузки сохранять возникшие изменения в виде остаточных деформаций. Пластичность металла обычно оценивают по величине относительного удлинения δ при испытаниях на одноосное растяжение разрушенного пятикратного образца:

$$\delta = (l_k - l_0)/l_0, \%$$

где l_k — длина разрушенного образца; l_0 — начальная длина образца.

Важная характеристика стали — вязкость, т. е. свойство твердых тел необратимо поглощать работу при пластической деформации вплоть до разрушения. Сталь должна обладать высоким сопротивлением переходу из вязкого состояния в хрупкое. Термин «хрупкое разрушение» стали в инженерном смысле можно охарактеризовать тем, что такое разрушение происходит при действии номинальных растягивающих напряжений, не достигающих предела текучести. Такие разрушения крайне опасны: под действием нагрузки они происходят внезапно, без заметной предварительной пластической деформации. Чаще всего они наблюдаются при крайне низких температурах в зимний период, и их появление сложно прогнозировать при традиционных прочностных расчетах конструкций.

В нормативных документах на прокат для металлоконструкций о переходе стали из вязкого состояния в хрупкое при низкой температуре, т. е. о хладостойкости судят по результатам динамических испытаний на ударный изгиб образцов (рис. 1.3.3) с характерным U-образным или V-образным надрезом (концентратором напряжений) в заданном интервале низких температур, т. е. по ударной вязкости KCU_t или KCV_t, соответственно (t — температура испытаний, °С).

Концы такого образца располагают на опорах маятникового копра и в ходе испытания одним ударом маятника по середине образца производят его разрушение в зоне концентратора. При этом величина дальнейшего отклонения маятника после разрушения образца позволяет оценить энергию удара, затраченную на это разрушение. В результате испытания определяют полную работу, затраченную при ударе (работу удара), или ударную вязкость. Под ударной вязкостью следует понимать работу удара, отнесенную к начальной площади поперечного сечения образца в месте концентратора [6].

Как правило, при оценке сопротивления стали хрупкому разрушению используют образцы (рис. 1.3.3) типа Шарпи, т. е. с V-образным надрезом.

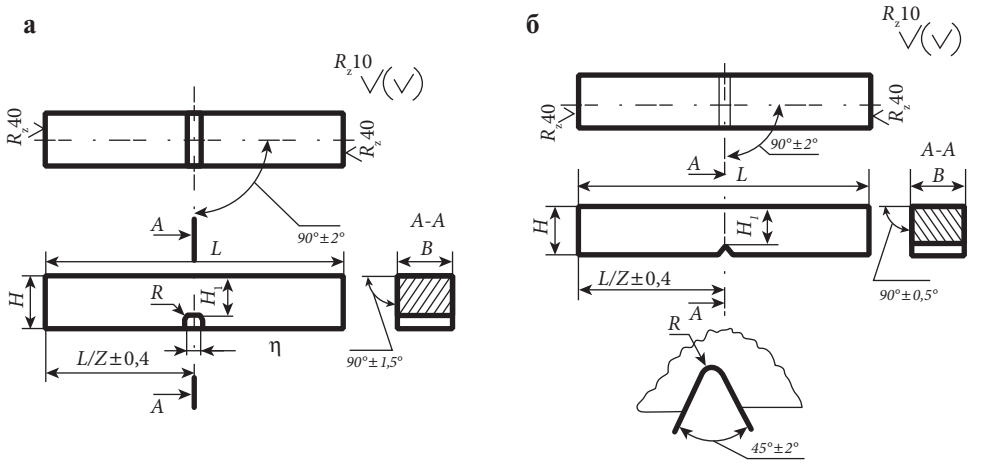


Рис. 1.3.3. Вид образцов для динамических испытаний на ударную вязкость [8]: *а*) типа Менаже с U-образным концентратором напряжений; *б*) типа Шарпи с V-образным концентратором напряжений

В отличие от образцов типа Менаже с U-образным надрезом, образцы типа Шарпи в большей степени характеризуют сопротивление хрупкому разрушению элементов сварных конструкций. Во-первых, в реальных сварных конструкциях могут иметься трещиноподобные дефекты, которые по остроте трещины ближе к образцам Шарпи, чем к образцам Менаже. Во-вторых, пластическая деформация, предшествующая зарождению трещины у основания надреза образцов Менаже, существенно увеличивает работу разрушения [7].

Испытания на ударную вязкость также позволяют определить такой показатель хладостойкости, как температура «вязко-хрупкого перехода», когда производят испытания ударной вязкости на образцах от одного проката, последовательно понижая температуру испытания на 20 °С для каждого последующего образца, с построением графика так называемой «сериальной кривой». Температура, при которой ударная вязкость будет составлять 50% от нормативной ударной вязкости при комнатной температуре (20 °С), будет являться температурой «вязко-хрупкого перехода». Например, для приведенного на рис. 1.3.4 типового графика «сериальной кривой» листового проката класса прочности К60 температура «вязко-хрупкого перехода», будет составлять ≈ −50 °С, поскольку именно при этой температуре ударная вязкость снижается до $KCV_{-50} = 140/2$ Дж/см^2 = 70 Дж/см^2.

Для оценки хладостойкости проката возможно проводить испытания падающим грузом (ИПГ-DWTT). Образец (проба Баттеля) изготавливают по натурной толщине проката, причем в центре образца наносят надрез, чтобы обеспечить инициирование хрупкой трещины в начальный момент удара падающим грузом. Энергия падающего груза обычно составляет от 320 до 1740 Дж в зависимости от предела текучести материала и размера образца (толщины проката). Серию образцов испытывают при различной температуре, и оценка производится по критической температуре, соответствующей получению заданной доли вязкой составляющей в изломе. По другой схеме испытание

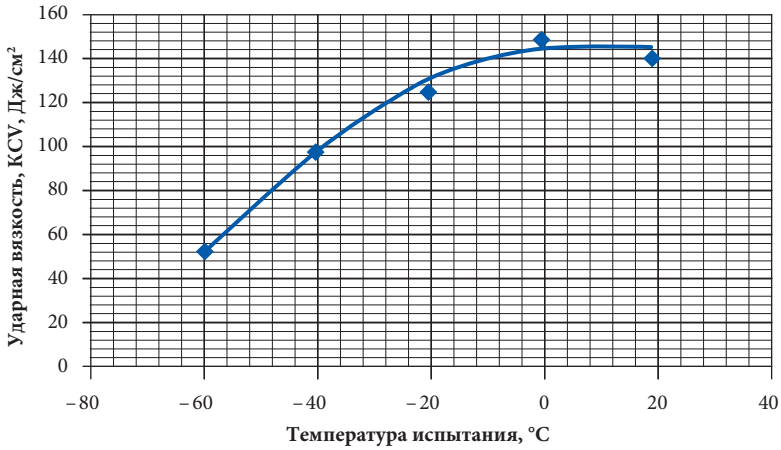


Рис. 1.3.4. Сериальная кривая ударной вязкости листового проката из стали класса прочности К60

производится при заданной температуре (например –60 °С) и оценивается соответствие доли вязкой составляющей заданным нормативным значениям (например, $ДВС_{-60} = 90\%$) для этих условий.

Следует подчеркнуть, что оценка хладостойкости материала по критериям вида изломов образца (процент кристаллической составляющей излома, сужение дна надреза, вид поверхности разрушения непосредственно вблизи дна надреза) при ИПГ носит достаточно субъективный характер. По виду излома нельзя определить количество энергии, поглощенной при развитии разрушения. Поэтому при оценке склонности стали к хрупким разрушениям по результатам динамических испытаний следует отдать предпочтение методам определения критической температуры хрупкости по величине работы распространения трещины в образце (KCV_t, KCU_t) [9].

При производстве строительного проката следует учитывать его коррозионную стойкость (сопротивление коррозии). Большинство металлоконструкций эксплуатируется в атмосферных условиях, поэтому они подвергаются атмосферной коррозии. Основными факторами, определяющими интенсивность атмосферной коррозии, являются влажность и степень загрязнения воздуха, температура окружающей среды, а также характер ее сезонных и суточных перепадов.

Коррозионная стойкость металлов может быть оценена качественными и количественными методами. Естественной мерой этого показателя может служить скорость коррозии при действии совокупности внешних и внутренних факторов (количественно), балл коррозионной стойкости по принятой шкале (полуколичественно) или описание состояния металла (качественно). ГОСТ 9.908—85 «Единая система защиты от коррозии и старения. Металлы и сплавы. Методы определения показателей коррозии и коррозионной стойкости» [31] рекомендует характеризовать коррозионную стойкость количественными показателями, выбор которых определяется возможным видом коррозии и эксплуатационными требованиями. Основой большинства таких показателей

является время достижения заданной степени коррозионного поражения металла в заданных условиях.

Коррозионная стойкость может быть оценена одним или несколькими из перечисленных ниже способов:

- изменением массы металла в результате коррозии, отнесенным к единице поверхности и единице времени;
- уменьшением толщины металла вследствие коррозии, выраженного в линейных единицах и отнесенным к единице времени;
- изменением какого-либо показателя механических свойств за определенное время коррозионного процесса, выраженного в процентах или временем до разрушения образца заданных размеров;
- плотностью тока, соответствующей скорости данного коррозионного процесса;
- временем до появления на образце первого коррозионного очага заданных размеров или числом коррозионных очагов на образце по истечении заданного времени.
- Кроме того, методы можно разделить на ускоренные (действие факторов усиливается пропорционально коэффициенту ускорения времени) и обычные (в реальном масштабе времени). Все методы коррозионных испытаний характеризуются определенными правилами [32]:
- каждый образец должен иметь точную неизменную характеристику (химический состав, структуру, происхождение и т. д.);
- образцы должны быть одной формы, обеспечивающей простой и точный подсчет площади коррозии.

Среди количественных методов наиболее распространен гравиметрический, основанный на измерении разности массы образца до испытаний и после в соответствии с ГОСТ 9.908—85 и ОСТ 92-4395-86 на «Стали. Методы ускоренных коррозионных испытаний». Фактически, предусмотренная в соответствии с данной методикой обработка поверхности шлифа специальными реактивами представляет собой провокацию начальной стадии коррозии. Образцы в виде пластин размером 3 × 50 × 30 мм предварительно промывают, обезжиривают, высушивают и взвешивают с точностью не менее 0,0001 г. Емкость с образцами, помещенными в стандартную модельную среду, содержащую 17 г/л NaCl, $CaCl_2$ и 0,2 г/л $MgCl_2$, помещают в термостат и продувают раствором CO_2 или H_2S, выводя на температуру 65 °С. Длительность испытания составляет 500 часов. По окончании испытаний образцы очищают от продуктов коррозии, промывают, высушивают и взвешивают с целью определения потери массы. Пересчет этой величины на площадь поверхности образца позволяет определить скорость коррозии в мм/год. Хотя условия испытания не полностью соответствуют атмосферной коррозии, но они позволяют сравнить относительную коррозионную стойкость различных марок (партий) проката и получить верхнюю оценку скорости атмосферной коррозии.

Современные металлоконструкции изготовляются, как правило, с использованием сварки. Поэтому важной эксплуатационной характеристикой стального проката, предназначенного для изготовления строительных

металлоконструкций, является его свариваемость, т. е. минимальная склонность к трещинообразованию, потере прочности и структурным изменениям в зоне сварки. Очень быстрый нагрев, сопровождаемый очень быстрым охлаждением во время температурного цикла сварки, может вызвать мартенситное превращение в зоне термического влияния рядом со сварным швом. Нежелательному образованию мартенсита способствует высокое содержание С, а также высокое содержание легирующих добавок. Значит, склонность к образованию трещин в зоне термического влияния можно снизить путем минимизации легирующих добавок [10]. Для ее определения наиболее часто используют эмпирический показатель свариваемости — углеродный эквивалент, который для низколегированных строительных сталей определяется с учетом содержания легирующих элементов из соотношения, установленного Международным институтом сварки [10]:

$$C_э = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V + Nb + Ti}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}.$$

Чем меньше величина углеродного эквивалента $C_э$, тем выше свариваемость стали. Нормативная величина углеродного эквивалента устанавливается в зависимости от марки и назначения проката, а также категории прочности и для строительных сталей обычно не должна превышать 0,5%. Соответственно для строительных сталей целесообразно использовать легирующую композицию с минимальным содержанием углерода, обеспечивающую наилучшую свариваемость стали.

При оценке эксплуатационных характеристик проката для промышленного и гражданского строительства необходимо также учитывать огнестойкость проката, т. е. способность металлоконструкций выдерживать высокие температуры без потери несущей способности (существенного снижения предела текучести). Это связано с ростом пожароопасности зданий в связи с развитием тенденции к усилению электронагрузки и росту этажности. Предел огнестойкости строительных конструкций определяется временем от начала воздействия высоких температур до потери несущей способности. Например, предел огнестойкости R45 означает потерю несущей способности через 45 мин. Изменение прочностных характеристик стали ($\sigma_т$) при повышении температуры (ГОСТ 9651) оценивается при помощи испытаний на растяжение образца с заданным временем выдержки при заданной температуре (до 700 °С). По диаграмме растяжения определяется значение предела текучести, а по начальному участку этой диаграммы — модуль упругости при заданной температуре. Здесь критерием огнестойкости может быть температура *t* при которой у стали $\sigma_в^t = 0{,}5\sigma_в^{20\,^\circ C}$, т. е. при которой предел текучести снижается вдвое [11].

Вопросы по разделу 1.3:

1. Параметры металлопроката, определяемые при статистическом одноосном растяжении?
2. Виды даграммы испытания образцов на растяжение?
3. Методы оценки хладостойкости проката?

4. Отличие образцов Менже от образцов Шарпи?
5. Вид «сериальной кривой» ударной вязкости?
6. В чем заключается гравиметрический метод оценки скорости коррозии?
7. Для чего используют углеродный эквивалент?
8. Чем оценивается огнестойкость проката?

1.4. МЕТАЛЛОФИЗИЧЕСКИЕ ФАКТОРЫ УПРАВЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ ПРОКАТА СТРОИТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

1.4.1. Структурные механизмы упрочнения низколегированного малоуглеродистого проката

При разработке и изготовлении строительных металлоконструкций используется в основном рядовой и низколегированный малоуглеродистый прокат, характеризующийся сравнительно низкой себестоимостью. Эксплуатационные и механические свойства плоского и сортового проката, применяемого для изготовления строительных металлоконструкций, прежде всего обеспечиваются его микроструктурой, под которой понимают строение металла, выявляемое с помощью микроскопа на шлифованных и протравленных образцах, или рентгеноструктурными методами. Характер микроструктуры в основном определяется процессами превращения аустенита при охлаждении [12].

Основное превращение при медленном охлаждении низколегированного малоуглеродистого проката — это, распад аустенита на эвтектоидную смесь феррита (0,02%С) и цементита (6,67%С) пластинчатого строения — перлит. Интенсивность процесса фазового превращения определяется степенью диффузии углерода. Распад начинается обычно с образования зародыша цементита на стыке аустенитных зерен. При утолщении цементитной пластины из аустенита вблизи нее выводится углерод и создаются условия для образования и роста ферритной пластины с минимальным содержанием углерода. При утолщении ферритной пластины углерод оттесняется в аустенит, в результате создаются условия для появления новых цементитных пластин.

При ускоренном охлаждении проката происходит бейнитное превращение — промежуточное между перлитным и мартенситным. При превращении также образуется феррито-цементитная смесь, но карбидные частицы не имеют пластинчатого строения и высокодисперсны (заметны только в электронном микроскопе). Сталь с бейнитной структурой характеризуется более высокими прочностными характеристиками. Различают «верхний» и «нижний» бейнит, образующийся соответственно в верхней и нижней части промежуточного интервала температур. Верхний и нижний бейнит отличаются друг от друга строением и прочностными характеристиками. Первый имеет перистое строение, сравнительно низкую прочность и пластичность; второй — игольчатое строение (близкое к мартенситу), более высокую прочность и пластичность.

При очень быстром охлаждении аустенит превращается в новую метастабильную фазу мартенсит — упорядоченный пересыщенный твердый раствор углерода в α-железе. При перестройке решетки ГЦК в ОЦК в последней сохраняется концентрация углерода такая же, как и в исходном аустените. Максимально возможная концентрация углерода в мартенсите 2,14%. Для мартенсита характерна особая микроструктура. Его кристаллы представляют собой тонкие пластины, утоненные к концам (на микрошлифе они имеют форму игл, отсюда термин «игольчатая структура»), расположенные параллельно или пересекающиеся друг с другом под углом 60° и 120°. Характерной особенностью мартенсита является его высокая прочность и твердость при низкой пластичности. Твердость мартенсита возрастает с увеличением содержания в нем углерода.

В целом структурное состояние обусловливает способность стали сопротивляться пластической деформации и разрушению. Разработка композиции химического состава и технологии производства листового проката из низколегированной стали строительного назначения производится с учетом использования различных механизмов управления ее структурным состоянием и упрочнением, основными из которых являются:

- Твердорастворное упрочнение, т. е. образование твердого раствора «замещения» за счет легирования и микролегирования. Количественная оценка упрочнения α-железа (феррита) при легировании производится с учетом аддитивности вкладов отдельных легирующих элементов в процесс упрочнения. Эмпирически установлено, что при одновременном легировании феррита атомами нескольких легирующих элементов сравнительная степень их влияния на упрочнение может оцениваться с учетом содержания по массе каждого легирующего элемента.

Такие элементы, как Si, Mn, Ni, P в сталях с ферритно-перлитной структурой практически целиком растворены в феррите. При этом содержание в феррите C, N, Cr, Mo, V, Al зависит, прежде всего, от наличия упрочняющих карбонитридных и оксидных фаз. На рисунке 1.4.1 показан сравнительный анализ эффективности влияния некоторых легирующих элементов на упрочнение ферритной матрицы.

Твердорастворное упрочнение положительно сказывается на низкотемпературной ударной вязкости проката. Температура «вязко-хрупкого перехода» во время испытания на ударную вязкость по Шарпи перемещается в область более низких температур (при содержании Si не более 0,5%). При этом верхний предел содержания легирующих элементов в твердом растворе феррита должен строго регламентироваться, чтобы сохранить сварочную способность стали [13].

- Дисперсионное упрочнение за счет формирования в ферритных зёрнах очень мелких, тонкодисперсных, неметаллических частиц. Для реализации этого механизма используется дополнительное микролегирование Nb, V и Ti, которые при высоких температурах сначала растворяются в аустените, а затем в процессе охлаждения выделяются в форме очень мелких карбонитридов. При этом сравнительно небольшое увеличение содержания ниобия до 0,08%, ванадия до 0,16% или титана до 0,18% позволяет повысить предел текучести практически на $\Delta = 300$ МПа (рис. 1.4.2).

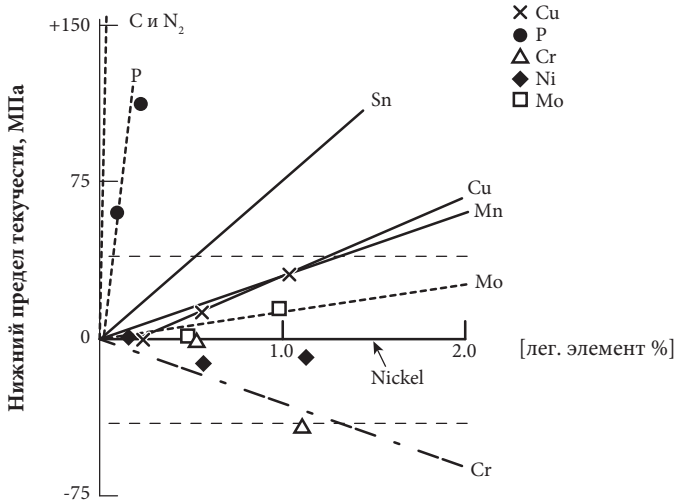


Рис. 1.4.1. Характер влияния содержания различных легирующих элементов на величину предела текучести при твердорастворном упрочнении низколегированного малоуглеродистого проката

• Увеличение содержания перлитной составляющей в структуре проката с ферритной основой также сопровождается повышением прочностных характеристик стали. При этом доля перлита тесно связана с содержанием углерода и предел текучести увеличивается приблизительно на 80 МПа при увеличении содержания С на 0,1%. Следует отметить, что прочность проката в значительной степени зависит от структуры перлита, в особенности от дистанции между перлитными пластинками [13, 14]. В то же время увеличение доли перлита создает более благоприятные условия для образования в стали хрупкого излома и повышения температуры «вязко-хрупкого перехода». Уменьшение содержания серы и углерода ведет к повышению энергии вязкого разрушения KCV (Дж/см^2) и снижению температуры «вязко-хрупкого перехода» (°С) соответственно. В то же время измельчение зерна улучшает оба

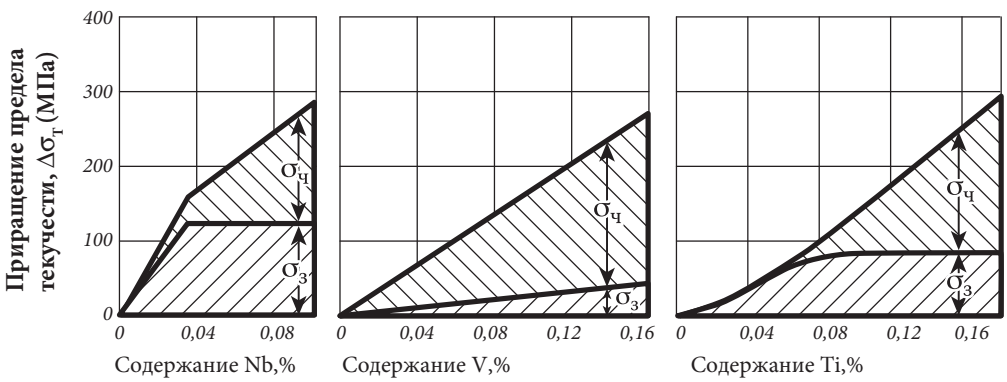


Рис. 1.4.2. Степень влияния на упрочнение низколегированного малоуглеродистого проката факторов измельчения зерна ($\sigma_з$) и выпадения дисперсных частиц ($\sigma_ч$) в зависимости от изменения содержания ниобия, ванадия и титана

выше названных параметра, откуда следует, что уменьшение размеров зерна — это один из наиболее эффективных способов повышения вязкости стали.

• Деформационное упрочнение обусловлено увеличением количества дислокаций в структуре при пластической деформации стали. Однако при повышенных температурах в металле протекают процессы возврата или рекристаллизации, в результате действия которых число дислокаций может уменьшаться. Изменение концентрации дислокаций в результате взаимодействия этих процессов и определяет величину деформационного упрочнения.

• Зернограничное упрочнение достигается за счет измельчения зерна и создания субструктуры. При этом повышение прочности объясняется увеличением числа границ зерен в материале, являющихся барьерами распространения течения. Следует отметить, что уменьшение размера зерна существенно влияет на повышение низкотемпературной ударной вязкости материала (хладостойкости) без снижения свариваемости. Измельчение зерна представляет собой единственный механизм упрочнения, за исключением упрочнения кристаллического твердого раствора, практикуемого только в узких пределах, который оказывает положительное влияние не только на прочность, а также и на ударную вязкость стали. Такое улучшение вязких свойств возможно не только в случае измельчения феррита, но и в случае измельчения перлитной, бейнитной и мартенситной структур [13,15]. Основным способом измельчения зерна является контролируемая прокатка.

Границы аустенитных зёрен являются важнейшими местами образования зародышей ферритных зёрен, поэтому мелкое аустенитное зерно обуславливает образование мелкого ферритного зерна. На размер аустенитного зерна в свою очередь большое влияние оказывает процесс рекристаллизации аустенита во время горячей прокатки. Рекристаллизацией можно управлять путем варьирования температуры деформации, а также количества вводимых микролегирующих добавок (Nb, V).

• Образование мартенситной или бейнитной структуры также способствует дальнейшему повышению прочностных характеристик проката. Тенденция развития современных высокопрочных сталей предусматривает возможность получения в металле специальных бейнитных структур. Для обеспечения условий образования бейнитной структуры необходимо использование ускоренного охлаждения полосы на отводящем рольганге, а также замедленного охлаждения смотанной полосы в рулон.

Следует отметить, что не рекомендуется повышение прочности только путем упрочнения кристаллического твердого раствора, дисперсионного упрочнения или повышения доли перлита, поскольку при таком подходе можно ожидать снижения либо свариваемости, либо низкотемпературной ударной вязкости, или обоих этих показателей. При этом измельчение зёрен является методом, при котором повышается, как прочность, так и низкотемпературная ударная вязкость, без снижения свариваемости [13].

На рисунке 1.4.3 приводится итоговое сопоставление характера влияния отдельных механизмов упрочнения на предел текучести и прочности при растяжении, а также относительное удлинение.

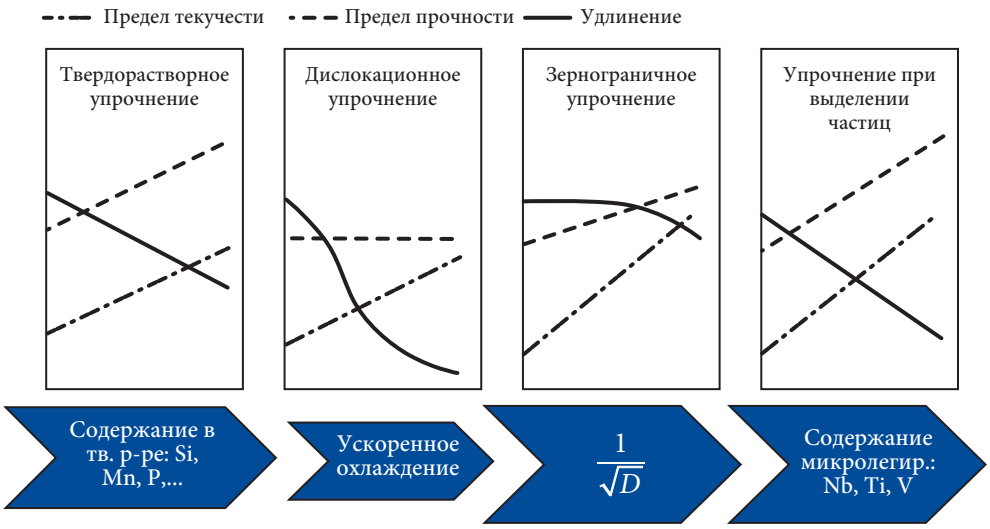


Рис. 1.4.3. Характер влияния различных механизмов упрочнения на основные механические свойства проката строительного назначения

1.4.2. Влияние легирующих элементов на структуру низколегированного малоуглеродистого проката

К основным легирующим и микролегирующим элементам в низколегированном малоуглеродистом прокате строительного назначения, как плоского, так и фасонного, относятся Mn, Si, Ni, Cr, Cu, Mo, V, Ti, Nb, Al. Обычно P, S, а также As относятся к вредным примесям, но неизбежно попадающим в сталь при ее производстве и ухудшающим механические и эксплуатационные свойства [16]. В России для обозначения марки стали принята система из цифр и букв, указывающих на округленное нормативное содержание в ней легирующих элементов. Каждый элемент обозначается заглавной буквой: С — кремний; Г — марганец; Н — никель; Д — медь; Х — хром; М — молибден; Ф — ванадий; Б — ниобий; Ю — алюминий; Т — титан; П — фосфор; А — азот; Ч — редкоземельные металлы (РЗМ); Р — бор. Первые цифры в обозначении показывают нормативное содержание углерода в сотых долях процента. Цифры, приведенные после буквы, указывают на максимальное нормативное содержание каждого легирующего элемента (при содержании менее 1% цифра отсутствует; 1,5—2% — цифра 2 и т. п.). В ряде случаев марка стали обозначается цифрами, соответствующими максимальному нормативному пределу текучести. Например, прокат, обозначаемый как К52, характеризуется пределом текучести $\sigma_m = 350—520$ Н/мм^2.

Некоторые легирующие элементы используются как технологические добавки, необходимые для проведения специальных операций металлургического производства. Например, добавка марганца в количестве 0,3—0,6%, необходима для перевода серы из сульфида железа в сульфид марганца, добавки кремния и алюминия предназначены для раскисления расплава, добавки кальция позволяют модифицировать неметаллические включения. Отдельные легирующие элементы (V, Nb, Ti, Al, B, N) могут оказывать существенное влияние на свойства стали при содержании в сотые и даже тысячные доли процента. В этом

случае стали называются микролегированными. Варьирование химического состава позволяет непосредственно воздействовать на явление сегрегации, имеющее место в процессе затвердевания непрерывнолитых слябов, а также на характер структуры, образующейся при охлаждении после прокатки [17,18].

Отличительной особенностью химического состава плоского и фасонного проката строительного назначения, является микролегирование карбонитридообразующими элементами (ниобием, ванадием, титаном, танталом и др.) в сотых, реже в десятых долях процента. Карбиды и нитриды, нерастворяющиеся или растворяющиеся только частично при нагреве под прокатку, препятствуют росту зерна, что позволяет получить структуру мелкозернистого исходного аустенита перед началом прокатки. Наиболее труднорастворимыми являются нитриды титана, которые обеспечивают мелкозернистую исходную структуру при всех обычно применяемых температурах нагрева (1200—1300 °С). Карбонитриды ниобия растворяются при более низких температурах (1150—1200 °С), а карбонитриды ванадия при 1050 °С. Вновь выделившиеся из твердого раствора в ходе черновой прокатки карбонитриды будут препятствовать росту зерна, и способствовать образованию мелкозернистого аустенита. Наиболее эффективно использование для этой цели карбонитридов ниобия, карбидов титана и нитридов алюминия [19].

В ходе чистовой прокатки (при температуре ниже 900—950 °С) мелкие выделения, образованные на заключительном этапе черновой прокатки, а также выделения, образованные на начальной стадии чистовой прокатки, сдерживают рекристаллизацию. При температурах деформации ниже 950 °С наиболее сильное действие оказывают карбонитриды ниобия. Так, по сравнению с нелегированной сталью добавка 0,04% Nb способствует увеличению τ_{50} (время, за которое разупрочнение в результате рекристаллизации достигает 50%) при 1050 °С — в 1,5 раза, при 950 °С — в 2,6 раза, а при 900 °С — 8 раз.

Ванадий не оказывает существенного влияния на рекристаллизацию аустенита при температурах выше 900 °С. Тормозящее влияние титана на процесс рекристаллизации при 1050 °С сильнее влияния ниобия, однако при более низких температурах титан не эффективен для сдерживания рекристаллизации аустенита в результате коагуляции его выделений.

Образование карбонитридов Nb (CN), V (CN), Ti (CN) происходит в основном при охлаждении аустенита и в начале $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения. Выделения, образовавшиеся до начала $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения, обнаруживаются на дислокациях и по границам аустенитного зерна, они стабилизируют и измельчают аустенитную структуру. После превращения эти достаточно крупные некогерентные и равномерные выделения не вносят существенный вклад в упрочнение стали.

Интенсивное образование выделений может происходить в процессе $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения, т. к. растворимость карбонитридов в феррите значительно ниже, чем в аустените. Выделения на межфазной границе имеют маленький размер (<10 мкм), когерентно связаны с матрицей и расположены достаточно близко друг к другу (расстояние 5—10 мкм). Образование выделений в феррите при охлаждении без деформации значительно повышает прочность без ухудшения вязкости, так как они когерентны и достаточно мелкие [19].

Все микролегирующие элементы, кроме алюминия, могут образовывать выделения в феррите. Однако те из них, которые образуют карбиды и нитриды в аустените, меньше упрочняют феррит. Титан и ниобий вследствие более высокой температуры образования их карбидов и нитридов менее эффективны для упрочнения феррита, чем карбонитриды ванадия. Добавляя наряду с ванадием титан, алюминий или ниобий, можно затормозить образование нитридов ванадия в аустените. В присутствии этих элементов выделение ванадия будет происходить в феррите, что повышает его эффективность как упрочняющего элемента. Вместе с тем карбонитриды ванадия выделяются в феррите не полностью, часть ванадия, оставшаяся в твердом растворе, может выделиться при отпуске. Титан используют для связывания азота в нитриды с тем, чтобы сохранить бор в твердом растворе в двухфазных ферритно-мартенситных сталях.

Помимо торможения процессов рекристаллизации и дисперсионного упрочнения, ниобий и ванадий существенно влияют на кинетику $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения. В растворе ниобий снижает температуру начала выделения феррита при охлаждении (до 8 °С на 0,01%) и уменьшает интенсивность зарождения феррита. Влияние ванадия существенно отличается от влияния ниобия. Ванадий имеет большую растворимость в аустените, чем ниобий, поэтому больше вероятность сохранения ванадия в твердом растворе до момента $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения. Указывается, что ванадий вызывает увеличение температуры начала $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения и подавляет перлитное и бейнитное превращения. Такое влияние ванадия на кинетику превращения увеличивает возможность образования положительного феррита и мартенсита. Это свойство ванадия использовано для создания низкоуглеродистой Mn — 0,45%V — стали с ферритно-мартенситной структурой.

При содержании молибдена в строительных сталях до 0,3%, он не имеет значительного влияния на начало $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения, но смещает области ферритного и особенно перлитного превращения на термокинетических диаграммах вправо, т. е. затрудняет перлитное превращение и позволяет получить игольчатый феррит и бейнит при сравнительно низкой скорости охлаждения.

Добавки бора наиболее сильно подавляют диффузионное $\gamma \rightarrow \alpha$ превращение, повышая тем самым вероятность образования бейнита и мартенсита. Эффективность легирования бором особенно высока, если связать азот титаном и алюминием, т. е. предотвратить связывание бора азотом. Сильное влияние бора на структурообразование объясняют подавлением зарождения феррита на границах аустенитных зерен [19].

Содержание фосфора и особенно серы ограничивают величиной 0,02%. Сера уменьшает сопротивляемость стали динамическим нагрузкам при низких температурах. Она образует сульфиды, например сульфиды марганца, которые, будучи пластичными при температурах горячей прокатки, расплющиваются и вытягиваются в продолговатые включения. При низких температурах вследствие своей хрупкости эти включения существенно снижают ударную вязкость поперек направления прокатки. Анизотропия вязких свойств в готовых листах вследствие этого может быть весьма значительной — вязкие свойства листов в поперечном направлении могут быть в 1,5—2 раза

ниже, чем в продольном направлении. Повышению вязкости и уменьшению анизотропии способствуют добавки циркония, церия и редкоземельных элементов, которые, растворяясь в сульфидах, понижают их пластичность при горячей деформации. Это способствует сохранению сульфидами формы, близкой к глобулярной [19]. Постоянно возрастающие требования к качеству выпускаемой продукции обуславливают необходимость совершенствования технологических режимов прокатки.

Повышению механических свойств высокопрочной и вязкой полосовой стали способствует внедрение новых процессов термомеханической обработки полосового и листового проката в технологической линии ШПС горячей прокатки (контролируемая прокатка). Основная идея подобной обработки состоит в обеспечении таких режимов деформирования и охлаждения, которые за счет управления процессами фазовых превращений и рекристаллизации в металле обеспечили бы получение однородной мелкофрагментированной структуры, соответствующей необходимому уровню механических и эксплуатационных свойств стального проката.

1.4.3. Влияние режима прокатки и охлаждения на структурообразование низколегированного малоуглеродистого проката

Плоский прокат

Основной технологией, используемой для производства плоского и фасонного проката рассматриваемого сортамента, является контролируемая прокатка, т. е. прокатка с регламентированными значениями температурно-скоростных и деформационных параметров на основных этапах производства и с возможностью использования ускоренного или ламинарного охлаждения готового проката с прокатного нагрева на отводящем рольганге стана или выведенная в отдельную операцию. В рамках листопрокатного производства прокатка может производиться в две стадии: черновая и чистовая, с выдержкой между ними. Такая схема процесса обеспечивает благоприятный характер структурообразания и, соответственно, высокий уровень механических свойств.

Важнейшим фактором при производстве горячекатаных полос является температурное состояние металла в линии стана, особенно на заключительных этапах термомеханической обработки (прокатка в чистовой группе клетей и ускоренное охлаждение на отводящем рольганге), поскольку они в значительной степени определяют потребительские свойства конечной продукции. В частности, структурообразование стали во многом зависит от положения критических точек стали — величины критических температур, при которых происходит изменение фазового состояния и структуры металла при нагреве или охлаждении её в твёрдом виде. Нижняя критическая точка называется Ar_1 и соответствует началу превращения аустенита в перлит при охлаждении. Верхняя критическая точка называется Ar_3 и соответствует началу выделения феррита при охлаждении.

Контролируемая прокатка позволяет получить без применения отдельной термической обработки и при экономном расходовании дефицитных

легирующих добавок высокий комплекс механических свойств, повысить свойства проката из стали с низким углеродным эквивалентом, от которого зависит свариваемость. Данное обстоятельство делает технологию контролируемой прокатки особенно эффективной при изготовлении элементов сложных сварных изделий, таких как, фермы мостов или строительные металлоконструкции. Комплексный характер предъявляемых к строительному прокату для изготовления металлоконструкций требований (например, одновременное повышение коррозионной стойкости, хладостойкости, прочности, пластичности) обуславливает необходимость использования специальных технологических режимов контролируемой прокатки.

В целом, получение необходимого сочетания механических и эксплуатационных свойств проката, достигается за счет формирования в металле требуемой структуры при использовании соответствующего химического состава стали, а также режима прокатки и охлаждения горячекатаных полос. В основу разработки технологии производства современных высокопрочных низколегированных хладостойких сталей положен принцип максимального измельчения зерна. Одновременно с пластической деформацией происходит динамическая рекристаллизация и для ее протекания нужна высокая температура, высокая степень деформации и ее пониженная скорость. Указанная динамическая рекристаллизация может использоваться, как эффективный метод измельчения зерна для повышения хладостойкости [20, 21]. Однако практическая реализация такого подхода осложняется энергосиловыми возможностями деформационного оборудования.

Для черновой стадии прокатки основной проблемой является неравномерность степени деформации по толщине раската. Поверхностные слои прорабатываются значительно лучше, чем внутренние. Кроме того, более высокая температура сердцевины сляба способствует росту зерна после статической рекристаллизации. Соответственно в центральной части раската формируются значительно более крупные аустенитные зерна, чем на поверхности, что приводит к ухудшению хладостойкости (вязкости при низких температурах) [22].

При контролируемой прокатке скорость охлаждения на отводящем рольганге ШПС, необходимая для получения требуемой структуры металла, оценивается при помощи термокинетических диаграмм — ТКД. Указанные диаграммы определяют характер структурообразования для стали заданного химического состава при различных скоростях охлаждения. Для их построения обычно используют результаты исследований на деформационном дилатометре, который позволяет с высокой точностью определять изменение линейных размеров образцов проката при охлаждении с заданной скоростью, т. е. фиксировать температуру фазовых превращений. Такой подход позволяет разграничить температуру начала и конца превращений при формировании полей, например, феррита, карбида, графита, перлита, бейнита, мартенсита или других эвтектоидных фазовых смесей. При этом возможно моделирование процессов структурно-фазовых превращений выбранных композиций легирования и микролегирования плоского проката для температурного режима различных операций прокатки и ускоренного (ламинарного) охлаждения.

Для приведенной на рис. 1.4.4 термокинетической диаграммы структурообразования низколегированного малоуглеродистого проката (К52) установлено, что при низкой скорости охлаждения порядка 1—2 °С/с можно ожидать появления феррито-перлитной структуры с преобладанием феррита. В то же время при повышении скорости охлаждения до величины более 5 °С/с имеет место уже феррито-бейнитное превращение. С дальнейшим увеличением скорости охлаждения доля феррита снижается, а доля бейнита возрастает. В промежуточном диапазоне скорости охлаждения 2—5 °С/с можно ожидать появления смешанной нестабильной структуры, поэтому данный диапазон нельзя считать технологически оправданным.

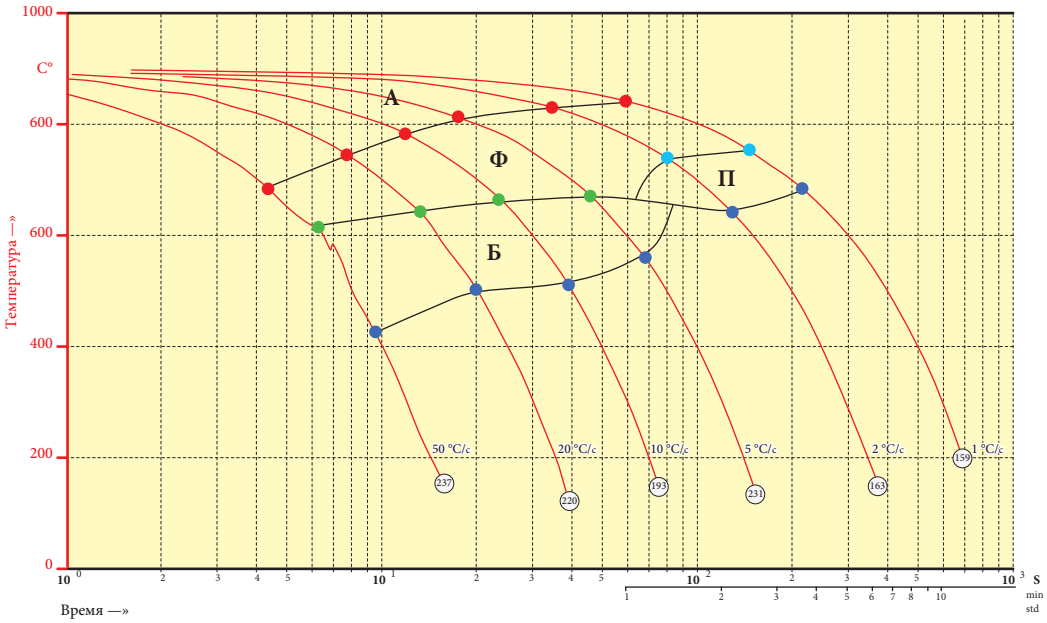


Рис. 1.4.4. Термокинетическая диаграмма структурообразования низколегированного малоуглеродистого проката (К52): А — аустенитная область; Ф — ферритная область; П — перлитная область; Б — бейнитная область

За счет изменения температуры начала охлаждения и скорости охлаждения проката получают ферритную и упрочняющую структуры (модификации перлита, бейнита, мартенсита) с различными механическими свойствами путем изменения структурных составляющих и дисперсности упрочняющей структуры. Из анализа характера структурообразования следует, что чистовая прокатка полосы должна заканчиваться при температуре выше Ar_3 — в однофазной области. Прокатка в последней клети чистовой группы при температуре образования двухфазной области (аустенит + феррит) в большинстве случаев нежелательна во избежание ферритной полосчатости в структуре и деформации феррита, которые снижают пластичность и вязкость стали [23].

При разработке режимов ламинарного охлаждения прокатанной полосы на отводящем рольганге ШПС должна учитываться необходимость

завершения фазовых превращений в стали до смотки этой полосы в рулон. Такой подход позволяет получить более равномерные свойства по длине и ширине полосы. Для каждой марки стали скорость охлаждения должна быть ниже критической скорости, которую устанавливают из термокинетических диаграмм распада аустенита. В зависимости от химического состава стали и толщины полосы скорости охлаждения могут быть приняты в диапазоне 5—30 °С/с. При низкой температуре конца прокатки $t_{кп}$ регулируя степень деформации в последних клетях и температуру смотки $t_{см}$ можно получить мелкое зерно и обеспечить высокую ударную вязкость стали в горячекатаном состоянии, что позволяет обойтись без последующей термической обработки [23]. Температура смотки полос в рулоны для низколегированных строительных сталей, склонных к обратимой отпускной хрупкости, обычно составляет $t_{см} = 550—620$ °С. При более высоких температурах смотки, особенно при большой массе рулона, сталь будет длительное время находиться в температурном интервале развития хрупкости из-за слишком медленного охлаждения внутренних витков рулона. Это может привести к снижению прочностных характеристик и хладостойкости (ударной вязкости при минусовых температурах).

В целом феррито-бейнитная структура современного строительного проката, получаемая при контролируемой прокатке с последующим ускоренным охлаждением, характеризуется сравнительно низкой полосчатостью и размером элементов ферритной матрицы, т. е. имеет незначительное количество возможных мест зарождения трещин хрупкого разрушения. При этом выполняются основные требования к структурному состоянию стали, позволяющему обеспечить повышенный уровень механических свойств и стойкость к хрупкому разрушению при низкой температуре, которые могут быть сформулированы следующим образом:

- низкий уровень сегрегационной неоднородности слябов и листов;
- снижение степени полосчатости феррито-бейнитной структуры;
- отсутствие протяженных участков твердых структурных составляющих (мартенсит, высокоуглеродистый бейнит);
- отсутствие вытянутых неметаллических включений (MnS, оксиды).

Таким образом, получению требуемого уровня механических и эксплуатационных свойств способствует внедрение новых процессов термомеханической обработки полосового проката в технологической линии горячей прокатки (контролируемая прокатка). Основная идея подобной обработки состоит в использовании таких режимов деформирования и охлаждения, которые за счет управления процессами фазовых превращений и рекристаллизации в металле обеспечили бы получение структурно-фазовых характеристик, соответствующих предъявляемым требованиям в потоке стана.

Фасонный и сортовой прокат

Рассмотренные общие принципы структурообразования при плоской прокатке низколегированных малоуглеродистых сталей могут быть использованы и в рамках производства фасонного и сортового проката строительного назначения. Однако необходимо учитывать особенности процесса сортопрокатного

производства, затрудняющие их практическое использование. В частности, для указанной длинномерной продукции характерно неравномерное охлаждение по профилю сечения, определяемое его конфигурацией. Кроме того, высокая скорость прокатки определяет сложность реализации охлаждения с прокатного нагрева. Соответственно, основная доля рядового сортового сортамента проката строительного назначения в настоящее время выпускается в «сыром» виде, т. е. с такой структурой и механическими свойствами, которые получаются после прокатки при естественном охлаждении металла на холодильнике. Тем не менее, термообработка металла непосредственно в потоке прокатного стана позволяет выпускать высокопрочные профили проката, позволяющие получить значительную экономию металла в строительстве. Замена обычных горячекатаных профилей на термообработанные после или в процессе прокатки позволяет сэкономить до 20% веса строительных конструкций.

На современных высокоскоростных сортопрокатных станах температура конца прокатки составляет 1050—1100 °С. При таких температурах достаточно развита собирательная рекристаллизация, поэтому окончательная структура металла состоит из крупных зерен, обладающих низкими прочностными свойствами. Со снижением температуры конца прокатки балл зерна увеличивается (размер зерна уменьшается), количество феррита в структуре углеродистых сталей (типа Ст40) увеличивается, что ведет к повышению пластических характеристик практически без снижения прочностных. Для проведения термообработки фасонного и сортового проката с использованием тепла прокатного нагрева в потоке стана должны быть установлены термические печи. Печи позволяют провести нормализацию проката, т. е. выдержку при температурах начала рекристаллизации и охлаждение на воздухе, что обеспечивает получение равномерной мелкозернистой структуры. Может быть также использован режим прокатки «из печи в печь», когда в одной печи происходит нагрев металла по определенному режиму, а во второй печи — контролируемое охлаждение [47].

Однако в России недостаточно сортопрокатных цехов, снабженных термическими печами, гораздо чаще используются установки для ускоренного охлаждения проката. В отличие от станов для производства плоского проката, здесь помимо спреерного охлаждения может быть использовано и ускоренное водяное охлаждение, когда прокат пропускается через емкость с водой (системы с турбулентными потоками воды в трубах). С помощью ускоренного охлаждения обеспечивается повышение прочностных характеристик проката типа 35ГС, 25Г2С, Ст5сп и т. п. на 10—20 МПа, снижение размеров зерна до 6—7 баллов, получение равномерной перлитно-ферритной структуры. При этом с повышением скорости охлаждения и степени переохлаждения аустенита уменьшается размер пластин и расстояние между ними в перлитных зернах, что ведет к снижению уровня механических свойств [47].

Как это отмечалось ранее для плоского проката, для сортопрокатного производства деформация аустенита при низких температурах с последующим ускоренным охлаждением обеспечивает максимальные прочностные

характеристики при высоких пластических. На низколегированных сталях после закалки предел текучести может быть повышен до $\sigma_т = 800—1000$ МПа, на низкоуглеродистых сталях обыкновенного качества — до $\sigma_т = 700—1100$ МПа, при соответствующем снижении относительного удлинения до $\delta = 5—10\%$. Все стали при этом получают мартенситную структуру. Для повышения уровня пластических свойств после закалки профили, как правило, подвергаются отпуску при температуре 450—650 °С в зависимости от марки стали и типа профиля. Это позволяет получать однородную сорбитную структуру по всему сечению профиля. Так отпуск швеллера № 20 из Ст3 обеспечивает предел текучести $\sigma_т > 400$ МПа, относительное удлинение $\delta = 18\%$, низкотемпературная ударная вязкость $KCV_{-70} > 0{,}9$ МДж/м^2. Термическое улучшение проката 09Г2 при температуре 500—550 °С может обеспечить предел текучести $\sigma_т = 560—650$ МПа при относительном удлинении $\delta \geq 17\%$ и низкотемпературной ударной вязкости $KCV_{-70} > 1{,}1$ МДж/м^2. Это подтверждает высокую эффективность термического улучшения (закалки с отпуском) применительно к строительным фасонным профилям.

Для сортовых профилей важной структурно-фазовой характеристикой является глубина обезуглероженного слоя на поверхности. Она зависит от параметров охлаждения металла после прокатки. При ускоренном охлаждении глубина обезуглероженного слоя снижается, уменьшается также слой вторичной окалины, возникающей при охлаждении.

Вопросы по разделу 1.4

1. Что такое микроструктура стали?
2. Охарактеризовать перлитное, бейнитное и мартенситное превращение аустенита в стали.
3. Оценить характер влияния хрома и меди на величину предела текучести при твердорастворном упрочнении стали.
4. За счет чего происходит дисперсионное упрочнение?
5. Оценить сравнительную степень влияния измельчения зерна и выпадения дисперсных частиц на упрочнение проката при изменении содержания ванадия.
6. Чем обусловлено деформационное упрочнение стали?
7. Чем обусловлено зернограничное упрочнение стали?
8. Чем обусловлена необходимость легирования стали марганцем, кремнием и алюминием?
9. Чем отличается легирование от микролегирования?
10. Какие легирующие элементы являются карбонитродообразующими?
11. Что такое критические точки стали?
12. Что такое контролируемая прокатка?
13. Что такое термокинетическая диаграмма?
14. Какие операции включает термическое улучшение фасонного проката?
15. Назовите основные системы охлаждения фасонного проката.
16. Каким образом снижение температуры конца прокатки влияет на структурообразование?

1.5. СТРУКТУРА ОСНОВНОГО СОРТАМЕНТА СТАЛЬНОГО ПРОКАТА, ИСПОЛЬЗУЕМОГО ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

Основные виды стального проката, используемые в строительстве, показаны на рис. 1.5.1.

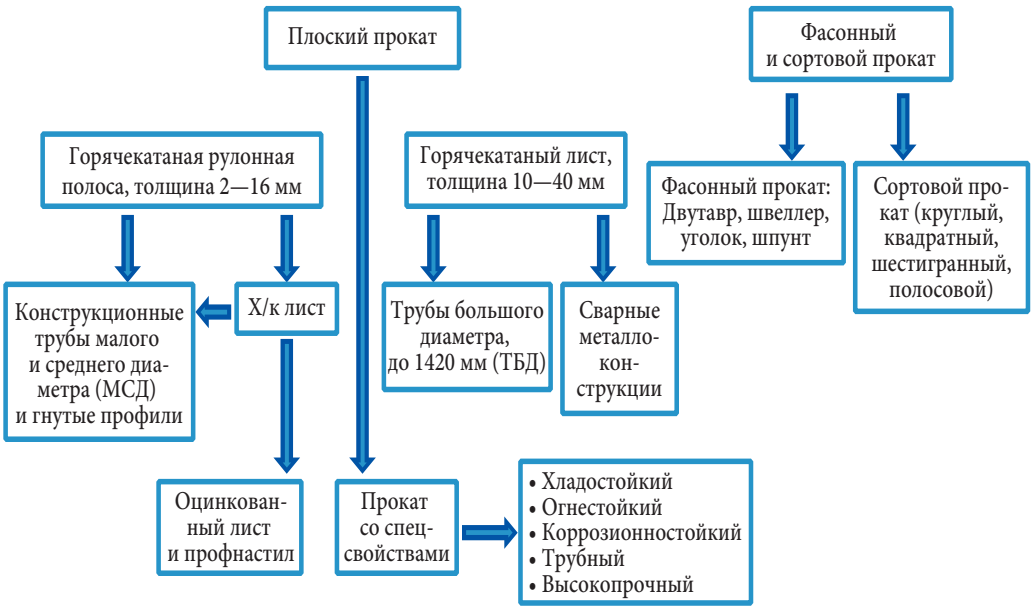


Рис. 1.5.1. Основной сортамент металлопроката строительного назначения

1.6. ПЛОСКИЙ МЕТАЛЛОПРОКАТ СТРОИТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

1.6.1. Особенности производства плоского проката различных категорий прочности

Динамика развития проката для строительных конструкций в части применения легирующих и микролегирующих компонентов, а также варианты технологий прокатного производства, приведена на рис. 1.6.2. У рядовых строительных сталей (ст3сп, ст3Гсп и др.) с пределом текучести $\sigma_т = 300—360$ МПа, для которых характерна схема легирования С — Mn, требуемые прочностные характеристики достигаются за счет использования ламинарного ускоренного охлаждения полосового проката на отводящем рольганге ШПС. Повышение прочностных характеристик до уровня $\sigma_т = 360—420$ МПа достигается за счет дополнительного микролегирования Nb, V, Mo с использованием контролируемой прокатки и нормализации.

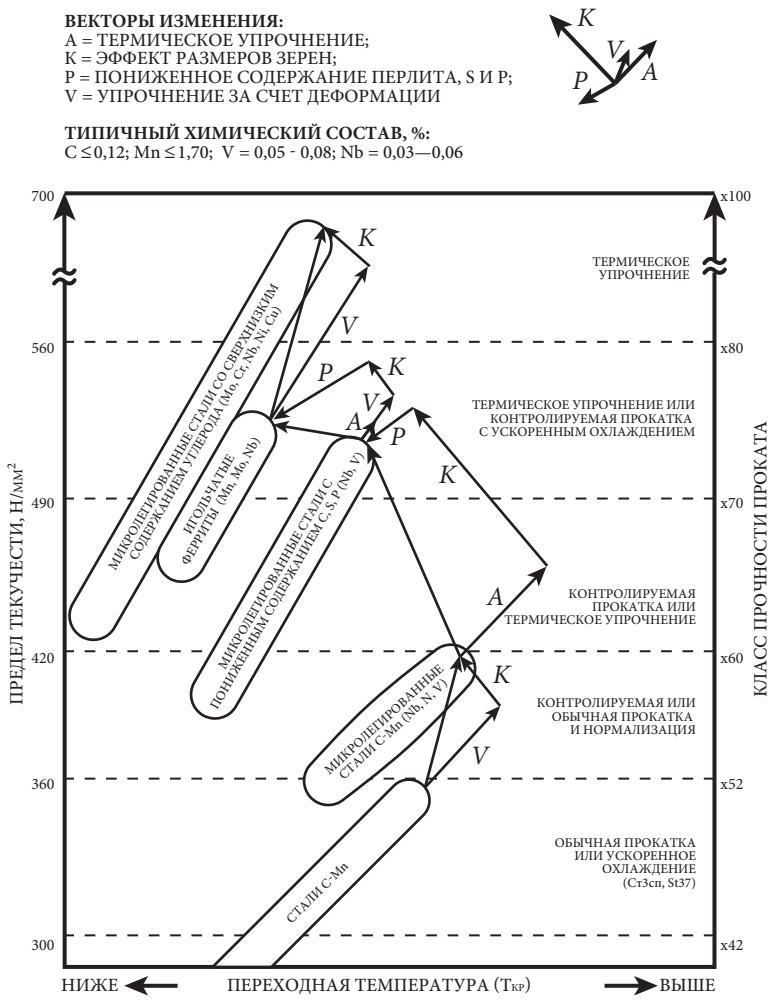


Рис. 1.6.2. Динамика развития сталей для строительных конструкций [11]

Использование контролируемой прокатки и термического упрочнения (ускоренного охлаждения) позволяет увеличить предел текучести до $\sigma_т = 420$—490 МПа при условии снижения содержания углерода, серы, фосфора. При использовании термического упрочнения стали со сверхнизким содержанием углерода, при одновременном микролегировании Nb, V, Mo, Cr, Ni, Cu, обеспечивается получение предела текучести до $\sigma_т = 650$ МПа.

1.6.2. Классификация и химический состав плоского проката для строительных конструкций

Стали для строительных металлоконструкций обычно классифицируют либо по структурному признаку, либо по уровню основных механических свойств в готовом прокате.

По структурному признаку различают четыре основных класса: феррито-перлитные, феррито-бейнитные, бейнитные и мартенситные стали. Основные механические свойства для сталей с различной структурой приведены в табл. 1.6.1. Здесь приведены предел текучести и низкотемпературная ударная вязкость на образцах с U-образным надрезом для листового проката строительных сталей различных марок (различной структуры).

Таблица 1.6.1

Механические свойства листового проката различной структуры, толщиной 10—20 мм, для строительных металлоконструкций

Структура стали	$\sigma_т$, Н/мм^2,	**KCU**, Дж/см, при температуре °С			Марки стали
		–20	–40	–70	
Феррито-перлитный	≥265 ≥345 ≥390 ≥390 ≥440	≥29 — — — —	— ≥39 ≥39 — —	— ≥34[1] ≥34[1] ≥29[1] ≥29[1]	Ст3сп, Ст3Гпс 09Г2С, 17Г1С 10ХСНД 14Г2АФ 16Г2АФ
Феррито-бейнитный	≥440 ≥440	— —	— —	≥29[1] ≥29[1]	18Г2АФпс, 16Г2АФ 18Г2АФ
Бейнитный	≥590	— —	≥49[2] –	— ≥29[2]	14ГСМФР 12ГН2МФАЮ
Мартенситный	≥590	—	—	≥29[3]	12Х3ГНМФ

[1] — после нормализации или улучшения; [2] — после улучшения; [3] — после высокотемпературного отпуска.

Однако наиболее распространенной является классификация по уровню основных механических свойств, включающая оценку предела текучести и ударной вязкости при отрицательных температурах, характеризующую сопротивление металла хрупкому разрушению [24]. В ГОСТ 27772—2015 «Прокат для строительных металлических конструкций. Общие технические условия» стали разделяются на классы по прочности (табл. 1.6.2):

- прокат обычной прочности (рядовые малоуглеродистые стали типа Ст^{3}сп, содержащие С ≤ 0,22% и до 1,0—1,2% легирующих): С235, С245, С255, С275, С285 с пределом текучести $\sigma_т < 300$ Н/мм^2 (Х42);
- прокат повышенной прочности (малоуглеродистые, николегированные стали типа 09Г2С, содержащие С ≤ 0,15%): С345, С375, С390 с пределом текучести $300 \le \sigma_т < 400$ Н/мм^2 (Х46-Х52);
- прокат высокой прочности (малоуглеродистые, низколегированные стали типа 10ХСНД, с молибденом): С440, С590 с пределом текучести $\sigma_т \ge 400$ Н/мм^2 (Х60-Х100).

Таблица 1.6.2.

Механические свойства проката строительного назначения, регламентированные по ГОСТ 27772—15

Сталь	Толщина проката[1], мм	$\sigma_т$, Н/мм^2	$\sigma_в$, Н/мм^2	δ_5, %	Ударная вязкость KCU, Дж/см^2			
					При температуре, °С			После искусственного старения
					−20	−40	−70	−20
С235	4—20	≥235	≥360	≥26	—	—	—	—
С245	4—20	≥245	≥370	≥25	—	—	—	≥29
С255	4—10 10—20	≥255 ≥245	≥380 ≥370	≥25 ≥25	≥29 ≥29	— —	— —	≥29 ≥29
С345	4—10 10—20	≥345 ≥324	≥490 ≥470	≥21 ≥21	— —	≥39 ≥34	≥34 ≥29	≥29 ≥29
С355 С355-1 С355К С355П	4—20 4—20 4—20 4—20	≥345 ≥345 ≥345 ≥345	≥470 ≥470 ≥470 ≥470	≥21 ≥21 ≥21 ≥21	≥34[2] ≥34[2] ≥34[2] ≥34[2]	≥34[2] ≥34 ≥34[2] ≥34 ≥35[2] ≥34[2]	— ≥34 ≥34 —	— — — —
С375	4—10 10—20	≥375 ≥355	≥510 ≥490	≥20 ≥20	— —	≥39 ≥34	≥34 ≥29	≥29 ≥29
С390 С390-1	4—20 4—20	≥390 ≥390	≥520 ≥520	≥20 ≥20	— —	≥34[2] ≥34[2]	≥29[2] ≥34	— —
С440	4—20	≥440	≥590	≥20	—	≥20[2]	≥29	—
С550	4—20	≥540	≥640	≥17	—	≥66[2]	≥66[2]	—
С590	4—20	≥590	≥685	≥14	—	≥25[2]	≥29	—

[1] — Для фасонного профиля — толщина полки;
[2] — Образцы с V-образным надрезом (KCV)

• Здесь С — сталь строительная; цифры — нормативный предел текучести проката, Н/мм^2. Наряду с пределом текучести для проката из стали каждого класса нормируют и другие механические свойства ($\sigma_в$, $\sigma_т$, δ_5, KCV/KCU) на уровне, приведенном в табл. 1.6.2.

Следует отметить, что ГОСТ 27772—15 включает также стали повышенной и высокой прочности с повышенной чистотой по вредным примесям, поставляемые в нормализованном или термически улучшенном состоянии. Наряду с основными механическими свойствами он регламентирует также химический состав стали для проката каждого класса прочности (табл. 1.6.3). В целом по мере повышения класса прочности в стали увеличивается содержание легирующих и микролегирующих компонентов: хрома, никеля, меди, ванадия,

Таблица 1.6.3.

Химический состав проката строительного назначения по ГОСТ 27772—15 и его аналогов по другим стандартам

Сталь	Массовая доля элементов, %										Аналоги	
	C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Cu	V	Другие	Сталь	Стандарт
С235	≤0,22	≤0,60	≤0,06	≤0,04	≤0,04	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	—	Ст^{3}кп	ГОСТ 535—88 ГОСТ 14637—89 ГОСТ 380—2005
С245	≤0,22	≤1,00	0,06—0,16	≤0,025	≤0,04	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	Al≤0,02	Ст^{3}пс	ГОСТ 535—88 ГОСТ 14637—89 ГОСТ 380—2005
С255	≤0,17	≤1,00	0,15—0,30	≤0,025	≤0,035	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	Al=0,02—0,05 Ti≤0,03	Ст^{3}сп	ГОСТ 535—88 ГОСТ 14637—89 ГОСТ 380—2005
С345 С375	≤0,15	1,3—1,7	≤0,8	≤0,025	≤0,03	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	Al=0,015—0,06 Ti≤0,035	09Г2С 12Г2С Ст^{3}сп	ГОСТ 19281—89 ГОСТ 380—2005
С355	≤0,14	1,0—1,8	0,15—0,80	≤0,025	≤0,025	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	Al=0,02—0,06 Ti≤0,035	Ст^{3}сп	ГОСТ 380—2005
С355—1	≤0,15	0,6—0,9	0,4—0,7	≤0,015	≤0,017	0,6—0,9	0,3—0,6	0,2—0,4	—	Al=0,02—0,06 Ti≤0,035	—	—
С355К	≤0,15	0,8—1,1	0,4—0,6	≤0,015	≤0,02	0,5—0,7	0,5—0,7	0,4—0,7	—	Al=0,02—0,06 Ti=0,01—0,035	—	—
С355П	≤0,10	0,6—0,9	0,15—0,35	≤0,015	≤0,02	≤0,80	≤0,3	≤0,3	≤0,09	Mo=0,08—0,2 Al=0,02—0,06 Ti=0,01—0,035 Nb=0,02—0,09	—	—
С390	≤0,12	1,3—1,7	0,15—0,50	≤0,01	≤0,017	≤0,3	≤0,3	≤0,3	≤0,12	Al=0,02—0,06 Ti≤0,035 Nb≤0,09	14Г2АФ	ГОСТ 19281—89
С390—1	≤0,12	0,6—0,9	0,8—1,1	≤0,01	≤0,017	0,6—0,9	0,5—0,8	0,4—0,6	—	Al=0,02—0,06 Ti=0,01—0,035	—	
С440	≤0,12	1,3—1,7	0,15—0,50	≤0,01	≤0,017	≤0,30	≤0,3	≤0,3	≤0,09	Al=0,02—0,06 Ti=0,01—0,035 Nb≤0,09	16Г2АФ	
С550	≤0,10	1,30—1,95	0,15—0,35	≤0,007	≤0,015	≤0,30	0,15—0,35	≤0,3	≤0,1	Mo≤0,35 Al=0,02—0,06 Ti=0,01—0,035 Nb=0,03—0,1	12ГН2 МФАЮ	
С590	≤0,10	1,3—1,95	0,15—0,35	≤0,004	≤0,015	≤0,30	0,1—0,3	0,1—0,3	≤0,1	Mo≤0,35 Al=0,02—0,06 Ti=0,01—0,035 Nb=0,03—0,1	12ГН2 МФАЮ	

молибдена. Указанный стандарт положен в основу норм на проектирование строительных металлических конструкций СП 16.13330.2017 «Стальные строительные конструкции». Требования к прокату категорий прочности Х42-Х100 определены в Международном стандарте API 5L. Здесь цифры — составляют десятую часть от нормативного предела текучести проката, Н/мм^2.

В современных строительных нормах проектирования стальных конструкций СП 16.13330, предписывается применять в сооружениях прокат, поставляемый по ГОСТ 27772—15. При этом расчетные сопротивления проката определяют из механических свойств с использованием соотношений:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \text{ и } R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m},$$

где R_y — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести ($\sigma_т$); R_u — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу по временному сопротивлению (пределу прочности $\sigma_в$); R_{yn} — нормативное сопротивление проката по пределу текучести ($\sigma_т$); R_{un} — нормативное сопротивление проката по временному сопротивлению (пределу прочности $\sigma_в$); γ_m — коэффициент надежности по материалу. Для сталей, поставляемых по ГОСТ 27772—15 (кроме сталей С590), этот коэффициент устанавливают $\gamma_m = 1{,}025$. В случае поставок по другим обычным стандартам принимают $\gamma_m = 1{,}05—1{,}10$.

Толстолистовой прокат в строительстве может использоваться как основной элемент для изготовления сварных металлоконструкций, например, коробчатого или балочного типа, применяемых в качестве колонн или несущих перекрытий, изготовляемых на заводах металлоконструкций и в сервисных центрах (рис. 1.6.3). При этом несущая способность подобных металлоконструкций определяется в основном механическими свойствами используемого листового проката. Кроме того, толстолистовой прокат может использоваться для изготовления сварных длинномерных конструкционных элементов — двутавров с параллельными гранями полок (рис. 1.6.4).

1.6.3. Конструкционные трубы малого и среднего диаметра и гнутые профили строительного назначения, как продукт передела плоского проката

Горячекатаный рулонный прокат широко используют для изготовления замкнутых (трубы круглого и прямоугольного сечения с продольным сварным швом по ГОСТ 21729—76) и незамкнутых (уголок, швеллер и т. п.) холоднодеформированных гнутых профилей строительного назначения. Эта тенденция обусловлена как усложнением задач в сфере строительства, так и расширением возможностей металлургического производства. В частности, в большепролетных несущих конструкциях широко используются круглые и профилированные электросварные трубы МСД из сталей высокой прочности (рис. 1.6.5).

Гнутые профили, открытые и замкнутые, могут выполняться с дополнительной подгибкой продольных кромок, обеспечивающей дополнительную



Рис. 1.6.3. Сварные строительные металлоконструкции коробчатого типа из толстолистового проката



Рис. 1.6.4. Сварные двутавры с параллельными гранями полок из толстолистового проката

жесткость (устойчивость под действием нагрузки) при их использовании в строительных металлоконструкциях (рис. 1.6.6). Такой подход позволяет минимизировать их толщину, т. е. снизить вес металлоконструкций.

Электросварные трубы изготовляют формовкой вхолодную из полосы (штрипса) с соединением продольных кромок при помощи сварки в линии профилегибочного (трубосварочного) стана [4]. Труба формуется в непрерывном стане с постепенной подгибкой кромок в 8—12 клетях (рис. 1.6.7). При этом используемый штрипс должен обладать достаточно высокой пластичностью, т. е. выдерживать холодную деформацию без нарушения сплошности (целостности). Кромки сформованной трубы разогревают электрическим током (индукционный метод — вихревые токи) прижимают друг к другу приводными роликами и сваривают. Наружный и внутренний сварочный грат снимают резцом. Электрическая сварка кромок после формовки трубы позволяет получать трубы с тонкой стенкой и высоким качеством сварного шва. В следующих клетях профилегибочного стана после сварки круглые трубы профилируют в квадрат или прямоугольник заданного размера и режут на мерную длину. Для изготовления строительных металлоконструкций широко применяют трубы со стороной квадрата 25...300 мм при толщине стенки $t = 2...12{,}5$ мм и радиусе закругления $R \geq 2{,}0—2{,}5t$. Наиболее

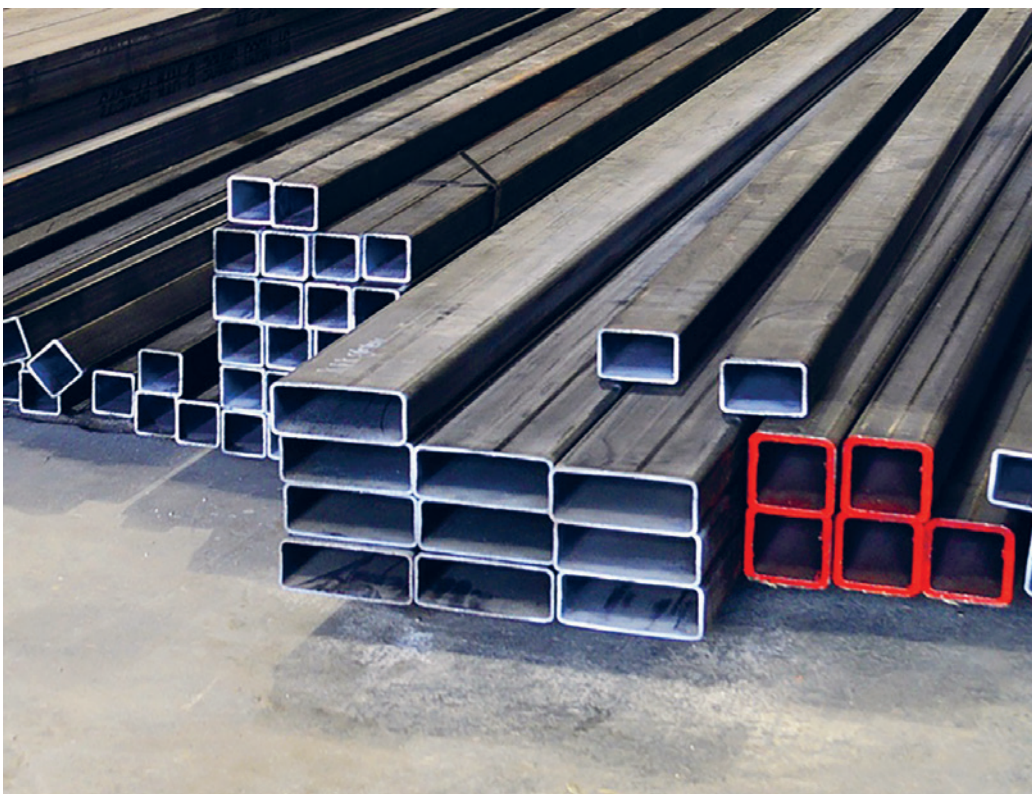


Рис. 1.6.5. Профилированные холоднодеформированные электросварные трубы строительного назначения

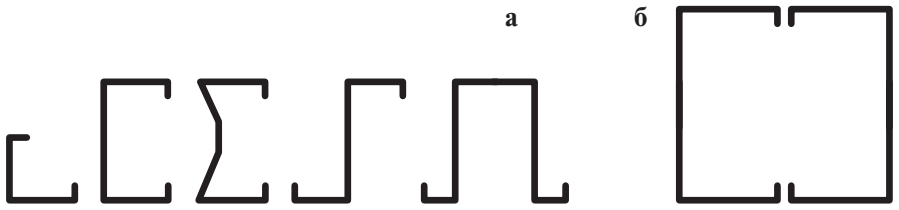


Рис. 1.6.6. Профили повышенной жесткости: *а*) открытые профили; *б*) замкнутые составные профили [12]

широко используются прямоугольные трубы с соотношением сторон 2: 1 (от 40 × 20 мм до 400 × 200 мм), из которых изготовляют фермы, колонны, конструкции фахверка. Такие трубы отличают высокие значения радиуса инерции сечения, хорошая несущая способность при изгибе и кручении. Кроме того, они характеризуются низкими значениями отношения площади поверхности к площади поперечного сечения, что повышает их огнестойкость и коррозионную стойкость [12].

Альтернативными для трубчатых профилей могут являться холодногнутые профили с открытым сечением (рис. 1.6.6 *а*), жесткость которых может быть повышена за счет загиба открытых концов сечения. Используя один или два сварных шва, из таких профилей можно компоновать эффективные замкнутые сечения (рис. 1.6.6 *б*). Нормы проектирования СП 16.13330.200 регламентируют применение в металлических конструкциях как электросварных, так и бесшовных труб с толщиной стенки 3...36 мм из малоуглеродистой низколегированной стали.

Для изготовления сварных конструкционных труб строительного назначения обычно используется как горячекатаный рулонный прокат в толщинах более 3 мм, так и холоднокатаная полоса (после отжига рулонов). Использование отжига позволяет снять влияние наклепа, характерного для холодной прокатки, и избежать опасности разрушения металла при холодной формовке труб за счет повышения пластичности. Международными нормами предусмотрен выпуск холодногнутых замкнутых профилей со свойствами С355 ($\sigma_т \geq 355$ Н/мм; $\sigma_в = 480...650$ Н/мм; $\delta_5 \geq 21\%$) при KCV ≥ 34 Дж/см следующего химического состава: C ≤ 0,12%; Si ≤ 0,40%; Mn ≤ 1,80%; P ≤ 0,030%; S ≤ 0,030%.

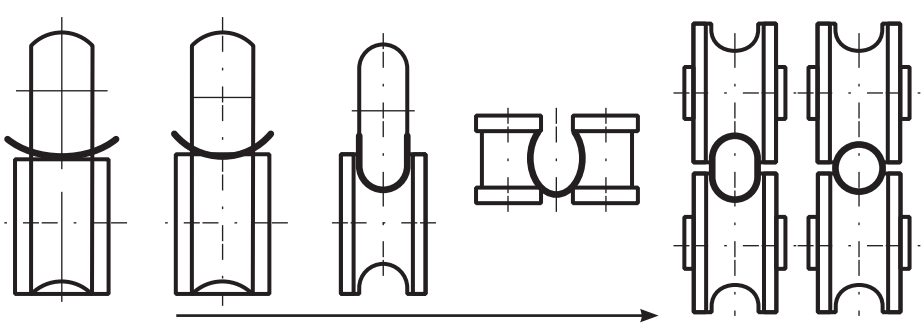


Рис. 1.6.7. Схема непрерывной формовки круглой трубы на трубосварочном стане [4]

1.6.4. Трубы большого диаметра строительного назаначения, как продукт передела плоского проката

Толстолистовой прокат в толщинах 8—40 мм, изготовляемый на реверсивных станах 5000, может использоваться для изготовления электросварных труб большого диаметра 530...1420 мм с толщиной стенки до 46 мм (ТУ 1381-020-00186654-2011), применяемых при строительстве магистральных газопроводов (ТБД). Такие трубы также могут использоваться при строительстве крупных общественных сооружений (стадионы, объекты массового пользования) (рис. 1.6.8), наряду с бесшовными трубами диаметром 169...530 мм (ТУ 1319-001-535204643-2012), для которых характерна возможность получения большой толщины стенки при сравнительно малом диаметре.

В ТУ 1319-001-535204643-2012 регламентированы механические свойства электросварных труб строительного назначения, с пределом текучести 390 Н/мм (С390) и 480 Н/мм (С440) и следующим химическим составом: C ≤ 0,15%; Mn ≤ 1,80%; Si ≤ 0,65%; S ≤ 0,08%; P ≤ 0,020%; V ≤ 0,11%; Nb ≤ 0,11%; Cr ≤ 0,35%; Ni ≤ 0,35%; Cu ≤ 0,35%; Mo ≤ 0,35%; N ≤ 0,012%; Al = 0,010...0,060%; Ti ≤ 0,040%, изготавливаемых из толстолистового проката (табл. 1.6.4)



Рис. 1.6.8. Пример металлоконструкции с использованием труб большого диаметра

Таблица 1.6.4.

Механические свойства конструкционных труб большого диаметра строительного назначения по ТУ 1319-001-535204643-2012 [12]

Механические свойства	Значение показателя, для класса прочности	
	С390	С440
Временное сопротивление $\sigma_в$ (Н/мм^2), $T_{исп} = 25$ °С	540...730	590...770
Предел текучести $\sigma_т$ (Н/мм^2), $T_{исп} = 25$ °С	≥390	≥480
Относительное удлинение δ_5 (%), $T_{исп} = 25$ °С	≥20	≥20
Ударная вязкость на образцах с V-образным надрезом KCV (Дж/см^2), $T_{исп} = 25$ °С	≥34	≥34

Современные металлургические технологии позволяют получать толстолистовой прокат и трубы большого диаметра (ТБД) из него с более высоким уровнем механических свойств, соответствующих категории прочности К52-К60 по ГОСТ 20295—85 (табл. 1.6.5).

Таблица 1.6.5.

Механические свойства проката для труб МСД и ТБД, которые могут быть использованы в металлоконструкциях строительного назначения

Показатель	Класс прочности		
	К52	К56	К60
Вид продукции	Рулоны, листы	Рулоны, листы	Рулоны, листы
Предел прочности, $\sigma_в$, МПа	510—610	550—650	590—700
Предел текучести, $\sigma_т$, МПа	350—510	390—510	420—570
Относительное удлинение, δ, %	≥23	≥23	≥20
Углеродный эквивалент, $С_э$	≤0,35	≤0,43	≤0,45
Ударная вязкость KCV_{-50}, Дж/см^2	≥150	≥150	≥150
Доля вязкой составляющей, $ДВС_{-50, \%}$	≥60	≥60	≥60

Категория прочности здесь соответствует минимальному временному сопротивлению на разрыв. Для этого используется контролируемая прокатка низколегированных малоуглеродистых сталей на толстолистовых станах 5000 (ПАО «Северсталь», ПАО «ММК», ПАО «ОМК») с ускоренным охлаждением полученных листов. Такая технология обеспечивает получение феррито-перлитной и феррито-бейнитной микроструктуры полосчатого строения, характерной для контролируемой прокатки с ускоренным охлаждением.

Подобная структура формируется при проведении прокатки в γ-области с окончанием деформации вблизи критической точки Ar_3, и началом ускоренного охлаждения в области $\gamma + \alpha$. Необходимо отметить возможное полосчатое строение микроструктуры и структурную неоднородность по толщине листа.

Следует отметить высокие значения низкотемпературной ударной вязкости для рассматриваемых ТБД, превышающие $KCV_{-50} \geq 150$ Дж/см^2, т. е. трубы из рассмотренного металлопроката характеризуются высокой хладостойкостью. Прокат для изготовления труб данного сортамента можно классифицировать как марки 13ХФА, 05ХГБ, 07Г2МФБ.

Для производства труб большого диаметра с продольным сварным швом может использоваться как способ, предусматривающий пошаговую подгибку с заданным радиусом кривизны продольных кромок и средней зоны плоской листовой заготовки на прессе, так и способ подгибки ее кромок в валках. Пошаговую подгибку продольных кромок заготовки на заданный радиус кривизны производят вхолодную, одновременно с двух сторон, с последующей формовкой основной части профиля трубы на прессе шаговой формовки, сведение кромок заготовки и их электродуговую сварку продольным технологическим швом на сборочно-сварочном стане. Такая схема формовки позволяет после проведения механического экспандирования (раздачи трубы внутренним давлением на овал) обеспечить идеально круглую форму трубы по всей ее длине.

1.6.5. Оцинкованный лист и профнастил строительного назначения, как продукт передела плоского проката

Горячекатаный рулонный прокат используют для производства холоднокатаного штрипса, далее подвергаемого горячему цинкованию с целью повышения коррозионной стойкости металлоконструкций. Нанесение слоя цинка на поверхность полосы с целью защиты от коррозии называется цинкованием. Холоднокатаный оцинкованный прокат, чаще всего марки 08пс в толщинах 0,5—1,0 мм, широко используют в строительстве для изготовления кровли и других конструкционных изделий, испытывающих атмосферное воздействие, но не несущих значительной нагрузки.

В случае использования в строительных конструкциях проката без покрытия на открытом воздухе, на его поверхности под действием атмосферной влаги происходит формирование оксидной пленки (ржавчины), отличающейся рыхлостью, низкой адгезией к поверхности и неспособностью сдерживать проникновение кислорода к этой поверхности. При этом слой ржавчины не препятствует дальнейшему протеканию коррозии. Таким образом, для повышения коррозионной стойкости металлоконструкций целесообразно наносить на прокат защитные покрытия.

Это обуславливает целесообразность использования метода защиты холоднокатаного проката от коррозии путём нанесения на его поверхность покрытий, т. е. формирования на этой поверхности тонкой защитной плёнки окисленных металлов (цинка, алюминия, магния). Данная пленка за счет своей высокой плотности препятствует проникновению кислорода к поверхности металла

и протеканию коррозионных процессов. Самым распространенным видом защиты металла от коррозии является нанесение на поверхность рулонной стали слоя цинка (оцинкование). В металлургии как правило используется горячее цинкование жидкофазным способом, реализуемое путем пропускания холоднокатаной полосы через ванну с расплавом цинка. Слой цинка, по составу соответствующий расплаву, остается на поверхности полосы при ее извлечении из ванны цинкования. Толщина покрытия для сталей подобного химического состава при одинаковом состоянии их поверхности зависит от скорости прохождения полосы через ванну цинкования, температуры расплава цинка и его состава. Нанесение слоя цинка на движущуюся рулонную полосу происходит непрерывно с последующей выдачей готовой продукции в виде рулонов определенной массы или листов. Принципиальная схема работы агрегата горячего непрерывного цинкования (АГНЦ) приведена на рис. 1.6.9 [46].

Во входной секции производится поочередная размотка рулонов с двух разматывателей (масса рулона 10—40 т) Полоса проходит через электросварочную машину с правильными роликами для сварки внахлестку переднего и заднего концов полос каждой пары последовательных рулонов с целью получения «бесконечной» полосы и многоярусное петлевое устройство (накопителя с запасом

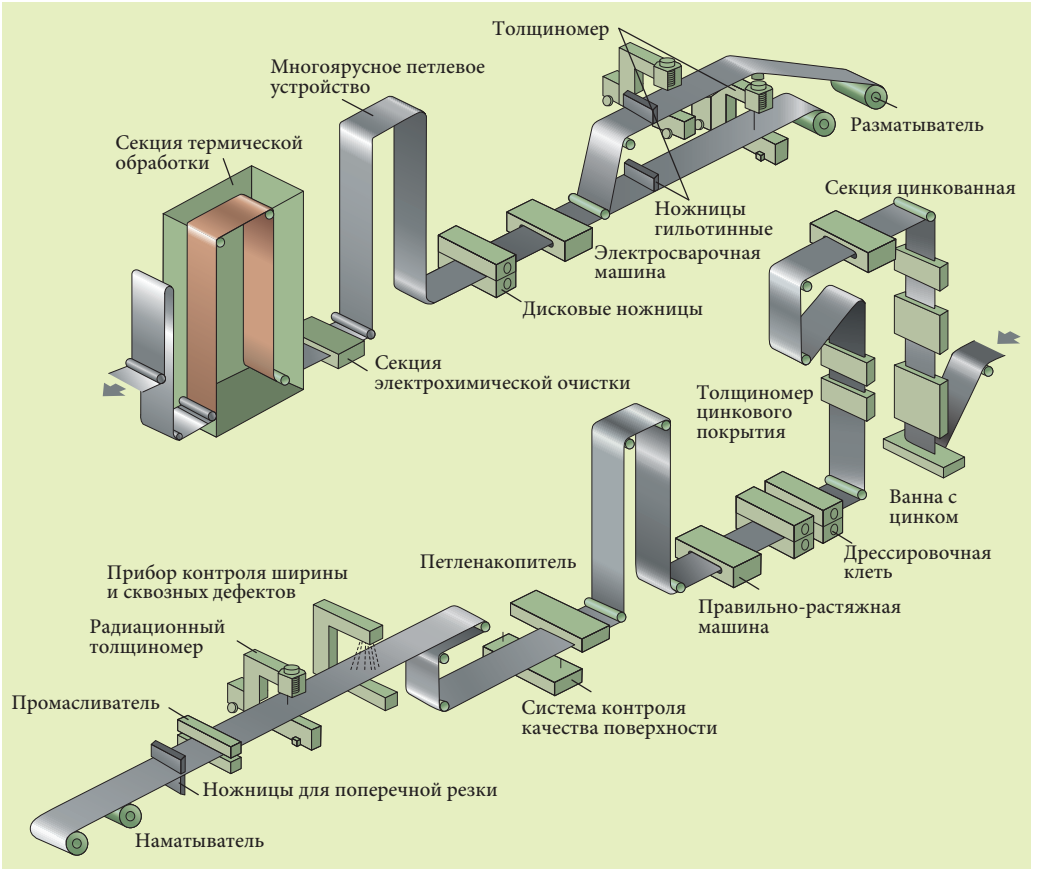


Рис. 1.6.9. Принципиальная схема агрегата горячего непрерывного цинкования

полосы). Во время сварки концов полосы двух рулонов входная секция останавливается на 40—60 с, а последующие секции работают непрерывно, выбирая в это время запас полосы из накопителя.

В секции электрохимической очистки полоса пропускается через ванну электрохимической очистки (обезжиривания) в щелочном растворе, камеры промывки и сушки.

В секции термической обработки полоса нагревается в печи до температуры 450—470 °С, при которой сгорают остатки смазки на ее поверхности, затем производится отжиг полосы при 730—800 °С (чтобы повысить пластические характеристики) или нормализация при 900—950°С (для полосы, предназначенной для глубокой вытяжки). Термическая обработка осуществляется в защитной атмосфере, содержащей 10—15% водорода.

В секции цинкования полоса, не соприкасаясь с воздухом, при температуре около 500 °С поступает в ванну с расплавленным цинком (температура расплава 440—460 °С). Из ванны полоса извлекается вертикально вверх, чтобы обеспечить стекание излишков цинка на ее поверхности обратно в ванну. Толщина цинкового покрытия на поверхности полосы регулируется при помощи бесконтактного струйного устройства, сдувающего жидкий цинк. Затем производится отпуск полосы в специальной печи при температуре 320—350 °С и ее охлаждение воздухом.

В секции правки производится дрессировка (прокатка с малым обжатием 0,5—1,5%) и правка растяжением полосы с целью повышения ее плоскостности (планшетности).

В выходной секции производится контроль качества оцинкованной полосы, промасливание консервирующим составом, резка в меру, сматывание в рулон заданной массы.

Метод горячего цинкования считается наиболее производительным, технологичным в плане автоматизации процесса и получения высокого качества готового продукта. Основной нормативно-технической документаций по оцинкованному металлу являются ГОСТ Р 52246—2016 «Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия» и ГОСТ 14918—80 «Сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий. Технические условия», а также зарубежные стандарты (EN 10346:2015 и др.).

Холоднокатаный прокат рассматриваемого сортамента классифицируется по типу покрытия на прокат с цинковым (Ц), железоцинковым (ЖЦ), цинкалюминиевым (ЦА) и цинкалюмомагниевым покрытием (ЦАМ). Также существует его разделение по назначению на марки 01—07 (для изготовления плоских и штамповых изделий), а для изготовления профильных изделий для строительства на марки: 220, 250, 280, 320, 350, 390, 420 и 450. Для покрытий, нанесенных с двух сторон проката, используется следующее распределение на классы в зависимости от удельной массы нанесенного покрытия:

- цинковое покрытие: 60, 80, 100, 120, 140, 180, 200, 225, 275, 350, 450 и 600;
- железоцинковое покрытие: 60, 80, 100, 120, 140 и 180;
- цинкалюминиевое покрытие: 60, 80, 95, 130, 185, 200, 255 и 300;
- цинкоалюмомагниевое покрытие: 60, 70, 80, 90, 100, 120, 130, 140, 150, 160, 175, 190, 200, 250, 300, 310 и 430.

Здесь числовое значение указывает на массу покрытия, нанесенного с двух сторон, в единицах измерения г/м^2. Толщина цинкового покрытия зависит от продолжительности и температуры процесса цинкования и измеряется в мкм. Справочную толщину покрытия для указанных классов можно рассчитать из его удельной массы и данных по плотности: 7,1 г/см^3 — для цинкового и железоцинкового покрытий, 6,6 г/см^3 — для цинкалюминиевого покрытия, 6,2—6,6 г/см^3 — для цинкоалюмомагниевого покрытия.

По узору кристаллизации цинка (размера зерна) прокат подразделяется на Н — с нормальным узором кристаллизации и М — с минимальным узором кристаллизации.

Прочность сцепления покрытия с основным металлом (адгезия) на качественном уровне оценивают путём проведения испытаний с загибом образца проката на 180°. Не допустимы отслоения покрытия с наружной стороны образца, однако приемлемы мелкие трещины по всей длине изгиба.

Для изготовления слабо нагруженных конструктивных строительных гнутых профилей (короба электропроводки, водостоки и т. п.) может использоваться сравнительно тонкий штрипс по ГОСТ Р 52246 «Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия». Согласно ему в строительстве применяются марки 01 — для изготовления плоских изделий методом изгиба; 02 — для изготовления изделий изгибом и соединением «в замок» (двойной кровельный), а также марки 220, 250, 280, 320 и 350, называемые по гарантированной величине предела текучести — для изготовления профилированных изделий. Химический состав сталей 01, 220 и 250 фактически соответствует стали Ст^{3}кп по ГОСТ 380—2005, причем при переходе от марки 02 к марке 06 и далее в стали снижается содержание углерода и марганца.

В случае необходимости больших пластических деформаций без разрушения при изготовлении из оцинкованной стали специальных изделий (кровельных замков и т. п.) обычно используется пластичный холоднокатаный прокат типа 08Ю (08пс, 08кп), содержащий C = 0,07—0,10%; Mn = 0,20—0,45%; S = 0,025—0,030%; P = 0,0020—0,025; Si = 0,03—0,10%; Cr = 0,03—0,10%; Ni = 0,06—0,10%; Cu = 0,06—0,15%; Al = 0,02—0,07% (08Ю). В табл. 1.6.6 представлены нормативные механические свойства применяемых в строительстве оцинкованных тонких листов.

Следует отметить, что при холодной прокатке в стали имеет место явление наклепа, т. е. повышение прочностных характеристик и снижение пластических, что затрудняет изготовление деталей и изделий при использовании холоднокатаного проката в строительстве. При наклепе в структуре проката доминирующим становится механизм упрочнения вследствие высокой плотности неупорядоченных сеток дислокаций. Необходимые эксплуатационные и технологические свойства в холоднодеформированном металле обеспечиваются его отжигом, т. е. нагревом с последующим медленным охлаждение. В потоке непрерывного производства холоднокатаного проката отжиг полосы осуществляется в агрегате непрерывного отжига (АНО), где рулон холодного проката разматывается, полоса пропускается через проходную печь с водородной или нейтральной атмосферой, нагревается там до требуемой температуры,

Таблица 1.6.6.

Механические свойства основных марок тонколистового оцинкованного проката [12]

Марка проката	$\sigma_в$, Н/мм^2	$\sigma_{0,2,}$ Н/мм^2	δ_4 (в %) для листов толщиной, мм			
			≤0,7	0,75—1,5	1,55—2,0	>2,0
02	270...500	—	20	22	—	—
03	270...420	—	24	26	28	30
220	300	220	18	20	20	20
250	330	250	17	19	19	19
280	360	280	16	18	18	18
320	390	320	15	17	17	17
350	420	350	14	16	16	16

медленно охлаждается и затем опять сматывается в рулон. В соответствии с другой производственной схемой отжиг холоднокатаных рулонов производится без их разматывания в колпаковых печах также с водородной или нейтральной атмосферой. При отжиге происходит более или менее полное возвращение к тем значениям свойств, которые имели место до холодной деформации за счет процессов возврата, полигонизации и рекристаллизации ферритной матрицы. При полигонизации происходит фрагментация структуры: в деформированном металле при нагреве формируются субзерна, отделенные друг от друга малоугловыми границами. Под рекристаллизацией понимают преобразование деформированной ферритной матрицы в равноосные зерна, свободные от сеток дислокаций. Процессы рекристаллизации и полигонизации на практике развиваются совместно и накладываются друг на друга. При протекании этих процессов практически полностью устраняется упрочнение холодной деформации (наклеп) и возрастает пластичность проката [12].

Оцинкованный прокат часто используется в строительстве в форме профнастила, который изготавливается в виде стального листового профиля с продольным гофром трапециевидной формы и применяется в качестве основного элемента ограждающих конструкций (заборов), кровли смонтированных сооружений, фасадной облицовки стен, опалубки. Учитывая, что конструкции из профнастила эксплуатируются преимущественно на открытом воздухе, наличие цинкового покрытия, защищающего их от воздействия коррозии, позволяет наделить такой материал требуемой долговечностью.

Как правило, профнастил не является несущим элементом конструкции, его жесткость (устойчивость к воздействию продольной нагрузки) определяется толщиной используемой оцинкованной полосы (0,35—1,2 мм) и высотой гофра (8—114 мм). Схема изготовления профнастила и размеры типичного листа приведены на рис. 1.6.10.

Следует учитывать, что традиционные ГОСТы по оцинкованному профлисту для кровли начинаются от толщины 0,5 мм. Для фасадного и стенового

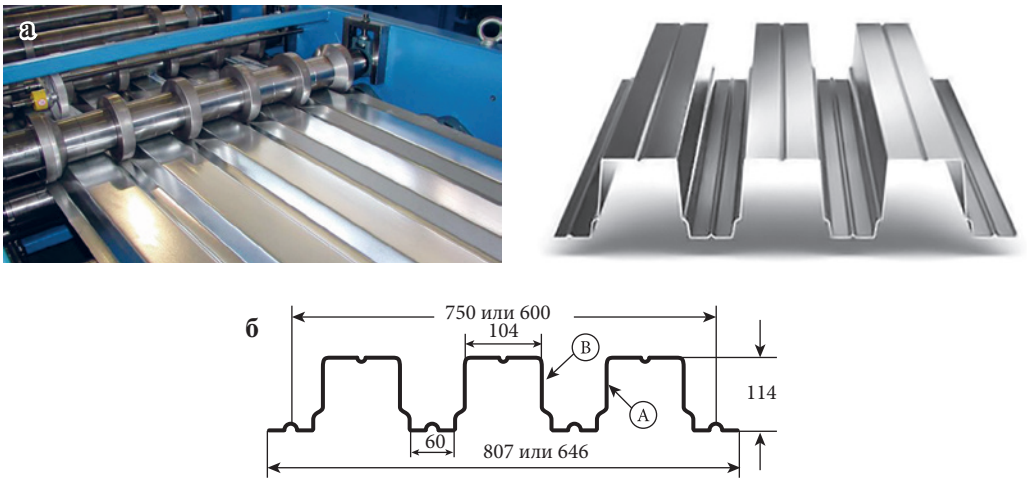


Рис. 1.6.10. Схема изготовления профнастила *(а)* и размеры типового профиля Н114 из полосы толщиной 0,7—1,2 мм для кровли и несущих конструкций *(б)*

материала оптимальными техническими характеристиками является толщина полосы 0,45 и 0,5 мм. Для несущих конструкций рекомендуемая строительными нормами толщина полосы — от 0,7 мм.

Для изготовления профнастила может быть использован оцинкованный прокат с дополнительным полимерным покрытием, обеспечивающим более высокую коррозионную стойкость и возможность выбора цвета поверхности в декоративных целях (рис. 1.6.11).

Стальной лист с покрытием из полимерных материалов имеет сложную структуру и производится в несколько этапов:

- базовой защитой от коррозионных процессов в этой продукции является цинковый слой;
- на этапе пассивации на цинковом слое формируется барьер для коррозии — оксидная плёнка;
- нанесенная на нее грунтовка способствует адгезии базового слоя и полимерного протектора;
- в качестве финишного покрытия для лицевой стороны листа используют полимер, защищённый на период хранения и транспортировки изделия самоклеящейся плёнкой. На внутреннюю сторону листа обычно наносят специальный защитный лак.

Существует несколько способов нанесения полимерного слоя, наиболее распространённый — порошковый.

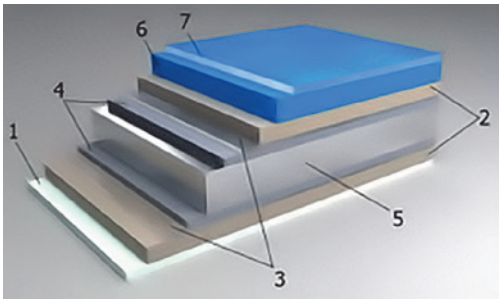


Рис. 1.6.11. Структура листа с покрытием из полимерных материалов: 1 — слой защитного лака; 2-грунтовочный слой 5—10 μ; 3 — слой пассивации; 4 — слой цинка 5—10 μ; 5 — стальной лист — 0,5—0,7 мм; 6 — полимерное покрытие 20—80 μ; 7 — защитная самоклеящаяся пленка

Суть процесса — через изделие, помещённое в специальную камеру, пропускают электрический ток, и распыляют мелкодисперсный порошок с противоположным по знаку электрическим зарядом. Под действием электромагнитного поля полимерные частицы плотно прилегают к поверхности металла. Окрашенный лист отправляют в печь, где происходит полимеризация наружного слоя. К наиболее распространенным типам полимерных покрытий относятся покрытия из полиэстера, пластизола и ПВДФ (поливинилденфторида). Наиболее дешёвым и распространённым вариантом является покрытие из полиэстера, основой которого является стойкая к выгоранию эластичная полиэфирная краска. Это полимерное покрытие имеет обычно толщину 25 мкм. Стальные листы и профнастил с цинково-полиэстеровым комплексным слоем имеют многоцелевую область применения, широкую цветовую гамму, длительный эксплуатационный срок (при отсутствии механических повреждений), обладают стойкостью к резким температурным перепадам. Однако малая толщина наружного защитного слоя делает такое покрытие уязвимым даже к незначительным механическим воздействиям. Профнастил из такого листа не рекомендуется использовать для устройства ограждений, расположенных вблизи оживлённых магистралей.

В качестве полимерного покрытия оцинкованных листов может также использоваться пластизол — полимерный состав, содержащий поливинилхлорид (ПВХ) и пластификаторы. Такой защитный слой имеет более значительную толщину — 200 мкм, поэтому характеризуется сравнительно высокой устойчивостью к механическим повреждениям. Наличие ПВХ обеспечивает защиту от воздействия химически агрессивных веществ. К его недостаткам можно отнести низкую температурную стойкость при высокой температуре, поэтому профнастил с пластизолевым покрытием более целесообразно использовать в северных регионах с суровым климатом.

Для изготовления профнастила могут также применяться оцинкованные листы с покрытием из поливинилденфторида (ПВДФ), которое состоит из 70—80% ПВХ и 20—30% акрила. Данное покрытие характеризуется устойчивой цветовой гаммой, высокой сопротивляемостью к коррозии в агрессивных атмосферных условиях, а также в кислых и щелочных средах, наряду с устойчивостью к механическим повреждениям. Оцинкованный лист с покрытием ПВДФ обычно применяется для кровель и фасадов заданий, расположенных возле оживлённых автомагистралей, в загрязнённых промышленных районах, в районах с морским климатом с эксплуатационным сроком — примерно 40 лет.

1.7. ФАСОННЫЙ И СОРТОВОЙ ПРОКАТ СТРОИТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

1.7.1. Основные виды фасонного и сортового проката

В настоящее время в РФ интенсивно развивается строительство зданий повышенной и высокой этажности с металлическим каркасом, для изготовления

которого часто необходимы сортовые и фасонные профили компактных сечений с различной толщиной полок и высокой прочностью, изготовляемые при помощи сортовой прокатки. При сортовой прокатке металл, подвергается формовке в ряде последовательно расположенных фигурных калибров, выполненных в рабочих валках группы клетей сортопрокатного стана.

Сортовой прокат строительного назначения — это длинномерные изделия прокатного производства (прутки), имеющие элементарную форму поперечного сечения (квадрат, круг, полоса, шестигранник и т. п.). Сортовой прокат (рис. 1.7.1) выпускается в разных диаметрах и габаритах из рядовой и низколегированной малоуглеродистой стали и, как правило, является готовым к использованию без дальнейшей обработки.

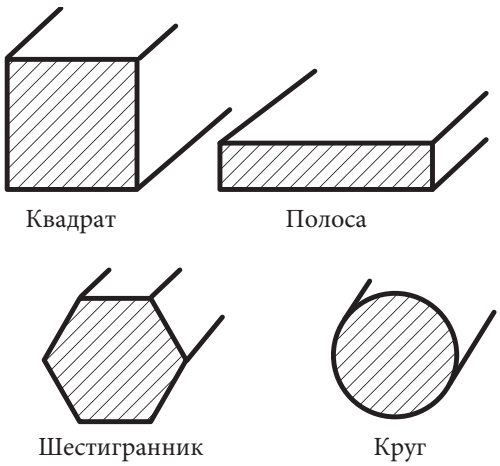


Рис. 1.7.1. Основной сортамент сортового проката

К фасонному прокату (рис. 1.7.2) относятся длинномерные изделия прокатного производства (прутки), имеющие более сложную форму поперечного сечения (уголок, швеллер, квадрат, двутавр и т. п.). В строительстве активно используются при сооружении перекрытий, стальных мостов, крыш зданий и сооружений.

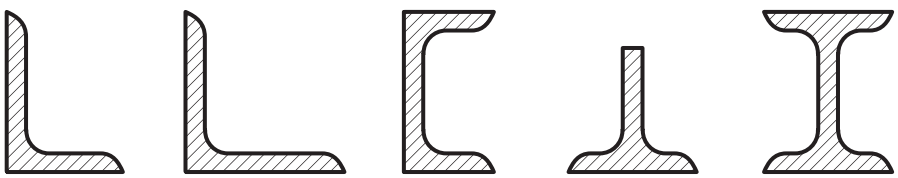


Рис. 1.7.2. Основной сортамент фасонного проката

При продольной прокатке сортовых и фасонных (рис. 1.7.3) профилей, также, как и при листовой прокатке, предусмотрено обжатие квадратной (иногда, прямоугольной) непрерывнолитой заготовки между вращающимися в разные стороны валками прокатных станов и ее перемещение перпендикулярно осям валков. Прокатка сортовых и фасонных профилей осуществляется в специальных калибрах, представляющих собой совмещение одинаковых вырезов на валках, называемых ручьями. Таким образом, калибр — это просвет, образованный ручьями в вертикальной плоскости, проходящей через оси валков. Калибровка прокатных валков — последовательность калибров, расположенных на валках прокатного стана и обеспечивающих получение проката заданных размеров и формы (конфигурации поперечного сечения). В целом калибровкой прокатных валков называется определение формы, размеров и числа калибров, размещаемых на валках для получения готового профиля по рассчитанному

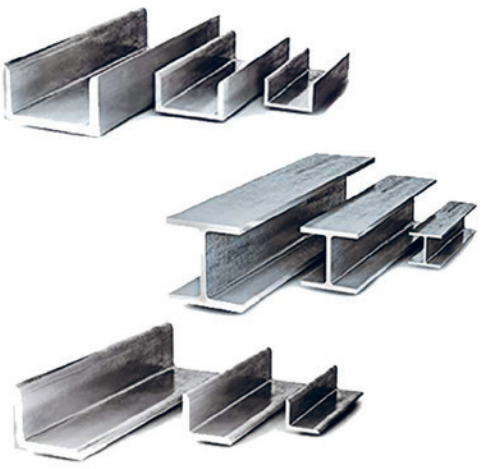


Рис. 1.7.3. Типовые фасонные профили сортового проката (швеллер, двутавр, уголок)

режиму обжатий. На сортовых станах, как правило, назначают по одному проходу в каждом калибре. От того, насколько правильно выбрана калибровка валков, зависят размеры и качество поверхности получаемого профиля [47]. Рациональная калибровка должна обеспечивать:

- необходимый по размерам профиль в пределах установленных допусков;
- хорошее качество проката — отсутствие поверхностных дефектов (заусенцев, закатов, трещин и т. п.);
- максимальную производительность стана за счет минимального числа проходов (калибров) и рационального их распределения по клетям.

Для изготовления простых сортовых профилей проката — круг, квадрат и шестигранник применяются три разные группы калибров, в каждой из которых решаются свои задачи. Калибры принято классифицировать по назначению. Обжимные калибры, обычно прямоугольной формы, используют на заготовочных станах, а также в обжимных клетях сортовых станов для уменьшения сечения раската за счет увеличения его длины, чтобы получить заготовку, пригодную для дальнейшей прокатки на сортовых станах. Несколько первых пропусков выполняются по системе ящичных калибров. Эти калибры позволяют легче, чем другие, освободить поверхность раската от печной окалины. В ящичных калибрах обжатие осуществляется в основном по двум сторонам заготовки, а две другие, находящиеся под воздействием небольшого бокового обжатия со стороны стенок калибра, свободно освобождаются от окалины. При использовании других систем калибров, например «ромб — квадрат» или «овал — квадрат», когда обжатие осуществляется сразу по четырем сторонам, опасность вдавливания печной окалины в поверхность металла значительно выше. Кроме того, ящичная система калибров в первых пропусках, когда заготовка массивна, а температура металла высока, позволяет получить достаточно высокую вытяжку.

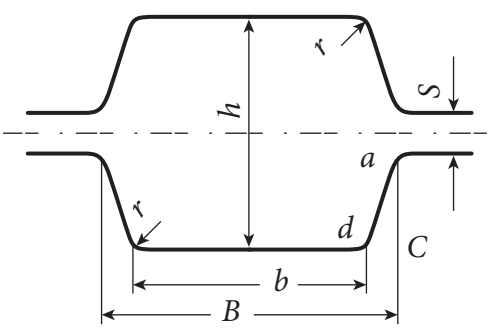


Рис. 1.7.4. Прямоугольный (ящичный) калибр и его элементы [47]

Основные размеры и конфигурация симметричного прямоугольного (ящичного) калибра которого определяются высотой h и шириной b по его дну (рис. 1.7.4). Поскольку калибр

обычно имеет выпуски, т. е. уклоны боковых стенок, определяемые из соотношения

$$\frac{da}{ac}\cdot 100\%,$$

то ширина калибра у буртов B всегда больше его ширины по дну b. Уклон боковых стенок выполняют для облегчения задачи полосы и выхода ее из валков, а также, чтобы сохранить первоначальные размеры калибра после переточки (рис. 1.7.5 *б*), поскольку в противном случае боковой износ калибра ($b \rightarrow b'$) не может быть компенсирован при переточке (рис. 1.7.5 *а*). Иначе говоря, при наличии уклона боковых стенок калибр может перетачиваться по мере износа рабочей поверхности валка с сохранением конфигурации и размеров, а при отсутствии уклона это невозможно.

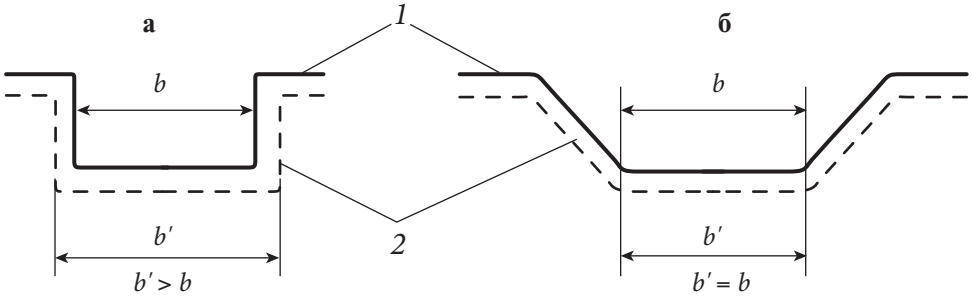


Рис. 1.7.5. Схема переточки ящичных калибров*: а*) без уклона боковых стенок; *б*) с уклоном боковых стенок; 1 — до переточки; 2 — после переточки [47]

Калибр по углам обычно снабжают закруглениями r, позволяющими избежать концентрации напряжений в валках и устранить возможность появления острых углов на прокатываемой полосе, которые могут приводить к появлению закатов и трещин из-за разрывов острых кромок полосы, имеющих более низкую температуру и, соответственно, пониженную пластичность. Для прямоугольного калибра радиус закругления по дну калибра составляет около $r = (0{,}1...0{,}15)\cdot h$, мм. У буртов калибра радиус закругления принимают обычно равным величине межвалкового зазора.

Между образующими валков (буртами) имеется зазор (разъем) s, величина которого принимается с учетом упругого перемещения валков в вертикальной плоскости в момент прокатки, в результате пружинения элементов клети под действием усилия прокатки. Таким образом, зазор s состоит из двух составляющих — просвета между валками в ненагруженном состоянии s_0 и величины пружинения валковой системы $s_{\text{пр}}$, т. е.

$$s = s_0 + s_{\text{пр}}.$$

В зависимости от диаметра валков D зазор составляет: $s = (0{,}005...0{,}008)\cdot D$, мм, что составляет обычно 1—10 мм.

При выборе расположения калибров на валках необходимо исходить из основного размера — диаметра валков стана (клети) D, представляющего собой

расстояние между осями верхнего и нижнего валков в их нормальном положении при прокатке. Линия соприкосновения начальных диаметров называется линией прокатки. Для симметричных прямоугольных, квадратных, ромбических, овальных и круглых калибров горизонтальная ось симметрии совпадает с линией прокатки.

В обжимных калибрах высоту h обычно определяют по заданным режимам обжатий, исходя из условий захвата, прочности оборудования и мощности привода. Следует отметить, что при большой высоте калибров диаметр валков по их дну уменьшается и, следовательно ухудшаются условия захвата, ослабляется прочностьвалков и снижается производительность станов из-за уменьшения окружной скорости валков. Однако при малой высоте калибров возможно переполнение их металлом и появление заусенцев, закатов и плен [48].

Черновые калибры необходимы, чтобы придать заготовке общую конфигурацию требуемого профиля. К черновым калибрам относятся вытяжные калибры систем «овал — квадрат», «ромб — квадрат», «овал — ребровой овал», которые приводят к дальнейшему уменьшению площади поперечного сечения раската и к получению продольной вытяжки заготовки. В вытяжной системе калибров, обычно следующей за ящичной, за наименьшее количество пропусков при высоком качестве проката получают подкат требуемых размеров и приближенной к конфигурации готового профиля формы сечения, который обеспечивает качественную прокатку в чистовой системе калибров. Последний черновой калибр называют предчистовым или предотделочным.

При прокатке в чистовой системе калибров решается главная задача — получение готового профиля с требуемой точностью и без дефектов по поверхности. Чистовые калибры выпускают готовый прокат заданных размеров и конфигурации с учетом усадки металла при охлаждении и обеспечивают получение окончательного профиля готового изделия [47]. Для получения готового профиля, как правило, используют один чистовой калибр.

По форме калибры подразделяют на простые и фасонные. Простые калибры имеют очертания простых геометрических фигур: прямоугольника, квадрата, ромба, шестиугольника, овала, круга. Для них характерно

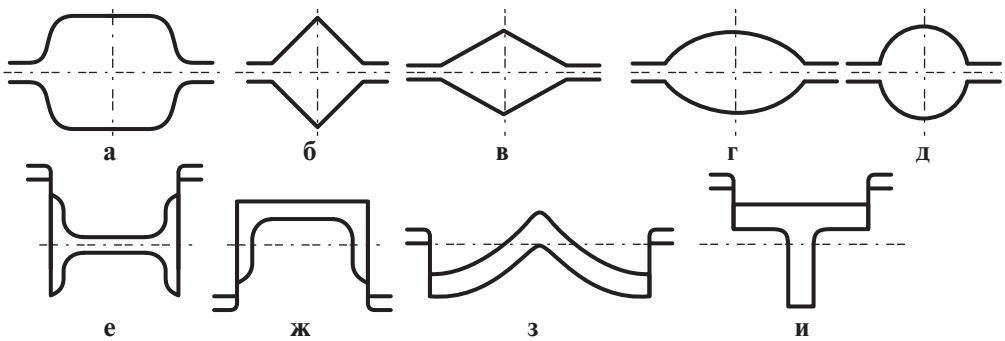


Рис. 1.7.6. Основные виды калибров при производстве фасонного и сортового проката

наличие полной симметрии относительно вертикальной и горизонтальной осей (рис. 1.7.6 *а — д*). Калибры более сложной конфигурации называют фасонными: балочные, швеллерные, уголковые, тавровые и др. (рис. 1.7.6 *е — и*). такие калибры могут иметь одноосную симметрию или быть асимметричными.

По конструкции калибры отличаются соотношением размеров элементов, способом образования элементов профиля, расположением разъемов калибра. Так, например, овальный калибр может быть выполнен с различным отношением ширины к высоте, с наличием прямолинейных участков в местах, примыкающих к разъему. Так как контур калибра образуется ручьями двух валков, то он не является сплошным, а прерывается участками зазоров между буртами валков. Если зазоры располагаются в пределах высоты калибра, то его называют открытым, в противном случае — закрытым. На рисунке 1.7.6 все простые калибры (*а — д*) — открытые, а все фасонные калибры (*е — и*) — закрытые [49].

Рассмотрим типовую калибровку при прокатке полосовой стали на полунепрерывном мелкосортном стане (рис. 1.7.7). Исходным сечением для прокатки полосовых профилей является квадрат. Последующие пропуски производятся на гладких валках, которые выполняют функции черновых калибров. Для предотвращения образования выпуклости на меньшей стороне и контроля размера большей стороны прямоугольного сечения применяют ребровые калибры, количество которых в схеме прокатки зависит от соотношения сторон полосового профиля, необходимости получения острых углов на готовом профиле и других условий. Если ширина полосы относительно невелика, возможно получение профиля непосредственно из квадрата. Схема прокатки, представленная на рис. 1.7.7, иллюстрирует применение вытяжных, черновых и чистовых калибров в двенадцати клетях указанного стана [4]. В первых пропусках заготовку прокатывают в вытяжных системах (ящичные калибры — 1, 2; «шестиугольник — квадрат» — 3, 4). В дальнейших пропусках продолжают уменьшать сечение раската в вытяжной системе «овал — квадрат» (клети 5, 6, 7, 8, 9, 10), а промежуточные квадраты используют в качестве исходных для черновых полосовых калибров, расположенных в клетях 5—10. Гладкие валки в клети 11 используют в качестве предчистовых пропусков, в клети 12 — чистовых.

В ходе прокатки непрерывнолитая заготовка, как правило, квадратная, подвергается значительной пластической деформации сжатия, в связи с чем разрушается её первичная литая структура и формируется более плотная и мелкозернистая структура, что обусловливает повышение качества металла. Кроме того, повышению качества сортового и фасонного проката также способствуют такие мероприятия, как контроль температурного режима и охлаждение профилей, т. е. внедрение процесса термомеханической прокатки, обеспечивающей возможность их упрочнения в линии стана аналогично плоскому прокату. Таким образом при сортовой прокатке имеет место не только изменение формы заготовки, но и улучшение структуры и свойств обрабатываемого металла.

Несмотря на значительное разнообразие конфигураций фасонных профилей, общей особенностью их калибровки является неравномерность деформации по ширине профиля. Большинство фасонных профилей прокатывают в закрытых калибрах, форма которых определяется конфигурацией профиля.

Качество сортового и фасонного проката как по точности, так и по дефектам поверхности в значительной мере определяется схемой деформации металла и калибровкой профиля. В свою очередь, схема деформации связана с конструкцией стана и другого оборудования цеха.

Сортопрокатные станы по назначению можно разделить на две группы:

- станы общего назначения, производящие сортовую и фасонную продукцию широкого сортамента для всех отраслей машиностроения и строительства;

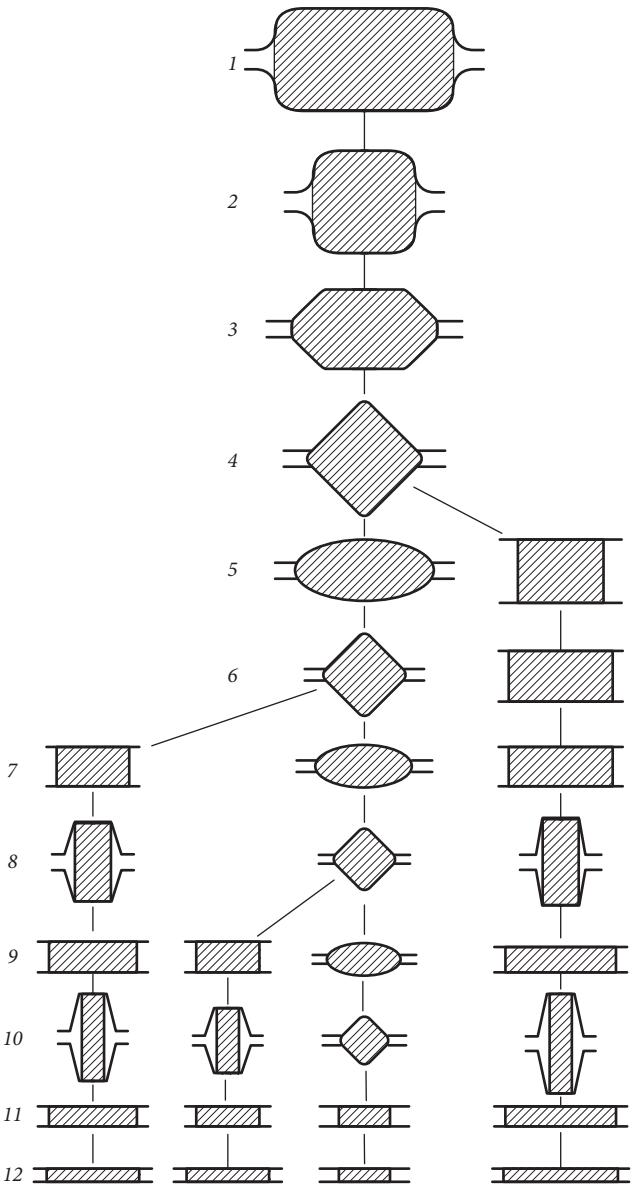


Рис. 1.7.7. Схема прокатки полосовой стали на полунепрерывном мелкосортном стане

• станы специализированные, предназначенные для производства сортового и фасонного металла сравнительно узкого, специализированного сортамента, используемого только в специальных целях.

• Станы общего назначения, в свою очередь, по сортаменту бывают:

• крупносортными, производящими крупные круги диаметром выше 50 мм, равновеликие по площади поперечного сечения квадраты, уголки, полосы, швеллеры и другие профили, специализированные и общего назначения;

• среднесортными, в сортамент которых входят круглые профили от 30 до 50 мм, и равновеликие по площади другие профили;

• мелкосортными, производящими круглый прокат диаметром от 10 до 30 мм, и другие равновеликие профили; к этой же группе иногда относят специализированные проволочные станы, производящие круглый покат (катанку) диаметром 5,0—8,0 мм.

• Следует отметить, что границы разделения сортамента между такими станами достаточно приблизительны.

• Станы второй группы, предназначенные для производства более узкой и специализированной продукции, как правило, характеризуются их названием:

• рельсобалочные, выпускающие кроме рельсов и балок другие крупные сортовые простые и сложные профили строительного назначения;

• проволочные (напомним, что проволочные станы производят не проволоку, а катанку, которая служит заготовкой для дальнейшего производства проволоки волочением).

Сортопрокатные станы достаточно полно характеризуются диаметром валков. По диаметру можно определить примерные габариты стана, мощности привода его клетей, технологические возможности и многое другое. Поэтому диаметр валков последней клети стана (с округлением) определяет его название. Станы 900—500 относятся к крупносортным, станы 550—300 — к среднесортным и станы 330—250 — к мелкосортным станам. Проволочные станы имеют диаметр валков последних клетей в пределах 150—280 мм.

Исходным материалом для получения длинномерных профилей на сортовых станах являются непрерывнолитые заготовки различного сечения и длины. Размеры и масса исходного материала зависят от размеров конечного продукта и от оборудования, на котором осуществляют прокатку. Чем длиннее готовый прокат, тем больше машинное время прокатки, выше производительность стана и тем меньше потери металла в обрезь.

На большинстве сортовых станов технологический цикл производства сортопрокатной продукции в целом одинаков и включает в себя подготовку исходного металла к нагреву, нагрев, прокатку, охлаждение, порезку на мерные длины, маркировку и уборку. Однако размерные, профильные и качественные различия сортового проката вносят свою специфику и в технологичекий процесс производства проката.

Подготовка исходной НЛЗ к нагреву заключается в удалении с нее поверхностных дефектов путем огневой или абразивной зачистки. Нагрев металла ведут, как правило, в методических печах, состоящих из нескольких зон:

методической; от одной до трех сварочных зон и зоны томления. Методическая зона предназначена для постепенного прогрева прокатной заготовки до температуры 650—800 °С. В сварочной зоне НЛЗ нагревают до заданной температуры прокатки с максимальной скоростью. Томильная зона предназначена для выравнивания температуры по сечению и длине заготовки.

После нагрева заготовку транспортируют к прокатному стану для получения заданного профиля необходимой формы и размеров. После получения профиля производят его раскрой. Крупный сорт разрезают на заданные длины в горячем состоянии. Раскрой среднего и мелкого сорта в горячем состоянии осуществляют на длину холодильника, а в холодном состоянии — на заданные длины. При горячем раскрое обязательно учитывают припуск на температурную усадку. Разрезанные штанги крупного сорта после клеймения по рольгангу направляют на охлаждение. Выбор способа и режима охлаждения зависит от марочного и профильного сортамента и от состава оборудования стана.

Средний и мелкий сорт подвергают порезке на заданные длины на ножницах с параллельными ножами или на гильотинных ножницах после его охлаждения. Охлажденный прокат поступает на отделку. Отделочные операции — термическая обработка, очистка поверхности проката от окалины, правка прутков, сплошная и выборочная зачистка поверхностных дефектов, котроль качества металла, маркировка, упаковка, взвешивание готового проката.

К недостаткам последовательных сортовых станов следует отнести большую протяженность прокатной линии. Чем длиннее раскаты, тем длиннее стан. Из-за высокой протяженности линии стана температура металла к концу прокатки успевает существенно снизиться. Для крупносортных станов это не так заметно сказывается на температурном режиме, т. к. массивный крупный сорт остывает сравнтельно медленно. Однако на средне- и мелкосортных станах количество клетей больше, длины раскатов также выше, поэтому уложиться в требуемый температурный интервал прокатки достаточно сложно.

1.7.2. Горячекатаные швеллеры и двутавры с параллельными гранями полок

Наиболее эффективно использование в строительстве такого вида фасонных профилей, как швеллера и двутавры. Известны следующие основные схемы калибровки валков для прокатки швеллеров (рис. 1.7.8) [48]:

- балочная (рис. 1.7.8 *а*), в которой наряду с подготовительными корытными калибрами используют также 2—4 первых по ходу прокатки черновых двутавровых калибра, общих для прокатки швеллеров и балок одного или двух-смежных размеров по высоте стенки профиля;
- корытная (рис. 1.7.8 *б*), в которой все фасонные калибры выполнены только корытными, прямополочными, с прямой стенкой;
- развернутая (рис. 1.7.8 *в*), в которой черновые и подготовительные калибры выполнены развернутыми, с изогнутыми полками и стенкой.

В корытных калибрах с повышенным выпуском полок обеспечивается хорошее центрирование и достаточная устойчивость раската. Одновременно

повышение выпуска наружных граней полок позволяет интенсифицировать режим деформации металла в калибрах, улучшить восстановимость размеров калибров по ширине, уменьшить съем по диаметру валков при переточках.

В то же время при использовании развернутой калибровки температура прокатки во всех пропусках чистовой линии стана выше, чем при корытной калибровке на 18...20 °С. Это объясняется тем, что в первых пропусках развернутые раскаты имеют меньшую поверхность теплоизлучения, чем корытные. Соответствнно, уменьшаются потери тепла в первых пропусках и сохраняется больший запас тепла для прокатки в последних пропусках. Кроме того, в результате уменьшения разности катающих диаметров по периметру ручьев уменьшается проскальзывание раската относительно поверхности валков и снижается износ последних.

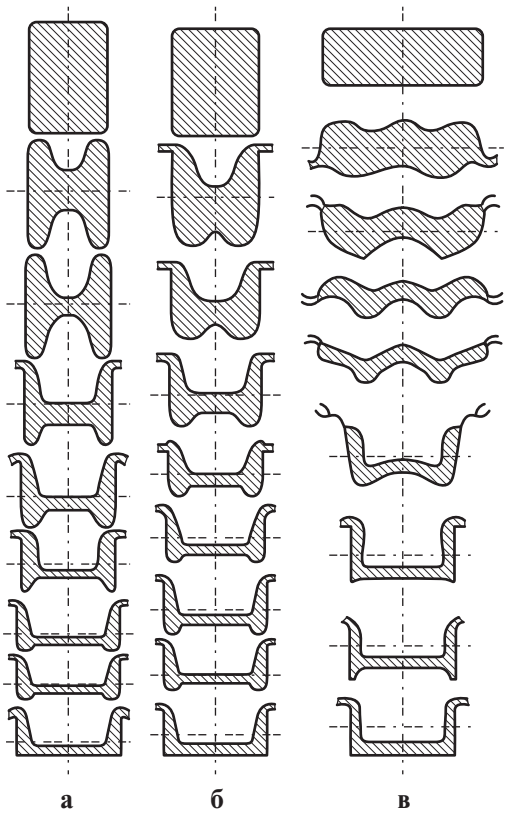


Рис. 1.7.8. Известные схемы калибровки швеллеров [48]

Помимо швеллеров, в качестве несущих элементов строительных конструкций широко используются двутавры, в том числе и с параллельными гранями полок (рис. 1.7.9). В их конструкции сочетается минимальный расход стали при максимальной экономии площади перекрытий (при применении в колоннах), простота узлов стыковки при примыкании балок и связей к колоннам и т. п. [25]. Такие балки изготавливают в специальных калибрах универсальных балочных станов по ГОСТ Р 57837—2017 на «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок». Возможно получение рассмотренной продукции при помощи сварки на заводах металлоконструкций, однако полученные при помощи прокатки балки характеризуются более высокими эксплуатационными характеристиками ввиду отсутствия продольных сварных швов.

Перспективным направлением при производстве двутавровых широкополочных балок является использование непрерывной разливки фасонной заготовки со специальным профилем, что позволяет существенно снизить себестоимость готового проката. В частности, для производства горячекатаных двутавров наряду с квадратной (или близкой к квадратной) непрерывнолитой заготовкой часто используется профилированная в МНЛЗ заготовка типа «собачья кость» с утолщениями на боковых гранях (рис. 1.7.10). Конфигурация

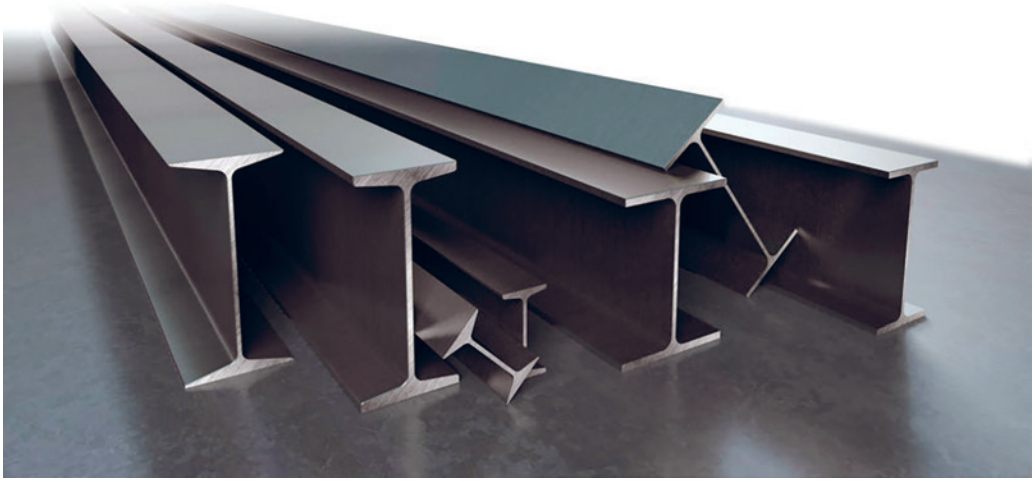


Рис. 1.7.9. Двутавровые профили, в том числе с параллельными гранями полок, полученные методом сортовой прокатки



Рис. 1.7.10. Внешний вид непрерывнолитой фасонной заготовки типа «собачья кость» для прокатки двутавровой балки

кристаллизаторов для непрерывной разливки подобной заготовки приведена на рис. 1.7.11. Такой подход позволяет обеспечивать энергосберегающий эффект, основанный на приближении профиля заготовки к профилю конечной продукции (двутавровой балки), и повышение выхода годного за счет оптимизации схемы деформации. При этом сечение непрерывнолитой заготовки может быть в максимальной степени адаптировано к тем прокатным станам, которыми располагает конкретный металлургический завод или компания.

При прокатке на сортовом стане фасонной двутавровой балки за несколько пропусков производится формоизменение поперечного сечения профиля (рис. 1.7.12).

Обычно основная неравномерная деформация производится в первых двух-трех калибрах, так как в начале прокатки металл имеет высокую температуру и поэтому достаточно пластичен. Первый калибр, в котором производится деформация исходной заготовки прямоугольного сечения, называется разрезным. В процессе разрезки происходит значительная высотная утяжка. Балочные

калибры располагают в валках таким образом, что закрытые фланцы предыдущего калибра поступали в открытые фланцы последующего калибра. Это обеспечивает постепенное формирование всего сечения балки в целом. В последних калибрах (особенно в чистовом) стремятся достигнуть равномерного распределения обжатия по ширине профиля, чтобы избежать образования внутренних напряжений [4]. При этом необходимы специальные подходы к калибровке, обеспечивающие минимизацию уклонов внутренних граней полок вплоть до их параллельности.

Отсутствие сварных швов в сортовом прокате является его очевидным преимуществом: как экономическим (снижаются затраты на изготовление, сроки передела метала на заводах металлоконструкций), так и техническим (повышается сопротивление конструктивных элементов эксплуатационным нагрузкам). Следует отметить, что максимальный экономический эффект достигается при применении проката высокой прочности с пределом текучести $\sigma_т \geq 390$ МПа, который позволяет снизить вес металлоконструкций до 15%.

Для получения требуемого уровня механических и эксплуатационных свойств сортового и фасонного проката может быть использована технология контролируемой прокатки, основные положения которой рассмотрены в предыдущих разделах. Она характеризуется регламентированными температурными условиями прокатки, обусловленными используемой легирующей композицией, и заданными режимами охлаждения длинномерной продукции на различных стадиях производства. Такой



Рис. 1.7.11. Кристаллизаторы МНЛЗ при производстве фасонной непрерывнолитой заготовки типа «собачья кость» для прокатки двутавровой балки

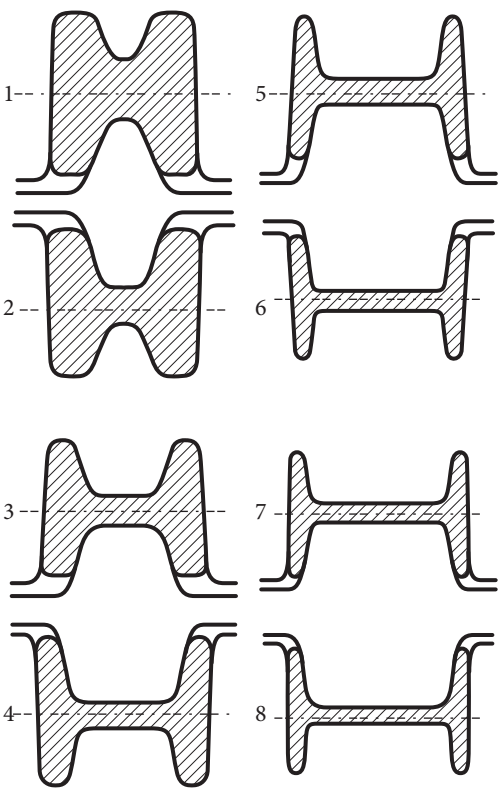


Рис. 1.7.12. Схема прокатки двутавровой балки в двухвалковых калибрах [4]

подход позволяет обеспечить заданную структуру и содержание упрочняющих фаз, при которых увеличивается прочностные и пластические характеристики. Однако сложность геометрии профилей и большие скорости прокатки создают определенные затруднения для равномерного охлаждения раската в процессе прокатки [72].

Получение оптимального сочетания механических свойств в результате контролируемой горячей прокатки определяется следующими структурными факторами:

- измельчением структуры (получение мелкого и однородного зерна). Эффект упрочнения стали за счет измельчения зерна может составлять 20...30%;
- дисперсионным упрочнением;
- получением полгонизованной субструктуры.

При этом измельчение зерна обеспечивает монотонное повышение прочностных и вязких свойств металла, а получение полигонизованной субструктуры наряду с повышением прочности позволяет сохранить высокую пластичность. Следует отметить, что дисперсионное упрочнениезначительно увеличивая прочностные свойства, может негативно сказываться на пластичности и вязкости. Таким образом, измельчение зерна и получение субструктуры — наиболее вероятные механизмы повышения прочности.

Варьируемыми параметрами при контролируемой прокатке являются: температура аустенизации (температура нагрева под прокатку); температурный и деформационный режимы прокатки (температура по проходам и температура конца прокатки, распределение обжатий по пропускам), время паузы между пропусками (междедеформационная выдержка), режимы заключительного охлаждения готового проката. Однако снижение температуры окончания деформирования за счет увеличения времени естественного охлаждения металла на воздухе между пропусками сопровождается снижением производительности прокатного стана. Избежать этого можно за счет ускоренного охлаждения металла в междеформационных паузах. Соответственно, низколегированные и углеродистые стали необходимо деформировать при возможно более низких температурах в аустенитной области с последующим охлаждением и увеличении скорости последеформационного охлаждения [72].

Способы ускоренного охлаждения сортового проката характеризуются видом охлаждающей среды, а также организацией подачи ее на охлаждаемую поверхность раската и отвода отработанного охладителя. Конструкции охлаждающих устройств определяются выбором способа охлаждения, конфигурацией охлаждаемого профиля, требуемым уровнем механических свойств проката и т. д. Для регламентирования температурного режима прокатки могут быть использованы устройства принудительного охлаждения на основе ламинарной и струйной подачи воды или водовоздушной смеси. Они должны обеспечивать:

- получение равномерности охлаждения по периметру, сечению и длине раската;
- высокую интенсивность теплоотбора и иметь при этом малую длину;
- эффективное использование охлаждающего материала и его минимальный расход;

• беспрепятственную транспортировку проката по технологической линии, стабильность производственного процесса, быстроту замены и удобство в обслуживании.

Таким образом высокий уровень прочностных характеристик двутаврового балочного проката может обеспечиваться либо за счет термомеханической прокатки и/или ускоренного охлаждения для следующей легирующей композиции: $C \le 0{,}12\%$; $Mn = 1{,}5...1{,}7\%$; $Si \le 0{,}6$; $Al \le 0{,}02\%$; $Nb \le 0{,}05$; $V \le 0{,}15\%$; $Ti \le 0{,}05\%$; $Ni = 0{,}1...0{,}2\%$; $Cr = 0{,}1...0{,}2\%$; $Cu = 0{,}1...0{,}2\%$ [11]. Термомеханическая прокатка здесь реализуется за счет высокой скорости охлаждения поверхности прокатанного профиля (≈ 100 °C/с) при использовании интенсивных потоков воды. При этом обеспечивается формирование игольчатых структур в поверхностных зонах балки. Поскольку ее осевые зоны охлаждаются с более низкой скоростью, в сечении готового проката может иметь место неоднородность структуры. Игольчатая структура в поверхностных слоях достаточно полно распадается при самоотпуске под влиянием тепла прокатного нагрева, передаваемого от центральных слоев профиля. В подобных профилях со структурой естественного композита важно, чтобы интегральные механические свойства были на уровне заданных требований: $\sigma_т \ge 450$ МПа; $\sigma_в \ge 570...720$ МПа; $\delta \ge 17\%$. При этом низкотемпературная ударная вязкость должна составлять $KCV_{-40} \ge 40$ Дж/см^2. Получение требуемой высокой хладостойкости в рассматриваемом прокате обеспечивается достаточно мелким ферритным зерном — не более № 9...10, а также высокой чистотой по вредным примесям и неметаллическим включениям при отсутствии строчечных сульфидов.

Вопросы к разделу 1.7

1. Назовите основные фасонные профили, изготавливаемые на сортопрокатном стане, используемые в строительстве.
2. Назовите основные сортовые профили, изготавливаемые на сортопрокатном стане, используемые в строительстве.
3. За счет чего реализуется термомеханическая прокатка при производстве двутавровых балок?
4. Какую конфигурацию имеет исходная заготовка при производстве сортового и фасонного проката строительного назначения?
5. Приведите конфигурацию ящичных калибров.
6. В каких проходах при фасонной и сортовой прокатке производится основная неравномерная деформация?
7. За счет чего распадается игольчатая структура в поверхностных слоях при прокатке фасонных профилей?
8. Какие подходы к калибровке позволяют избежать образования внутренних напряжений в фасонных профилях?
9. Для прокатки каких профилей используется НЛЗ типа «собачья кость»?
10. Какие технологические параметры варьируются при контролируемой прокатке фасонного профиля?

1.8. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ПРОКАТА СТРОИТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ СО СПЕЦИАЛЬНЫМИ СВОЙСТВАМИ

1.8.1. Прокат строительного назначения с повышенной коррозионной стойкостью

Коррозией металлов называется разрушение их поверхности в результате окисляющего химического или электрохимического воздействия окружающей среды, сопровождающееся выходом металлоконструкции из строя или снижением ее несущей способности. Это определяет необходимость разработки технологии производства различных видов проката с повышенной коррозионной стойкостью, т. е. проката с повышенными эксплуатационными свойствами (более длительным ресурсом эксплуатации изготавливаемых из него металлоконструкций в условиях атмосферной или иной коррозии).

Коррозионная стойкость проката строительного назначения определяется значительным числом факторов, среди которых ключевая роль принадлежит химическому составу стали, степени загрязненности ее неметаллическими включениями, структурному состоянию стали и физико-химическим свойствам коррозионной среды (условиями эксплуатации). Большая часть этих факторов зависят от уровня и параметров металлургических технологий. Говоря о коррозионной стойкости проката строительного назначения, следует, в первую очередь, учитывать его стойкость против общей и локальной атмосферной коррозии в нейтральных водных средах. Для оценки коррозионной стойкости обычно используются рассмотренные ранее гравиметрические методы.

Следует отметить, что уровень коррозионной стойкости стали обычно определяется после некоторого взаимодействия с коррозионной средой, во время которого происходит определенное модифицирование поверхностного слоя стали. Для более устойчивых сталей это модифицирование проходит сравнительно быстро и ограничивается образованием одного или нескольких молекулярных поверхностных защитных слоев с повышенным содержанием в них устойчивого легирующего компонента. Для менее устойчивых сталей период формирования поверхностного слоя может продолжаться длительное время и приводить к изменению структуры металла от поверхности вглубь проката, без формирования защитных слоев.

Конечно, для решения задачи повышения коррозионной стойкости строительных металлоконструкций повышенной ответственности могут использоваться и нержавеющие хромоникелевые стали аустенитного класса. Однако их крайне высокая стоимость определяет необходимость применения в строительных проектах общего назначения более дешевого низколегированного, малоуглеродистого (содержание углерода не более 0,05%) проката, микролегированного карбонитридообразующими элементами, такими как титан (Ti), ванадий (V), ниобий (Nb). В качестве легирующих компонентов в таких сталях могут быть использованы хром (Cr), никель (Ni), медь (Cu) в объеме не более 1% при пониженном содержании серы (не более 0,003%). Подобный

прокат способен обеспечивать требуемый уровень коррозионной стойкости при сохранении сравнительно низкой стоимости изделия.

Производство листового проката строительного назначения из низколегированной малоуглеродистой стали предусматривает использование различных механизмов формирования механических и эксплуатационных свойств и, соответственно, комплексный подход к разработке композиции химического состава (легирования) и технологии производства.

Скорость коррозии стали монотонно возрастает по мере повышения содержания углерода за счет повышения гетерогенности поверхности. Наиболее существенно содержание углерода сказывается на развитии коррозионного растрескивания в углеродистой и низколегированной стали, в то время как на остальные виды коррозии оно обычно влияет сравнительно слабо. Данное явление обусловлено возникновением цементитных включений, приводящих к искажению кристаллической решетки феррита на границах зерен.

В работе [26] показано, что введение небольших добавок хрома (0,5—0,7%) повышает коррозионную стойкость низкоуглеродистого проката, в частности 08ХМФА. Это обусловлено тем, что в слоях, прилегающих к поверхности проката, происходит обогащение продуктов коррозии хромом. Концентрация хрома в продуктах коррозии значительно выше, чем в матрице металла, что позволяет сформировать на поверхности проката защитную пленку, тормозящую дальнейшее распространение этой коррозии. Хромсодержащие продукты коррозии обладают меньшей электропроводностью, чем карбонаты железа $FeCO_3$, что приводит к минимизации гальванического эффекта пары «металл — продукты коррозии», а также к уменьшению контактного взаимодействия металла со средой, защищая и способствуя «самозалечиванию» металла. Введение до 0,5% меди также приводит к образованию на поверхности стали защитной пленки, которая препятствует проникновению в сталь водорода, за счет чего возрастает стойкость к водородному охрупчиванию.

Легирование небольшим количеством никеля (до 1%) также повышает стойкость проката к коррозии, что связано с оптимизацией параметров кристаллической решетки и повышением растворимости водорода в металле. С другой стороны, более значительное увеличение содержания никеля приводит к снижению критической скорости закалки, что способствует образованию неравновесных структур (мартенсит, бейнит), отрицательно сказывающихся на сопротивлении металла коррозионному растрескиванию.

Небольшие добавки карбидообразующих элементов (Ni, V, Ti) на уровне микролегирования положительно сказываются на коррозионной стойкости проката за счет повышения степени равновесности феррита, а также измельчения и повышения равномерности распределения карбидной фазы [27]. Важным является распределение карбидов: они должны располагаться равномерно в ферритной матрице и не иметь строчечного характера.

При оптимизации химического состава и структурного состояния стали существенную роль в повышении коррозионной стойкости начинает играть уже обеспечение чистоты по КАНВ. Иначе говоря, важным направлением повышения коррозионной стойкости проката является оптимизация состава

и содержания неметаллических включений. Производственный опыт показывает, что причина аварийных разрушений металлоконструкций часто может быть связана с присутствием в стали коррозионно-активных неметаллических включений (КАНВ), содержащих кальций, которые в ряде случаев формируются в процессе обработки жидкой стали в ковше. Характер и распределение КАНВ в металле обычно определяют на микрошлифах с помощью электронно-микроскопического анализа. Такой подход позволяет оценить допустимый уровень загрязненности стали КАНВ, обеспечивающий отсутствие аномального ускорения коррозионных процессов — на уровне не более 2 вкл/мм^2 площади микрошлифа. Следует отметить, что независимо от марки, сталь, имеющая превышение допустимого уровня загрязненности КАНВ, показывает более высокую скорость коррозии, чем чистая сталь (иногда, более чем на порядок).

Можно выделить два механизма коррозии в области КАНВ (рис. 1.8.1). Первый связан с наличием повышенного уровня напряжений матрицы в области КАНВ 1 из-за различия в значениях коэффициента термического расширения включения и металлической матрицы, а также в связи с увеличением объема (гидратацией) включений системы CaO — Al_2O_3 (алюминатов кальция) при контакте с водным электролитом. В случае КАНВ 2 коррозия в большей степени вызвана растворением самого включения (из-за его химической активности) с образованием питтинга.

В работе [28] установлено, что при наличии серы в составе проката рассматриваемого сортамента, неметаллические включения состоят из магнезиальной шпинели и сульфидов кальция и марганца, плотно прилегающих друг к другу. При этом причиной снижения коррозионной стойкости является растворение сульфидной части включений в поверхностной зоне на начальной стадии коррозии, что и инициирует образование питтинга на месте растворенного неметаллического включения.

Таким образом, дополнительным условием получения повышенной коррозионной стойкости проката в части структурных параметров является уменьшение доли коррозионно-активных неметаллических включений, загрязнения которыми не должны превышать 2 баллов. Это достигается путем повышения

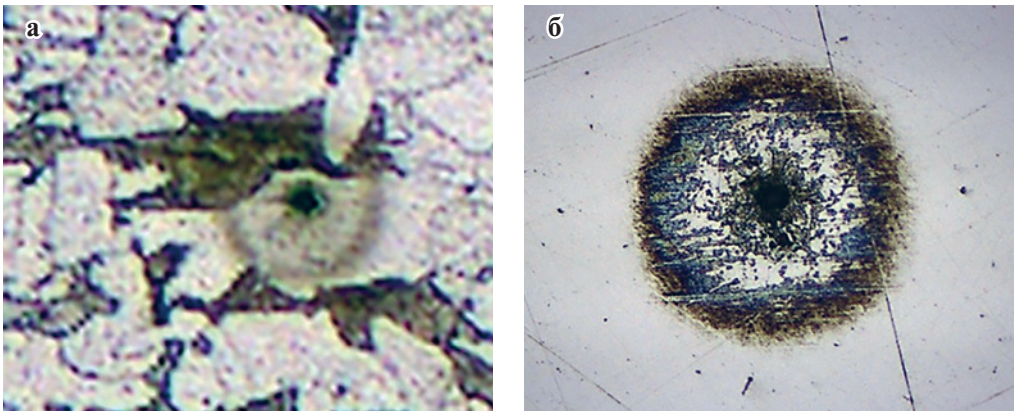


Рис. 1.8.1. Начальная стадия коррозии в зоне КАНВ*: а)* тип 1; *б)* тип 2

чистоты металла в отношении примесей, оптимизации технологии выплавки и доводки химического состава сплава или уменьшения расхода раскислителей, содержащих алюминий и кальций.

В качестве технологических методов повышения коррозионной стойкости для заданного химического состава может быть использована термообработка (в т. ч. закалка) готового проката или его ускоренное охлаждение с прокатного нагрева, способствующие гомогенизации структуры. Микроструктура проката с повышенной коррозионной стойкостью, формируемая в ходе деформации, должна характеризоваться минимальным уровнем сегрегационной неоднородности и отсутствием полосчатости по толщине. Анализ мирового опыта показывает, что коррозионное растрескивание по осевой плоскости может быть в значительной мере предотвращено в случае применения ускоренного охлаждения (УО) после контролируемой прокатки (КП), так как получаемая дисперсная бейнитная структура имеет лучшие характеристики, чем полосчатая феррито-перлитная структура. Однако необходимость баланса между высокой прочностью и сопротивлением коррозии накладывает определенные ограничения на использование данного подхода, так как чувствительность металла к трещинам в кислой среде (коррозионная активность) возрастает одновременно с повышением прочности.

В отношении структурных характеристик принято считать, что наибольшим сопротивлением к коррозии обладает структура сорбита отпуска и феррита. Повышение коррозионной стойкости проката категории прочности К56-К60 осуществляется за счет увеличения скорости охлаждения после прокатки (увеличение доли мартенсита/бейнита) с последующей объемной термообработкой (получение структуры сорбита отпуска), что позволяет варьировать дисперсность зерна и, соответственно, прочность. Однако увеличение скорости охлаждения может быть ограничено возможностями прокатного оборудования. При отсутствии возможности обеспечения необходимой скорости охлаждения структуру сорбита можно получить после нормализации раската, проводимой с прокатного нагрева.

Коррозионная стойкость низколегированных малоуглеродистых сталей строительного назначения во многом определяется степенью дисперсности и строением ферритокарбидных смесей, существенное влияние на которые оказывают используемые режимы термообработки [29]. Изучение коррозионной стойкости ферритокарбидных структур с различной морфологией карбидной фазы показало, что к ухудшению коррозионной стойкости приводит не только морфология карбидов, но и их неблагоприятное распределение в ферритной матрице. Так исправление исходной полосчатой феррито-перлитной структуры стали 13ХФА путем проведения дополнительной термообработки (нормализации) приводит к увеличению коррозионной стойкости материала примерно в 1,5 раза (рис. 1.8.2). Как видно из приведенных данных, наименьшим показателем коррозии обладает сталь 15Х5М после проведения отпуска — менее 0,2 мм/год.

При этом зернистая форма карбидов в стали 15Х5М, полученных в процессе горячей прокатки, не обеспечивает высоких коррозионных свойств, вследствие выделения карбидов в виде цепочек по границам субзерен феррита. Лучшими

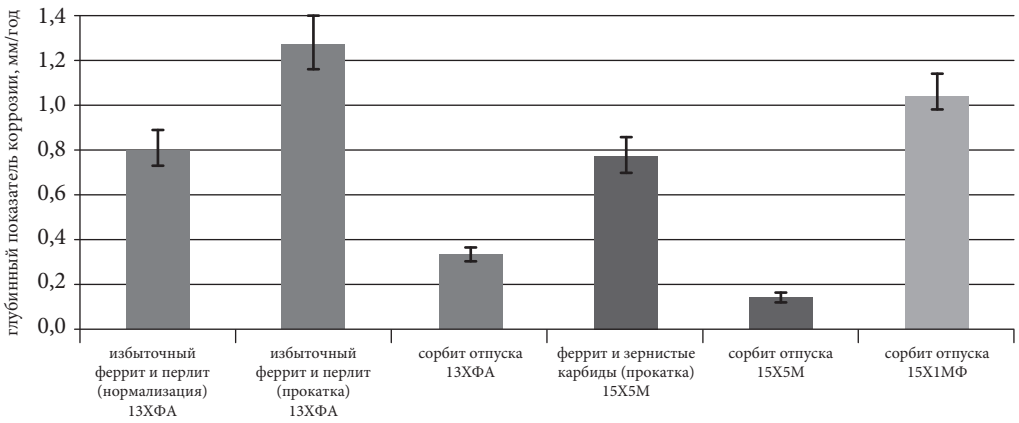


Рис. 1.8.2. Значение глубинного показателя коррозии в сталях с ферритокарбидными структурами с различной морфологией карбидной фазы [29]

коррозионными свойствами обладают структуры сталей 15Х5М и 13ХФА с карбидами, равномерно распределенными в ферритной матрице, полученные в процессе отпуска мартенсито-бейнитных структур в этих сталях (рис. 1.8.3).

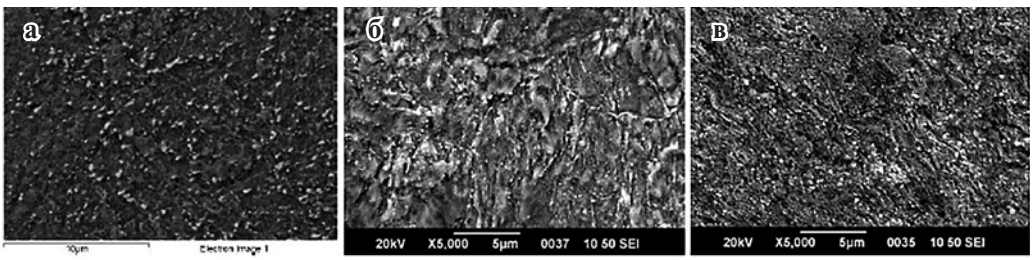


Рис. 1.8.3. Структура сорбита отпуска [29]:
а) сталь 13ХФА; *б)* сталь 15Х1М1Ф; *в)* сталь 15Х5М

В последнее время расширяется использование новых видов строительного проката с повышенной стойкостью к атмосферной коррозии, которые характеризуются образованием на поверхности стабильного декоративного защитного слоя ржавчины определенного оттенка. Основное технико-экономическое преимущество проката данного класса состоит в том, что согласно СНиП 2.03.11—85 «Защита строительных конструкций», их допускается не защищать от коррозии на открытом воздухе в средах со слабоагрессивной степенью воздействия и в сухом климате. Он используется для изготовления наружной облицовки и фасадов промышленных и гражданских объектов, а также трубчатых и профильных конструкций для мостов и транспортных сооружений. Использование устойчивого к атмосферному воздействию без нанесения защитных покрытий проката в стальных конструкциях экономит расходы на обработку поверхности, особенно в отношении модулей, для которых требуется периодическая окраска. Элегантная коричневая поверхность, покрытая патиной, представляет большие возможности для оригинальных дизайнерских решений.

Коррозионная устойчивость указанной стали обеспечивается с помощью таких легирующих элементов, как медь, хром, никель и фосфор. Благодаря им на поверхности проката образуется плотный защитный, практически не проницаемый для кислорода, оксидный слой — патина. Дальнейшая коррозия под слоем патины практически полностью останавливается. При обычных погодных условиях патина образуется приблизительно через 1,5—2 года, если поверхность подвергается воздействию погодных колебаний, т. е. периодически смачивается и высыхает. Сначала патина имеет красновато-коричневый цвет, но с течением времени она приобретает темный оттенок. В промышленных средах патина образуется быстрее и имеет более темный цвет, чем в чистом воздухе сельской местности. Коричневый цвет патины характерен для климата в сельской местности, более темные оттенки коричневого формируются в городской среде.

В настоящее время на территории РФ для изготовления декоративных металлоконструкций подобного типа используется в основном импортный атмосферостойчивый прокат из стали типа COR-TEN, российским аналогом которой является 14ХГНДЦ или 18САТЮ (18ХСАТЮ). По механическим свойствам она соответствует обычным конструкционным сталям и производится обычно в виде рулонного проката на широкополосных станах. Базовые механические свойства проката данного сортамента производства фирмы SSAB и проката 14ХГНДЦ приведены в таблицах 1.8.1 и 1.8.2, соответственно.

Таблица 1.8.1.

Механические свойства проката, устойчивого к атмосферной коррозии, производства фирмы SSAB

Марка стали	**Состояние поставки**	**Толщина проката**, мм	**Механические свойства при комнатной температуре**			
			Предел текучести, $\sigma_т$, МПа	Предел прочности, $\sigma_в$, МПа	Удлинение, δ_5, % поперек	Ударная вязкость, KV20, Дж вдоль
			Не менее	Не менее	Не менее	Не менее
COR-TEN A	Горячекатаная (КП)	2—13	345	485	20	—
COR-TEN High-Temp	Горячекатаная (КП)	2—13	345	485	18	—
COR-TEN B	Горячекатаная (КП)	2—60	345	485	19	—
COR-TEN B D	Нормализованная	5—60	345	485	19	27

Таблица 1.8.2.

Механические свойства проката 14ХГНДЦ

Толщина, мм		$\sigma_т$, МПа	$\sigma_в$, МПа	δ_5, %	KCV_{-20}	KCV_{-40}	KCV_{-60}
Норма по ГОСТ 6713—91							
Min	8	345	490	19	39	29	—
Max	50	—	685	—	—	—	—
Норма по ГОСТ Р 55374—2012							
Min	8	345	490	21	39	29	—
Max	50	—	685	—	—	—	—

Следует отметить, что прокат данного сортамента перед промышленным использованием нуждается в специальной подготовке поверхности, обеспечивающей формирование декоративного защитного слоя на поверхности.

1.8.2. Прокат строительного назначения с повышенной хладостойкостью

Важнейшей характеристикой проката, по которой определяется его способность оказывать сопротивление динамическим нагрузкам в условиях пониженных температур эксплуатации (хладостойкость) и при наличии концентраторов напряжения, является сопротивление хрупкому разрушению. Известно, что механизм разрушения в металле может быть хрупким, вязким и смешанным. Наиболее опасным с точки зрения эксплуатационной безопасности является хрупкое разрушение строительных металлоконструкций при низких температурах. На сопротивление стали хрупкому разрушению, как и на прочность, влияют одни и те же структурные факторы: состояние твердого раствора, размер зерна, дисперсионное упрочнение, плотность дислокаций, субструктура.

В производственных условиях хладостойкость строительного проката оценивается через величину ударной вязкости KCV при температуре испытания −50°С (KCV_{-50}) в Дж/см^2 или долю вязкой составляющей ($ДВС_{-50}$, %) на полномасштабном образце ИПГ (испытания падающим грузом) при температуре испытания −50°С (KCV_{-50}). Критерием сопротивления хрупкому разрушению (хладостойкости) принято считать переходную температуру (порог хладноломкости), соответствующую наличию в изломе определенного количества (50%) вязкой составляющей ($T_{50ВС}$). Взаимосвязь переходной температуры $T_{пер}$ со структурными параметрами можно упрощенно представить через ее зависимость от величины среднего диаметра зерна феррита d [30]:

$$T_{пер} = a + md^{-1/2},$$

где a, m — коэффициенты ($m = 12$ °С/мм$^{-1/2}$ для конструкционных сталей).

В работе [31] предложено для оценки влияния изменения прочностных характеристик на переходную температуру использовать коэффициент охрупчивания, определяемый из следующего соотношения:

$$k = \Delta T_{пер} / \Delta\sigma_T.$$

Установлены некоторые значения этого коэффициента:

• за счет дисперсионного твердения переходная температура $T_{пер}$ повышается на $\Delta T_{пер} = +3{,}5$ °С, при повышении σт на каждые 10 Н/мм², т. е. хладостойкость ухудшается;

• за счет измельчения зерна переходная температура $T_{пер}$ понижается на $\Delta T_{пер} = -6$ °С, при повышении σт на каждые 10 Н/мм², т. е. хладостойкость улучшается;

• при упрочнении за счет твердого раствора переходная температура $T_{пер}$ повышается на $\Delta T_{пер} = +3{,}5$ °С, при повышении σт на каждые 10 Н/мм², т. е. хладостойкость ухудшается.

При этом только зернограничное упрочнение повышает одновременно и прочностные свойства, и величину низкотемпературной ударной вязкости проката.

В части оценки влияния содержания легирующих компонентов на хладостойкость следует отметить, что наличие меди в твердом растворе, несколько повышает величину ударной вязкости проката при низких температурах, а каждые дополнительные 0,1% никеля снижают температуру порога хладноломкости проката на 4...10 °С [32], т. е повышают его хладостойкость. Присутствие фосфора в составе стали способствует развитию процессов обратимой отпускной хрупкости, что выражается в повышении температуры порога хладноломкости проката (снижении хладостойкости) на 20 °С на каждые 0,01% его содержания и снижении величины низкотемпературной ударной вязкости [32].

На хладостойкость проката, как и на коррозионную стойкость, существенно влияет степень загрязненности структуры проката неметаллическими включениями. В работе [33] показано увеличение ударной вязкости стали 10Г2ФБ с 235 Дж/см² до 318 Дж/см² (рис. 1.8.4) при снижении содержания неметаллических включений.

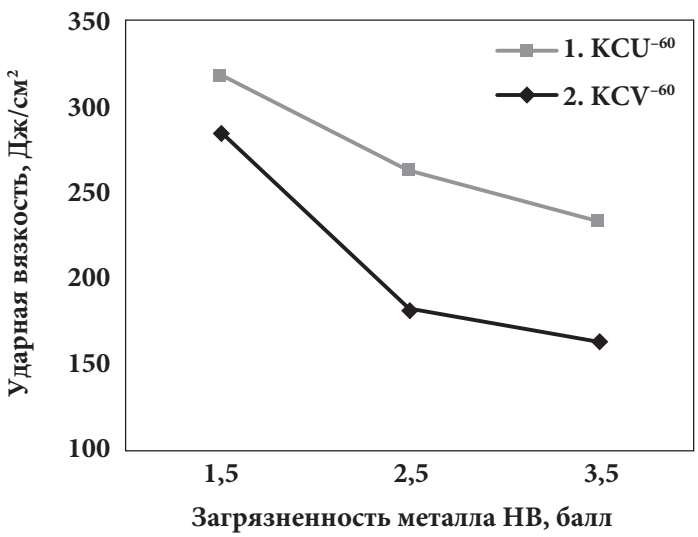


Рис. 1.8.4. Влияние загрязненности стали 10Г2ФБ неметаллическими включениями (НВ) на ударную вязкость [33]

Известны рекомендации по технологическому режиму выплавки и доводки стали с целью понижения загрязненности литой структуры НВ [34,35,36] предусматривающие снижение расхода раскислителей, содержащих алюминий, повышение качества стали в процессе плавки в печи с целью уменьшения времени и степени доводки химического состава на установке «печь-ковш».

В сталях класса прочности К60 (07Г2Б, 07Г2ФБ, 10Г2ФБ), производство которых включает в себя контролируемую прокатку и ускоренное охлаждение [37], предусмотрено микролегирование. При этом увеличение скорости охлаждения проката после окончания деформации может существенно снизить температуру начала превращения и подавить выделение второй фазы, в том числе и карбонитридов. Измельчение конечной микроструктуры, а также увеличение доли продуктов промежуточного превращения при использовании ускоренного охлаждения способны компенсировать снижение уровня прочностных свойств проката при уменьшении выделений карбонитридов. В то же время, при производстве полосы толщиной больше 20 мм необходимо легирование элементами, которые повышают устойчивость аустенита (Ni, Cr и др.), чтобы снизить негативное влияние значительного перепада температур по сечению при охлаждении полосы на ее хладостойкость.

1.8.3. Прокат строительного назначения с повышенной огнестойкостью

В последнее время важной характеристикой используемого материала при проектировании ответственных металлоконструкций является его огнестойкость, т. е. свойство сохранять несущую и ограждающую способность в условиях пожара. Строительными нормами предусмотрена защита открытых участков металлоконструкций от воздействия высоких температур при пожаре, которое влечет за собой разупрочнение и разрушение конструкции и здания в целом. Для защиты от нагрева может быть использовано нанесение на поверхность металла защитных огнестойких покрытий. Однако указанные материалы являются дорогостоящими и недостаточно надежными, а процедура их нанесения существенно увеличивает сроки строительства, поэтому наиболее эффективным представляется использование для строительства специальных видов проката с повышенной огнестойкостью. Исходя из этого, сейчас ведется активная разработка видов проката, способных сохранять свои прочностные свойства при высоких температурах на непродолжительное время без существенного увеличения количества легирующих элементов.

Огнестойкость характеризует способность материала сохранять соответствующие комнатной температуре значения прочностных характеристик ($\sigma_т$ и $\sigma_в$) при нагреве до заданной температуры, что позволяет оценивать несущую способность всей конструкции в пожароопасных ситуациях. Показатели предельных состояний металлоконструкций по огнестойкости и методы их оценки регламентируются ГОСТ 30247.0—94. Пределы огнестойкости указываются в минутах, предельные состояния по огнестойкости обозначаются: *R* — потеря несущей способности; *E* — потеря целостности; *I* — потеря теплоизолирующей способности. Наступление предела огнестойкости соответствует потере несущей и ограждающей способности конструкции, значение температуры в этот

момент времени называется критической температурой $t_{кр}$. Согласно нормам противопожарной безопасности НПБ 236—97, для рядовых строительных сталей в качестве критической температуры принимают 500 °С, но для огнестойких сталей эта температура составляет 600 °С. Указанные требования необходимо учитывать при производстве металлопроката строительного назначения с повышенной огнестойкостью.

В американских стандартах (ASTM E119) приведена градация критических температур стальных строительных конструкций из рядовых сталей в зависимости от конструктивного элемента: для колонн 540 °С; для балок и арматуры 593 °С; для всех видов предварительно напряженных конструкций 426 °С.

Для получения необходимого эффекта содержание углерода в строительных сталях следует понижать до уровня $C < 0{,}1\%$, поскольку со снижением содержания углерода повышается температура $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения, а именно эта температура определяет огнестойкость стали. Кроме того, с повышением содержания углерода увеличивается склонность к коагуляции карбидной фазы и перераспределению легирующих элементов в твердом растворе, т. е. к разупрочнению стали при нагреве [38]. Также следует максимально снижать содержание вредных примесей серы и фосфора с целью минимизации их склонности к межзеренному разрушению, вызываемому действием сегрегаций и соединений этих элементов при высоких температурах [39].

Наибольший эффект достигается при микролегировании сталей элементами, образующими дисперсные термически устойчивые частицы карбонитридных фаз (Nb + V). Выделяясь при нагреве до температуры 540...570 °С, дисперсные частицы этих элементов повышают атермическую составляющую прочностных характеристик стали и, обладая повышенным сопротивлением к коагуляции, достаточно эффективно замедляют снижение прочности, в случае повышения температуры при пожаре. При этом предпочтительно, чтобы карбонитриды, по крайней мере — ванадия, выделялись непосредственно из твердого раствора. Для этого необходимо ограничивать содержание марганца величиной $Mn \leq 1{,}0\%$, поскольку только до этих значений он способствует растворению микролегирующих элементов в твердом растворе. Помимо этого, при ограничении содержания марганца, как и для углерода, повышается температура $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения и снижается склонность к коагуляции карбидной фазы [40].

Важным легирующим элементом для сталей рассматриваемого сортамента является молибден, поскольку он уменьшает интенсивность снижения прочностных характеристик металла при пожаре и ослабляет возможность выделения фосфора по границам зерен. Кроме того, этот элемент существенно препятствует коагуляции дисперсной карбонитридной фазы, образуя сегрегации на поверхности дисперсной фазы и увеличивая сопротивление разупрочнению при температурах выше 550 °С. Сходным действием обладает хром, который обычно вводят в теплоустойчивые стали.

Химический состав стали, учитывающий указанные особенности легирования и микролегирования, позволяет на основе использования процессов полигонизации и рекристаллизации сформировать рациональную микроструктуру проката. Ее преимуществом является большое количество зон, благоприятных

для выделения дисперсных частиц (в первую очередь — ванадия) при огневом воздействии. Для этого может быть использована термомеханическая прокатка. При производстве толстолистового проката (20...40 мм) можно использовать операцию термического улучшения, также способствующую формированию эффективной структуры по типу полигонизации и рекристаллизации.

Таким образом, режимы прокатки и последующего охлаждения огнестойкой стали должны обеспечивать получение структуры, состоящей из ферритной матрицы с развитой субструктурой, большой плотностью дислокаций и большим количеством дисперсных фаз, а также сохранение в твердом растворе определенного количества ванадия (или ниобия) (для последующего выделения в процессе нагрева), что способствует торможению процессов разупрочнения.

В настоящее время прокат с повышенной огнестойкостью марок 06БФ (С255) и 06МБФ (С345) в толщинах 8—40 мм, с учетом рассмотренных технологических особенностей, изготовляется по ТУ 14-1-5399-2000 «Прокат листовой с повышенной огнестойкостью для стальных строительных конструкций» с химическим составом и механическими свойствами, приведенными в таблицах 1.8.3 и 1.8.4 [40].

Таблица 1.8.3.

Химический состав огнестойких сталей по ТУ 14-1-5399-2000

Марка стали	Содержание элементов, мас. %									
	C	Mn	Si	S ≤	P ≤	V	Nb	Cr	Ni	Mo
06БФ	0,07—0,09	0,6—0,8	0,15—0,35	0,010	0,020	0,05—0,08	0,02—0,04	0,1—0,3	0,1—0,3	—
06МБФ	0,08—0,10	0,6—0,9	0,15—0,35	0,010	0,020	0,06—0,09	0,02—0,04	0,5—0,8	0,1—0,3	0,08—0,20

Примечание: N ≤ Al = 0,02—0,06%; Ti = 0,015—0,035% Cu ≤ 0,20%

Таблица 1.8.4.

Механические свойства огнестойких сталей по ТУ 14-1-5399-2000

Марка стали	Толщина, мм	Механические свойства при растяжении					Ударная вязкость				
		$\sigma_т$, Н/мм²	$\sigma_в$, Н/мм²	$\delta_{5,\%}$	$\sigma_т$, Н/мм²	$\sigma_в$, Н/мм²	KCU, Дж/см²			KCV, Дж/см²	
Температура		+20 °С			+600 °С		–40 °С	–70 °С	+20 °С (мех. старение)	–20 °С	–40 °С
06БФ	10—40	255	380—500	22	135	180—300	34	—	34	—	—
06МБФ	8—40	345	490—670	21	200	240—420	39	34	39	34	29

Сталь с молибденом 06МБФ имеет более высокие прочностные характеристики как при комнатной, так и при повышенной (600 °С) температуре и, соответственно, более высокую огнестойкость: $\sigma_т^{600}/\sigma_т^{20} \approx 0,6$. Для стали 06БФ это

отношение составляет ≈ 0,5. Возможна поставка проката после контролируемой прокатки с ее завершением в нижней части аустенитной области (ускоренное охлаждение), а также после закалки с последующим отпуском. Огнестойкость листового проката также может быть повышена за счет применения термодиффузионной обработки (замедленного охлаждения в стопах) и повышения металлургической чистоты стали по неметаллическим включениям.

1.8.4. Трубный прокат строительного назначения

Анализ листового проката, используемого для изготовления ТБД, показывает, что технология его производства в целом соответствует рассмотренной ранее технологии производства низколегированных малоуглеродистых сталей строительного назначения. Как правило, используется контролируемая прокатка на реверсивном широкоформатном стане 5000 с интенсивным ускоренным охлаждением с прокатного нагрева.

Требования к механическим свойствам для различных классов прочности проката и к ударной вязкости основного металла трубы согласно отечественной НТД представлены в таблицах 1.8.5—1.8.7. Приведенные характеристики проката и труб подтверждают возможность их использования для изготовления строительных металлоконструкций промышленного и гражданского строительства.

Таблица 1.8.5.

Требования к механическим свойствам ТБД по СТО Газпром 2—4.1-223-2008

Класс прочности по ГОСТ 20295 и API 5L	**Временное сопротивление,** $\sigma_в$, Н/мм^2	**Предел текучести,** $\sigma_т$ Н/мм^2	**Относительное удлинение,** %		**Ударная вязкость,** Дж/см^2		**Количество вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ,** %
			δ_2	δ_5	KCU_{-60}	KCV_{-20}	$ИПГ_{-20}$
не менее							
K48	470	265	—	20,0	49,0	49,0	50
K50	485	343					
K52	510	353					
X42	414	290					
X46	434	317					
X52	455	359					
K52 (08ГБФ-У)	510—630	350	—	20,0	49,0	49,0	50

Примечания по СТО Газпром 2—4.1-223-2008:

1) максимальные значения временного сопротивления разрыву не должны превышать более чем на 118 Н/мм^2 их номинальных значений;

2) отношение фактических значений предела текучести к временному сопротивлению разрыву не должно превышать 0,88 для труб, изготавливаемых из листа контролируемой прокатки, и 0,85 в остальных случаях;

3) твердость основного металла не должна превышать 220 HV10.

Таблица 1.8.6.

Требования к механическим свойствам в листовом прокате по ТУ 14-1-5482-2004

Класс прочности по ГОСТ 20295 и API 5L	Временное сопротивление, $\sigma_в$, Н/мм^2	Предел текучести, $\sigma_т$ Н/мм^2	Относительное удлинение, %		Ударная вязкость, Дж/см^2		Количество вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ, %
			δ_2	δ_5	KCU_{-60}	KCV_{-20}	$ИПГ_{-20}$
не менее							
K52 (08ГБФ-У)	510—630	380—480	29,5	23,0	69,0	69,0	70

Примечания:

1) ударную вязкость и количество вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ определяют как средние арифметические значения по результатам испытаний трех и двух образцов соответственно. На одном из образцов допускается снижение ударной вязкости на 9,8 Дж/см2 и количества вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ на 10% (абс.);

2) определение количества вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ проводят на образцах с концентратором, выполненным методом резания.

Таблица 1.8.7.

Требования к механическим свойствам основного металла трубы по ISO 3183—2007 приложения H

Класс прочности по ГОСТ 20295 и API 5L	Временное сопротивление, $\sigma_в$, Н/мм^2	Предел текучести, $\sigma_т$ Н/мм^2	Относительное удлинение, %		Ударная вязкость, Дж/см^2		Количество вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ, %
			δ_2	δ_5	KCU_{-60}	KCV_{-20}	$ИПГ_{-20}$
не менее							
X46	435—760	320—525	—	—	—	—	—
X52	460—760	360—530	—	—	—	—	—
X56	490—760	390—545	—	—	—	—	—
X60	520—760	415—565	—	—	—	—	—
X65	535—760	450—600	—	—	—	—	—
X70	570—760	485—635	—	—	—	—	—

Примечания:

1) величина условного предела текучести $\sigma_т$ оценивается с допуском на величину полной деформации равной 0,5%;

2) твердость основного металла не должна превышать 250 HV10.

Следует отметить отсутствие нормативных требований к значениям относительного удлинения, ударной вязкости на образцах с острым и круглым надрезами, и доле вязкой составляющей на образцах ИПГ в стандарте ISO 3183—2007,

приложение Н. Здесь также отсутствуют требования к загрязненности стали неметаллическими включениями, и микроструктуре основного металла труб.

1.8.5. Высокопрочный прокат строительного назначения

Для производства рядового строительного проката, как правило используют низколегированные малоуглеродистые стали с феррито-перлитной структурой и механизмами упрочнения, которые условно можно назвать «традиционными» [41]. Мировой опыт свидетельствует, что прокат классов прочности не выше К52-К56, как правило, получают из сталей с феррито-перлитной структурой, при использовании механизмов упрочнения, которые условно можно назвать «традиционными». К таким механизмам относятся твердорастворное упрочнение, упрочнение путем измельчения зерна и дисперсионное твердение. При переходе к более высоким классам прочности, помимо традиционных механизмов упрочнения используют также упрочнение путем формирования более прочных фаз и/или структурных составляющих (бейнита, мартенсита, остаточного аустенита, М/А-составляющей и др.).

При производстве проката средних категорий прочности (К52—56) из сталей с феррито-перлитной структурой в большинстве случаев стремятся к получению максимально возможного измельчения зерна, непосредственно в процессе горячей прокатки, последующего охлаждения и смотки. В большинстве случаев это достигается путем окончания прокатки при относительно низких температурах, чтобы ограничить рост зерна аустенита, а также путем введения легирующих элементов, затормаживающих этот рост (Ti, Nb, V) [42]. Механизм действия этих элементов заключается в образовании выделений избыточных фаз — карбидов, нитридов и карбонитридов, которые сдерживают миграцию границ зерен, а также могут вызвать упрочнение по механизму дисперсионного твердения. Присутствие некоторых легирующих элементов в твердом растворе горячекатаных высокопрочных сталей вносит также определенный вклад в прочность по механизму твердорастворного упрочнения.

С точки зрения теории дислокаций для сталей с феррито-перлитной структурой механизм упрочнения при измельчении ферритных зерен можно объяснить увеличением количества структурных барьеров, препятствующих движению дислокаций. Измельчение зерна повышает предел текучести, снижая при этом температурный порог хрупкости (в отличие от других механизмов упрочнения) [43], однако, не приводя к снижению пластичности. С этой точки зрения уменьшение размера зерна представляет собой оптимальный механизм упрочнения. Следует отметить, что при измельчении зерна, в первую очередь повышается предел текучести, и в меньшей степени временное сопротивление. Общие принципы достижения измельчения зеренной структуры аустенита и феррита (исходя из возможности наследования ферритом особенностей зеренной структуры аустенита) применительно к горячекатаным низколегированным сталям заключаются в следующем. Во-первых, это ограничение возможностей роста зерна аустенита при нагреве под прокатку и/или термообработку, в основном, из-за присутствия частиц определенного размера (чаще всего, субмикронных размеров — крупнее 1 мкм), которое

регулируется содержанием элементов, образующих частицы, температурой и временем нагрева. Вторым способом управления размером зерна является влияние на процессы динамической и статической рекристаллизации через регулирование температур, степеней обжатия при прокатке, интервала времени между проходами. Важным способом измельчения зерна является регулирование режима охлаждения, например, изменение скорости охлаждения в определенном интервале температур или влияние на изменение температур фазовых превращений, которое зависит от химического состава стали. Но наиболее эффективным способом измельчения зерна горячекатаного проката является создание условий для выделения в процессе прокатки и при последующем охлаждении мелкодисперсных частиц, являющихся зародышами ферритных зерен при фазовом превращении аустенита, или тормозящих протекание процессов динамической рекристаллизации горячекатаного проката. Как правило, эти частицы имеют размеры не более 0,1—0,2 мкм и могут представлять собой нитрид алюминия, сульфид марганца, а также карбиды, нитриды и карбонитриды тех элементов, которыми специально легируют сталь для упрочнения (и через измельчение зерна, и через дисперсионное твердение), и к которым относятся титан, ниобий и ванадий.

При производстве высокопрочного проката категории прочности (К60-65), как правило, используются сверхнизкоуглеродистые ($C \le 0{,}07\%$) низколегированные стали, обладающие исключительно высокой конструктивной прочностью благодаря формированию мелкозернистой, многофазной структуры матрицы, упрочненной дисперсными частицами карбидов и карбонитридов. Чистота стали по примесям, наличие бейнитной составляющей с малым размером зерна (5—8 мкм) в таких сталях обеспечивают высокий уровень механических и эксплуатационных свойств. При этом для формирования высокого уровня прочностных свойств задействованы практически все механизмы упрочнения. Измельчение аустенитного и ферритного зерен достигается применением контролируемой прокатки с ускоренным охлаждением, а повышенная плотность дислокаций вводится за счет фазового наклепа — образования низкотемпературных продуктов распада переохлажденного аустенита (бескарбидных бейнита и мартенсита) в ходе ускоренного охлаждения после завершения горячей деформации [44].

Требуемое сочетание высокой прочности вязкости и пластичности рассматриваемых сталей достигается благодаря получению в многофазной структуре островков мартенсита, относительно мягких зерен феррита с развитой субструктурой, незначительного количества остаточного аустенита, а также реек бескарбидного бейнита. Островки мартенсита (3–5%), которые образуются из последних порций переохлажденного аустенита, обогащенного по углероду в ходе промежуточного превращения, имеют наиболее высокую твердость среди других структурных составляющих.

Существенный вклад в формирование структуры и свойств таких сталей вносят частицы карбидов ванадия, ниобия и титана, вызывая дисперсионное твердение, измельчение зерна и изменение устойчивости переохлажденного аустенита. При обычном суммарном количестве $(Nb + V + Ti) = 0{,}10—0{,}15\%$,

для связывания их в карбиды содержание углерода в стали не может быть меньше С = 0,03—0,05%. Технология ускоренного охлаждения с прокатного нагрева основана на управлении процессами превращения аустенита после завершения деформации путем изменения температуры начала и прерывания ускоренного охлаждения, а также значений скорости (интенсивности) этого охлаждения. Совместное влияние этих параметров определяет характер структурно-фазового состояния проката [45].

Вопросы к разделу 1.8

1. Какой вид строительных сталей и какой способ прокатки соответствуют пределу текучести 360—420 МПа?
2. Какие виды предусматривает классификация строительных сталей по структурному признаку?
3. Какие виды предусматривает классификация строительных сталей по уровню прочностных характеристик?
4. Что такое коэффициент надежности для строительных сталей?
5. Что является основным элементом для изготовления сварных металлоконструкций строительного назначения?
6. Какой металлопрокат используют для изготовления холоднодеформированных гнутых профилей и электросварных труб в потоке металлургического производства?
7. Какие операции позволяют устранить негативное влияние наклепа на механические свойства при производстве холоднокатаного проката в потоке металлургического производства?
8. Назовите основные области использования оцинкованного профнастила в строительстве.
9. Назовите основной способ нанесения полимерного слоя при производстве оцинкованного проката с полимерными покрытиями?
10. Оцинкованный профнастил с каким типом полимерных покрытий целесообразно использовать при строительстве в северных регионах?
11. Какая микроструктура характерна для труб большого диаметра, используемых в строительстве?
12. Как влияет на коррозионную стойкость проката изменение содержания углерода в стали?
13. Микролегирование какими элементами способствует повышению коррозионной стойкости проката строительного назначения?
14. Назовите основные механизмы коррозии проката строительного назначения в области КАНВ.
15. Какими параметрами оценивается хладостойкость проката?
16. Каким образом на хладостойкость проката влияет присутствие фосфора в стали?
17. Какая температура принимается критической при оценке огнестойкости проката строительного назначения?
18. Микролегирование какими элементами способствует повышению огнестойкости проката строительного назначения?

19. На каких станах производится прокатка толстолистового проката для труб большого диаметра?
20. Какая структура характерна для высокопрочного проката строительного назначения?

Литература к разделу 1

1. Бигеев А. М., Бигеев В. А. Металлургия стали. Теория и технология плавки стали. Учебник для ВУЗов. Магнитогорск: МГТУ, 2000. — 544 с.

2. Якушев А. М. Справочник конвертерщика. Челябинск: Металлуогия, 1990. — 448 с.

3. Поволоцкий Д. Я., Кудрин В. А., Вишкарев А. Ф. Внепечная обработка стали. М.: МИСиС, 1995. — 256 с.

4. Мастеров В. А., Берковский В. С. Теория пластической деформации и обработка металлов давлением. М.: Металлургия, 1970. — 296 с.

5. Методы механических испытаний и механические свойства материалов. Лабораторный практикум./Гольцев В. Ю., Пирогов Е. Н. — М.: МИФИ, 2008. — 160 с.

6. Ударные испытания металлов/Пер. с англ. — М.: Мир, 1973. — 351 с.

7. Горицкий В. М. Диагностика металлов. — М.: Металлургиздат, 2004. — 408 с.

8. ГОСТ 9454—78 Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при пониженной, комнатной и повышенных температурах.

9. I. Kozasu: «Steel plates», in: H. Takechi (ed.): «Niobium»: How to use niobium for improvement of steel properties», CBMM Asia Co., Tokyo, 2005, pp. 31—49.

10. Скороходов В. Н., Одесский П. Д., Рудченко А. В. Строительная сталь. — М.: Металлургиздат, 2002. — 624 с.

11. Одесский П. Д., Ведяков И. И. Сталь в строительных металлических конструкциях. — М.: Металлургиздат, 2018. — 906 с.

12. Эфрон Л. И. Металловедение в «большой» металлургии. — М.: Металлургиздат, 2012. — 696 с.

13. C. Strasburger, L. Meyer, F. Heisterkamp: «Ein Flus von Vanadin, Niob und Zirkon auf die Festigkeit und Zahigkeit von Warmbreitband aus schweisbaren Baustahlen», Bander Bleche Rohre, vol. 12 (1971), no. 5, pp. 153—159.

14. W. Bleck, Hrsg.: «Werkstoffkunde Stahl», 2nd edition, Verlag Mainz, Aachen, 2004, pp. 146—148.

15. H. Kubota, I. Kozasu, T. Shimizu, S. Murai, Y. Kaneko: «Controlled rolling of steel plates», Nippon Kokan Technical Report — Overseas, (1971), Dec., pp. 23—29.

16. Гольдштейн М. И., Грачев С. В., Векслер Ю. Г. Специальные стали. М.: МИСиС, 1999. — 408 с.

17. Dobrovska Jana et al.: Influence of segregation processes on solidification temperature of steels, International Conference on Metallurgy and Materials, (2013), pp. 1—6.

18. Badinier Guillaume: The effect of carbon segregation and carbide precipitation on the mechanical response of martensite, Dissertation in University of British Columbia, Vancouver, 2013.

19. Потемкин В. К., Пешков В. А. Контролируемая прокатка. Термомеханическая обработка листов// Итоги науки и техники. Прокатное и волочильное производство. Т. 14. — М., 1986, С. 3—55.

20. Palmiere E. J., Garcia C. I., De Ardo A. J. Influence of processing conditions and alloy on the static recrictallization of microalloyed austenite // Microalloying in Steels. Proceedings of the International conference on «Microalloying in Steel», 7—9 September, 1998, Donostia-San Sebastian, Basque Country, Spain, pp. 151—158.

21. Schastlivtsev, V. M. et al.: Influence of thermomechanical treatment on the strength at low temperature of low-carbon, low alloy, weldable steel, Fizika Metallov i Metallovedenie (2010) 3, pp. 314—325.

22. Багмет О. А., Носоченко А. О. Влияние контролируемой прокатки на формирование структуры и текстуры микролегированной C-Mn-Nb-V-стали//Материалы международной конференции. Словакия. 2007. С. 342—351.

23. Горячая прокатка широких полос/В. Н. Хлопонин, П. И. Полухин, В. И. Погоржельский и др., М.: Металлургия, — 1991. С. 198.

24. ГОСТ 27772—2015 «Прокат для строительных металлических конструкций. Общие технические условия».

25. Одесский П. Д., Ведяков И. И. Малоуглеродистые стали для металлических конструкций. М.: Интермет Инжиниринг, 1999. — 224 с.

26. Влияние легирования хромом на развитие коррозионно-механического разрушения нефтепроводных труб в месторождениях с высокой агрессивностью транспортных сред. Иоффе А. В., Ревякин В. А., Борисенкова Е. А., Князькин С. А.// Металловедение, 2010.

27. А. П. Ефремов. Химическое сопротивление материалов. М.: Издательство «Нефть и газ», 2004.

28. Изучение структуры неметаллических включений в стали марки 13ХФА и их влияния на инициирование процессов питтингообразования. Беликов С. В., Сергеева К. И., Карабаналов М. С., Россина Н. Г., Попов А. А.// Технические науки, № 11, 2012. С 367—372.

29. Процессы формирования структуры и комплекса свойств низколегированной трубной стали повышенной стойкости. Автореферат. Сергеева К. И. ФГАОУ ВПО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б. Н. Ельцина», 2012.

30. Матросов Ю. И., Филимонов В. Н., Бернштейн М. Л. Рекристаллизация аустенита в низколегированных сталях с карбонитридным упрочнением. Известия АН СССР. Металлы. 1981. № 6. С. 96—102.

31. Gladman T. The physical metallurgy of microalloyed steels // Institute of Materials, London, Book 615, 1997.

32. И. Я. Сокол, Е. А. Ульянин. Структура и коррозия металлов и сплавов. Справочник. М.: Металлургия, 1989.

33. Неметаллические включения в низколегированной трубной стали. Дуб А. В., Баркуленкова Н. В., Морозова Т. В. и др. // Металлург, 2005, № 4. С. 62—66.

34. Разработка рекомендаций по повышению чистоты трубных сталей производства ОАО «Северсталь» по коррозионно-активным неметаллическим включениям. Зинченко С. Д., Ламухин А. М., Филатов М. В. и др. // Металлург, 2005, № 4. С. 67—72.

35. Происхождение неметаллических включений и пути снижения загрязненности ими металла. Голубцов В. А., Воронин А. А. Тетюева Т. В. и др. // Металлург, 2005, № 4. С. 73—77.

36. Влияние неметаллических включений на начальные этапы процессов коррозии в экономнолегированных сталях. Сергеева К. И., Корниенко О. Ю., Карабаналов М. С. // ФГАОУ ВПО «УрФУ», г. Екатеринбург, 2011.

37. Использование ускоренного охлаждения при термомеханической прокатке для экономного легирования стали класса прочности К60 (Х70). Нижельский Д. В., Науменко А. А., Морозов Ю. Д., Шабалов И. П., Якушев Е. В. // Металлург, № 08, 2013. С. 63—79.

38. Шабалов И. П., Морозов Ю. Д., Эфрон. Стали для труб и строительных конструкций с повышенными эксплуатационными свойствами — М.: Металлургиздат, 2003. — 519 с.

39. Утовский М. Л. Отпускная хрупкость конструкционных сталей. — М.: Металлургия, 1961. — 191 с.

40. Одесский П. Д., Кулик В. Д. Стали с высоким сопротивлением экстремальным воздействиям — М.: Интермет Инжиниринг, 2008. — 239 с.

41. Настич С. Ю. Разработка технологии термомеханической обработки полосового и листового проката из низколегированной стали на основе управления формированием феррито-бейнитной структуры: дис. д-ра техн. наук ФГУП «ЦНИИчермет им. И. П. Бардина», Москва, 2013.

42. Nastich S. Yu., Morozov Yu. D., Marchenko V. N., Stepashin A. M., Zyryanov V. V., Kurash V. S. Development and production of high-strength steel for bodies and frames of heavy-duty dump trucks at Uralcompany Steel. International seminar «Modern developments in metallurgy and technologies of steel for automotive industry», Moscow, 2004. pp. 161—168.

43. Rofes-Vernis J., Robat D. Engineering steels for the automotive industry., International seminar «Modern developments in metallurgy and technologies of steel for automotive industry» Moscow, 2004. pp. 173—180.

44. Пумпянский Д. А., Пышминцев И. Г., Фарбер В. М. Методы упрочнения трубных сталей. Сталь, 2005, № 7, С. 67—74.

45. Кичкина А. А., Матросов М. Ю., Дубинин И. В. Влияние ускоренного охлаждения после контролируемой прокатки на структуру и свойства стали 05Г1МБ. Сталь, 2006, № 11, С. 125—127.

46. Интернет-сайт фирмы ENCE GmbH.

47. Чекмарев А. П., Мутьев М. С., Машковцев Р. А. Калибровка прокатных валков — М.: Металлургия, 1971. — 512 с.

48. Клименко В. М., Онищенко А. М., Минаев А. А., Горелик В. С. Технология прокатного производства. — К.: Выща шк., 1989. — 311 с.

49. Грудев А. П., Машкин Л. Ф., Ханин М. И. Технология прокатного производства. — М.: Металлургия, 1994. — 651 с.

2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Целью расчета металлических конструкций является строгое обоснование их габаритных размеров, размеров поперечных сечений, параметров заводских и монтажных соединений, обеспечивающих необходимую надежность, долговечность и экономичность. Эти требования часто противоречат друг другу, что усложняет проектирование и требует поиска компромиссного конструктивного решения, отвечающего всем предъявляемым требованиям.

В процессе эксплуатации зданий и сооружений нагрузки, действующие на них, могут менять с течением времени свои значения по величине и/или по направлению, вследствие чего будут изменяться внутренние усилия в элементах конструкций. Для обеспечения надежности и долговечности конструкций необходимо определить, какие нагрузки и в какой комбинации вызовут наибольшие внутренние усилия в элементах конструкций за весь предполагаемый период эксплуатации. На эти сочетания нагрузок выполняется расчет элементов. При задании нагрузок нужно помнить, что это случайные величины и однозначно их определить невозможно. Расчётных значений нагрузок назначаются на основе анализа статистических данных и опыта проектирования с требуемой вероятностью. Также нужно помнить, что используемые при расчете механические характеристики стали являются ожидаемыми величинами, варьируемыми в некотором диапазоне. Таким образом, расчет конструкций выполняется на основе прогнозирования расчетных ситуаций с использованием методов математической статистики и теории вероятности.

Перед проведением расчёта несущих конструкций здания или сооружения выполняется анализ исходных данных. Рассматривается место строительства, назначение, объёмно-планировочное и конструктивное решения здания, наличие технологического оборудования и т. п. Расчет конструкций и их элементов в большинстве случаев состоит из следующих этапов:

- составление (выбор) расчетной схемы;
- сбор нагрузок;
- определение перемещений узлов и усилий в элементах конструкций;
- подбор поперечных сечений;
- проверки подобранных сечений.

Первые три этапа называются статическим расчетом конструкций, а последние два — конструктивным расчетом.

2.1. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ

Расчетная схема — это условная модель конструкции или ее отдельного элемента, которая формируется путем упрощения и идеализации реального объекта. Расчетная схема отражает основные свойства конструкции, определяющие ее поведение в процессе нагружения и деформирования, и пренебрегает остальными ее свойствами, незначительно влияющими на напряжённо-деформированное состояние системы. Расчётная схема используется для определения перемещений узлов и внутренних усилий с требуемой степенью точности. К основным свойствам конструкций относятся геометрические размеры (пролет, высота этажа), условия закрепления опор и вид соединения элементов, тип и величина нагрузок, жесткостные характеристики (площадь поперечного сечения, моменты инерции сечения, модуль упругости материала).

Различают несколько видов расчётных схем, которые отличаются основными гипотезами, принимаемыми в расчете, и математическим аппаратом, применяемым в расчете. Расчетные схемы бывают стержневые (плоские и пространственные), пластинчатые (плоские и пространственные), объемные. Модели элементов, применяемых в расчетных схемах, — это стержень, пластина, оболочка и объемное тело. Чем точнее расчётная схема описывает реальную конструкцию, тем выше точность результатов расчета и тем более трудоёмок ее расчёт. Тип выбираемой расчетной схемы зависит от цели расчета и желаемой точности результатов. Удачный выбор модели — компромисс между необходимыми ресурсами для расчета и характеристиками используемой модели. Примеры расчётных схем показаны на рис. 2.1.1.

При расчете типовых стальных конструкций (балок, ферм, рам одноэтажных промышленных зданий), как правило, применяют плоские стержневые расчетные схемы, как статически определимые, так и статически неопределимые.

В строительной механике обычно рассматривают два вида сопряжения элементов друг с другом — жесткое и шарнирное. Жесткое соединение обеспечивает совместность перемещений элементов в узле, в том числе и совместный поворот элементов, а при шарнирном соединении элементы в узле могут поворачиваться относительно друг друга. При этом шарниры рассматриваются идеальными, то есть влияние сил трения и других сил сопротивления не учитывается. На практике шарниры, близкие к идеальным (рис. 2.1.2), применяются редко, в основном в конструкциях мостов, покрытий больших пролетов. В остальных случаях узлы считаются шарнирными, если взаимный поворот возможен за счет податливости соединений и самих элементов в узле (рис. 2.1.3).

Шарнирные соединения применяются в расчетных схемах с разной целью. Первая — уменьшение или исключение влияния на усилия в элементах конструкции осадок (разности осадок) фундаментов, температурных воздействий, изменения нагрузок в соседних пролетах. В этом случае конструкция узла должна обеспечивать требуемую свободу поворота элементов — при малых

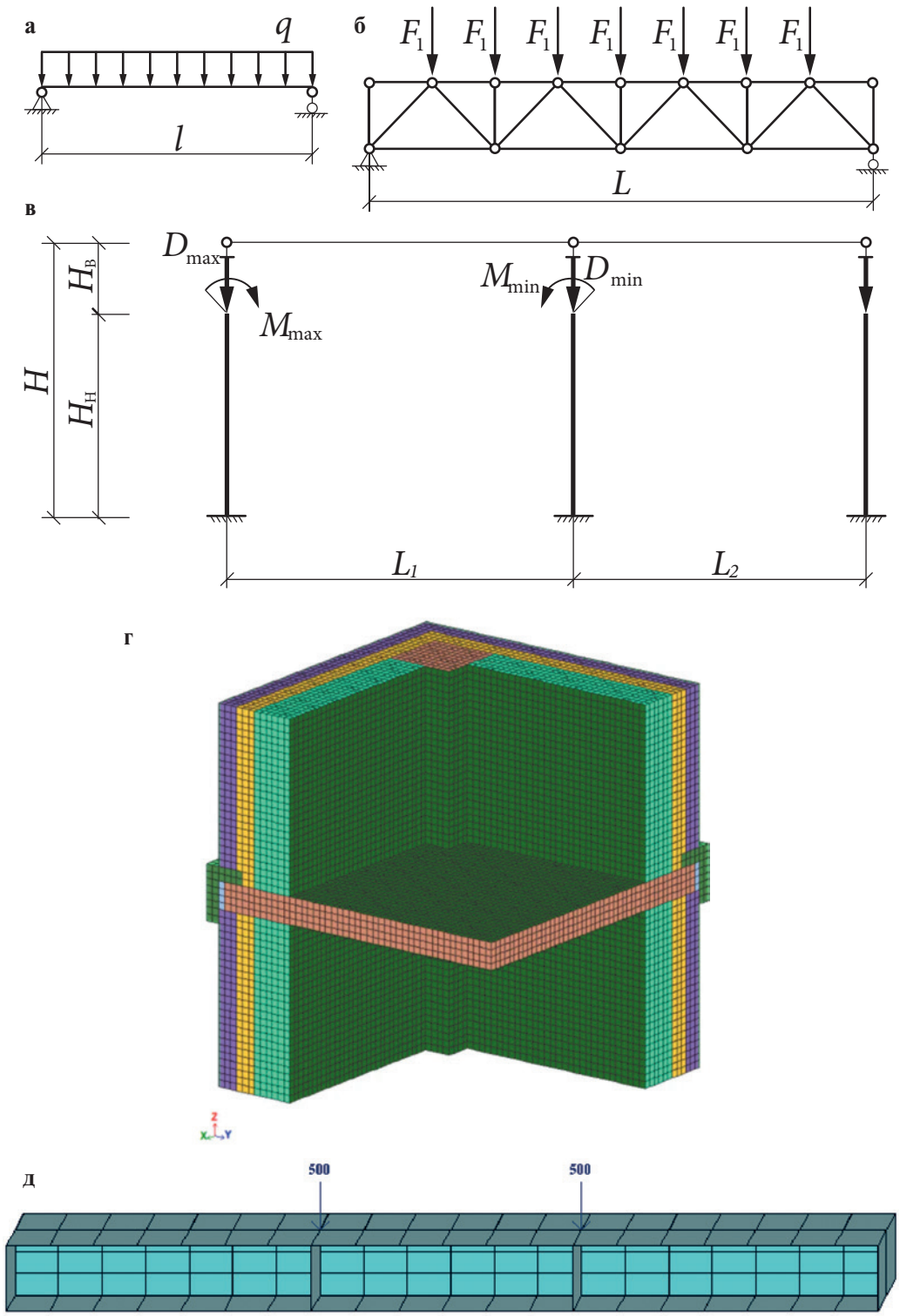


Рис. 2.1.1. Расчетные схемы: *а*, *б*, *в*) стержневые; *г*) объемная; *д*) пластинчатая




Рис. 2.1.2. Шарнирные опоры

возможных углах поворота (обычно при относительно малых пролетах) за счет податливости соединений, а при больших углах поворота при помощи цилиндрических элементов в узлах (рис. 2.1.2).

Вторая цель использования шарниров в расчетных схемах — это упрощение расчета. Чем больше жестких узлов в расчетной схеме, тем выше степень статической неопределимости схемы и, следовательно, сложнее расчет. Введение шарниров в расчетную схему понижает степень статической неопределимости и упрощает расчет. Такой подход можно применять, когда реальная жесткость узлов не оказывает большого влияния на напряженно-деформированное состояние элементов конструкции. Шарнирно-стержневые конструкции могут выполняться из элементов малой изгибной жесткости, в этом случае нагрузка, действующая на них, прикладывается только в узлах. Фактическое отсутствие шарниров в узлах в таких системах мало сказывается на работе конструкции. Этим условиям соответствуют, например, фермы или связи, в которых сварные узлы (рис. 2.1.4) не обладают достаточной податливостью, чтобы их можно было рассматривать как шарнирные, но в расчетной схеме фермы узлы можно считать шарнирными (рис. 2.1.1 *б*), а сама ферма становится статически определимой конструкций.

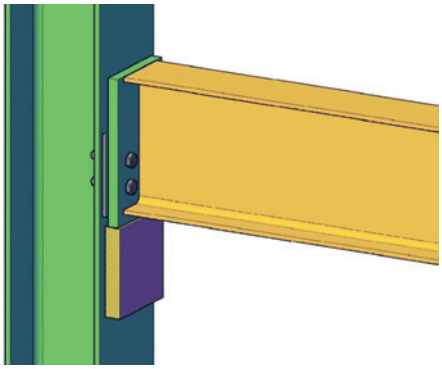



Рис. 2.1.3. Шарнирные узлы с податливыми элементами




Рис. 2.1.4. Узлы ферм

Такой подход позволяет выполнять расчет сложных шарнирно-стержневых конструкций простыми методами, что было очень удобно до появления ЭВМ и расчетных комплексов. В настоящее время при статическом расчете конструкций с использованием программных комплексов можно определять перемещения и усилия без применения упрощений, учитывая жёсткое сопряжение элементов в узлах ферм.

Как показано на рис. 2.1.5 результаты расчета для ферм с элементами из парных уголков практически не отличаются — разница в значениях продольной силы менее 1%, а величины изгибающих моментов во втором случае пренебрежимо малы. В фермах с элементами из труб или двутавров изгибная жесткость элементов гораздо выше, поэтому реальная жесткость узлов в значительной мере влияет на напряженно-деформированное состояние конструкции. В этом случае расчет фермы следует выполнять с учетом фактического конструктивного решения узловых сопряжений.

Еще один параметр расчетной схемы — это жесткость элементов. Различают продольную жесткость EA, изгибную жесткость EI (для пространственных схем в двух направлениях EI_x и EI_y), жесткость на сдвиг GA, жесткость при чистом кручение GI_t, секториальную жёсткость EI_ω, где E — модуль упругости материала, A — площадь поперечного сечения, I_x и I_y — моменты инерции сечения относительно главных осей, G — модуль сдвига материал, I_t — момент инерции при чистом кручении, I_ω — секториальный момент инерции.

При расчете статически определимых систем жесткость отдельных элементов не влияет на внутренние усилия в них, и методика расчета построена на применении уравнений равновесия конструкции в целом и ее отдельных частей, поэтому расчет таких схем можно выполнять, не зная жесткости элементов. Методы расчета статически неопределимых систем требуют изначально задать жесткости элементов, хотя при применении методов строительной механики (например, метода сил, метода перемещений) первоначально можно задать только соотношения жесткостей. Для определения жесткости нужно знать геометрические характеристики сечения, то есть подобрать сечение, а для этого нужно выполнить статический расчет и определить внутренние усилия, и получается замкнутый круг. Из этой ситуации выходят, предварительно задавая жесткость (сечение) на основе опыта проектирования или проектов-аналогов.

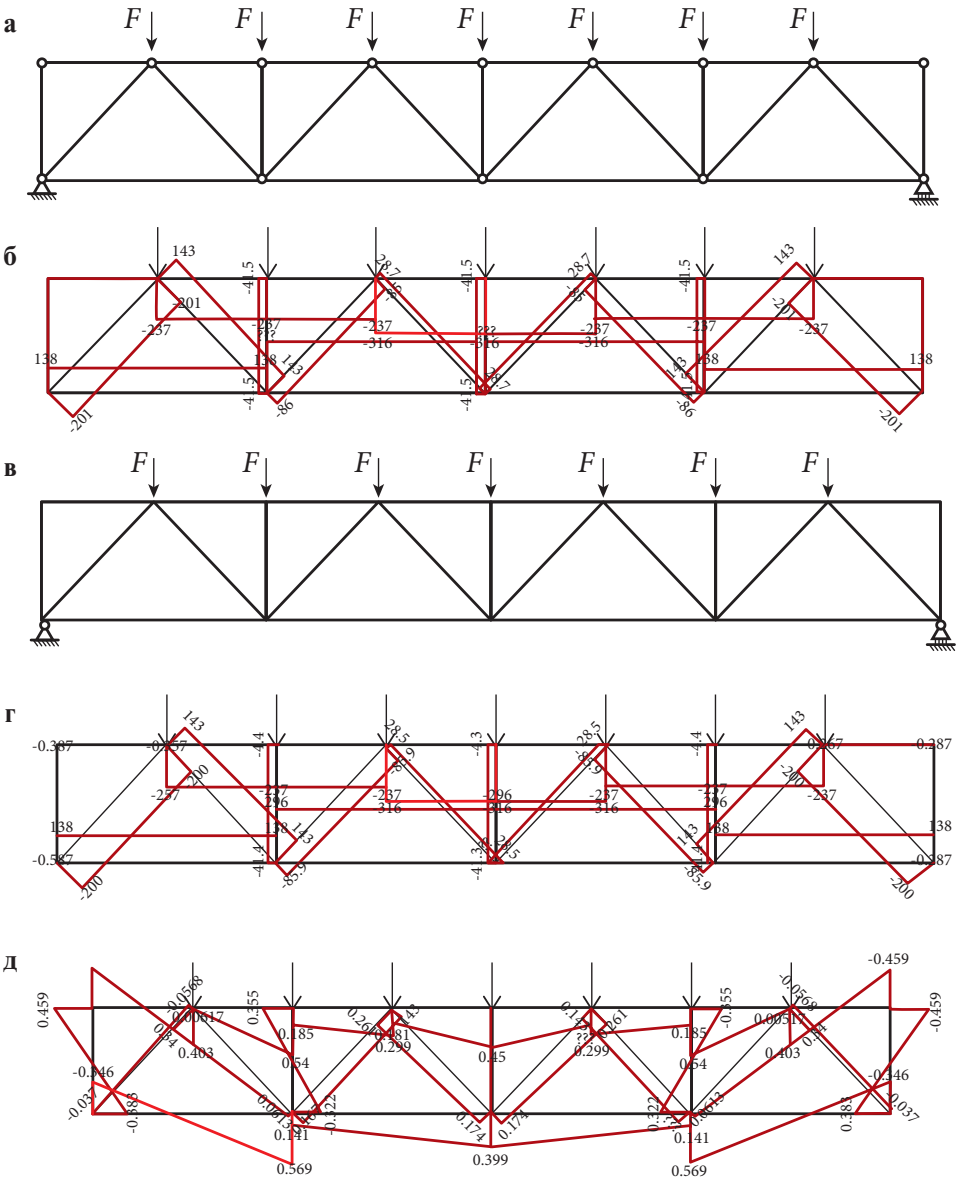


Рис. 2.1.5. Сравнение расчетных схем фермы:
а) расчетная схема с шарнирами ($F = 100$ кН); *б*) эпюра продольных усилий (в кН); *в*) расчетная схема с жесткими узлами ($F = 100$ кН); *г*) эпюра продольных усилий (в кН); *д*) эпюра изгибающих моментов (кН · м)

Также для большинства типовых конструкций в учебниках и справочниках есть рекомендации по предварительному назначению жесткостей для элементов статически неопределимых конструкций. Если подобранные в результате расчета жесткости (сечения элементов) значительно отличаются от предварительно заданных, то требуется уточнить жесткости и заново выполнить определение усилий и подбор сечений.

В методах строительной механики при расчете статически неопределимых схем учитывается только изгибная жесткость, а при расчете в программных комплексах (в их основе, как правило, лежит метод конечных элементов) учитывается влияние всех составляющих жесткости. Поэтому результаты статического расчета для рам, полученные в программном комплексе и, например, методом сил могут отличаться.

2.2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.2.1. Виды нагрузок

В течение всего срока эксплуатации на конструкции зданий и сооружений действуют внешние воздействия, которые могут изменяться в широких пределах. Силовые воздействия, например, вес самих конструкций, давление ветра, воздействия от подъемно-транспортного оборудования, называют нагрузками. Нагрузки можно классифицировать по причине происхождения, по характеру изменения во времени, по длительности воздействия, по характеру приложения.

По природе происхождения нагрузки бывают от собственного веса элементов конструкций, грунтов и воды; от веса людей, оборудования или складируемых материалов (эти нагрузки часто называют полезными); нагрузки от подъемно-транспортного оборудования; атмосферные нагрузки; температурные воздействия; монтажные нагрузки; аварийные нагрузки; сейсмические нагрузки. От природы происхождения нагрузок зависят способы определения значений нагрузок и особенности их приложения на элементы конструкций.

По характеру изменения во времени бывают статические, динамические и переменные многократно повторяющиеся (циклические) нагрузки. К статическим нагрузкам относят такие нагрузки, величина которых и место приложения не зависят от времени, а к динамическим — нагрузки, величина и/или место приложения которых быстро меняются со временем. Быстрое изменение нагрузок ведёт к появлению сил инерции, влияющих на напряжённо-деформированное состояние конструкции. Изменение некоторых нагрузок во времени происходит довольно медленно, например, изменение нагрузки от веса снега или людей, и силы инерции оказываются незначительными. Нагрузка в этом случае считается статической. Многократно повторяющиеся нагрузки в основном вызываются различными механизмами и технологическим оборудованием.

В СП20.13330 «Нагрузки и воздействия» в основе классификации нагрузок лежит длительность воздействия. По длительности действия все нагрузки подразделяются на постоянные и временные.

В зависимости от характера приложения нагрузки могут быть распределенными или сосредоточенными. Если площадь, по которой нагрузка воздействует на конструкцию, сопоставима с площадью поверхности данной конструкции, то нагрузка рассматривается как распределенная. Если площадь приложения нагрузки намного меньше площади поверхности конструкции, то такую нагрузку принимают сосредоточенной, то есть условно приложенной в одной точке.

Как уже было упомянуто, нагрузки обладают большой изменчивостью значений. Наблюдения показывают, что максимальных значений нагрузки достигают достаточно редко, при этом предсказать время их появления трудно, особенно для атмосферных нагрузок. Однако при нормальном режиме эксплуатации определить наибольшие значения нагрузок вполне возможно. Нормы проектирования различают нормативные величины нагрузок g^n (возникающие при нормальной эксплуатации) и расчетные величины g (максимально возможные в течение всего срока эксплуатации). Расчетное и нормативное значение любой нагрузки связаны между собой соотношением:

$$g_i = g_i^n \gamma_f,$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке. Коэффициенты надёжности по нагрузке определяются с учётом требований действующих нормативных документов [1].

2.2.2. Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки — это нагрузки, действующие в течение всего периода эксплуатации здания или сооружения. К ним относятся собственный вес несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунта на подземные части зданий, давление воды на подводные сооружения, усилия от предварительного напряжения конструкций. Значение постоянных нагрузок от веса конструкций определяется геометрическими размерами и плотностью (удельным весом) материала конструкций. Например, нормативное значение собственного веса g_{ni} сплошного слоя кровельного пирога определяется по формуле:

$$g_{ni} = t_i \gamma_i,$$

где t_i — толщина слоя, γ_i — объемный вес материала.

Расчетное значение собственного веса g_i сплошного слоя кровельного пирога определяется по формуле:

$$g_i = g_{ni} \gamma_f,$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый для постоянных нагрузок по СП 20.13330.2016 [1, табл. 7.1, п. 7.3].

Толщины слоев в кровле и перекрытиях обычно задаются в архитектурных решениях проекта, а плотность (удельный вес) материала принимается по справочным данным или по данным завода-изготовителя.

В начале проектирования, когда поперечные сечения несущих конструкций еще не известны, точно определить их собственный вес бывает затруднительно, поэтому при сборе нагрузок обычно принимают собственный вес несущих конструкций приблизительно с последующим уточнением после конструктивного расчета. Если уточненный вес конструкций несущественно отличается от принятого, то перерасчет не производится. Собственный вес таких конструкций, как железобетонные плиты, балки, фермы, прогоны, связи и т. д. можно принять равномерно распределенными по площади покрытия или перекрытия, приблизительные значения таких постоянных нагрузок

приводятся в справочной и учебной литературе, например, в [5, приложение 4], [6, табл. 11.3] и в приложении А.

Постоянные нагрузки на конструкции многоэтажных и высотных зданий рассмотрены в книге «Металлические конструкции. Специальный курс», в разделах 1.5.2 и 2.4.1 соответственно.

2.2.3. Временные нагрузки

На перекрытия зданий и сооружений действуют разнообразные временные нагрузки от веса людей, оборудования, складируемых материалов и т. п. Эти нагрузки часто называют полезными нагрузками, так как именно для их восприятия проектируется здание или сооружение. По длительности действия временные нагрузки подразделяются на длительные (вес перегородок, стационарного оборудования, складируемых материалов и т. д.), кратковременные (вес людей, нагрузки от подъемно-транспортного оборудования, климатические нагрузки и т. д.) и особые (сейсмические и аварийные) [1, раздел 5].

При расчетах по второй группе предельных состояний к длительным нагрузкам относят также пониженные значения некоторых кратковременных нагрузок [1, п. 8.2.3].

Величины основных длительных и кратковременных распределенных нагрузок на перекрытия приведены в СП 20.13330.2016 [1, табл. 8.1. и 8.3], коэффициенты надежности по нагрузке для них тоже даны в СП 20.13330.2016 [1, табл. 8.2 и п. 8.2.2]. Также в СП 20.13330.2016 задаются сосредоточенные нагрузки на различные элементы сооружений [1, раздел 8.3] и нагрузки от подъемно-транспортного оборудования [1, разделы 8.4 и 9].

Нагрузки от подъемно-транспортного оборудования и от других механизмов определяются по их паспортным данным.

На покрытия зданий действуют снеговые нагрузки, которые определяются в зависимости от снегового района Российской Федерации с учетом понижающих или повышающих коэффициентов. Понижающие коэффициенты учитывают снос снега ветром и таяние снега на кровле с высоким коэффициентом теплопередачи. Кроме этого, при определении снеговой нагрузки учитывается возможное распределение снега на покрытии с учётом очертания покрытия, наличия на нём перепадов высот, надстроек, парапетов, расположения соседних зданий. Нормативные и расчетные значения снеговой нагрузки определяются по СП 20.13330 [1].

Ветровые нагрузки возникают из-за взаимодействия движущихся воздушных масс с препятствиями в виде зданий и сооружений, что приводит к изменению направления ветрового потока, местным его завихрениям и возникновению избыточного давления на поверхность. При расчете зданий и сооружений ветровую нагрузку рассматривают как давление на вертикальные, наклонные и горизонтальные поверхности. Ветровая нагрузка имеет несколько особенностей, которые необходимо учитывать при ее определении:

- имеет статическую и пульсационную составляющие;
- изменяется по высоте;
- может действовать на здание или сооружение с любого направления в плане;

• за счет аэродинамических эффектов может создавать как положительное, так и отрицательное давление на конструкции.

Нормативные и расчетные значения ветровой нагрузки определяются по СП 20.13330 [1, раздел 11] в зависимости от места строительства.

Гололедная нагрузка — это вес льда, намерзающего на поверхности конструкций при неблагоприятных погодных условиях. Гололедные нагрузки в основном необходимо учитывать при проектировании воздушных линий электропередачи, антенно-мачтовых устройств и других подобных сооружений. Нормативные и расчетные значения гололедной нагрузки определяются по СП 20.13330 [1, раздел 12] в зависимости от места строительства.

Подробнее особенности определения временных нагрузок на многоэтажные, высотные и большепролетные здания рассмотрены в книге «Металлические конструкции. Специальный курс», в разделах 1.5, 2.4 и 3.1.3 соответственно.

2.2.4. Особые нагрузки

К особым нагрузкам согласно СП20.13330 относятся сейсмические и аварийные нагрузки (взрывные; вызванные резким нарушением технологического процесса; обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта. Кроме того, в соответствии с СП 296.1325800.2017 [9] к особым нагрузкам относится отказ несущего элемента конструкции из-за дефектов материала, некачественного производства работ, ошибок проектирования, нарушения условий эксплуатации здания, нарушений технологического процесса.

В результате сейсмических толчков в грунте создаются и распространяются сейсмические волны, вызывающие движение зданий и сооружений, которое в свою очередь создает силы инерции, действующие на конструкции.

Величина сейсмической нагрузки на здание или сооружение зависит от интенсивности, продолжительности и частотных характеристик землетрясения, геологических условий площадки строительства и динамических характеристик сооружения (масса, период и форма собственных колебаний).

Сейсмическое нагружение может возникать на поверхностях контакта сооружения с грунтом или с соседним сооружением, либо от волны цунами. Направление сейсмических сил в пространстве может быть любым, однако при расчете здания в целом или его крупных частей, как правило, сейсмические силы принимают действующими горизонтально вдоль поперечной или продольной оси здания. Вертикальное сейсмическое воздействие учитывают, например, для балконов или консолей.

Сейсмические толчки земной коры вызывают движение земной поверхности, скорость и ускорение, продолжительность и характер которого весьма неравномерны. Зависимость ускорения (скорости, смещения) от времени точки основания или сооружения в процессе землетрясения называется акселерограммой (велосиграммой, сейсмограммой) и может иметь одну, две или три компоненты (горизонтальные и вертикальную). Записанная акселерограмма дает информацию только о прошедшем землетрясении, а для проектирования нужно иметь представление о землетрясениях, которые могут

произойти в течение всего срока эксплуатации здания. Для этого применяют синтезированные акселерограммы, которые получают с помощью расчетных методов, в том числе на основе статистической обработки и анализа ряда акселерограмм и/или спектров реальных землетрясений с учетом местных сейсмологических условий.

На основе многолетних наблюдений с помощью сейсмических станций, непрерывно регистрирующих землетрясения, их эпицентры, силу и распространение, определяются области сейсмического риска. Эти области характеризуются различной балльностью сейсмического воздействия — интенсивность сейсмических сотрясений в баллах шкалы MSK-64 (от 1 до 12 баллов).

Согласно СП 14.13330 «Строительство в сейсмических районах» сейсмические нагрузки следует учитывать для зданий и сооружений, возводимых на площадках сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения, как правило, не допускается, а для зданий и сооружений на площадках с сейсмичностью 6 и менее баллов сейсмическую нагрузку допускается не учитывать.

Определение сейсмической нагрузки на многоэтажные и высотных здания рассмотрено в книге «Металлические конструкции. Специальный курс», в разделах 1.5.7 и 2.4.5 соответственно

При взрыве возникают взрывные волны, характеризующиеся тем, что вызывают появление быстро движущегося слоя сильно сжатого воздуха, за которым следует слой разреженного воздуха. В зависимости от характера нарастания давления по времени взрывные волны подразделяют на ударные волны и волны сжатия. Оба типа взрывных волн создают большое давление, как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскости. Эта нагрузка рассматривается как динамическая. Параметры взрывных нагрузок определяются расчетом на основе анализа взрывоопасной ситуации. Более подробно о взрывных нагрузках можно почитать в [10].

Нагрузки, вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования. Например, при обрыве провода на линии электропередач или при обрыве конвейерной ленты в элементах конструкций возникает резкое изменение напряженно-деформированного состояния, что считается аварийной нагрузкой.

Воздействия неравномерных деформаций, сопровождающиеся изменением структуры грунта (деформация просадочных грунтов при замачивании или вечномерзлых грунтов при оттаивании).

Нагрузки, связанные с перемещением и деформацией грунта (селевые потоки и оползни).

2.2.5. Сочетания нагрузок

При расчете конструкций необходимо определить наиболее неблагоприятные сочетания внутренних усилий, которые могут возникнуть в процессе эксплуатации здания или сооружения. Для этого выполняется анализ создаваемых нагрузками внутренних усилий, вероятности одновременного действия разных нагрузок и составляются наиболее неблагоприятные их сочетания.

В зависимости от учитываемых нагрузок различают основные и особые сочетания нагрузок.

В основном сочетании нагрузок учитывают постоянные, кратковременные и длительные нагрузки. При этом, учитывая, что вероятность одновременного достижения всеми учитываемыми нагрузками их расчетных значений меньше 1, к значениям временных нагрузок вводят понижающие коэффициенты сочетания нагрузок [1, п. 6.3 и 6.4]. Постоянная нагрузка всегда учитывается с полным расчетным значением, за исключением тех случаев, когда снижение постоянной нагрузки более опасно для конструкции. Например, при расчете фундаментов на всплытие или анкерных болтов колонн собственный вес в сочетании нагрузок принимается с понижающим коэффициентом, величина которого определяется по СП 20.13330 [1].

В особом сочетании учитываются постоянные, длительные, кратковременные и одна особая нагрузка. Для кратковременных и длительных нагрузок также вводят понижающие коэффициенты [1, п. 6.3 и 6.5]. Постоянные и особая нагрузки принимаются с полным расчетным значением.

В разделе 2.4.7 книги «Металлические конструкции. Специальный курс» описаны принципы составления сочетаний нагрузок для конструкций высотных зданий.

2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Определение внутренних усилий можно выполнять как методами строительной механики, так и при помощи современных расчетных комплексов. Для типовых конструкций (балки, фермы) методы определения внутренних усилий проверены и отработаны, существуют справочные таблицы, позволяющие воспользоваться готовыми формулами для определения внутренних усилий (например, см. табл. А).

Для определения наиболее неблагоприятных сочетаний внутренних усилий при небольшом количестве действующих нагрузок, как правило, составляют все возможные комбинации нагрузок — расчетные сочетания нагрузок (РСН), рассчитывают внутренние усилия для каждой комбинации и выбирают для расчета наиболее неблагоприятную комбинацию. При большом количестве разнообразных действующих нагрузок, когда возможных комбинаций нагрузок слишком много, обычно сначала находят внутренние усилия от каждой нагрузки в отдельности, затем на основе анализа значений внутренних усилий оставляют комбинации расчетных усилий (РСУ).

2.4. МЕТОД ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Как было сказано выше, конструктивный расчет сводится к подбору и проверкам сечений элементов конструкций. Для конструкций и их элементов подбираются такие сечения, которые обеспечивают их прочность, устойчивость и жесткость. Подбор сечения, как правило, производится по одному

из условий, например по условию прочности, а проверки сечений выполняются по всем остальным требованиям.

Методика расчета должна учитывать изменчивость нагрузок, разброс прочностных характеристик стали и особенности работы конструкций и их элементов в конкретных условиях. В настоящее время расчет строительных конструкций, в том числе и стальных, выполняется по методу предельных состояний. Изменчивость всех факторов и условия работы в данном методе учитываются с помощью коэффициентов надежности и условий работы, в основе определения которых лежат методы математической статистики.

Предельное состояние — состояние, когда конструкция перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или монтажа. Предельные состояния подразделяются на две группы.

2.4.1. I группа предельных состояний

В первую группу предельных состояний входят предельные состояния, при наступлении которых конструкция становится полностью непригодна к дальнейшей эксплуатации. К ним относятся разрушения любого вида, потеря общей устойчивости конструкции или потеря местной устойчивости отдельного элемента конструкции, нарушения узлов и соединений, превращающие конструкцию в геометрически изменяемую систему.

Расчет по предельным состояниям I группы (расчет по несущей способности) обязателен для всех несущих конструкций, их элементов и соединений.

Расчет по несущей способности производится на воздействие наибольших нагрузок, возможных в процессе эксплуатации (расчетных нагрузок). При этом максимально возможное усилие в элементе или в конструкции не должно превышать минимальной несущей способности элемента или конструкции:

$$N \leq \Phi,$$

где N — максимальное усилие, зависящее от нагрузок и расчетной схемы; Φ — минимальная несущая способность, зависящая от прочностных характеристик материала и геометрических характеристик сечения.

Из данного основного неравенства выводятся расчетные формулы для подбора и проверки сечений.

2.4.2. II группа предельных состояний

Во вторую группу предельных состояний входят предельные состояния, при которых конструкция становится непригодна к нормальной эксплуатации по деформациям и перемещениям, то есть по непригодности. К ним относятся превышающие нормы прогибы, перемещения и повороты узлов, осадки опор, колебания.

Расчет по деформациям производится на действие нормативных нагрузок. При этом фактическая деформация не должна превышать нормируемой величины деформации:

$$f \leq f_u,$$

где f — фактическая деформация, определяется по формулам строительной механики; f_u — нормируемая величина деформации, задаваемая в СП 20.13330—2016 «Нагрузки и воздействия», в разделе 15 «Прогибы и перемещения» (СП20.13330.2016 Нагрузки и воздействия, 2016).

2.4.3. Характеристики прочности

Основная прочностная характеристика стали — это нормативное сопротивление. Для элементов, работающих на сжатие, растяжение и изгиб, нормы рассматривают две величины нормативного сопротивления:

- нормативное сопротивление по пределу текучести R_{yn} (определяется по пределу текучести образцов σ_y);
- временное сопротивление или нормативное сопротивление по пределу прочности R_{un} (определяется по временному сопротивлению образцов σ_u).

Нормативные значения сопротивления металлопроката назначают на основе оптимизационного анализа и регламентируются в соответствующих стандартах и СП16.13330. Металлургические заводы должны гарантировать, что не менее 95% его продукции имеет нормативное сопротивление, превышающее величины, установленные в ГОСТ. Это обеспечивается стандартными заводскими испытаниями, которые производятся для каждой партии разливаемых на заводе сталей.

Так как работа образцов под нагрузкой в лаборатории отличается от работы реальных конструкций по множеству причин, то расчет производится по расчетным сопротивлениям:

- расчетное сопротивление по пределу текучести R_y;
- расчетное сопротивление по пределу прочности R_u.

Расчетные и нормативные сопротивления связаны соотношениями:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \text{ и } R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m},$$

где γ_m — коэффициент надежности по материалу.

Величины сопротивлений R_{yn}, R_{un}, R_y, R_u в зависимости от класса стали и вида проката приведены в СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» [2, табл. В3, В4 и В5].

2.4.4. Условия работы конструкций и степень ответственности здания

Условия работы конструкции учитываются коэффициентом условий работы γ_c, который определяется по СП 16.13330 [2, табл. 1]. Этот коэффициент позволяет учесть при проведении расчёта плохо оцениваемые факторы, влияющие на работу конструкции. Если фактическая несущая способность конструкции выше расчётной, то коэффициент условия работы больше единицы, если несущая способность ниже, то коэффициент условия работы меньше единицы.

Степень ответственности здания учитывается коэффициентом надежности по ответственности γ_n. Все здания и сооружения в соответствии с Федеральным законом № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» подразделяются на три уровня ответственности [3, 4].

Повышенный уровень ответственности имеют здания и сооружения, отнесенные в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам (объекты использования атомной энергии, крупные гидротехнические сооружения, ответственные сооружения связи, линии электропередач напряжением 330 киловольт и более, объекты космической инфраструктуры, объекты инфраструктуры воздушного и железнодорожного транспорта, метрополитены, подвесные канатные дороги, производственные объекты, связанные с получением и переработкой опасных веществ, расплавов металлов, добычей и переработкой полезных ископаемых, все сооружения высотой более 100 м, имеющие пролеты более 100 м, консоли вылетом более 20 м, подземную часть, заглубленную ниже планировочной отметки более чем на 15 м). Для таких объектов минимальное значение коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 1{,}1$.

К зданиям и сооружениям пониженного уровня ответственности относятся здания и сооружения временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного использования, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания, или сооружения либо расположенные на земельных участках, предоставленных для индивидуального жилищного строительства. Минимальное значение коэффициента надежности по ответственности для них $\gamma_n = 0{,}8$.

К зданиям и сооружениям нормального уровня ответственности относятся все здания и сооружения, за исключением зданий и сооружений повышенного и пониженного уровней ответственности. Это объекты массового строительства жилого, общественного и производственного назначения. Для них минимальное значение коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 1{,}0$.

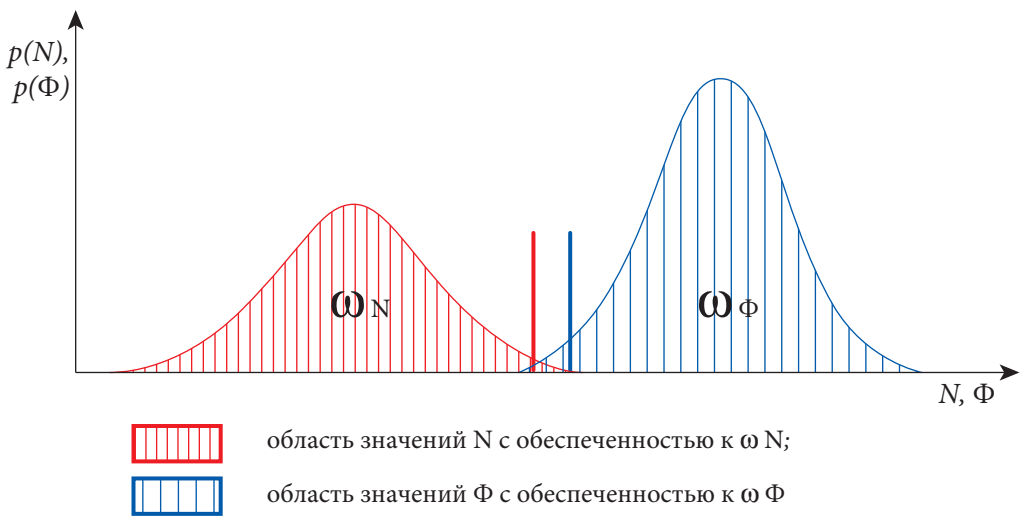


Рис. 2.4.1. Графики распределений плотности вероятности для максимального усилия в конструкции N и ее минимальной несущей способности Ф: область значений N с обеспеченностью ωN; область значений Ф с обеспеченностью ω

В реальности нагрузки редко достигают расчетных значений одновременно, а прочностные характеристики стали в большинстве случаев оказываются больше принятых в расчете. Обеспеченность нагрузок и расчётных сопротивлений составляет около 0,999, поэтому усилия в элементах конструкций большую часть срока эксплуатации будут меньше максимальных, принятых в расчете, а фактическая несущая способность — больше минимальной (рис. 2.4.1). Благодаря этому расчет по методу предельных состояний обеспечивает требуемую надежность конструкций.

2.5. Примеры к разделу 2

Пример 2.5.1

Выполнить сбор нагрузок от собственного веса кровельных слоев. Состав кровли:

- гидроизоляционный ковер на битумной мастике $t = 5$ мм, $\gamma = 600$ кг/м^3;
- стальной кровельный лист $t = 0{,}8$ мм, $\gamma = 7850$ кг/м^3;
- обрешетка из досок $t = 25$ мм, $\gamma = 500$ кг/м^3;
- деревянная стропильная система;
- рубероид $t = 3$ мм, $\gamma = 600$ кг/м^3;
- пеноизол $t = 70$ мм, $\gamma = 70$ кг/м^3;
- профилированный настил Н75.

Решение

Определим нормативное значение собственного веса верхнего слоя кровли — гидроизоляционного ковра на битумной мастике:

$$g_{ni} = t_1 \gamma_1 = 5 \cdot 10^3 \cdot 600 = 3 \text{ кг/м}^2 = 0{,}03 \text{ кПа},$$

где $t_1 = 5$ мм — толщина слоя, заданная в табл. 2.2; $\gamma_1 = 600$ кг/м^3 — плотность материала, принятая по табл. А1.

Находим расчетное значение:

$$g_1 = g_{ni} \gamma_f = 0{,}03 \cdot 1{,}3 = 0{,}039 \text{ кПа},$$

где $\gamma_f = 1{,}3$ — коэффициент надежности по нагрузке, принятый по СП 20.13330.2016 [1, табл. 7.1] как для изоляционного материала, укладываемого на строительной площадке.

Собственный вес остальных слоев определяется аналогично.

Постоянная нормативная нагрузка g_n и постоянная расчетная нагрузка g от веса кровли определяются суммированием собственного веса квадратного метра слоев кровельного пирога:

$$g_n = g_{n1} + g_{n2} + \ldots + g_{nk}, \text{ и } g = g_1 + g_2 + \ldots + g_k.$$

Вычисление нагрузки от каждого слоя и нагрузки от кровельного пирога в целом удобнее выполнять в табличной форме. Все дальнейшие вычисления сведем в таблицу 2.5.1, при этом будем пользоваться справочными данными, приведенными в приложении А.

Таблица 2.5.1.

Постоянная нагрузка на покрытие

Наименование вида нагрузки	Нормативное значение, кПа	γ_f	Расчетное значение, кПа
Гидроизоляционный ковер на битумной мастике $t = 5$ мм, $\gamma = 600$ кг/м^3	0,03	1,3	0,039
Стальной кровельный лист $t = 0{,}8$ мм, $\gamma = 7850$ кг/м^3	0,063	1,05	0,066
Обрешетка из досок $t = 25$ мм, $\gamma = 500$ кг/м^3	0,125	1,3	0,163
Деревянная стропильная система	0,4	1,1	0,44
Рубероид $t = 3$ мм, $\gamma = 600$ кг/м^3	0,018	1,3	0,023
Пеноизол $t = 70$ мм, $\gamma = 70$ кг/м^3	0,049	1,3	0,064
Профилированный настил Н75	0,01	1,05	0,011
Всего:	$g_n = 0{,}695$		$g = 0{,}806$

Примечание: коэффициент надежности по нагрузке для деревянной стропильной системы принят как для деревянных конструкций, а для обрешетки из досок — как для изоляционного слоя, выполненного на строительной площадке.

Пример 2.5.2

Определить снеговую нагрузку на ферму покрытия промышленного здания, расположенного в г. Екатеринбурге. Размеры фермы заданы на рис. 2.5.1, шаг ферм 6 м.

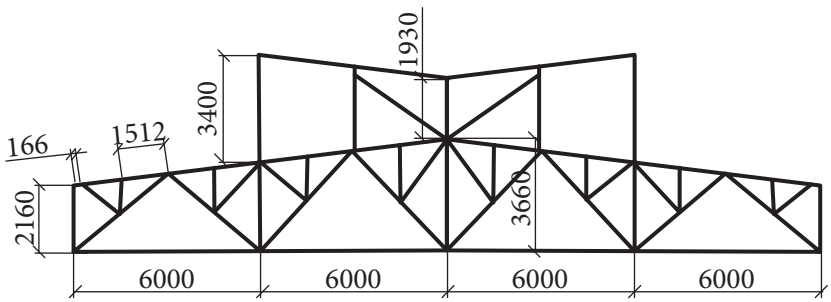


Рис. 2.5.1. Геометрическая схема фермы

Решение

Согласно СП 20.13330.2016 [1, приложение К] для г. Екатеринбурга вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли $S_g = 1{,}35$ кПа.

Нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g,$$

где c_e — коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия здания под воздействием ветра, принимаем $c_e = 1$ [1, п. 10.9 б]; c_t — термический коэффициент, принимаем $c_t = 1$ [1, п. 10.10].

Нормативное значение снеговой нагрузки без учета коэффициента перехода μ:

$$S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}35 \text{ кПа}.$$

Расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S = S_0 \gamma_f = 1{,}35 \cdot 1{,}4 = 1{,}89 \text{ кПа},$$

где $\gamma_f = 1{,}4$ — коэффициент надежности для снеговой нагрузки [1, п. 10.12].

Так как есть фонарь, то согласно СП 20.13330.2016 [1, п. Б. 3] принимаем 2 варианта загружения фермы снеговой нагрузкой (см. рис. 2.5.2).

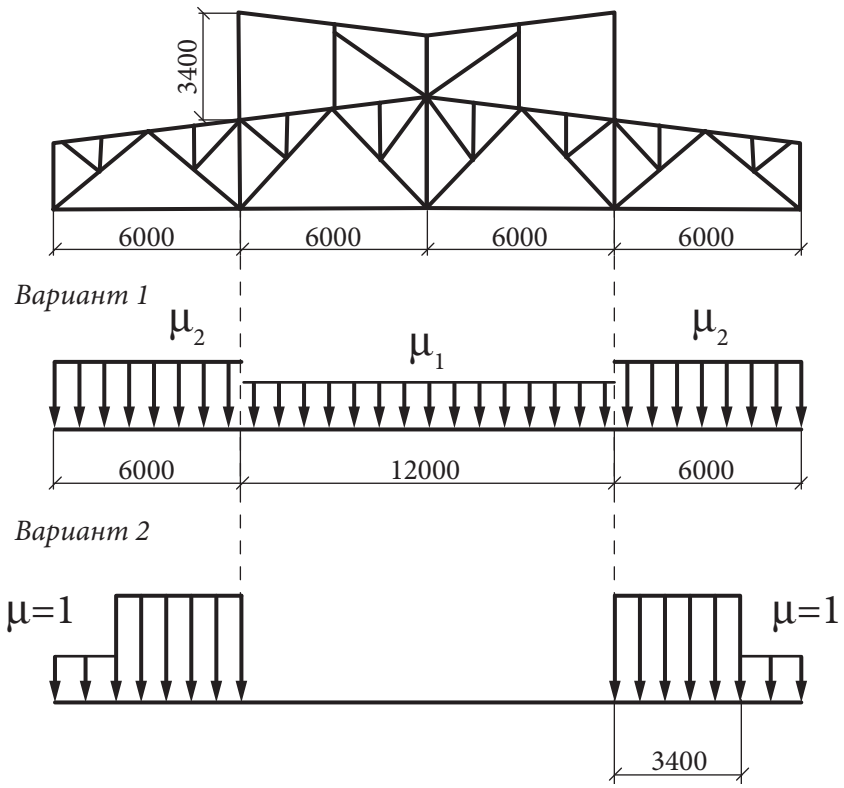


Рис. 2.5.2. Варианты снеговой нагрузки на ферму

Коэффициенты μ принимаем соответственно прил. Б [1]:

$$\mu_1 = 0{,}8,\ \mu_2 = 1 + 0{,}1\frac{12}{6} = 1{,}2,\ \mu_3 = 1 + 0{,}5\frac{12}{3{,}4} = 2{,}76 > 2{,}5,$$

следовательно, принимаем $\mu_2 = 2{,}5$.

Определим сосредоточенные силы, действующие в узлах фермы от действия снеговой нагрузки (рис. 2.5.3).

Вариант 1

$$F_1 = \mu_2 SBd\gamma_n = 1{,}2 \cdot 1{,}89 \cdot 6 \cdot 1{,}512 \cdot 1 = 20{,}58 \text{ кН};$$

$$F_3 = \mu_2 S 2Bd\gamma_n = 0{,}8 \cdot 1{,}89 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 1{,}512 \cdot 1 = 27{,}43 \text{ кН},$$

где $a = 6$ м — шаг ферм; $d = 1{,}512$ м — длина панели верхнего пояса фермы; $\gamma_n = 1$ — коэффициент надежности по ответственности здания.

$$F_2 = \frac{F_1}{2} = \frac{20{,}58}{2} = 10{,}29 \text{ кН}.$$

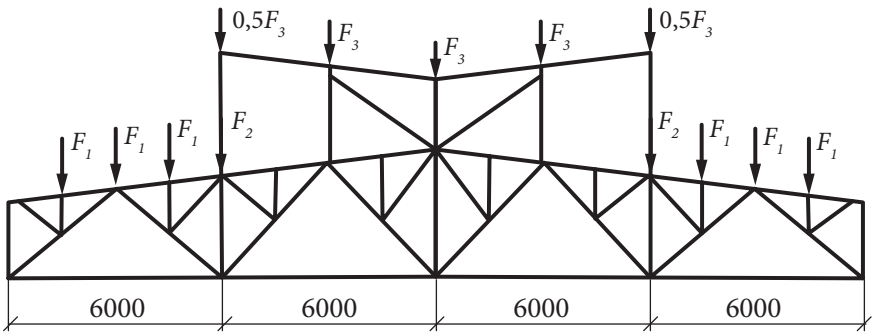
Вариант 2

$$F_1 = SBd\gamma_n = 1{,}89 \cdot 6 \cdot 1{,}512 \cdot 1 = 17{,}15 \text{ кН};$$

$$F_1 = S\,(\mu_3 \cdot 1{,}156 + 1 \cdot 0{,}356)\; B\gamma_n = 1{,}89 \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}156 + 1 \cdot 0{,}356) \cdot 6 \cdot 1 = 36{,}81 \text{ кН};$$

$$F_3 = \mu_3 SBd\gamma_n = 2{,}5 \cdot 1{,}89 \cdot 6 \cdot 1{,}512 \cdot 1 = 42{,}87 \text{ кН}.$$

Вариант 1



Вариант 2

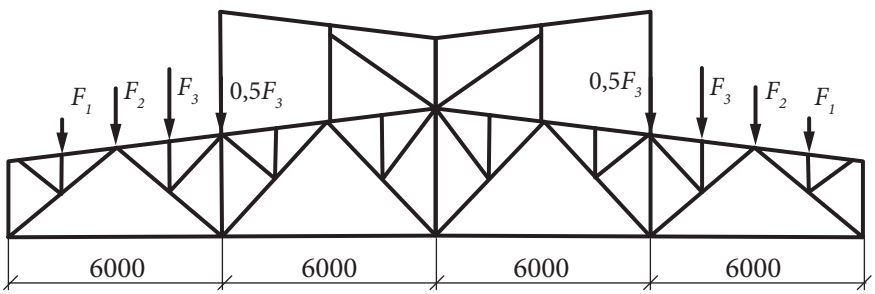


Рис. 2.5.3. Варианты узловой снеговой нагрузки на ферму

Пример 2.5.3

Определить ветровую нагрузку, действующую на поперечную раму складского здания, расположенного в г. Тюмень. Размеры рамы заданы на рис. 2.5.4, шаг рам 6 м, размеры здания в плане — 30 × 132 м. Принять тип местности В.

Решение

Согласно СП 20.13330.2016 [1, карта 2] г. Тюмень расположен в I районе по давлению ветра и нормативное значение ветрового давления $w_0 = 0{,}23$ кПа [1, табл. 11.1].

Нормативное значение основной ветровой нагрузки w определяем как сумму средней w_m и пульсационной w_g составляющих [1, п. 11.1.2]:

$$w = w_m + w_g.$$

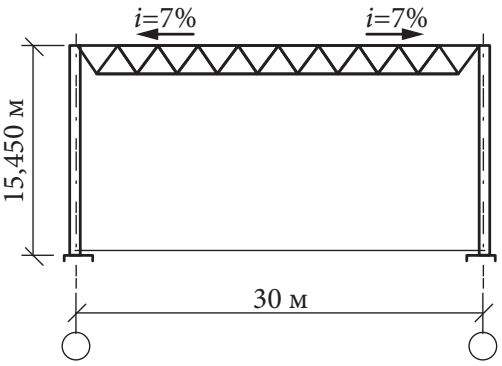


Рис. 2.5.4. Геометрическая схема поперечной рамы каркаса

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки найдем по формуле:

$$w_m = w_0\, k\,(z_e)\, c,$$

где $k\,(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для эквивалентной высоты z_e; c — аэродинамический коэффициент.

Для рассматриваемого здания высота $h = 15{,}45$ м, а размер в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра — это длина здания $d = 132$ м. Очевидно, что $d > h$, тогда в соответствии с [1, п. 11.1.5] $z_e = h = 15{,}45$ м. Это означает, что в данном случае изменение ветровой нагрузки по высоте не учитывается и она принимается равномерной по всей высоте здания.

Для высоты $z_e = 15{,}45$ м и типа местности В по [1, табл. 11.2] находим интерполяцией коэффициент $k\,(z_e) = 0{,}759$.

В данном случае ветровая нагрузка — это внешнее давление ветра на стены и кровлю здания, поэтому согласно [1, п. 11.1.7] аэродинамический коэффициент $c = c_e$, который определяем по [1, прил. В, п. В1.2]. Согласно [1, прил. В, рис. В3 и В4*а*] за счет аэродинамических эффектов для вертикальных стен здания создается две зоны с разными аэродинамическими коэффициентами — зона *D* (наветренная сторона) и зона *E* (подветренная сторона), а для кровли — пять зон, три из них, зоны *F*, *G*, *H* с наветренной стороны, и две, *J* и *I* с подветренной (рис. 2.5.5). Для рассматриваемого здания $d = 30$ м, $b = 132$ м, $h = 15{,}45$ м, тогда $e = 2h = 30{,}9$ м. При уклоне кровли 7% угол наклона кровли $\beta = 4^\circ \approx 0$. Коэффициенты для всех учитываемых зон находим по [1, прил. В, табл. В2 и В3*а*] и сведем в табл. 2.5.2.

Для определения пульсационной составляющей ветровой нагрузки необходимо знать частоту собственных колебаний каркаса здания. Ее можно определить, выполнив расчет рамы на колебания. Этот расчет можно выполнить методами строительной механики, что достаточно трудоемко, или в программных комплексах. Также расчетные комплексы имеют функцию преобразования средней ветровой нагрузки в полную с учетом пульсационной, то есть можно определить и задать в расчетную программу только среднюю составляющую ветровую нагрузку, а вычисление полной ветровой нагрузки будет выполнено в самой программе.

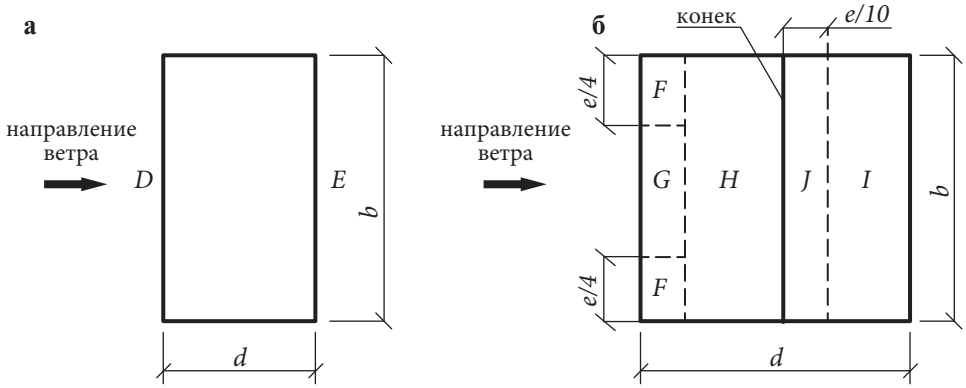


Рис. 2.5.5. Зоны с разными аэродинамическими коэффициентами: *а*) для стен здания; *б*) для кровли здания

В данном примере примем, что первая частота собственных колебаний каркаса рассматриваемого здания $f_1 = 0{,}5$ Гц (частоты собственных колебаний определяются модальным анализом каркасов здания, подробнее описано в книге «Металлические конструкции. Специальный курс», радел 2.4.3).

Для здания со стальным каркасом пример логарифмический декремент затухания $\delta = 0{,}3$ [1, п. 11.1.10 а] тогда предельный безразмерный период $T_{g.\,lim} = 0{,}023$ [1 с изм. 2, табл. 11.5] и согласно [1 с изм. 2, 11.1.10] предельное значение частоты собственных колебаний:

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_e)\gamma_f}}{940 T_{g.lim}} = \frac{\sqrt{230 \cdot 0{,}759 \cdot 1{,}4}}{940 \cdot 0{,}023} = 0{,}723 \text{ Гц}.$$

Так как $f_1 = 0{,}5$ Гц $< f_{\lim} = 0{,}723$ Гц, то нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки w_g на эквивалентной высоте z_e определяем по формуле [1, п. 11.1.8 *б*]:

$$w_g = w_m \xi \zeta(z_e) \nu,$$

где ξ — коэффициент динамичности, $\zeta(z_e)$ — коэффициент пульсации давления ветра для эквивалентной высоты z_e; ν — коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

По формуле [1 с изм. 2, ф. (11.8 *а*)] находим безразмерный период T_{g1}:

$$T_{g1} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_e)\gamma_f}}{940 f_1} = \frac{\sqrt{230 \cdot 0{,}759 \cdot 1{,}4}}{940 \cdot 0{,}5} = 0{,}0333 \text{ Гц},$$

тогда по графику [1 с изм. 2, рис. 11.1] находим коэффициент динамичности $\xi = 1{,}4$.

Для высоты $z_e = 15{,}45$ м и типа местности В по [1, ф. (11.6)] находим:

$$\zeta(z_e) = \zeta_{10}\left(\frac{z_e}{10}\right)^{-\alpha} = 1{,}06\left(\frac{15{,}45}{10}\right)^{-0{,}2} = 0{,}972,$$

где $\zeta_{10} = 1{,}06$ и $\alpha = 0{,}2$ [1, табл. 11.3].

Найдем для рассматриваемого здания необходимые параметры. Согласно [1, рис. 11.2] $a = 30$ м, $b = 132$ м, $h = 15{,}45$ м, тогда согласно [1, табл. 11.7 и 11.6]

для расчета ветровой нагрузки на стены здания $\rho = b = 132$ м, $\chi = h = 15{,}45$ м, откуда $\nu = 0{,}558$; а для расчета ветровой нагрузки на кровлю $\rho = b = 132$ м, $\chi = a = 30$ м, откуда $\nu = 0{,}542$.

Основную расчетную погонную нагрузку на элементы рамы находим по формуле:

$$q = wB\gamma_f,$$

где $B = 6$ м — ширина грузовой площади рамы каркаса, равная их шагу; $\gamma_f = 1{,}4$ — коэффициент надежности по нагрузке [1, разд. 11].

Результаты вычисления погонной нагрузки для каждой зоны представлены в табл. 2.5.2. Расчетные схемы с приложением ветровой нагрузки для рамы в средней части здания и рамы, расположенной в торцевой части здания, представлены на рис. 2.5.6.

Таблица 2.5.2.

Расчет ветровой нагрузки

Зона	***D***	***E***	***F***	***G***	***H***	***J***	***I***
w_0, кПа	0,23						
$k(z_e)$	0,759						
c_e	0,8	–0,5	–1,8	–1,7	–1,3	–0,5	–0,5
$w_m = w_0 k(z_e) c$, кПа	0,140	–0,087	–0,314	–0,297	–0,227	–0,087	–0,087
ξ	1,4						
$\zeta(z_e) = 0{,}972$	0,972						
ν	0,558		0,542				
$w_g = w_m \zeta(z_e) \nu$, кПа	0,106	–0,066	–0,232	–0,219	–0,167	–0,064	–0,064
$w = w_m + w_g$, кПа	0,246	–0,154	–0,546	–0,516	–0,394	–0,152	–0,152
B, м	6						
γ_f	1,4						
$q = wB\gamma_f$, кН/м	2,06	–1,29	–4,59	–4,33	–3,31	–1,27	–1,27

Примечание. Знак «–» означает, что аэродинамический эффект создает отрицательное давление ветра на поверхность здания.

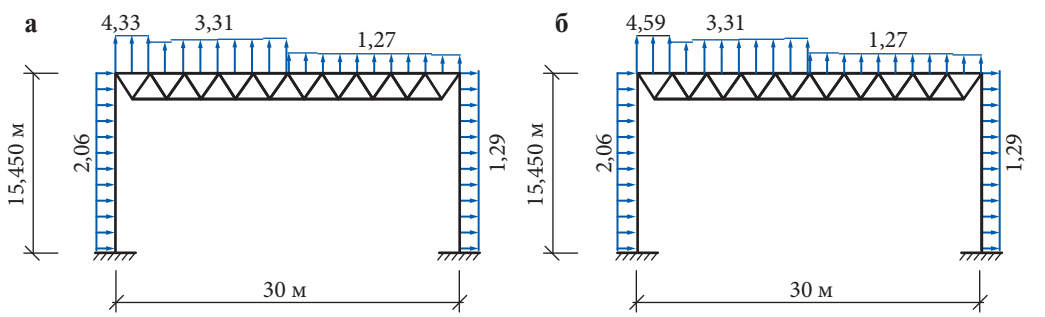


Рис. 2.5.6. Схемы приложения ветровой нагрузки:
а) для рамы в средней части здания; *б*) для рамы, расположенной в торцевой части здания

Приложение А.
СПРАВОЧНЫЕ ДАННЫЕ К РАСЧЕТАМ

Таблица А1.

Удельный вес строительных материалов и изделий

№ п/п	Материал	Удельный вес γ, кН/м³	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f
1	Рубероид и другие гидроизоляционные кровельные материалы (бикрост, техноэласт, стеклоизол и д. р.)	0,6	1,3
2	Битум	14,0	1,3
3	Гидроизоляционная мембрана	15,0	1,2
4	Асфальтовая стяжка	21,0	1,3
5	Цементно-песчаная стяжка	18,0	1,3
6	Листы асбоцементные	18,0	1,2
7	Ориентированно-стружечная плита OSB	6,50	1,2
8	Древесностружечные плиты	10,0	1,2
9	Минераловатные плиты	1,0—3,0	1,2
10	Пенополистирол	0,45	1,2
11	Пенополиуретан	0,8	1,3
12	Керамзит фракция 0...5 мм	6,0	1,3
13	Керамзит фракция 5...10 мм	4,5	1,3
14	Керамзит фракция 10...40 мм	3,5	1,3
15	Котельный шлак	9,0	1,3
16	Вермикулит	2,0	1,3
17	Керамзитобетон	18,0	1,3
18	Пенобетон	6,0	1,3
19	Пеноизол	0,7	1,3
20	Газо- и пенобетон	12,0	1,3
21	Полистиролбетон	6,0	1,3
22	Линолеум	18,0	1,2
23	Ламинат	11,0	1,2
24	Листы гипсокартонные	8,0	1,2
25	Сосна и ель	5,0	1,1
26	Песок	16,0	1,2
27	Кирпичная кладка	18,0	1,1
28	Железобетон	25,0	1,1
29	Стекло	25,0	1,2
30	Сталь	78,5	1,05

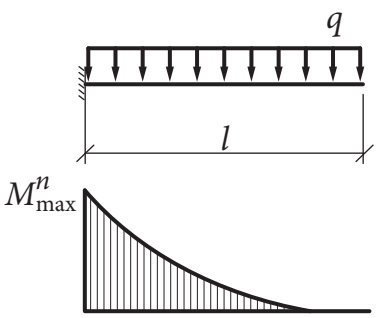
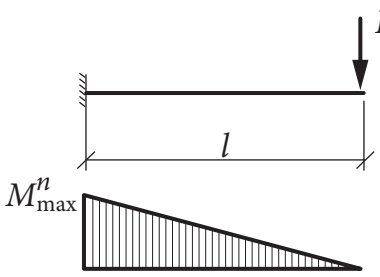
Таблица А2.

Собственный вес строительных конструкций

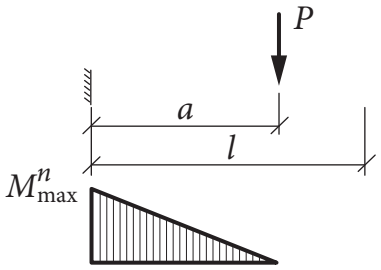
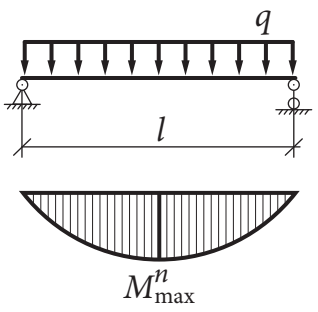
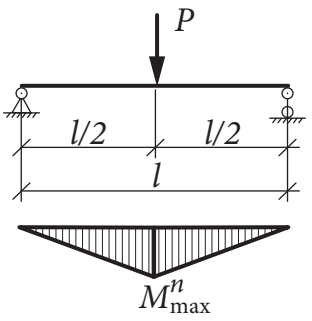
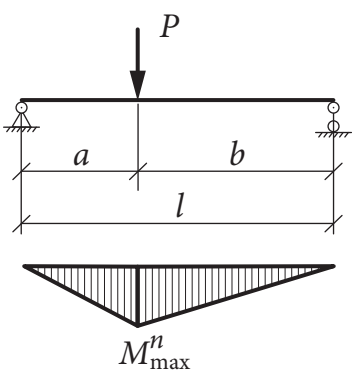
№ п/п	Материал	Вес, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f
1	Профилированный настил 0,8—1 мм	0,10—0,15	1,05
2	Обрешетка из досок $t = 25$ мм	0,10	1,3
3	Деревянная стропильная система покрытия	0,40	1,3
4	Железобетонные ребристые плиты $t = 300$ мм	1,75	1,1
5	Железобетонные многопустотные плиты $t = 220$ мм	3,15	1,1
6	Мелкоразмерные плитки покрытия $t = 80$ мм	1,0	1,1
7	Стропильные фермы	0,30	1,05
8	Связи по покрытию	0,10	1,05
9	Прогоны	0,15	1,05
10	Деревянные лаги пола	0,10	1,3

Таблица А3.

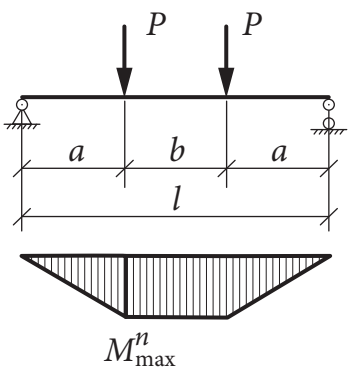
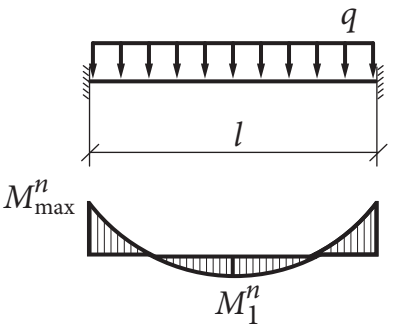
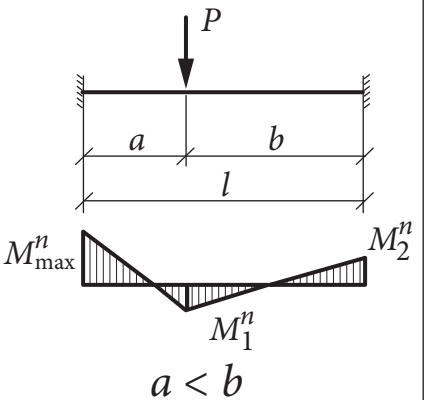
Данные для расчета прочности и жёсткости балок

№ п/п	Расчетная схема балки	Изгибающие моменты в опасных сечениях	Коэффициент k
1	2	3	4
1		$M^n_{\max} = \frac{ql^2}{2}$	$\frac{1}{4}$
2		$M^n_{\max} = Pl$	$\frac{1}{3}$

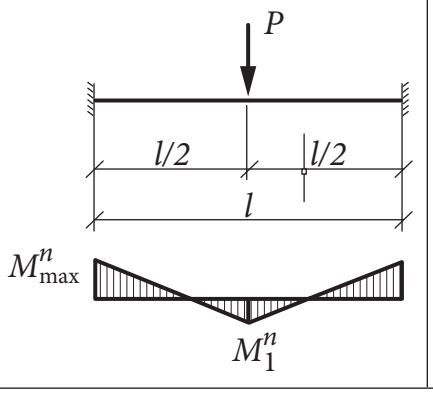
Продолжение таблицы А3.

1	2	3	4
3		$M^n_{\max} = Pa$	$\frac{a(3l-a)}{6l^2}$
4		$M^n_{\max} = \frac{ql^2}{8}$	$\frac{5}{48}$
5		$M^n_{\max} = \frac{Pl}{4}$	$\frac{1}{12}$
6		$M^n_{\max} = \frac{Pa(l-a)}{l}$	$\frac{3l^2-4a^2}{48l(l-a)}$

Продолжение таблицы А3.

1	2	3	4
7		$M^n_{\max} = Pa$	$\frac{3l^2 - 4a^2}{24l^2}$
8		$M^n_{\max} = \frac{ql^2}{12}$, $M^n_1 = \frac{ql^2}{24}$	$\frac{1}{32}$
9		$M^n_{\max} = \frac{Pab^2}{l^2}$, $M^n_2 = \frac{Pba^2}{l^2}$	$\frac{6a^2 + 3ab + b^2}{48ab}$

Продолжение таблицы А3.

1	2	3	4
10		$M^n_{max} = \frac{Pl}{8}$, $M^n_1 = \frac{Pl}{8}$	$\frac{1}{24}$

Примечание: в таблице даны коэффициенты для прогиба $\left(f = k \frac{M^n_{max} l^2}{EI_x} \right)$, в середине пролета для балок на двух опорах и на конце консоли для консольных балок.

Контрольные вопросы к разделу 2

1. В чем заключается цель расчета конструкций?
2. Что такое предельное состояние?
3. Что учитывает коэффициент условий работы γ_c?
4. Что учитывает коэффициент надежности по нагрузке γ_f?
5. Что учитывает коэффициент надежности по материалу γ_m?
6. Какие бывают нагрузки?
7. Как определяется нагрузка от собственного веса конструкций?
8. Какие особенности ветровой нагрузки учитываются в расчетах строительных конструкций?
9. Что такое расчетная схема?
10. Какие бывают сочетания нагрузок?

Литература к разделу 2

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2016. — 80 с.

2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 140 с.

3. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ // Российская газета, 2009. — № 225.

4. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ, 2015.

5. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 2 Конструкции зданий/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 528 с.

6. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. Металлические конструкции. Общий курс/под общей ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2010. — 668 с.

7. ГОСТ Р 57837—2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия». — М.: Стандартинформ, 2017.

8. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 1. Элементы конструкций/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2001. — 551 с.

9. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 27 с.

3. РАСЧЕТ БАЛОК

Балки являются одним из основных конструктивных элементов зданий и сооружений гражданского и промышленного назначения. Распространённость металлических балок обусловлена надежной работой и относительной простотой расчета, изготовления и монтажа балок.

Балки в зданиях и сооружениях работают преимущественно на прямой поперечный изгиб, т. е. изгиб в плоскости, совпадающей с одной из главных осей сечения, реже — на косой изгиб, т. е. изгиб в плоскости, не совпадающей с главными осями сечения. Как правило, балки оказываются эффективны при пролетах до 15 м. Однако, в промышленных сооружениях при больших нагрузках могут применяться балки и больших пролетов (есть примеры применения подкрановых балок пролетами 18 м, 24 м и 36 м). В жилых и общественных зданиях балки, как правило, применяются пролетом 5—8 м, реже пролетом до 12 м.

Балки различаются по расчетной схеме и по типу сечения. Чаще всего применяются однопролетные шарнирно опертые балки (рис. 3. 1*а*), так как они статически определимы, малочувствительны к разности осадки опор и достаточно просты в изготовлении. В зданиях с рамным каркасом применяют балки с жесткими (рамными) узлами (рис. 3.1 *б*). Жестко защемленные балки более экономичны по расходу стали, так как при одинаковых нагрузках и пролетах изгибающие моменты в них меньше, также они обладают большей жесткостью — при прочих равных условиях прогиб жестко защемленных балок в пять раз меньше, чем шарнирно опертых. Недостатком таких балок является сложность опорных узлов и чувствительность к неравномерной осадке опор и изменению температуры. В строительстве также применяют многопролетные балки. Разрезные многопролетные балки (рис. 3.1 *в*) проще неразрезных (рис. 3.1 *г*) в изготовлении и монтаже. Однако по расходу металла они менее выгодны, чем неразрезные. В неразрезных балках возникают опорные моменты, разгружающие пролет, поэтому такие балки более экономичны по расходу материала, но любые изменения нагрузки и осадки опор в любом пролете отражаются на работе всей балки в целом.

Консольные балки применяются, например, для устройства балконов. Вылет консолей ограничивается возможностями передачи опорного момента на вертикальные несущие конструкции. Как правило, вылет консольных балок не превышает 1,5—2 м.

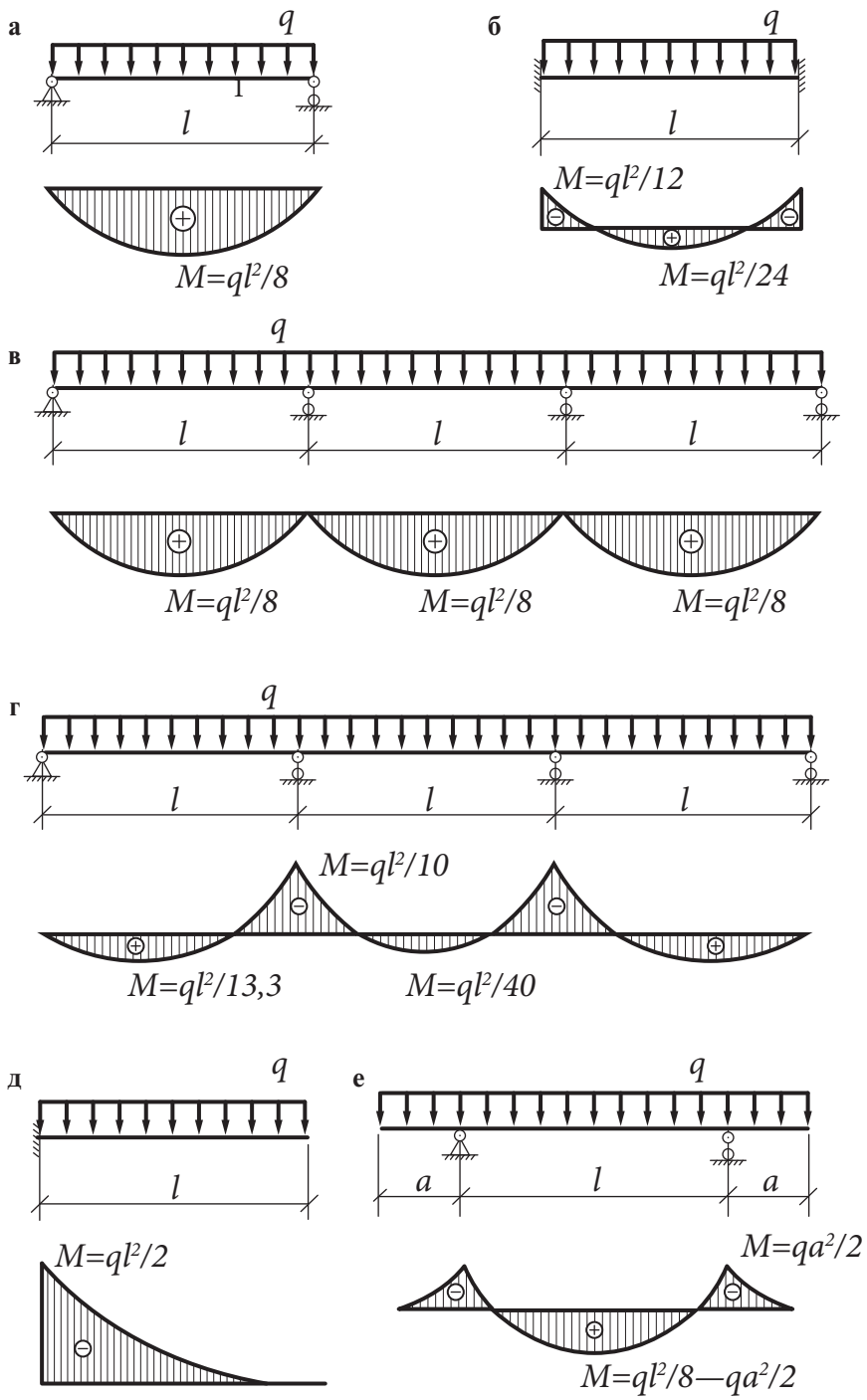


Рис. 3.1. Расчетные схемы балок и эпюры изгибающих моментов*:*
а) шарнирно опертая балка; *б)* балка с защемленными концами; *в)* многопролетная разрезная балка; *г)* многопролетная неразрезная балка; *д, е)* консольные балки

Наиболее экономичными по расходу стали типами сечения балок являются двутавровое, коробчатое и в виде швеллера. Чаще всего в строительстве применяют балки двутаврового сечения. Они удобны в компоновке и технологичны в изготовлении.

При определении эффективности (экономичности по расходу стали) сечения используют ядровое расстояние $\rho = W/A$, которое для сечений в виде двутавра и короба в 2—3 раза больше, чем, например, для прямоугольного или круглого, что означает, что при одной и той же площади сечения (то есть одной и той же массе конструкции) несущая способность сечения на изгиб оказывается наибольшей. То есть для восприятия одинакового изгибающего момента подойдет сечение в форме двутавра с меньшей площадью сечения, чем прямоугольное. Швеллер по эффективности близок к двутавру, но так как у сечения в виде швеллера только одна ось симметрии, то такое сечение обладает меньшей общей устойчивостью. Как правило, швеллеры применяют в качестве прогонов в кровле.

При небольшом шаге балок нагрузка на них оказывается сравнительно небольшой, вследствие чего такие балки подбираются по требованиям жесткости, а не прочности, что снижает их эффективность по расходу стали.

В зависимости от нагрузки и пролета применяют балки прокатного или составного сечения (преимущественно сварные, реже болтовые или клепаные). Прокатные балки менее трудоемки в изготовлении, но имеют ограниченный размерный ряд. Новый ГОСТ Р 57837—2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок» предоставляет больший диапазон типоразмеров, что позволяет подбирать сечения с требуемой степенью эффективности расхода стали.

Составные сечения применяются, как правило, в тех случаях, когда невозможно подобрать прокатный профиль, например, при больших нагрузках на балку или большом пролете балки.

3.1. ФОРМИРОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ БАЛКИ

При разработке расчетной схемы необходимо определить величину пролета балки, тип нагрузки (распределенная, сосредоточенная) и вид опорных узлов.

Для большинства балок пролетом будет являться расстояние между точками опор (расчетный пролет), которое обычно меньше, чем расстояние между координационными осями (координационный пролет) колонн или стен, на которые опирается балка (рис. 3.1.1). При расчете стальных конструкций этой разницей обычно пренебрегают и принимают расчетный пролет равным координационному.

Вид опорных узлов зависит от типа каркаса здания. В связевом каркасе применяются шарнирные узлы, в рамном каркасе — жесткие узлы, в рамно-связевом может применяться как шарнирное, так и жесткое сопряжение балок с колоннами. В малоэтажных рамно-связевых каркасах чаще применяют шарнирное сопряжение балок и колонн.

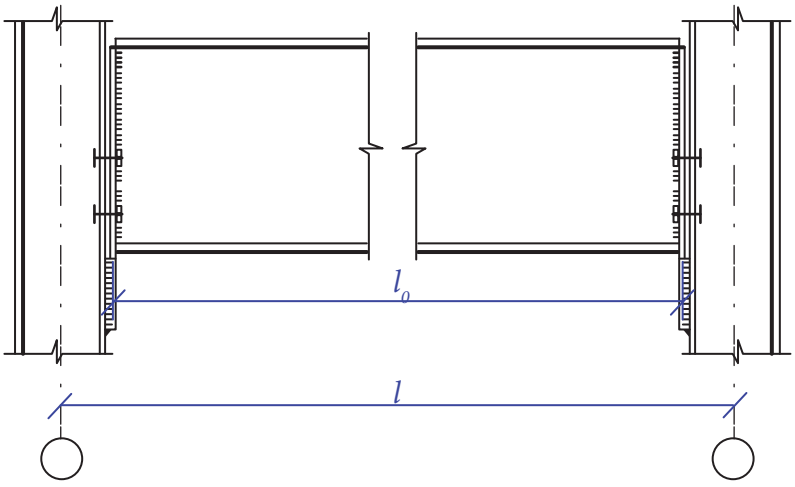


Рис. 3.1.1. Координационный (l) и расчетный (l_0) пролеты балок

3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НА БАЛКУ

Сбор нагрузок осуществляется в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016 [1] и схемой расположения балок.

При равномерной нагрузке на перекрытие или покрытие на балку будет действовать равномерно распределенная нагрузка (погонная нагрузка), значение которой определяется по формуле:

$$q = ga\gamma_n,$$

где g — нагрузка на 1 м^2 перекрытия (покрытия); γ_n — коэффициент надежности по ответственности здания; a — ширина грузовой площади балки, равная шагу балок.

3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ, ВОЗНИКАЮЩИХ В БАЛКЕ

В балках возникает два внутренних усилия — поперечная сила и изгибающий момент, которые определяются по правилам строительной механики или при помощи расчетных программных комплексов. В большинстве типовых каркасов можно определять внутренние усилия в балках, не выполняя статический расчет рамы в целом. Для некоторых расчетных схем в табл. П1.4 приведены формулы для вычисления изгибающих моментов в опасных сечениях.

3.4. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ БАЛКИ

Подбор сечения балок (рис. 3.4.1), как правило, выполняется из условия прочности или жёсткости.

Условие прочности балки при изгибе в одной из главных плоскостей, например при изгибе относительно оси X, выглядит так:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $M_{\max}$ — максимальный изгибающий момент от расчётной нагрузки относительно оси X, W_x — момент сопротивления относительно оси X, R_y — расчётное сопротивление по пределу текучести, γ_c — коэффициент условий работы.

При проверке жёсткости должно выполняться условие:

$$f \le f_u,$$

где f — прогиб балки от нормативной нагрузки, f_u — предельный прогиб, определяемый по СП 20.13330.

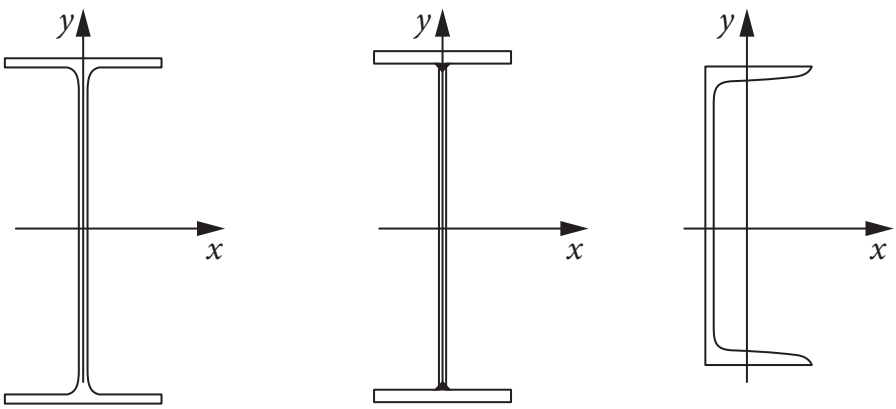


Рис. 3.4.1. Варианты сечения балок

Для прокатных балок при подборе сечения ориентируются на доступные сортаменты, выбирая из них подходящий профиль. Для составных балок выполняют компоновку сечения и подбирают размеры сечения так, чтобы сформированное сечение удовлетворяло требованиям несущей способности и жёсткости.

3.5. ПРОВЕРКИ ПОДОБРАННОГО СЕЧЕНИЯ

Для изгибаемых элементов, к которым относятся балки, проверки сечения выполняют по предельным состояниям первой и второй групп по указаниям СП 16.13330.2017 [2, раздел 8]. В общем случае необходимо проверить прочность на действие изгибающего момента, прочность на действие поперечной силы, прочность на действие местных напряжений, прочность на действие приведенных напряжений, общую устойчивость балки, местную устойчивость полки и стенки сечения, прогиб балки.

Проверку прочности на действие изгибающего момента [2, п. 8.2.1 и 8.2.3] проводят для опасного сечения балки, где момент достигает максимального значения. Для балок с расчетной схемой как на рис. 3.1 *а* опасное

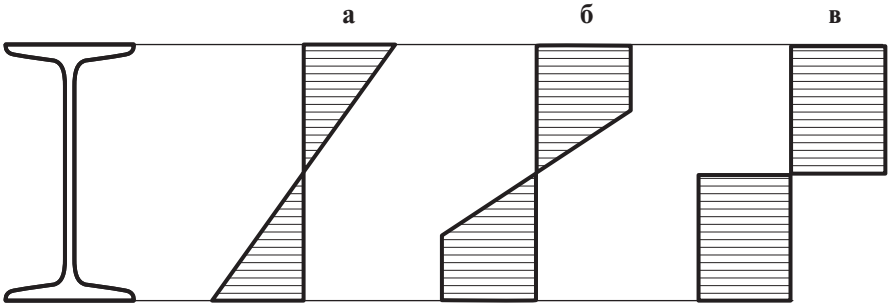


Рис. 3.5.1. Эпюры нормальных напряжений в сечении балки*:*
а) 1-й класс НДС (упругое состояние сечения); *б*) 2-й класс НДС (упругопластическое состояние сечения); *в*) 3-й класс НДС (пластическое состояние, соответствующее условному пластическому шарниру)

сечение расположено в середине пролета балки, а для балок с расчетной схемой как на рис. 3.1 *б* опасное сечение расположено на опоре.

Расчет на прочность балок зависит от класса конструкции по напряженно-деформированному состоянию (НДС). К 1-му классу относят конструкции, в которых напряжения по всей площади расчетного сечения не превышают расчетного сопротивления $|\sigma| \le R_y$ (рис. 3.5.1 *а*); ко 2-му классу — конструкции, в которых в части расчетного сечения $|\sigma| < R_y$, а в другой $|\sigma| = R_y$ (рис. 3.5.1 *б*); к 3-му классу — конструкции, в которых по всей площади расчетного сечения а $|\sigma| = R_y$ (рис. 3.5.1 *в*). Балки 2-го и 3-го класса можно применять только при действии статических нагрузок, балки 1-го класса можно применять для нагрузок всех видов.

Условие прочности по нормальным напряжениям для балок 1-го класса при изгибе относительно оси X (рис. 3.4.1) имеет следующий вид:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1; \tag{3.5.1}$$

для балок 2-го и 3-го классов:

$$\frac{M_{\max}}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \le 1, \tag{3.5.2}$$

где c_x — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении, принимаемый по [2, табл. Е1] в зависимости от формы сечений и отношения площадки полки сечения к площади стенки $\alpha_f = A_f / A_w$; β — коэффициент, учитывающий влияние касательных напряжений τ. При $\tau \le 0{,}5R_s$ $\beta = 1$, а при $0{,}5R_s < \tau \le 0{,}9R_s$:

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

Проверку прочности на действие поперечной силы [2, п. 8.2.1] проводят для опасного сечения балки, где поперечная сила достигает максимального значения. Практически для всех балок опасное сечение расположено на опоре. Условие прочности по касательным напряжениям имеет вид:

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} \le 1, \tag{3.5.3}$$

где R_s — расчетное сопротивление срезу, которое для всех сталей принимается $R_s = 0{,}58 R_y$.

При наличии сосредоточенной нагрузки на верхний пояс балки, у которой стенка не укреплена ребрами жесткости, необходима проверка прочности стенки на действие местных напряжений [2, п. 8.2.2]. Местные напряжения, например, возникают при опирании одной балки на другую сверху. В этом случае длина зоны действия местных напряжений в стенке (рис. 3.5.2) будет равна $l_{ef} = b + 2z$, так как в изотропных материалах, к которым относится сталь, угол $\alpha = 45°$. Для сварных балок $z = t_f + k_f$, а для прокатных — $z = t_f + r$.

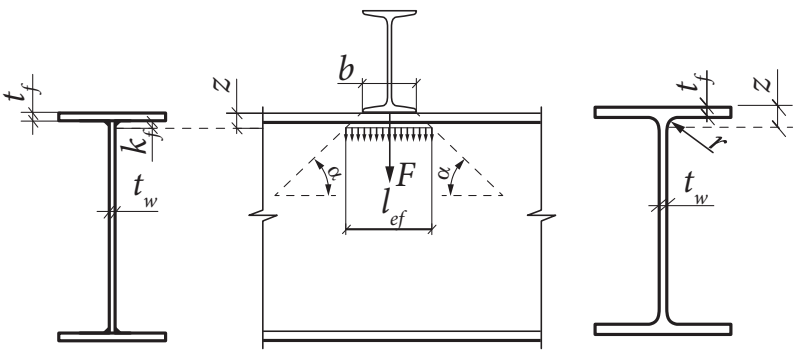


Рис. 3.5.2. Схема действия местных напряжений в стенке балки:
а) для сварного сечения; *б*) для прокатного сечения

Условие прочности при действии местных напряжений записывается в виде:

$$\frac{F}{l_{ef} t_w R_y \gamma_c} \le 1. \tag{3.5.4}$$

При невыполнении условия прочности стенку необходимо укрепить ребрами жесткости.

В сечениях, где и изгибающий момент, и поперечная сила одновременно достигают больших значений, необходимо проверять балки на прочность по приведенным напряжениям [2, п. 8.2.1]. Такая проверка необходима для неразрезных балок, у которых опасное сечение будет в опорной зоне, для балок с жесткими опорными узлами (рис. 3.1 *г* и *б*) и для составных балок в месте изменения сечения. Приведенные напряжения определяют для точки на границе полки и стенки сечения (на рис. 3.5.3 это точка *А*):

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}, \tag{3.5.5}$$

где напряжения в точке *А* находятся по формулам:

$$\sigma = \frac{M y_A}{I_x}, \; \tau = \frac{Q S_{xf}}{I_x t_w}. \tag{3.5.6}$$

Здесь S_{xf} — статический момент полки сечения.

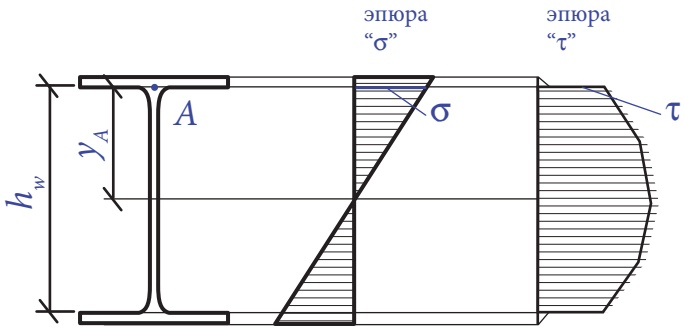


Рис. 3.5.3. Распределение напряжений в сечении балки

Если в данном сечении, кроме нормальных и касательных напряжений, также действуют и местные напряжения, то их также учитывают при определении приведенных напряжений:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 - \sigma\sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau^2}. \tag{3.5.7}$$

Условие прочности по приведенным напряжениям имеет вид:

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma^2 - \sigma\sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau^2} \le 1 \tag{3.5.8}$$

или при отсутствии местных напряжений:

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \le 1. \tag{3.5.9}$$

Предельное состояние для балок может наступить не только при потере прочности, но и при потере общей устойчивости. Это явление аналогично потере устойчивости центрально-сжатых элементов (продольный изгиб). Вначале балка работает в плоскости, которая совпадает с плоскостью действия нагрузки, — балки изгибается, деформируется в данной плоскости (прогибается) (рис. 3.5.4).

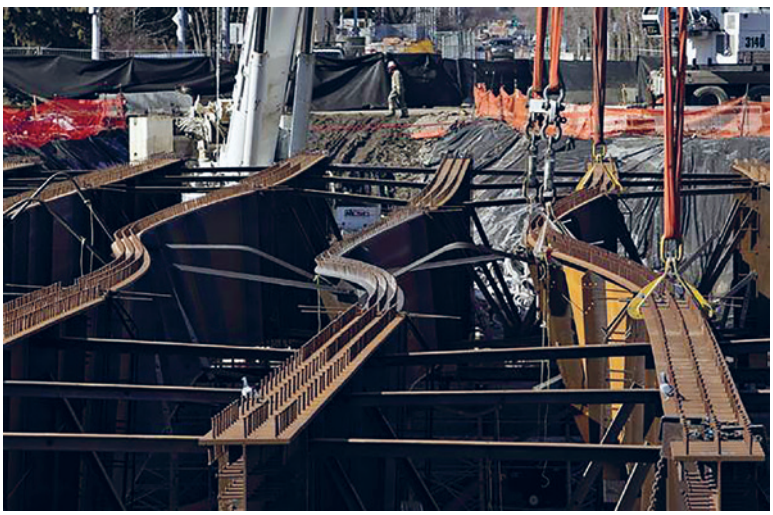


Рис. 3.5.4. Потеря общей устойчивости балок

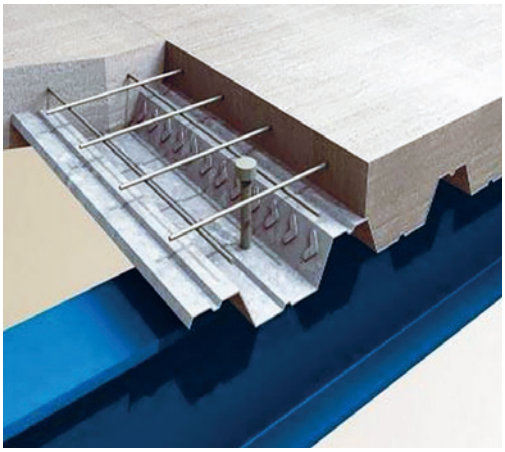


Рис. 3.5.5. Схема устройства монолитной железобетонной плиты по профнастилу

При достижении критических напряжений сжатый пояс балки выходит из плоскости изгиба и сечение балки закручивается, в дальнейшем в полках балки развиваются пластические деформации, что приводит к потере ее несущей способности.

Общая устойчивость балок, как правило, обеспечивается конструктивными мерами. Первый способ — это раскрепление верхнего сжатого пояса сплошным настилом. В качестве настила по балкам может быть стальной лист, тогда для раскрепления пояса балки необходимо обеспечить сплошное крепление настила, например сваркой. При монолитном железобетонном настиле сцепления между сталью и бетоном недостаточно и для раскрепления верхнего пояса балки используют дополнительные элементы, обеспечивающие требуемое сцепление. Короткие стальные стержни (анкеры), которые приваривают к верхнему поясу. Аналогично решение принимается для монолитной железобетонной плиты по несъемной опалубке в виде профилированного листа (рис. 3.5.5). В этом случае анкеры приваривают к верхнему поясу, насквозь проплавляя профлист.

При отсутствии сплошного настила общую устойчивость балки могут обеспечивать связи, установленные с шагом, при котором условная гибкость сжатого пояса не превышает предельного значения $\bar{\lambda}_b \le \bar{\lambda}_{ub}$. Здесь условная гибкость сжатого пояса определяется как:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}}, \qquad (3.5.10)$$

где l_{ef} — расстояние между связями, b_f — ширина сжатого пояса; предельное значение определяется по [2, табл. 11].

В качестве связей могут выступать другие балки, сборные железобетонные плиты перекрытий при наличии сварных соединений.

Узлы крепления сплошного настила и связей, обеспечивающих общую устойчивость балок, должны обеспечить восприятие фактической или условной поперечной силы [2, п. 8.4.5].

При отсутствии связей и сплошного настила выполняется проверка общей устойчивости балки:

$$\frac{M_{\max}}{W_x \varphi_b R_y \gamma_c} \le 1, \qquad (3.5.11)$$

где значение φ_b определяют с учетом влияния возможного развития пластических деформаций по указаниям [2, прил. Ж].

Еще одной причиной исчерпания несущей способности балок может стать потеря местной устойчивости элементов сечения — выпучивание полки или стенки под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений (рис. 3.5.6), из-за чего искажается форма сечения, сечение из симметричного превращается в несимметричное, смещается центр изгиба и становятся возможными закручивание сечения и потеря общей устойчивости.



Рис. 3.5.6. Потеря местной устойчивости полки и стенки балки

Полка балки может потерять устойчивость только от действия отрицательных нормальных напряжений, так как касательные напряжения в полке практически равны нулю. Для обеспечения устойчивости сжатой полки необходимо соблюдать условие:

$$\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf}, \tag{3.5.12}$$

где $\bar{\lambda}_f$ — условная гибкость сжатой полки, определяемая как

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}}, \tag{3.5.13}$$

где b_{ef} — ширина свеса полки (см. рис. 3.5.7).

Величина $\bar{\lambda}_{uf}$ принимается по указаниям [2, п. 8.5.188.5.19].

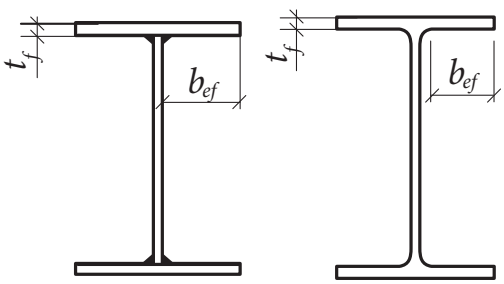


Рис. 3.5.7. Свес полки балки для сварного и прокатного сечений

Толщина стенки, необходимая для соблюдения ее местной устойчивости, обычно значительно больше, чем найденная из условия прочности. При этом потерю местной устойчивости стенки могут вызвать касательные напряжения, нормальные напряжения и совместное действие касательных и нормальных напряжений.

Местная устойчивость стенки зависит от её условной гибкости $\bar{\lambda}_w$, определяемой по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = \lambda_w\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}}, \tag{3.5.14}$$

где для сварных балок $h_{ef} = h_w$.

Величина условной гибкости позволяет оценить склонность стенки к потере устойчивости и определить, какие конструктивные меры необходимы для повышения устойчивости. В частности, постановка ребер жесткости повышает устойчивость стенки. Наиболее часто применяют поперечные ребра жесткости



Рис. 3.5.8. Балка с поперечными ребрами жесткости

(см. рис. 3.5.8), которые к тому же удобно использовать для крепления второстепенных балок (см. раздел 6). Поперечные ребра жесткости особенно эффективны, когда влияние касательных напряжений на потерю устойчивости относительно велико. По действующим нормам [2] поперечные ребра в балках 1-го класса обязательно ставить при $\overline{\lambda}_w > 3,2$, когда отсутствуют местные напряжения, и при $\overline{\lambda}_w > 2,2,$ когда есть местные напряжения. В балках 2-го и 3-го классов поперечные ребра жесткости в зонах, где учитываются пластические деформации, ставятся вне зависимости от величины условной гибкости.

Размеры ребер жесткости назначают из условий их собственной устойчивости и жесткости согласно указаниям [2, п. 8.5.9].

Для относительно тонких стенок (при $\overline{\lambda}_w > 5,5$) балок 1-го класса дополнительно требуется укрепление продольными ребрами жесткости, располагая их в сжатой зоне стенки. Толщина и ширина продольных ребер принимается, как и для поперечных.

Ребра жесткости разбивают стенку балки на отсеки, которые могут потерять устойчивость практически независимо друг от друга при совместном действии касательных и нормальных напряжений. Согласно нормам для сварных балок с двусторонними поясными швами допускается не проверять местную устойчивость стенки при $\overline{\lambda}_w \le 3,5,$ когда отсутствуют местные напряжения, и при $\overline{\lambda}_w \le 3,2,$ когда есть местные напряжения. В остальных случаях требуется проверка местной устойчивости стенки по условию:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le \gamma_c, \qquad (3.5.15)$$

где σ, τ, σ_{loc} — напряжения в пределах проверяемого отсека, определяемые по указаниям [2, п. 8.5.2], а σ_{cr}, τ_{cr}, $\sigma_{loc,\,cr}$ — критические нормальное,

касательное, местное напряжения, при которых стенка теряет устойчивость от их раздельного действия, определяемые по указаниям [2, п. 8.5.3].

При невыполнении условия устойчивости стенки необходимо увеличить ее толщину.

Прокатные двутавры из технологических условий прокатки получаются достаточно толстостенными, благодаря чему они имеют большую устойчивость стенок и поясов, так как критические напряжения, при которых возможна потеря местной устойчивости, превышают расчетное сопротивление стали. Поэтому допускается не проверять местную устойчивость стенки и полки прокатных профилей.

При изгибе балки деформируются — прогибаются, и максимальные величины прогибов ограничиваются из технологических (например, обеспечение бесперебойной работы мостовых кранов в промышленных цехах), эстетико-психологических (обеспечение комфортности пребывания людей в помещениях) или физиологических (предотвращение неуютного ощущения у человека при ходьбе по перекрытию) соображений:

$$f \le f_u \qquad (3.5.16)$$

Величины прогибов f определяются методами строительной механики или при помощи программных комплексов от действия нормативных нагрузок, при этом при ограничении прогиба их эстетико-психологических требований учитываются постоянные и временные длительные нагрузки (остальные случаи см. [2, приложение Д, п. Д. 2]). В общем случае прогиб балки можно выразить через максимальный изгибающий момент в балке:

$$f = k\frac{M^n l^2}{EI_x},$$

где l — пролет балки; для некоторых расчетных схем балок коэффициент k приведен в табл. А3.

Предельные значения прогибов f_u для различных конструкций и элементов регламентируются в СП 20.13330 [1, раздел 15].

3.6. ПРИМЕРЫ К РАЗДЕЛУ 3

Пример 3.6.1

Подобрать сечение балки перекрытия торгового центра из стали С245, если состав пола следующий: керамическая плитка на клею 15 мм, цементно-песчаная стяжка 30 мм, гидроизоляция, керамзитобетон 50 мм, железобетонная плита 150 мм. Схема расположения конструкций перекрытия представлена на рис. 3.6.1.

Решение

Расчетная схема балки изображена на рис. 3.6.2.

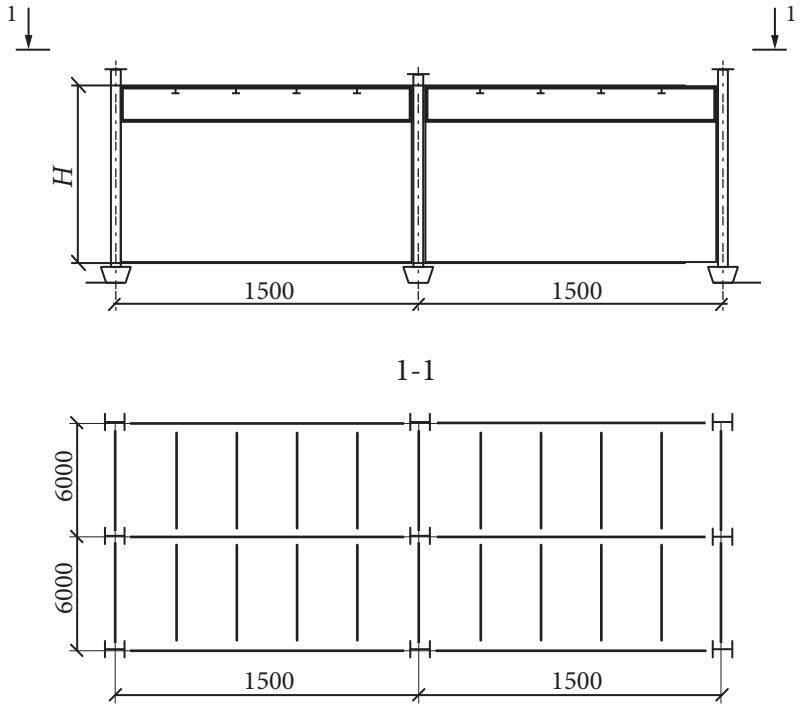


Рис. 3.6.1. Схема расположения конструкций перекрытия

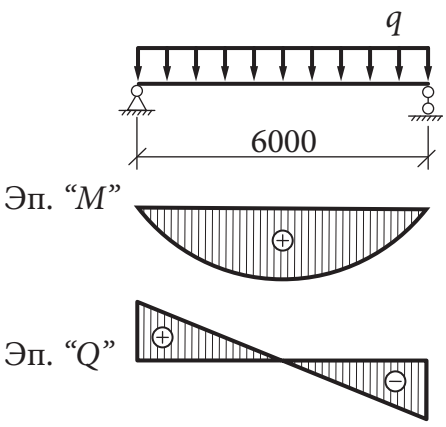


Рис. 3.6.2. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий

Постоянную нагрузку определяем по составу перекрытия. Удельный вес материалов принимаем по справочным данным, коэффициенты надёжности по нагрузке по СП 20.13330.2016 [1, табл. 7.1]. Расчет значения постоянной нагрузки на перекрытие представлен в табл. 3.6.1.

Согласно СП 20.13330.2016 [1, табл. 8.3, п. 4г] нормативная временная (полезная) нагрузка на перекрытие составит $p^n = 4$ кПа, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}2$ [1, п. 8.2.2].

Вычисляем расчетную погонную нагрузку на балку:

$$q = (g + p)\ a\gamma_n,$$

где γ_n — коэффициент надежности по ответственности для зданий и сооружений второго уровня ответственности $\gamma_n = 1{,}0$ [3, табл. 2]; $a = 3$ м — шаг балок; p — расчетная временная нагрузка на перекрытие:

$$p = p_n\gamma_f = 4 \cdot 1{,}2 = 4{,}8 \text{ кПа};$$

$$q = (5{,}99 + 4{,}8) \cdot 3 \cdot 1 = 32{,}37 \text{ кН/м}.$$

Таблица 3.6.1.

Постоянная нагрузка на перекрытие

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м²	γ_f	Расчетное значение, кН/м²
1	Керамическая плитка на клее $\delta = 20$ мм, $\gamma = 24$ кН/м³	0,48	1,2	0,576
2	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 30$ мм, $\gamma = 18$ кН/м³	0,54	1,3	0,702
3	Гидроизоляция	0,05	1,3	0,065
4	Керамзитобетон $\delta = 50$ мм, $\gamma = 8$ кН/м³	0,4	1,3	0,52
5	Железобетонная плита $\delta = 150$ мм, $\gamma = 25$ кН/м³	3,75	1,1	4,125
ИТОГО:		$g^n = 5,22$		$g = 5,988$

Максимальный изгибающий момент (расчетный):

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8},$$

где $l = 6$ м — пролет балки;

$$M_{\max} = \frac{32,37 \cdot 6^2}{8} = 145,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

максимальная поперечная сила (расчетная):

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2},\ Q_{\max} = \frac{32,37 \cdot 6}{2} = 97,11 \text{ кН}.$$

Сечение балки подбираем в виде прокатного двутавра. Предварительный подбор сечения производим из условия прочности [1, формула (41)] при условии работы материала балки в упругой зоне:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $\gamma_c = 0,9$ коэффициент условий работы [2, табл. 1, п. 1]; $R_y = 240$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С245, принятое в предположении, что толщина проката не превысит 20 мм [1, табл. В4].

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{x,\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{145,7 \cdot 10^3}{240 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 675 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 675 \text{ см}^3$$

и по ГОСТ 57837—2017 [7] подбираем двутавр 35Б2 со следующими геометрическими характеристиками поперечного сечения: $W_x = 775$ см³, $I_x = 13559$ см⁴, $S_x = 434,0$ см³, $t_w = 7$ мм, $t_f = 11$ мм, $h_w = 328$ мм, $b_{ef} = 84$ мм.

Так как толщины полки и стенки выбранного двутавра не превышают 20 мм, то уточнять R_y не требуется.

Согласно указаниям СП 16.13330.2017 [2, п. 8.2] прочность балок проверяется на действие изгибающего момента (на прочность по нормальным напряжениям) и поперечной силы (на прочность по касательным напряжениям).

Проверяем прочность на действие изгибающего момента:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1, \quad \frac{145{,}7 \cdot 10^3}{775 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0{,}9} = 0{,}870 < 1.$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверяем прочность на действие поперечной силы:

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} \le 1,$$

где $R_s = 0{,}58 R_y = 0{,}58 \cdot 240 = 139{,}2$ МПа [2, табл. 3],

$$\frac{97{,}11 \cdot 10^3 \cdot 434 \cdot 10^{-6}}{13559 \cdot 10^{-8} \cdot 7 \cdot 10^{-3} \cdot 139{,}2 \cdot 10^6 \cdot 0{,}9} = 0{,}354 < 1.$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Так как верхний сжатый пояс балки развязан настилом, то общая устойчивость балки обеспечена, и проверка не требуется [2, п. 8.4.4].

Проверим местную устойчивость элементов сечения. Местная устойчивость сжатой полки обеспечена, если соблюдается условие [2, п. 8.5.18]: $\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf}$, где $\bar{\lambda}_f$ — условная гибкость свеса полки;

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{84}{11} \sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 0{,}261.$$

Предельная условная гибкость полки $\bar{\lambda}_{uf}$ определяется по указаниям СП 16.13330.2017 [2, п. 8.5.18]:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}}.$$

Здесь σ_c — напряжение в сжатом поясе:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{145{,}7 \cdot 10^3}{775 \cdot 10^{-6}} = 188 \text{ МПа}.$$

Тогда:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5 \sqrt{\frac{240}{188}} = 0{,}565 \text{ и } \bar{\lambda}_f = 0{,}261 < 0{,}565,$$

местная устойчивость сжатой полки обеспечена.

Критерием местной устойчивости стенки является условная гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{328}{7} \sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 1{,}60.$$

Здесь для прокатного сечения радиусы закругления при переходе от полки к стенке не учитываем и принимаем $h_{ef} = h_w$.

Так как $\bar{\lambda}_w = 1{,}60 < 2{,}2$, то согласно СП 16.13330.2017 [2, п. 8.5.1—8.5.9] местная устойчивость стенки обеспечена.

Примечание: как было оговорено в п. 3.5 местную устойчивость стенки и полки прокатных профилей допускается не проверять, считая ее обеспеченной технологией изготовления.

Определяем фактический прогиб балки:

$$f = \frac{5q^n l^4}{384EI_x},$$

где $E = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа — модуль упругости стали [2, табл. Б1].

Так как прогиб балок перекрытий в торговых центрах ограничивается в основном из эстетико-психологических требований, то при определении прогиба учитываются постоянные и длительные нагрузки, при этом согласно СП 20.13330.2016 коэффициент длительности $n = 0{,}35$ [1, п. 8.2.3]:

$$q_n = (g_n + np_n)\, a\gamma_n = (5{,}25 + 0{,}35 \cdot 4) \cdot 3 \cdot 1 = 19{,}86 \text{ кН/м};$$

$$f = \frac{5 \cdot 19{,}86 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^{11} \cdot 13559 \cdot 10^{-8}} = 12{,}0 \text{ мм}.$$

Согласно СП 20.13330.2016 [1, табл. Д1, п. 2] предельный прогиб для балки перекрытия составляет:

$$f_u = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм}.$$

Сравниваем фактический прогиб балки с предельно допустимым прогибом:

$$f = 12{,}0 \text{ мм} < 30 \text{ мм},$$

жесткость балки обеспечена.

Подобранное сечение балки соответствует всем предъявляемым требованиям. Окончательно принимаем двутавр 35Б2 по ГОСТ 57837—2017 [7].

Пример 3.6.2

Подобрать сечение балки перекрытия офисного здания из стали С345Б. Схема расположения конструкций перекрытия представлена на рис. 3.6.3. Перекрытие выполнено из монолитного железобетона. Нагрузки на перекрытие следующие: постоянная нормативная $g^n = 6$ кПа; постоянная расчетная $g = 6{,}85$ кПа; временная нормативная $p^n = 2$ кПа; временная расчетная $p = 2{,}4$ кПа.

Решение

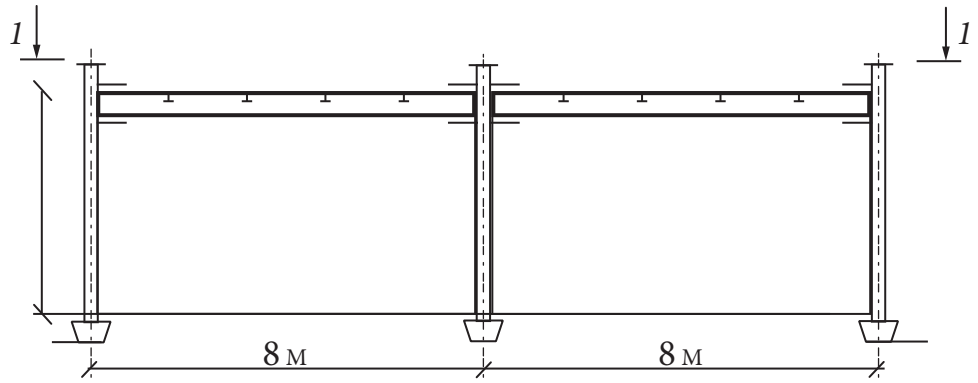
Вычисляем расчетную погонную нагрузку на балку:

$$q = (g + np)\, a\gamma_n,$$

где γ_n — коэффициент надежности по ответственности для зданий и сооружений второго уровня ответственности $\gamma_n = 1{,}0$ [3, табл. 2]; $a = 6$ м — шаг балок.

$$q_n = (6{,}85 + 2,\, 4) \cdot 6 \cdot 1 = 55{,}5 \text{ кН/м};$$

Для точного определения усилий в балках рамного каркаса необходимо выполнить расчет рамы в целом, но допускается определять усилия в балках, рассматривая их как отдельные балки с жестко защемленными концами. Тогда максимальный изгибающий момент (расчетный) найдем по формуле:



1-1

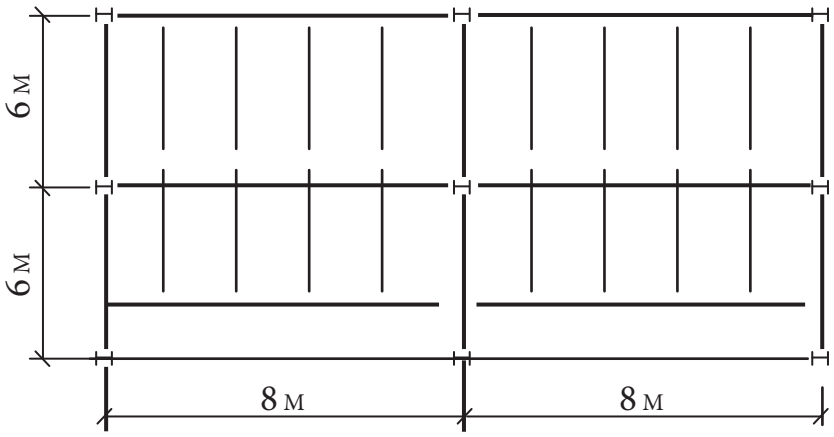


Рис. 3.6.3. Схема расположения конструкций перекрытия

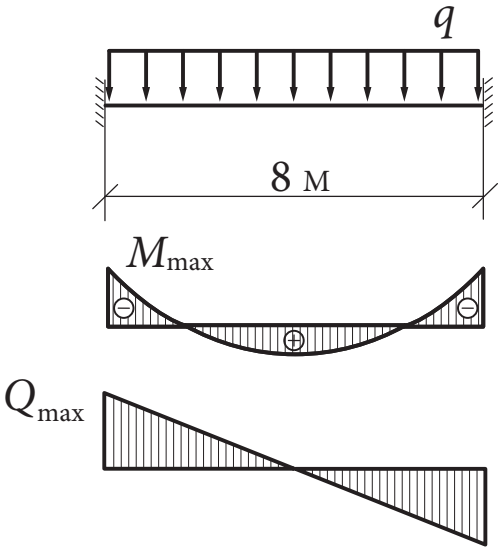


Рис. 3.6.4. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{12},$$

где $l = 8$ м — пролет балки;

$$M_{\max} = \frac{55{,}5 \cdot 8^2}{12} = 296 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

максимальная поперечная сила (расчетная):

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2}, \; Q_{\max} = \frac{55{,}5 \cdot 8}{2} = 222 \text{ кН}.$$

Сечение балки подбираем в виде прокатного двутавра. Предварительный подбор сечения производим из условия прочности [2, формула (41)] при условии работы материала балки в упругой зоне:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $\gamma_c = 1$ коэффициент условий работы [2, табл. 1]; $R_y = 315$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С345Б, принятое в предположении, что толщина проката не превысит 20 мм [2, табл. В4].

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{x,\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{296 \cdot 10^3}{315 \cdot 10^6 \cdot 1} = 940 \cdot 10^{-6}\ \text{м}^3 = 940\ \text{см}^3$$

и по ГОСТ 57837—2017 [7] подбираем двутавр 35Ш1 со следующими геометрическими характеристиками поперечного сечения: $W_x = 1024{,}4\ \text{см}^3$, $I_x = 17107{,}05\ \text{см}^4$, $S_x = 565{,}71\ \text{см}^3$, $h = 334$ мм, $t_w = 8$ мм, $t_f = 11$ мм, $h_w = 312$ мм, $b_{ef} = 120{,}5$ мм.

Так как толщины полки и стенки выбранного двутавра не превышают 20 мм, то уточнять R_y не требуется.

Согласно указаниям СП 16.13330.2017 [2, п. 8.2] прочность балок проверяется на действие изгибающего момента (на прочность по нормальным напряжениям), на действие поперечной силы (на прочность по касательным напряжениям) и, так как в опорном сечении балки изгибающий момент и поперечная сила одновременно достигают больших значений (рис. 3.7), выполняется проверка прочности по приведенным напряжениям.

Проверяем прочность на действие изгибающего момента:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1;\ \frac{296 \cdot 10^3}{1024{,}4 \cdot 10^{-6} \cdot 315 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}917 < 1.$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверяем прочность на действие поперечной силы:

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} \le 1,\ ,$$

где $R_s = 0{,}58 R_y = 0{,}58 \cdot 315 = 182{,}7$ МПа [2, табл. 3];

$$\frac{222 \cdot 10^3 \cdot 565{,}71 \cdot 10^{-6}}{17107{,}05 \cdot 10^{-8} \cdot 8 \cdot 10^{-3} \cdot 182{,}7 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}502 < 1.$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Учитывая характер распределения напряжений в сечении (рис. 3.5.3), наиболее опасно совместное действие нормальных и касательных напряжений будет в точке *A*, напряжения в которых находим по формулам:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot \frac{h_w}{2};\ \tau = \frac{Q_{\max} S_{xf}}{I_x t_w};$$

$$\sigma = \frac{296 \cdot 10^3}{17107{,}05 \cdot 10^{-8}} \cdot \frac{0{,}312}{2} = 270{,}0\ \text{МПа};$$

$$\tau = \frac{222 \cdot 10^3 \cdot 565{,}71 \cdot 10^{-6}}{17107{,}05 \cdot 10^{-8} \cdot 8 \cdot 10^{-3}} = 91{,}7\ \text{МПа}.$$

Проверяем прочность на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы:

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sigma_{ef}=\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}\le 1;\ \frac{0,87}{315\cdot 1}\sqrt{270^2+3\cdot 91,7^2}=0,865<1.$$

Прочность сечения на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы обеспечена.

Так как верхний сжатый пояс балки развязан настилом, то общая устойчивость балки обеспечена, и проверка не требуется [2, п. 8.4.4]. Для того чтобы монолитная железобетонная плита выполняла функции связей и предотвращала возможные смещения верхнего сжатого пояса балки в горизонтальной плоскости, как было сказано выше, нужно предусмотреть в проекте дополнительные элементы в виде коротких стальных стержней (анкеров), приваренных к верхнему поясу балки.

Местную устойчивость стенки и полки будем считать обеспеченной технологией изготовления.

Определим фактический прогиб балки. Так как прогиб балок перекрытий в офисных зданиях ограничивается в основном из эстетико-психологических требований, то при определении прогиба учитываются постоянные и длительные нагрузки [1, табл. Д1, п. 2]. Для равномерно распределенных нагрузок длительная составляющая принимается с учетом коэффициента длительности $n=0,35$ [1, п. 8.2.3]:

$$q_n=(g_n+np_n)\ \ a\gamma_n=(6+0,35\cdot 2)\cdot 6\cdot 1=40,2\ \text{кН/м}.$$

Для балок с жестко защемленными концами прогиб находим по формуле:

$$f=\frac{q^n l^4}{384EI_x},$$

где $E=2,06\cdot 10^5$ МПа — модуль упругости стали [2, табл. Б1];

$$f=\frac{40,2\cdot 10^3\cdot 8^4}{384\cdot 2,06\cdot 10^{11}\cdot 17107,05\cdot 10^{-8}}=12,2\cdot 10\text{—}3\ \text{м}=12,2\ \text{мм}.$$

Согласно [1, табл. Д1, п. 2] предельный прогиб для балки перекрытия пролетом 8 м составляет:

$$f_u=\frac{l}{206}=\frac{8000}{206}=38,9\ \text{мм}.$$

Сравниваем фактический прогиб балки с предельно допустимым прогибом:

$$f=12,2\ \text{мм}<38,9\ \text{мм},$$

жесткость балки обеспечена.

Подобранное сечение балки соответствует всем предъявляемым требованиям. Окончательно принимаем двутавр 35Ш2 по ГОСТ 57837—2017 [7].

Пример 3.6.3

Подобрать сечение балки перекрытия промышленного здания из стали С255, если постоянная нагрузка на перекрытие (без учета веса балок) $g_n=4,2$ кПа,

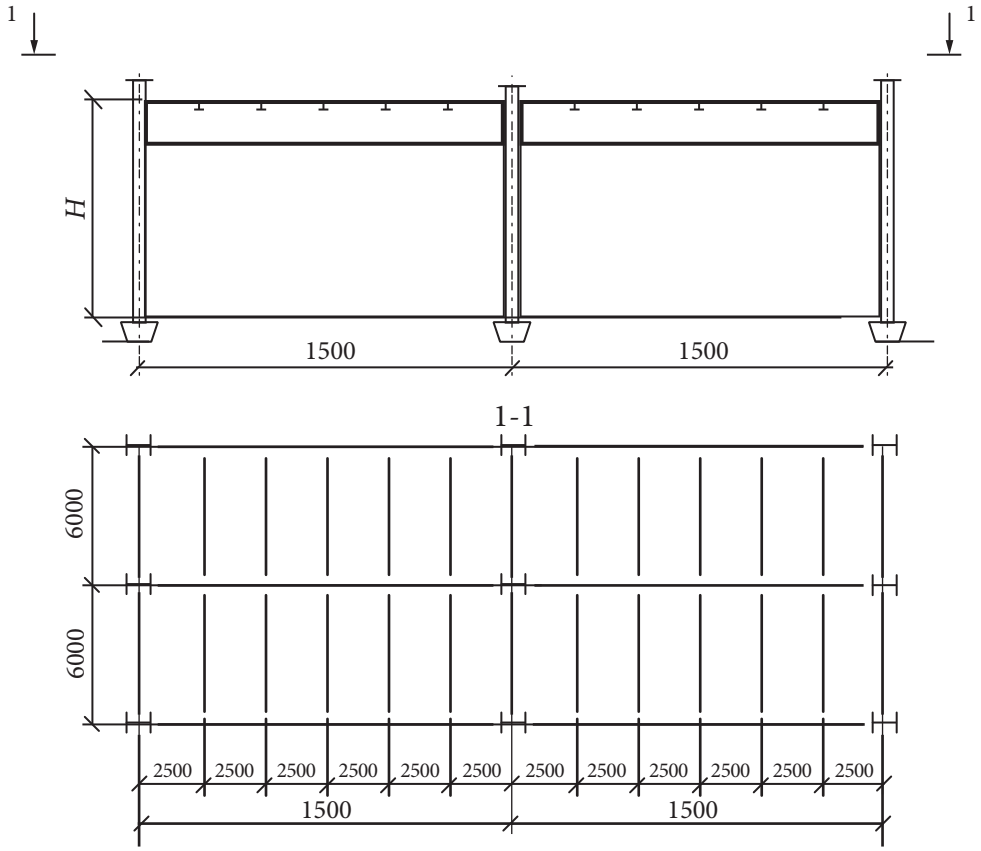


Рис. 3.6.5. Схема расположения балок перекрытия

коэффициент надежности по постоянной нагрузке $\gamma_{f1} = 1{,}25$, временная (полезная) нагрузка $p_n = 16$ кПа, коэффициент надежности по временной нагрузке $\gamma_{f2} = 1{,}2$. Схема расположения балок перекрытия представлена на рис. 3.6.5.

Так как количество балок настила, опирающихся на главную балку, больше пяти, то нагрузку на рассчитываемую главную балку можно принять равномерно распределенной. Расчетная схема балки изображена на рис. 3.6.6.

Вычисляем нормативную погонную нагрузку на балку:

$$q_n = (g_n + p_n)a\gamma_n,$$

где γ_n — коэффициент надежности по ответственности для зданий и сооружений второго уровня ответственности $\gamma_n = 1{,}0$; $a = 6$ м — шаг балок.

$$q_n = (4{,}2 + 16) \cdot 6 \cdot 1 = 121{,}2 \text{ кН/м}.$$

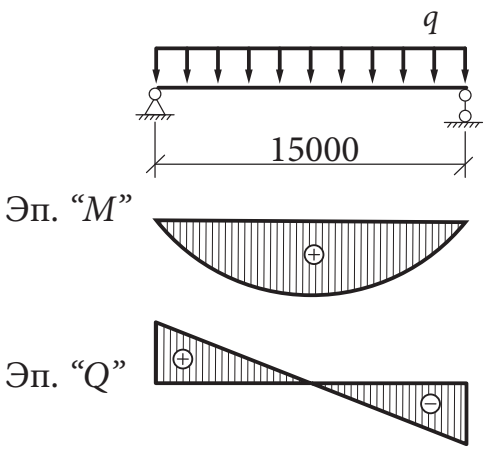


Рис. 3.6.6. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий

Вычисляем нормативную погонную нагрузку на балку:

$$q = (g + p)a\gamma_n,$$

где g — постоянная расчетная нагрузка на перекрытие:

$$g_n = g_n\gamma_f = 4{,}2 \cdot 1{,}25 = 5{,}25 \text{ кПа};$$

p — временная расчетная нагрузка на перекрытие:

$$p_n = p_n\gamma_f = 16 \cdot 1{,}25 = 19{,}2 \text{ кПа};$$

$$q_n = (5{,}25 + 19{,}2) \cdot 6 \cdot 1 = 146{,}7 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент (расчетный):

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}\alpha,$$

где $\alpha = 1{,}05$ — коэффициент, учитывающий собственный вес балки;

$$M_{\max} = \frac{146{,}7 \cdot 15^2}{8} \cdot 1{,}05 = 4332{,}2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальный изгибающий момент (нормативный):

$$M^n_{\max} = \frac{q^n l^2}{8}\alpha = \frac{121{,}2 \cdot 15^2}{8} \cdot 1{,}05 = 3579{,}2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила (расчетная):

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2}\alpha;\ Q_{\max} = \frac{146{,}7 \cdot 15}{2} \cdot 1{,}05 = 1155{,}3 \text{ кН}.$$

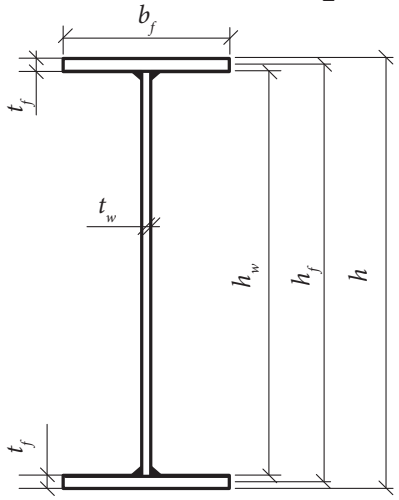


Рис. 3.6.7. Сечение балки

Сечение балки подбираем в виде сварного двутавра (рис. 3.6.7). Предварительный подбор сечения производим из условия прочности [2, формула (41)] при условии работы материала балки в упругой зоне:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $\gamma_c = 1$ коэффициент условий работы согласно СП 16.13330.2017 [2, табл. 1], $R_y = 230$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255, принимаемое в предположении, что толщина проката более 20 мм [2, табл. В3].

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{x,\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y\gamma_c} = \frac{4549{,}7 \cdot 10^3}{230 \cdot 10^6 \cdot 1} = 18835 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 18835 \text{ см}^3.$$

Для компоновки сечения предварительно принимаем толщину стенки

$$t_w \approx 7 + 3l/10 = 7 + 3 \cdot 15/10 = 11{,}5 \text{ мм}.$$

Согласно сортаменту на листовую сталь по ГОСТ 82—70 принимаем $t_w = 11$ мм.

Для предотвращения значительных сварочных деформаций желательно, чтобы отношение толщин свариваемых листов не превышало 3, то есть в нашем случае должно выполняться соотношение $t_f \le 3t_w = 33$ мм. Согласно сортаменту на листовую сталь по ГОСТ 82—70 принимаем $t_f = 30$ мм.

Высоту балки можно принимать по различным требованиям. В учебной литературе по расчету и проектированию металлических конструкций рекомендуют определять высоту балки из требований экономичности и жесткости [8, формулы (5.68) и (5.61)] и [6, формулы (7.20) и (7.22)].

Сначала находим оптимальную высоту балки $h_{\text{опт}}$ (высота балки, при которой масса балки минимальна), а затем минимальную высоту $h_{\min}$ (высота, при которой прогиб балки равен предельному):

$$h_{\text{опт}} = k\sqrt{\frac{W_{x,\text{тр}}}{t_w}},$$

где $k = 1{,}15$ — для сварных балок;

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\cdot\frac{M^n l^2 R_y \gamma_c}{M\ E\ f_u},$$

где согласно СП 20.13330.2016 [1, табл. Д1, п. 2] предельный прогиб для балки перекрытия составляет:

$$f_u = \frac{l}{225} = \frac{15000}{255} = 66{,}7 \text{ мм}.$$

Таким образом,

$$h_{\text{опт}} = 1{,}15\sqrt{\frac{18835}{1{,}1}} = 150{,}5 \text{ см};$$

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\cdot\frac{3579{,}2\cdot 15^2\cdot 230\cdot 10^6}{4332{,}2\cdot 2{,}06\cdot 10^{11}\cdot 0{,}0667} = 0{,}648 \text{ м}.$$

Принимаем высоту балки больше минимальной и приблизительно равную оптимальной $h = 150$ см. Тогда $h_w = h - 2t_f = 1500 - 2\cdot 30 = 1440$ мм. Принимаем $h_w = 1450$ мм. Тогда окончательно высота сечения балки

$$h = h_w + 2t_f = 1450 + 2\cdot 30 = 1510 \text{ мм}.$$

Вычисляем вспомогательный размер:

$$h_f = h - 2t_f = 1510 - 30 = 1480 \text{ мм}.$$

Определяем требуемую ширину полок симметричного сечения:

$$I_x = W_{x,\text{ тр}} = \frac{h}{2} = 18835\cdot\frac{151}{2} = 1422042 \text{ см}^4;$$

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1{,}1\cdot 145^3}{12} = 279457 \text{ см}^4;$$

$$I_{2f} = I_x - I_w = 1422042 - 279457 = 1142585 \text{ см}^4;$$

$$b_f = \frac{2I_{2f}}{t_f h_f^2} = \frac{2 \cdot 1142585}{3 \cdot 148^2} = 34{,}8 \text{ см}.$$

В соответствии с ГОСТ 82—70 принимаем $b_f = 36$ см.

Определяем фактические геометрические характеристики сечения:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2\left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_f}{2}\right)^2\right) = \frac{1{,}1 \cdot 145^3}{12} + 2\left(\frac{36 \cdot 3^3}{12} + 36 \cdot 3 \cdot \left(\frac{148}{2}\right)^2\right) = 1462435 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 1462435}{151} = 19370 \text{ см}^3; \; S_{x,f} = b_f t_f \frac{h_f}{2} = 36 \cdot 3 \cdot \frac{148}{2} = 7992 \text{ см}^3;$$

$$S_x = b_f t_f \frac{h_f}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 36 \cdot 3 \cdot \frac{148}{2} + \frac{1{,}1 \cdot 145^2}{8} = 10883 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность на действие изгибающего момента:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} \le 1; \; \frac{4332{,}2 \cdot 10^3}{19370 \cdot 10^{-6} \cdot 230 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}972 < 1.$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверяем прочность на действие поперечной силы:

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} \le 1,$$

где $R_s = 0{,}58 R_y = 0{,}58 \cdot 240 = 139{,}2$ МПа [2, табл. 3] (так как толщина стенки принята меньше 20 мм, то здесь $R_y = 240$ МПа).

$$\frac{1155{,}3 \cdot 10^3 \cdot 10883 \cdot 10^{-6}}{1462435 \cdot 10^{-8} \cdot 11 \cdot 10^{-3} \cdot 139{,}2 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}561 < 1.$$

Прочность сечения на действие поперечной силы обеспечена.

Так как верхний сжатый пояс балки развязан настилом, то общая устойчивость балки обеспечена, и проверка не требуется [2 п. 8.4.4].

Проверка местной устойчивости полки.

Вычислим ширину свеса полки: $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{360 - 11}{2} = 174{,}5$ мм.

Местная устойчивость сжатой полки обеспечена, если соблюдается условие [2, п. 8.5.18]: $\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf}$, где $\bar{\lambda}_f$ — условная гибкость свеса полки;

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{174{,}5}{30}\sqrt{\frac{230}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 0{,}194.$$

Предельная условная гибкость полки $\bar{\lambda}_{uf}$ определяется по указаниям СП 16.13330.2017 [2, п. 8.5.18]:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5\sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}}.$$

Здесь σ_c — напряжение в сжатом поясе:

Тогда:
$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{4332{,}2 \cdot 10^3}{19370 \cdot 10^{-6}} = 224 \text{ МПа}.$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5\sqrt{\frac{230}{224}} = 0{,}507 \text{ и } \bar{\lambda}_f = 0{,}194 < 0{,}507,$$

местная устойчивость сжатой полки обеспечена.

Критерием местной устойчивости стенки является условная гибкость стенки:
$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1450}{11}\sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 4{,}50;$$

здесь принято $R_y = 240$ МПа, так как толщина стенки $t_w < 20$ мм.

Для сечения в виде сварного двутавра $h_{ef} = h_w$.

Так как $\bar{\lambda}_w = 4{,}5 > 3{,}2$, то согласно СП 16.13330.2017 [2, п. 8.5.9] стенку балки необходимо укрепить поперечными ребрами жесткости. Учитывая максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости $a = h_{ef} = 290$ см, принимаем $a = 250$ см (при этом шаг ребер совпадает с шагом второстепенных балок). Расположение ребер жесткости показано на рис. 3.6.8.

Ширину b_r и толщину t_r ребра жесткости назначаем, учитывая требования СП 16.13330.2017 [2, п. 8.5.2]:
$$b_r \ge \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1450}{30} + 25 = 73{,}3 \text{ мм, принимаем } b_r = 80 \text{ мм};$$

$$t_r = 2b_r\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 80\sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 5{,}46, \text{ принимаем } t_r = 6 \text{ мм}.$$

Так как $\bar{\lambda}_w = 4{,}5 > 3{,}5$, то согласно СП 16.13330.2017 [2, п. 8.5.1—8.5.3] для стенки балки необходима проверка местной устойчивости:
$$\frac{1}{\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le 1.$$

При заданной расчетной схеме наиболее опасным является отсек стенки между поперечными ребрами жесткости, расположенный на расстоянии примерно $l/6$ опоры. В данном случае это второй от поры отсек (рис. 3.6.8). Вычислим средние значения изгибающего момента и поперечной силы в пределах этого отсека (на расстоянии $x = 3{,}75$ м):
$$M' = \left(\frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}\right)\alpha = \left(\frac{146{,}7 \cdot 15}{2} \cdot 3{,}75 - \frac{146{,}7 \cdot 3{,}75^2}{2}\right)1{,}05 = 3249{,}2 \text{ кНм};$$



Рис. 3.6.8. Расположение ребер жесткости на балке

$$Q' = \left(\frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x\right)\alpha = \left(\frac{146{,}7 \cdot 15}{2} - 146{,}7 \cdot 3{,}75\right)1{,}05 = 577{,}6 \text{ кН}.$$

Вычислим напряжения в этом отсеке стенки:

$$\sigma = \frac{M'}{I_x}\frac{h_w}{2} = \frac{3249{,}2 \cdot 10^3}{1462435 \cdot 10^{-8}}\frac{1{,}45}{2} = 161{,}1 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q'}{h_w t_w} = \frac{577{,}6 \cdot 10^3}{1{,}45 \cdot 0{,}011} = 36{,}21 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{loc} = 0 \cdot$$

Найдем критические значения напряжений:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2},$$

где $\delta = \beta\frac{b_f}{h_w}\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3$; здесь как для прочих балок в прочих случаях $\beta = 0{,}8$ [2, табл. 13], тогда:

$$\delta = 0{,}8\frac{36}{145} \cdot \left(\frac{3}{1{,}1}\right)^3 = 4{,}03,$$

отсюда $c_{cr} = 34{,}5$ [2, табл. 12], тогда:

$$\sigma_{cr} = \frac{34{,}5 \cdot 240}{4{,}5^2} = 408{,}9 \text{ МПа и } \tau_{cr} = 10{,}3\ \ 1 + \frac{0{,}76}{2}\ \ \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2};$$

здесь $\mu = \frac{a}{h_w} = \frac{250}{145} = 1{,}724$ — отношение большей стороны пластинки к меньшей,

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

в этой формуле d — меньшая сторона пластинки, то есть $d = h_w = 1{,}45$ м, тогда $\bar{\lambda}_d = \bar{\lambda}_w = 4{,}5$, отсюда:

$$\tau_{cr} = 10{,}3\ \ 1 + \frac{0{,}76}{1{,}724^2}\ \ \frac{139{,}2}{4{,}5^2} = 88{,}9 \text{ МПа}.$$

Проверяем условие местной устойчивости стенки:

$\frac{1}{1}\sqrt{\left(\frac{161{,}1}{408{,}9}\right)^2 + \left(\frac{36{,}21}{88{,}9}\right)^2} = 0{,}567 < 1$, местная устойчивость стенки обеспечена.

Определяем фактический прогиб балки: $f = \frac{5q^n l^4}{384 \cdot EI_x}$,

где $E = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа — модуль упругости стали [2, табл. Б1].

Так как прогиб балок перекрытий промышленных зданий ограничивается в основном из технологических требований, то при определении прогиба учитываются полные нагрузки и тогда:

$$f = \frac{5 \cdot 121{,}2 \cdot 10^3 \cdot 15^4}{384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^{11} \cdot 1462435 \cdot 10^{-8}} = 26{,}52 \text{ мм}.$$

Предельный прогиб для балки перекрытия составляет [1, табл. Д1, п. 2]:

$$f_u = \frac{l}{225} = \frac{15000}{225} = 66{,}6 \text{ мм}.$$

Сравниваем фактический прогиб балки с предельно допустимым прогибом:

$$f = 26{,}5 \text{ мм} < 66{,}7 \text{ мм},$$

жесткость балки обеспечена.

Подобранное сечение балки соответствует всем предъявляемым требованиям.

Контрольные вопросы к разделу 3

1. Какие бывают расчетные схемы балок?
2. Какие внутренние усилия действуют в изгибаемом элементе?
3. Как подобрать сечение балки?
4. В каком сечении по длине балки проверяют прочность балки по нормальным, касательным напряжениям?
5. В каких случаях можно не проверять общую устойчивость балки?
6. Какие элементы балки сварного сечения могут потерять местную устойчивость?
7. Для чего устанавливаются поперечные ребра жесткости в балках составного сечения?
8. По какой группе предельных состояний выполняют расчет балок?
9. Что такое потеря общей устойчивости балки?
10. В каких случаях возникают местные напряжения в сечениях балки?

ЛИТЕРАТУРА К РАЗДЕЛУ 3

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2016. — 80 с.

2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 140 с.

3. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ // Российская газета, 2009. — № 225.

4. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ, 2015.

5. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 2 Конструкции зданий/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 528 с.

6. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. Металлические конструкции. Общий курс/под общей ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2010. — 668 с.

7. ГОСТ Р 57837—2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия». — М.: Стандартинформ, 2017.

8. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 1 Элементы конструкций/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2001. — 551 с.

9. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 27 с.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН

4.1. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

В стальных каркасах часто используются вертикальные несущие элементы, работающие преимущественно на сжатие. Колонны, в которых возникает только продольное усилие, называются центрально-сжатыми.

Центрально-сжатые колонны передают на фундаменты нагрузку с междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, с рабочих площадок промышленных цехов, путепроводов, эстакад. Центрально-сжатые стержни работают в составе решетчатых ферм и рам, а также некоторых других конструкций. Расчет и конструирование основной части центрально-сжатых колонн и стержней производится одинаково.

Сечение колонн могут быть сплошным или сквозным (рис. 4.1.1).

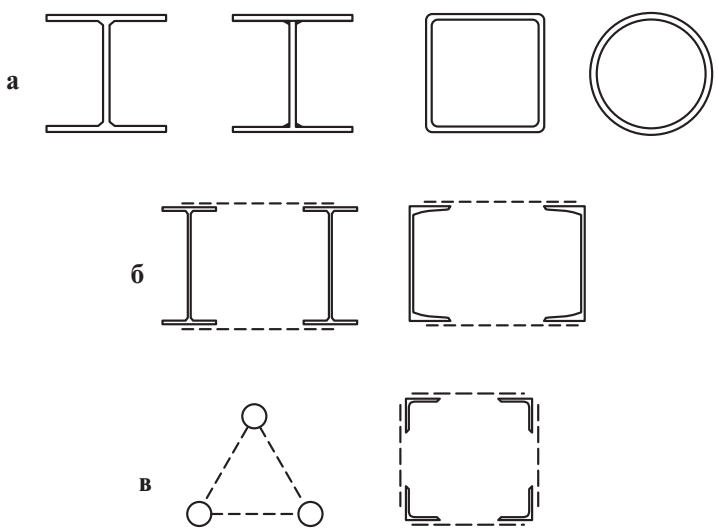


Рис. 4.1.1. Сечения колонн*: а*) сплошные сечения; *б*) сквозные двухветвевые сечения; *в*) сквозные трех- и четырехветвевые

Обычно сечение сплошных колонн проектируют в виде прокатного или сварного двутавра. Такое сечение позволяет наиболее просто осуществлять опирание на колонны балок, ферм и других поддерживаемых конструкций. Сплошные сечения при одинаковых расчетных длинах относительно осей x и y обладают разной гибкостью относительно осей, что обусловлено тем, что у сечения в форме двутавра радиус инерции относительно оси y в 1,5—2 раза меньше, чем относительно оси x. Сечение в виде круглой трубы является наиболее эффективным по расходу материала, так как такое сечение обладает наибольшим соотношением i/A, где i — радиус инерции сечения, A — площадь поперечного сечения. При одинаковой площади сечения колонна из круглой трубы сможет воспринять большую нагрузку, чем колонны с другой формой сечения. Но для колонн трубчатого сечения затруднительно осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций (балок, ферм), поэтому такие колонны применяются в основном в одноэтажных зданиях, когда балки или фермы можно опереть на колонну сверху.

Колонны сплошного сечения целесообразно применять при больших нагрузках и небольших высотах, а колонны сквозного сечения — соответственно при больших высотах и небольших нагрузках. Стержень сквозной колонны состоит из ветвей и соединительных элементов, которые обеспечивают совместную работу ветвей. Такие колонны при относительно небольшой площади поперечного сечения обладают большой жесткостью и, следовательно, более устойчивы, чем колонны сплошного сечения.

Для колонн зданий наиболее рациональны двухветвевые сечения, сечения с тремя и четырьмя ветвями (рис. 4.1.1 *в*) эффективны для мачт, башен, опор линий электропередач и других отдельно стоящих стоек.

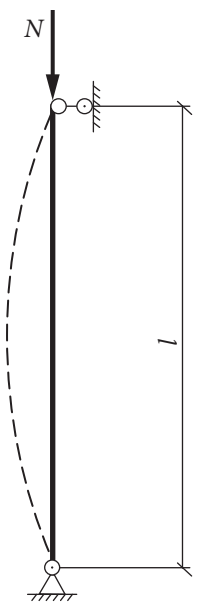


Рис. 4.1.2. Схема потери устойчивости сжатого стержня

В сквозных колоннах необходимо обеспечить зазор между полками ветвей не менее 100—150 мм для возможности окраски внутренних поверхностей.

Центрально-сжатые элементы сплошного и сквозного сечения необходимо рассчитывать по предельным состояниям первой группы. Сюда относятся расчет на общую устойчивость стержня колонны, расчеты на местную устойчивость элементов сварных сечений, а для колонн сквозного сечения еще также расчет на общую устойчивость отдельных ветвей и расчет соединительных элементов на действие поперечной силы.

Исчерпание несущей способности гибких стержней, к которым можно отнести колонны, происходит в основном от потери общей устойчивости. При этом вначале стержень имеет прямолинейную форму, при росте нагрузки эта форма сохраняется, но при достижении критической нагрузки N_{cr} стержень начинает резко выгибаться (рис. 4.1.2). При дальнейшем росте внешней нагрузки продольный прогиб стержня резко увеличивается, и стержень теряет несущую способность.

Анализ несущей способности сжатых стержней при потере устойчивости ведут на основе энергетических принципов, вычисляя виртуальные работы, совершаемые внешними и внутренними силами на возможном перемещении (возможном прогибе стержня). Применяя этот подход, можно получить известную формулу Эйлера, описывающую критическое напряжение:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E i^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2},$$

где A — площадь поперечного сечения стержня, E — модуль упругости материала, λ — гибкость стержня; i — радиус инерции сечения, $l_0 = \mu l$ — расчетная длина стрежня; μ — коэффициент приведения длины, зависящий от условий закрепления концов стержня.

Экспериментальные данные и анализ этой формулы показывают, что она применима при постоянном модуле упругости и гибкостях $\lambda > 80$—100. Для меньших значений гибкости потеря общей устойчивости происходит в стадии упругопластической работы стали. Также на потерю устойчивости будут влиять собственные напряжения, начальные несовершенства и форма поперечного сечения. Вычисление критических напряжений с учетом этих факторов ведется численным интегрированием, и решение такой задачи зависит от различных принимаемых допущений.

Далее рассмотрим упрощенный инженерный подход к расчету сжатых элементов, принятый в современных российских номах проектирования. На практике расчет на устойчивость проводится с учетом следующих положений:

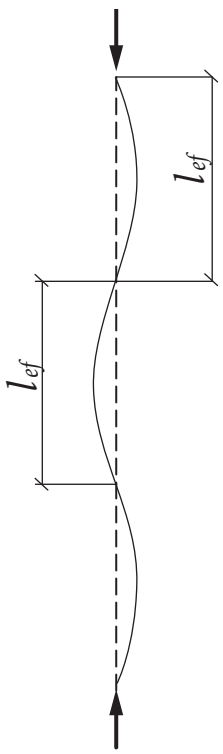


Рис. 4.1.3. Схема определения расчетной длины сжатого стержня

- форма потери устойчивости центрально-сжатого стержня — это синусоида (см. рис. 4.1.3);
- расстояние между точками перегиба изогнутой оси при потере устойчивости называется расчетной длиной l_{ef} (см. рис. 4.1.3);
- часть синусоиды, которая укладывается в пределах длины сжатого стержня, зависит от условий его закрепления (некоторые примеры приведены на рис. 4.1.4) и действующей нагрузки;
- критическая сила с учетом возможного возникновения и развития пластических деформаций, наличия собственных напряжений (возникающих при изготовлении конструкций), начальных несовершенств и случайных эксцентриситетов определяется выражением:

$$N_{cr} = R_0^A \varphi,$$

где φ — коэффициент устойчивости, зависящий от расчетной длины элемента, формы и геометрических характеристик сечения.

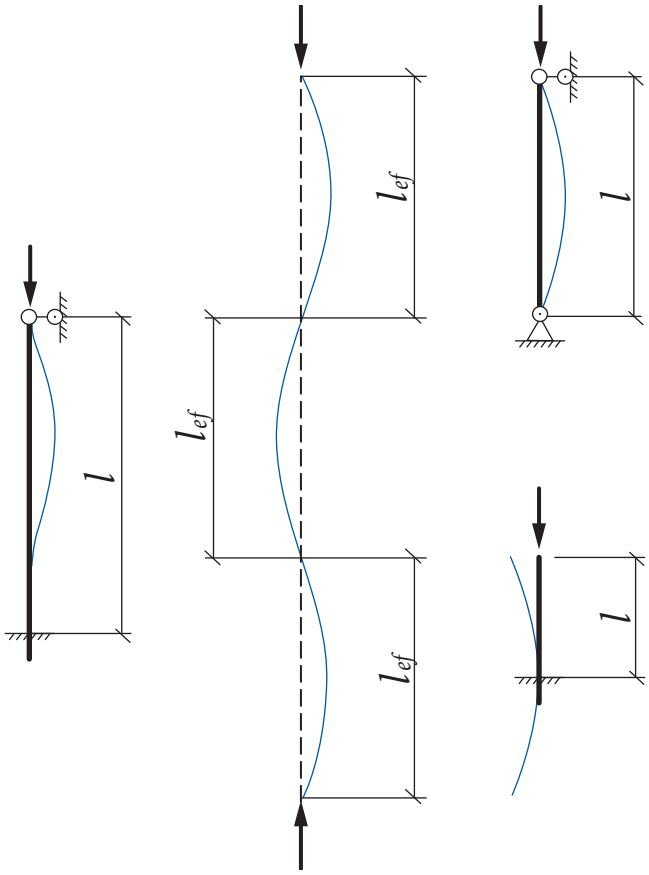


Рис. 4.1.4. Схемы определения расчетной длины при разных условиях закрепления концов стержня

Таким образом, условие устойчивости сжатого стержня приобретает вид:

$$\frac{N}{A\ R_y} \le 1.$$

Расчет центрально-сжатых колонн, как и для любых конструкций, состоит из статического и конструктивного расчетов.

Для расчёта колонны необходимо разработать расчётную схему для чего следует определить высоту колонны, вид опорных узлов и тип нагрузки. Нагрузка на центрально-сжатые колонны часто действует в виде сосредоточенной силы, приложенной в верхнем узле колонны.

Геометрическая длина колонны принимается равной расстоянию от нижнего торца колонны до низа балки перекрытия при ее шарнирном сопряжении с колонной или до центра тяжести балки перекрытия при жестком ее сопряжении с колонной.

Тип узлов определяется при выборе вида каркаса здания — рамный, связевый или рамно-связевый. В связевом каркасе узлы назначаются шарнирными, в рамном — жесткими (рамными), а в рамно-связевом примыкание балок

к колоннам принимается шарнирным, а узел соединения колонны с фундаментом — жестким.

Сбор нагрузок осуществляется в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016 [1] и схемой расположения конструкций.

При равномерной нагрузке на перекрытие расчётная сосредоточенная нагрузка на колонну от одного перекрытия определяется по формуле:

$$F = gA_{\text{гр}}\gamma_n,$$

где g — расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия; $A_{\text{гр}}$ — грузовая площадь колонны, как правило равная произведению шагов колонн в двух направлениях; γ_n — коэффициент надежности по ответственности здания.

В многоэтажных зданиях, если нагрузка на перекрытия одинаковая, то расчётную нагрузку на колонну можно определить следующим образом:

$$F = [g_{\text{пер}}A_{\text{гр}}(\text{n} - 2) + g_{\text{покр}}A_{\text{гр}}]\ \alpha\gamma,$$

где $g_{\text{пер}}$ — расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия; $g_{\text{покр}}$ — расчётная нагрузка на 1 м^2 покрытия; α — коэффициент, учитывающий собственный вес колонны, который в расчетах можно принимать 1,03—1,06.

Усилия в колоннах в статически определимых системах определяются методами строительной механики, а в статически неопределимых системах, как правило, при помощи расчетных комплексов.

В статически определимых рамах в большинстве случаев продольная сила в колонне численно равна нагрузке на колонну $N = F$.

Расчетная длина центрально-сжатых элементов, зависит от условий закрепления по концам и действующей нагрузки и определяется по формуле:

$$l_{ef} = \mu l, \tag{4.1.1}$$

где μ — коэффициент приведения длины, определяемый по указаниям СП 16.13330.2017 [2, раздел 10].

Колонна может терять устойчивость в двух плоскостях — относительно главных осей сечения оси x и оси y. Условия закрепления колонны в двух плоскостях могут отличаться друг от друга, поэтому при расчете колонн различают расчетные длины относительно главных осей сечения — $l_{x,\,ef,} = \mu_x l_x$ и $l_{y,\,ef} = \mu_x l_y$.

Предварительный подбор сечения центрально-сжатых колонн и стержней выполняется из условия устойчивости [2, п. 7.1.3]:

$$\frac{N}{A\varphi R_y \gamma_c} \le 1, \tag{4.1.2}$$

где φ — коэффициент устойчивости, предварительно принимаемый в пределах 0,7—0,9.

Из условия устойчивости определяется требуемая площадь:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c \varphi}. \tag{4.1.3}$$

Если колонна проектируется в виде прокатного двутавра, то затем по сортаменту подбирается двутавр, обычно по серии Ш или К. Для колонн сварного

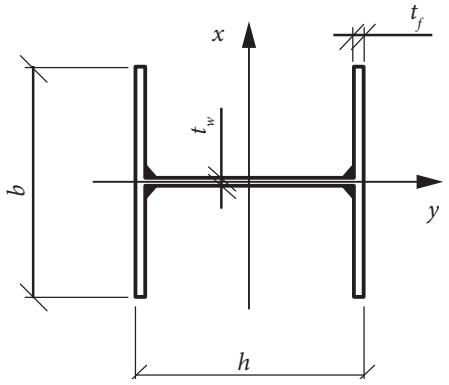


Рис. 4.1.5. Схема сварного сечения

сечения (рис. 4.1.5) размеры сечения определяются исходя их требуемой площади сечения и конструктивных соображений [8, п. 6.4.3] и [6, п. 8.5.1].

В частности, ширину и высоту сварного сечения колонны можно определить из условия равноустойчивости. Равноустойчивость предполагает, что гибкости колонны относительно осей x и y одинаковы, то есть $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$, где λ определяется в зависимости от принятого коэффициента продольного изгиба ϕ. Учитывая, что радиусы инерции сечения можно приблизительно выразить через ширину и высоту сечения:

$$i_x = \alpha_x h;\ i_y = \alpha_y b, \tag{4.1.4}$$

где α_x, α_y — коэффициенты пропорциональности между радиусами инерции и соответствующими геометрическими размерами (табл. 4.1.1), можно выразить ширину и высоту сечения через заданную гибкость λ:

$$h = \frac{l_{x,ef}}{\lambda_x \alpha_x} \text{ и } b = \frac{l_{y,ef}}{\lambda_y \alpha_y}. \tag{4.1.5}$$

Если при полученных размерах h и b сечение получается неконструктивным (например, когда при приблизительно одинаковых расчетных длинах получается $h \approx 0{,}5\,b$), то от условия равноустойчивости следует отступить и принять $h = b$.

В оптимальном сечении центрально-сжатой колонны площади полок и стенки составляют приблизительно $A_{2f} = 0{,}8A$ и $A_w = 0{,}2A$. С учетом этого можно найти толщины полки и стенки

$$t_f = \frac{0{,}8A_{\text{тр}}}{2b} \text{ и } t_w = \frac{0{,}2A_{\text{тр}}}{h - 2t_f}. \tag{4.1.6}$$

Полученные размеры округляются и согласуются с сортаментом на листовую сталь.

Для сквозных сечений по требуемой площади подбирается сечение ветвей, затем определяется ширина сквозного сечения (расстояние между ветвями). Как правило, ширину сечения b определяют из условия равноустойчивости, которое для сквозных сечений имеет вид $\lambda_x \approx 1{,}2\lambda_y$ или, с учетом формул (4.1.4):

$$\frac{l_{x,ef}}{h\alpha_x} = \frac{1{,}2 l_{y,ef}}{b\alpha_y}; \tag{4.1.7}$$

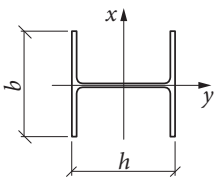
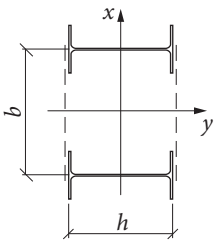
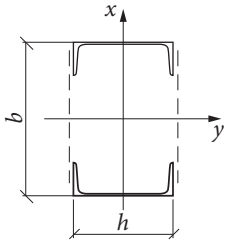
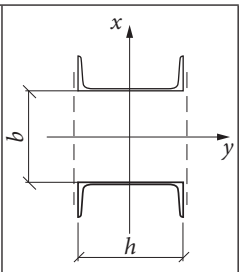
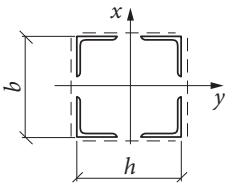
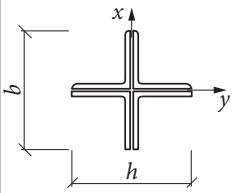
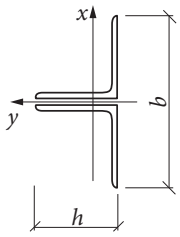
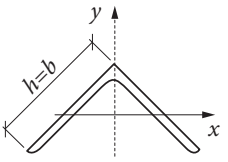
откуда

$$b = \frac{1{,}2\alpha_x l_{y,ef}}{h\alpha_y l_{x,ef}}, \tag{4.1.8}$$

где коэффициенты α_x, α_y определяются по табл. 4.1.1 в зависимости от формы сечения.

Таблица 4.1.1.

Коэффициенты пропорциональности между радиусами инерции и геометрическими размерами сечения

Тип сечения				
α_x	0,42	0,40	0,39	0,39
α_y	0,24	0,51	0,44	0,60
Тип сечения				
α_x	0,43	0,20	0,30	0,20
α_y	0,43	0,20	0,22	0,40

Для обеспечения совместности работы ветвей нужно запроектировать соединительные элементы в виде планок или решетки (рис. 4.1.6 и 4.1.7).

Компоновка планок сводится к определению толщины, высоты, ширины планок и расстояния между планками. При назначении ширины планок учитывают, что их нужно завести на ветвь минимум на 20—30 мм. Высота и толщина планок назначаются конструктивно в пределах:

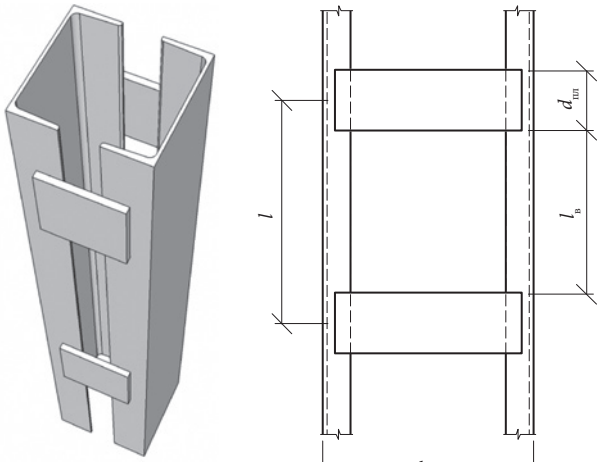


Рис. 4.1.6. Соединительные элементы в виде планок

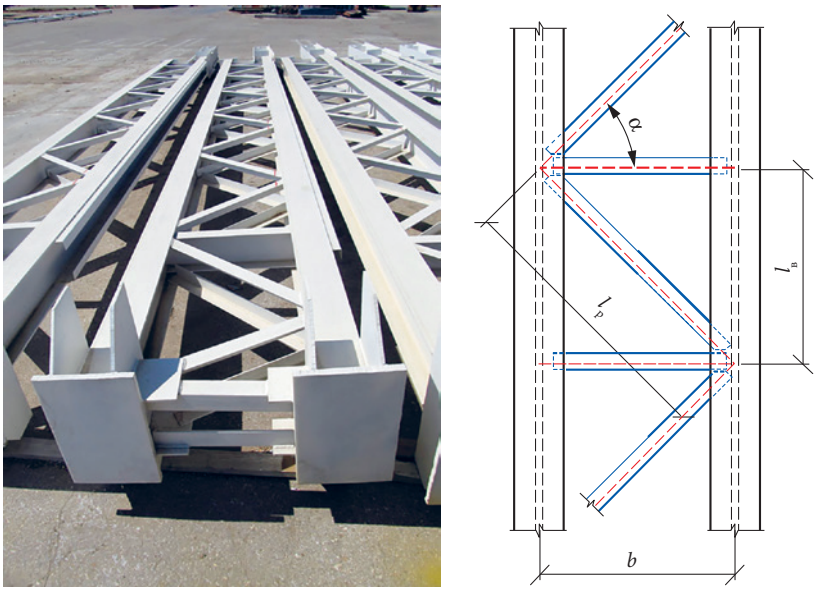


Рис. 4.1.7. Соединительные элементы в виде решетки

$$d_{пл} = (0{,}6...0{,}8)b;\ t_{пл} = 6...16\ мм. \tag{4.1.9}$$

Расстояние между планками принимается $l \le 40 i_{min}$, где i_{min} — минимальный радиус инерции для сечения ветви.

В решетке угол наклона всех раскосов к горизонту α должен быть одинаковым и желательно, равным 45°. Сечение раскосов обычно принимается из равнополочного уголка и подбирается по минимальному радиусу инерции сечения их условия ограничения:

$$i_{min} \ge \frac{l_p}{\lambda_u},$$

где l_p — длина раскоса (см. рис. 4.1.3); предельная гибкость для элемента решетки $\lambda_u = 150$.

Проверки для сжатых элементов сплошного сечения выполняются по указаниям СП 16.13330: на прочность, на общую устойчивость и на местную устойчивость элементов сечения — полки и стенки [2, раздел 7]. Кроме того, для обеспечения удобства транспортировки, монтажа и эксплуатации конструкций, нормами проектирования ограничивается гибкость сжатых элементов [2, п. 9.4].

Расчет на прочность центрально-сжатых элементов выполняется по условию:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \le 1, \tag{4.1.10}$$

где A_n — площадь сечения нетто, то есть площадь за вычетом ослаблений.

При отсутствии ослаблений $A_n = A$, и тогда допускается центрально-сжатые элементы проверять на общую устойчивость, не проверяя прочность, так в этом случае при обеспечении устойчивости прочность также будет обеспечена.

Как было сказано выше, потеря устойчивости колонны возможна в двух плоскостях — относительно оси *x* и относительно оси *y*, однако, достаточно проверить устойчивость сжатого элемента в плоскости наибольшей гибкости. Для этого сначала вычисляют гибкости относительно осей *x* и *y*:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} \text{ и } \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y}. \quad (4.1.10)$$

Затем по максимальной из них находят условную гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max}\sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.1.11)$$

Определив, к какому типу относится проверяемое сечение (рис. 4.1.2 или [2, табл. 7]), находят коэффициент устойчивости ϕ по формулам, приведенным в [2, п. 7.1.3], или интерполяцией по [2, табл. Д1].

Проверку общей устойчивости выполняют по формуле (4.1.2).

Полки и стенка сжатых колонн могут терять местную устойчивость только от нормальных напряжений. Для обеспечения устойчивости полки необходимо соблюдать условие:

$$\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf}, \quad (4.1.12)$$

где $\bar{\lambda}_f$ — условная гибкость полки, определяемая как:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (4.1.13)$$

b_{ef}— ширина свеса полки (см. рис. 4.1.4); где величина $\bar{\lambda}_{uf}$ принимается по указаниям [2, п. 7.3.8] и для двутавров $\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}36 + 0{,}1\bar{\lambda}$ (здесь $\bar{\lambda}$ — условная гибкость колонны).

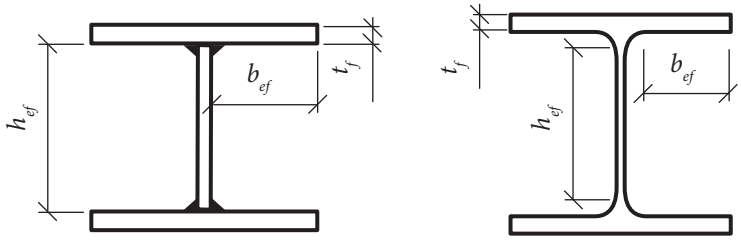


Рис. 4.1.8. Свес полки расчетная высота стенки сечения колонны в расчетах на местную устойчивость

Для обеспечения устойчивости стенки необходимо соблюдать условие:

$$\bar{\lambda}_w \le \bar{\lambda}_{uw}, \quad (4.1.14)$$

где $\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки, определяемая как:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (4.1.15)$$

h_{ef} — расчетная высота стенки (см. рис. 4.1.4).

Величина предельной условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ принимается по указаниям [2, п. 7.3.2 и табл. 9] и для двутавров равна:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2 \text{ при } \bar{\lambda} \le 2;$$
$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \le 2,3 \text{ при } \bar{\lambda} > 2, \qquad (4.1.16)$$

где $\bar{\lambda}$ — условная гибкость колонны.

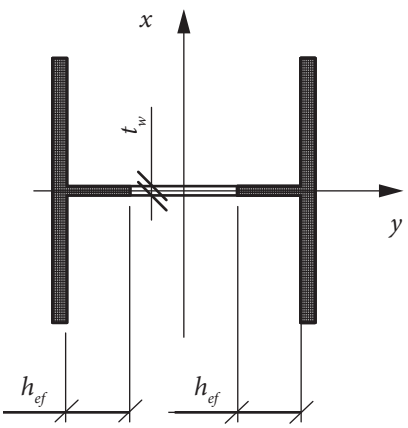


Рис. 4.1.9. Сечение сжатого элемента при потере местной устойчивости стенки

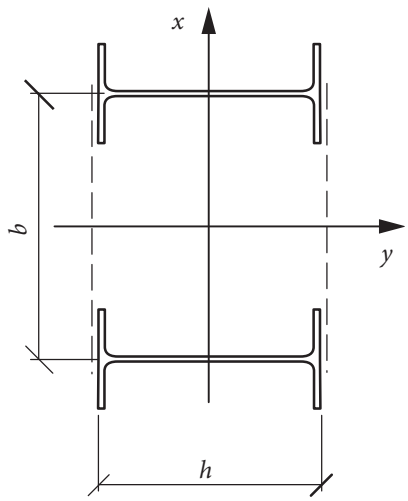


Рис. 4.1.10. Сквозное сечение колонны: *x* — материальная ось, *y* — свободная ось

Допускается невыполнение условия (4.1.14), то есть потеря местной устойчивости стенки. В этом случае при расчетах на прочность и общую устойчивость при определении площади поперечного сечения необходимо исключить часть сечения стенки, потерявшую местную устойчивость. Пересчет остальных геометрических характеристик сечения не требуется. Уменьшенная площадь сечения A_d определяется в соответствии с нормами [2, п. 7.3.6].

Для сжатых элементов сквозного сечения по указаниям СП 16.13330 выполняются проверки: на устойчивость относительно материальной оси, на устойчивость относительно свободной оси (рис. 4.1.10) и на устойчивость отдельной ветви, а в случае сварного сечения ветвей и на местную устойчивость полки и стенки [2, раздел 7].

Так же, как и в случае сплошных сечений, для обеспечения удобства транспортировки, монтажа и эксплуатации конструкций, нормами проектирования ограничивается гибкость сжатых элементов [2, п. 9.4].

Проверка устойчивости относительно материальной оси выполняется по формуле (4.1.2), при этом коэффициент устойчивости определяется как для сплошных сечений по гибкости

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

с учетом, что радиусы инерции сквозного сечения и отдельной ветви относительно оси *x* совпадают.

Проверка устойчивости относительно свободной оси выполняется по формуле (4.1.2), при этом коэффициент устойчивости определяется как для сплошного сечения с заменой гибкости λ на приведенную гибкость λ_{ef}, которая учитывает

влияние податливости соединительных элементов на гибкость сквозного сечения и определяется по [2, табл. 8].

При необходимости проверки местной устойчивости полки и стенки ветви проверки выполняются по формулам (4.1.12) и (4.1.14) соответственно.

Для сквозных сечений, кроме вышеперечисленного, необходимо проверить несущую способность соединительных элементов. Соединительные элементы в колоннах воспринимают поперечную силу, которая в центрально-сжатых колоннах отсутствует, пока она не теряет устойчивость. В практических расчетах рассматривают предельный случай и расчет соединительных элементов ведут на действие условной поперечной силы:

$$Q_{fic} = 7{,}15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}. \qquad (4.1.18)$$

Приближённо можно принять $Q_{fic} = 0{,}15N$.

Сквозная колонна с планками рассматривается как безраскосная стержневая система, в элементах которой возникают изгибающие моменты (рис. 4.1.11).

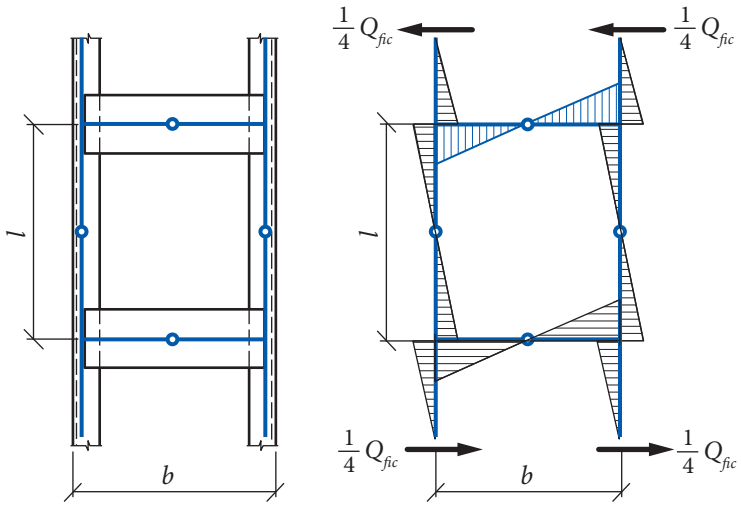


Рис. 4.1.11. Схема работы безраскосной системы

При двух плоскостях планок максимальные усилия в планке равны:

$$M_{\text{пл}} = \frac{Q_{fic} l}{4}; Q_{\text{пл}} = \frac{Q_{fic} l}{2b}. \qquad (4.1.19)$$

И сечение планки проверяется на прочность как изгибаемый элемент:

$$\frac{M}{W_x R_y \gamma_c} \le 1; \frac{3Q_{\text{пл}}}{2d_{\text{пл}} t_{\text{пл}} R_s \gamma_c} \le 1, \qquad (4.1.20)$$

где момент сопротивления сечения планки $W_x = \frac{t_{\text{пл}} d^2_{\text{пл}}}{6}$.

В раскосной решетке раскосы попеременно сжаты и растянуты, и сечение раскосов проверяется для худшего случая, то есть на устойчивость как для центрально-сжатого элемента — по формуле (4.1.2). При расположении решетки в двух плоскостях усилие в раскосе определяется по формуле:

$$N_p = \frac{Q_{fic}}{2\cos\alpha}, \qquad (4.1.21)$$

а коэффициент условий работы принимается $\gamma_c = 0{,}75$ (так как фактически усилие от поперечной силы на элементы решетки передается не по центру тяжести сечения раскоса).

4.2. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ (СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫЕ) КОЛОННЫ

В стальных каркасах различного назначения кроме центрально-сжатых колонн и стоек широкое применение находят элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом. Сечения внецентренносжатых (сжато-изгибаемых) колонн могут быть сплошными или сквозными.

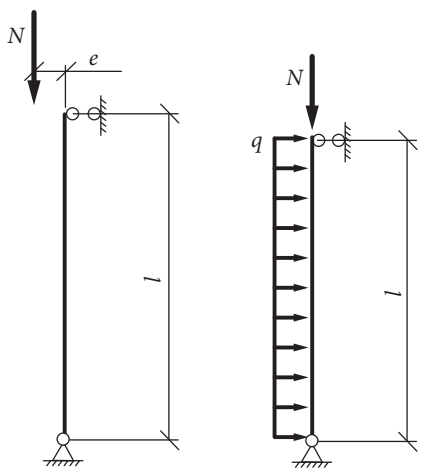


Рис. 4.2.1. Схемы элементов*:*
а) внецентренно-сжатого;
б) сжато-изгибаемого

Многие несущие конструкции испытывают сложное напряженное состояние, в частности одновременное действие продольной силы и изгибающего момента. Если изгибающий момент вызван внецентренным приложение нагрузки (рис. 4.2.1 *а*), то элемент называется внецентренно-сжатым. В случае, когда изгибающий момент вызван действием поперечной нагрузки (рис. 4.2. 1*б*), элемент называется сжато-изгибаемым.

При одновременном действии продольной силы и изгибающего момента потеря несущей способности гибких стержней происходит из-за потери устойчивости. В отличие от центрально-сжатого стержня внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) стержни начинают изгибаться сразу с ростом продольной силы. При достижении предельного значения прогибы внецентренно-сжатого (сжато-изгибаемого) стержня резко увеличиавается и стержень теряет несущую способность. Так же, как и для центрально-сжатых элементов критические силы можно определить из условий энергетического баланса стержня с учетом развития пластических деформаций, появления прогиба с началом приложения нагрузки, формы поперечного сечения. В результате решения этой задачи получается, что критическая сила зависит и от гибкости стержня, и от эксцентриситета приложения силы. Для практических расчетов в нормах эта зависимость представлена в табличной форме.

В современных нормах с целью упрощения и в запас несущей способности сжато-изгибаемый элемент заменяют на внецентренно-сжатый, задавая эксцентриситет приложения силы как $e = \frac{M}{N}$. На самом деле поведение внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов под нагрузкой отличается друг от друга, однако критические напряжения, при которых происходит потеря устойчивости в обоих случаях, довольно близки. Возможные неточности при расчете компенсируют правилами выбора расчетного момента и введением понижающего коэффициента при расчете устойчивости из плоскости действия момента.

4.2.1. Статический расчет

В большинстве случаев внецентренно-сжатые (сжато-изгибаемые) колонны входят в состав статически неопределимых рам и сооружений, поэтому статический расчет необходимо выполнять для рамы или сооружений в целом. Составление расчетных схем и сбор нагрузок выполняется по тем же самым принципам, что и для отдельных конструкций. Определение внутренних усилий выполняется методами строительной механики. Как правило, используются расчетные комплексы, реализующие метод конечных элементов (МКЭ), реже расчет выполняется вручную методами сил, перемещений и т. д.

4.2.2. Конструктивный расчет

Во внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементах одновременно действуют три внутренних усилия — продольная сила N, изгибающий момент M и поперечная сила Q, но наибольшее влияние на несущую способность оказывают первые два — N и M. В практических расчетах сжато-изгибаемые элементы рассматривают как внецентренно-сжатые, применяя принципы эквивалентности систем сил. Сочетание усилий N и M заменяют на продольную силу N, приложенную с эксцентриситетом:

$$e = \frac{M}{N}. \tag{4.2.1}$$

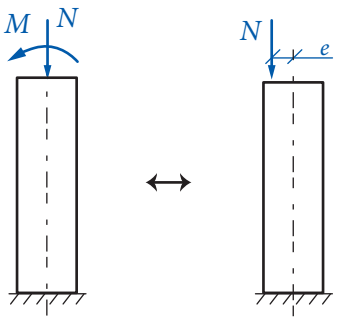


Рис. 4.2.2. Сжато-изгибаемый и внецентренно-сжатый элементы

Величина эксцентриситета e влияет на работу элемента под нагрузкой, но на сколько сильно влияет также зависит и от размеров поперечного сечения самого элемента, поэтому в расчетах применяют относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{MA}{NW} \text{ или } m = \frac{MA}{NW}, \quad (4.2.2)$$

где $\rho = \frac{W}{A}$ — ядровое расстояние сечения.

В зависимости от величины относительного эксцентриситета определяется расчетный случай:

- при $m < 0{,}1$ можно изгибающим моментом M пренебречь и считать элемент центрально сжатым;
- при $m > 20$ можно считать элемент изгибаемым, так как влияние продольной силы N невелико;
- при $0{,}1 \le m \le 20$ элемент является внецентренно-сжатым.

Работа внецентренно-сжатых элементов отличается от работы сжато-изгибаемых элементов, и это различие в практических расчетах компенсируют требованиями к выбору расчетного момента, в частности:

- для колонн (участков колонн) постоянного сечения рамной системы за расчетный момент принимают максимальный момент в пределах длины колонны (длины участка постоянного сечения);
- для колонн с одним защемленным, а другим свободным концом за расчетный момент принимают момент в заделке, но не менее момента в сечении на расстоянии одной трети длины колонны от заделки.

Внецентренно-сжатые элементы могут терять устойчивость в двух направлениях — в плоскости действия момента и из плоскости действия момента. В рамно-связевых каркасах плоскость действия момента совпадает с плоскостью рамы, поэтому часто рассматривают расчет на устойчивость в плоскости рамы и из плоскости рамы.

Расчетная длина колонны (участка колонны) в плоскости рамы определяется по формуле:

$$l_{x,\,ef} = \mu l_x \quad (4.2.3)$$

где l_x — длина колонны (участка колонны) или высота этажа; μ — коэффициент расчетной длины, зависящий от условий закрепления элемента, действующей нагрузки, отношений жесткостей, продольных сил и длин элементов в раме.

При разных сочетаниях нагрузок сочетание продольных сил в элементах будет меняться и коэффициенты расчетных длин тоже будут отличаться для разных сочетаний нагрузок. Поэтому коэффиициенты μ следует определять для того сочетания нагрузок, для которого проводится расчет на устойчивость. В целях упрощения расчета для колонн постоянного сечения и отдельных участков ступенчатых колонн допускается определять коэффициенты расчетных длин для сочетания нагрузок, дающего наибольшие продольные силы, и выполнять с этими коэффициентами расчет на устойчивость при любых сочетаниях нагрузок.

В нормах [2] рассмотрены определение коэффициентов расчетной длины для отдельно стоящих колонн, ступенчатых колонн одноэтажных промзданий и колонн многоэтажных рам при одинаковом нагружении узлов. Для случаев, не рассмотренных в нормах, расчетные длины определяются из расчета рамы на устойчивость методами строительной механики в программных комплексах или ручным расчетом.

Расчетные длины колонн из плоскости рамы $l_{y,\,ef}$ принимают равными расстоянию между точками, закрепленными от смещения из плоскости рамы, к которым относятся опоры колонн и узлы крепления к колонны элементов, расположенных в продольном направлении здания — связей, продольных ригелей, подстропильных ферм, подкрановых балок и т. п.

С практической точки зрения, конструктивный расчет включает в себя предварительный подбор сечения, а для сквозных сечений еще и подбор соединительных элементов, а также проверки подобранного сечения.

4.3. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ (СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫЕ) КОЛОННЫ СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ

4.3.1. Подбор сечения

Сплошное сечение сжато-изгибаемых колонн можно подбирать либо из условия устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} \le 1, \tag{4.3.1}$$

где предварительно можно задать коэффициент ϕ_e в пределах 0,3—0,5; либо из условия прочности Ясинского:

$$\frac{N}{A\varphi} + \frac{M}{W_x} \le R_y \gamma_c, \tag{4.3.2}$$

откуда выражаем требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c}\left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e}{\rho}\right), \tag{4.3.3}$$

здесь $e = \dfrac{M}{N}$ — эксцентриситет, φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый как при центральном сжатии в пределах 0,7—0,9, ρ — ядровое расстояние, для сечения в форме двутарва $\rho \approx 0{,}3h$. В этом случае высоту сечения колонны h нужно предварительно задавать по конструктивным или иным требованиям. Например, для верхней части ступенчатой колонны задается условие жесткости

$$\frac{l}{h} \le 12,$$

где l — длина верхней части ступенчатой колонны.

Сечение обычно принимается из сварного или прокатного двутавра с параллельными полками по серии Ш или Б.

4.3.2. Проверки подобранного сечения

Внецентренно-сжатые колонны сплошного сечения проверяются по предельным состояниям первой группы — на прочность, на устойчивость в плоскости действия момента (рамы) и из плоскости действия момента, на местную устойчивость полки и стенки. В составе каркаса проверяются перемещения верхних концов колонны, то есть жесткость каркаса в целом.

Прочность внецентренно-сжатых элементов при действии момента только в одной плоскости проверяется по условию:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M}{W_x c_x R_y \gamma_c} \le 1, \tag{4.3.4}$$

где A_n — площадь сечения нетто, то есть площадь с учетом ослаблений; n, c_x — коэффициенты, учитывающие резерв прочности стали при развитии пластических деформаций. В случаях, когда развитие пластических деформаций недопустимо (например, при действии динамических нагрузок) коэффициенты n и c_x принимаются равными единице.

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов в плоскости действия момента (относительно оси x) проверяют по условию:

$$\frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} \le 1, \tag{4.3.5}$$

где φ_e — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом, определяемый по [2, табл. Д3] в зависимости от условной гибкости элемента $\bar{\lambda}_x$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}.

Условная гибкость находится по формуле:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{x,ef}}{i_x}\sqrt{\frac{R_y}{E}}, \tag{4.3.6}$$

а приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta m, \tag{4.3.7}$$

где η — коэффициент влияния формы сечения, принимается по [2, табл. Д2] в зависимости от вида сечения, соотношения размеров сечения, условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и величины относительного эксцентриситета m.

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов из плоскости действия момента (относительно оси y) проверяют по условию:

$$\frac{N}{A\varphi c R_y \gamma_c} \le 1, \tag{4.3.8}$$

где φ — коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по [2, табл. Д1] для условной гибкости:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{y,ef}}{i_y}\sqrt{\frac{R_y}{E}}; \tag{4.3.9}$$

c — коэффициент, учитывающий влияние момента на потерю устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости его действия. Коэффициент

c определяется по указаниям [2, п. 9.2.5] в зависимости от величины относительного эксцентриситета m_x, при определении которого за расчетный момент M_x максимальный момент в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента (для стержней, у которых концы закреплены от смещения из плоскости действия момента), или момент в заделке, но не менее момента в сечении на расстоянии одной трети длины колонны от заделки (для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом).

4.4. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ (СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫЕ) КОЛОННЫ СКВОЗНОГО СЕЧЕНИЯ

4.4.1. Определение усилий в ветвях

Для расчета ветви сквозного сечения колонны выбирается сочетание усилий, при котором в ветви возникает максимальная сжимающая сила. Для левой и правой ветвей сечения эти сочетания усилий будут разными (рис. 4.4.1).

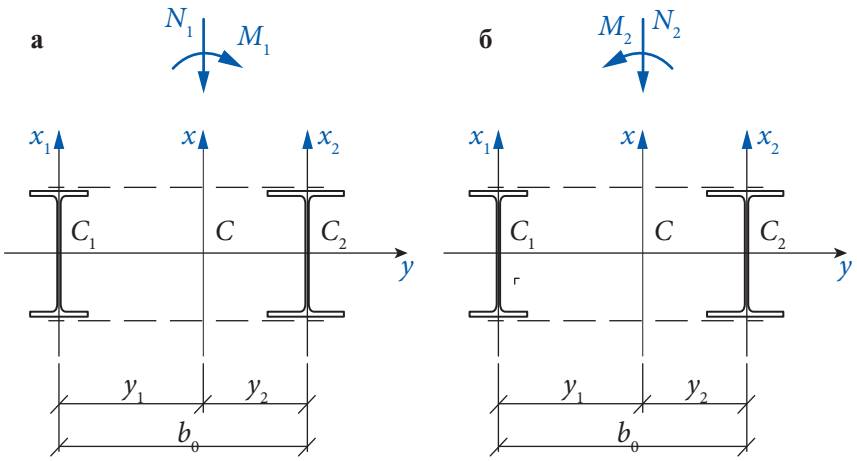


Рис. 4.4.1. Схема сквозного сечения:
а) с внутренними усилиями, догружающими правую ветвь сечения; *б*) с внутренними усилиями, догружающими левую ветвь сечения; C, C_1 и C_2 — центры тяжести сечения в целом, наружной и подкрановой ветвей соответственно

Усилие в левой ветви: $N_{лв}$

$$N_{лв} = \frac{N_2 y_2}{b_0} + \frac{M_2}{b_0}; \qquad (4.4.1)$$

усилие в правой ветви:

$$N_{пв} = \frac{N_1 y_1}{b_0} + \frac{M_1}{b_0}; \qquad (4.4.2)$$

здесь b_0 — расстояние между центрами тяжести ветвей.

При подборе сечения, когда положение центра тяжести сечения еще не определено, усилия в ветвях определяются по приближенным формулам:

$$N_{\text{лв}} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{b};\ N_{\text{пв}} = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{b}; \tag{4.4.3}$$

В этих формулах для крайних колонн промышленных зданий подставляют ширину сечения b, а для остальных колонн ширина сечения, как правило, совпадает с расстоянием между центрами тяжестей ветвей (см. рис. 4.4.2).

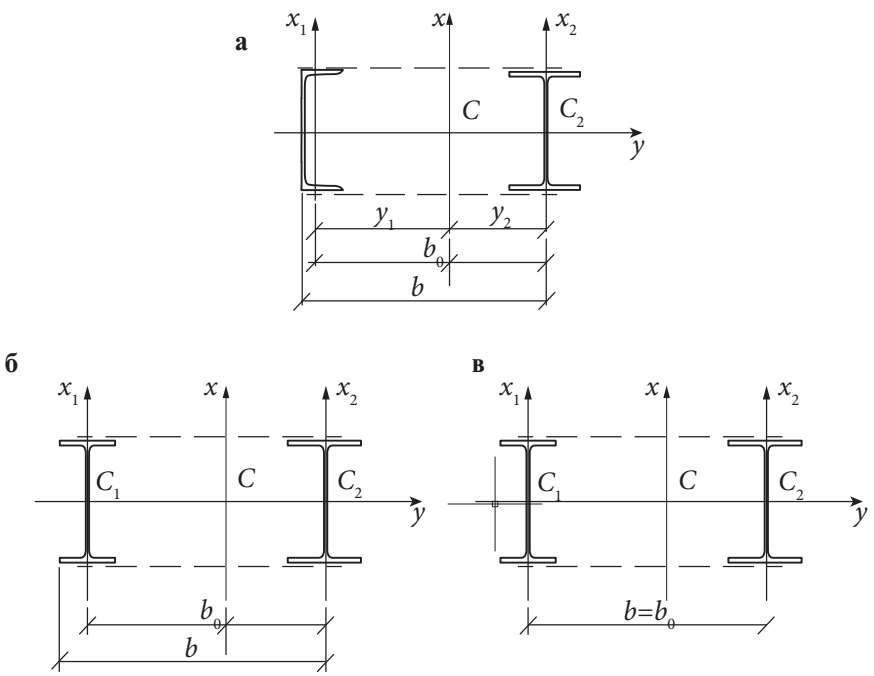


Рис. 4.4.2. Сечения крайней и средней колонн промздания: *а*, *б*) крайней левой колонны; *в*) средней колонны

4.4.2. Подбор сечения ветвей

Ветви в сквозном сечении считаются центрально-сжатыми и их сечение подбирается из условия устойчивости для центрально-сжатого элемента.

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{KD(GD)}}}{R_y \gamma_c}. \tag{4.4.4}$$

Поскольку усилия в ветвях получаются разными, то и требуемые площади сечения тоже оказываются разными. Если разница в требуемых площадях сечения ветвей превышает 20%, то сечения ветвей рекомендуют подбирать разными по площади, но одинаковой высоты сечения, например, для более нагруженной ветви сечение принимается из двутавра с параллельными полками по серии Ш, а для менее нагруженной — по серии Б. При меньшей разнице в требуемых площадях целесообразно ветви подбирать одинакового сечения.

4.4.3. Компоновка и подбор сечения соединительных элементов

Для обеспечения совместной работы ветвей использую соединительные элементы в виде планок или решетки, как и для центрально-сжатых сквозных колонн (рис. 4.1.2 и 4.1.3), однако, для сжато-изгибаемых колонн, как правило, используют решетку. Расчет элементов решетки внецентренно-сжатых колонн выполняется аналогично расчету решетки центрально-сжатых колонн, то есть подбор сечения элемента решетки обычно выполняется по предельной гибкости и проверяется по устойчивости (см. раздел 4.1). При этом для расчета сжимающего усилия в раскосе решетки принимается наибольшая сила из условной поперечной силой Q_{fic} (см. ф. 4.1.17) и расчетной поперечной силой в сечении колонны $Q_{\max}$.

4.4.4. Проверки подобранного сечения

Сжато изгибаемые колонны сквозного сечения проверяются только по предельным состояниям первой группы — на устойчивость отдельных ветвей в плоскости и из плоскости действия изгибающего момента и на общую устойчивость сквозного элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента [2, раздел 9].

Устойчивость ветвей проверяется как центрально-сжатых элементов по формуле (4.1.2) в плоскости рамы и из плоскости рамы. При этом, определяя условные гибкости ветвей в плоскости и из плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{x,ef}}{i_x}\sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \text{и} \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{y,ef}}{i_y}\sqrt{\frac{R_y}{E}}. \qquad (4.4.5)$$

Расчетную длину ветвей в плоскости рамы принимают равной расстоянию между узлами решетки $l_{x,\,ef} = l_в$ (см. рис. 4.4.3), а из плоскости рамы принимают равной расчетной длине колонны (участка колонны со сквозным сечением) из плоскости рамы. Так как изгибающий момент в сочетании усилий догружает одну ветвь, при этом вторую ветвь разгружает, то нагруженная ветвь элементами решетки соединяется со слабонагруженной в этот момент ветвью и потеря устойчивости возможна только на участках между узлами решетки.

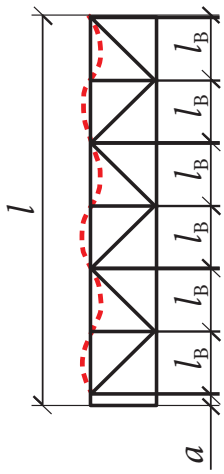


Рис. 4.4.3. Схема потери устойчивости ветви в плоскости рамы

Для высоких колонн достаточно часто бывает, что устойчивость ветвей из плоскости рамы не обеспечена, в этом случае целесообразно поставить связи по колоннам, уменьшающие расчетную длину из плоскости.

Если сечения ветвей запроектированы одинаковые, то достаточно проверить только более нагруженную ветвь.

Сечение в целом проверяется на устойчивость в плоскости действия момента по условию:

$$\frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} \le 1, \qquad (4.4.6)$$

где ϕ_e — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом, принимаемы по [2, табл. Д4] в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ и относительного эксцентриситета m.

Для сквозных сечений относительный эксцентриситет определяется по формуле:

$$m = \frac{MAy_{сж}}{NI_x}, \tag{4.4.7}$$

где $y_{сж}$ — расстояние от центра тяжести сквозного сечения до центра тяжести наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до центра стенки сжатой ветви.

Условная приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef}\sqrt{\frac{R_y}{E}}, \tag{4.4.8}$$

где λ_{ef} — приведенная гибкость сквозного сечения, учитывающая увеличение гибкости за счет податливости соединительных элементов. Для сквозных сечений с соединительными элементами в виде решетки:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha\frac{A}{A_d}}, \tag{4.4.9}$$

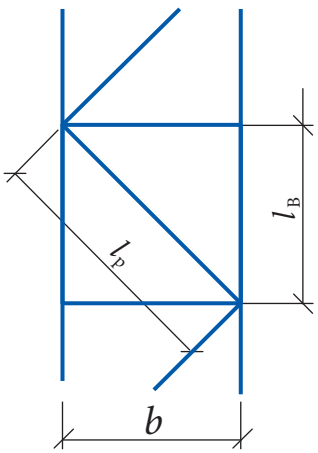


Рис. 4.4.4. Схема решетки

где λ_x — гибкость сквозного сечения без учета податливости решетки; A_d — площадь сечения решетки, то есть площадь двух уголков (учитывается две плоскости решетки); α — коэффициент, учитывающий конфигурацию решетки (см. рис. 4.4.4);

$$\alpha = 10\frac{l_p^3}{b^2 l_n}. \tag{4.4.10}$$

Устойчивость сквозных колонн в плоскости действия момента следует проверять на два сочетания внутренних усилий — на сочетание, создающее максимальное усилие в левой ветви, и на сочетание, создающее максимальное усилие в правой ветви.

Если устойчивость обеих ветвей из плоскости действия момента обеспечена, то устойчивость сквозное сечение в целом из плоскости действия момента также будет обеспечена, и ее допускается не проверять.

4.5. ПРИМЕРЫ К РАЗДЕЛУ 4

Пример 4.5.1

Подобрать сечение в форме прокатного двутавра для колонны здания торгового центра из стали С255, если продольная сила в колонне $N = 2400$ кН, расчетные длины колонны $l_{x,\,ef} = l_{y,\,ef} = 6{,}7$ м.

Решение

Предварительный подбор сечения выполняем из условия устойчивости [2, п. 7.1.3]:

$$\frac{N}{A\varphi R_y \gamma_c} \le 1, ,$$

где $\gamma_c = 1$ [2, табл. 1, прим. 5]; $R_y = 240$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255, принимаемое в предположении, что толщина проката менее 20 мм [2, табл. В4].

Предварительно зададимся гибкостью колонны $\lambda = 60$, тогда:

$$\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 60\sqrt{\frac{240}{2{,}06\cdot 10^5}} = 2{,}048,$$

и для типа сечения *b* находим $\phi = 0{,}736$ [2, табл. 7 и Д1]:

$$A_{\text{тр}} = = \frac{N}{R_y \gamma_c \phi} = \frac{2400\cdot 10^3}{240\cdot 10^6 \cdot 1\cdot 0{,}736} = 135{,}9\cdot 10^{-4}\ \text{м}^2 = 135{,}9\ \text{см}^2.$$

По ГОСТ 57837—2017 принимаем двутавр 35К1 с $A = 139{,}03$ см^2, $i_x = 14{,}99$ см, $i_y = 8{,}71$ см (рис. 4.5.1).

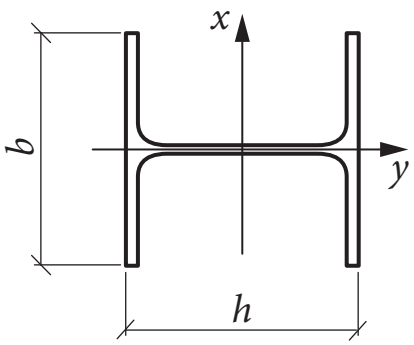


Рис. 4.5.1. Сечение колонны

Находим фактические гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{670}{14{,}99} = 44{,}7,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{670}{8{,}71} = 76{,}9.$$

$\lambda_{\max} = \lambda_y$, следовательно:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 76{,}9\sqrt{\frac{240}{2{,}06\cdot 10^5}} = 2{,}62.$$

Двутавры относятся к типу сечения *b* [2, табл. 7], тогда $\phi = 0{,}631$, [2, табл. Д1].

Проверяем условие устойчивости:

$$\frac{2400\cdot 10^3}{139{,}03\cdot 10^{-4}\cdot 0{,}631\cdot 240\cdot 10^6\cdot 1} = 1{,}14 > 1,$$

устойчивость колонны относительно оси *y* не обеспечена, тогда по ГОСТ 57837—2017принимаем двутавр 35К2 с $A = 173{,}87$ см^2, $i_x = 15{,}22$ см, $i_y = 8{,}84$ см.

Находим фактические гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{670}{15{,}22} = 44{,}0,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{670}{8{,}84} = 75{,}8.$$

$\lambda_{\max} = \lambda_y$, следовательно:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 75{,}8\sqrt{\frac{240}{2{,}06\cdot 10^5}} = 2{,}59,$$

тогда $\varphi = 0{,}639$ [2, табл. Д1].

Проверяем условие устойчивости:

$$\frac{2400 \cdot 10^3}{173{,}87 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}639 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}90 < 1,$$

устойчивость колонны относительно оси *y* обеспечена.

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений:

$$\lambda_{max} \le \lambda_u.$$

Находим значение предельно допускаемой гибкости для основных колонн каркаса $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N}{AR_y \varphi \gamma_c} = \frac{2400 \cdot 10^3}{173{,}87 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}639 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}90.$$

тогда:

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0{,}90 = 126 \text{ и } \lambda_{max} = \lambda_y = 75{,}8 < 126.$$

Фактическая гибкость колонные не превышает предельно допустимой для основной колонны каркаса.

Окончательно принимаем двутавр 35К2 по ГОСТ 57837—2017.

Пример 4.5.2

Подобрать сварное сечение колонны рабочей площадки промышленного здания (рис. 4.5.2) из стали С245, если постоянная нагрузка на перекрытие (с учетом веса балок) $g_n = 4{,}8$ кПа, коэффициент надежности по постоянной нагрузке $\gamma_{f1} = 1{,}2$, временная (полезная) нагрузка $p_n = 12$ кПа, коэффициент надежности по временной нагрузке $\gamma_{f2} = 1{,}2$. Отметка пола рабочей площадки $H = 6{,}5$ м, высота главной балки $h_{г.б.} = 1{,}3$ м, высота второстепенной балки $h_{в.б.} = 0{,}4$ м.

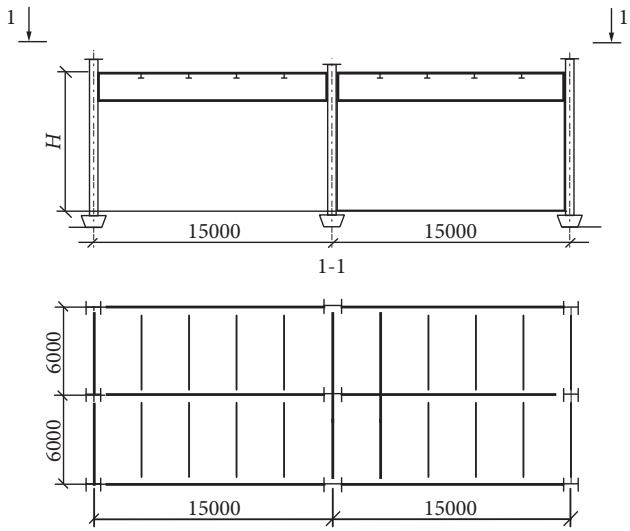


Рис. 4.5.2. Схема расположения конструкций перекрытия

Решение

Определим нагрузку, действующую на колонну:

$$N = (g_n \gamma_{f1} + p_n \gamma_{f2}) L l \alpha \gamma_n,$$

где $L = 15$ м — пролет главной балки, $l = 6{,}0$ м — пролет второстепенной балки, $\alpha = 1{,}04$ — коэффициент, учитывающий собственный вес колонны, $\gamma_n = 1{,}0$ — коэффициент надежности по ответственности для зданий и сооружений второго уровня ответственности [4, табл. 2];

$$N = (4{,}8 \cdot 1{,}2 + 12 \cdot 1{,}3) \cdot 15 \cdot 6 \cdot 1{,}04 \cdot 1{,}0 = 1999{,}3 \text{ кН}.$$

Найдем геометрическую длину колонны в плоскости рамы (рис. 4.5.3).

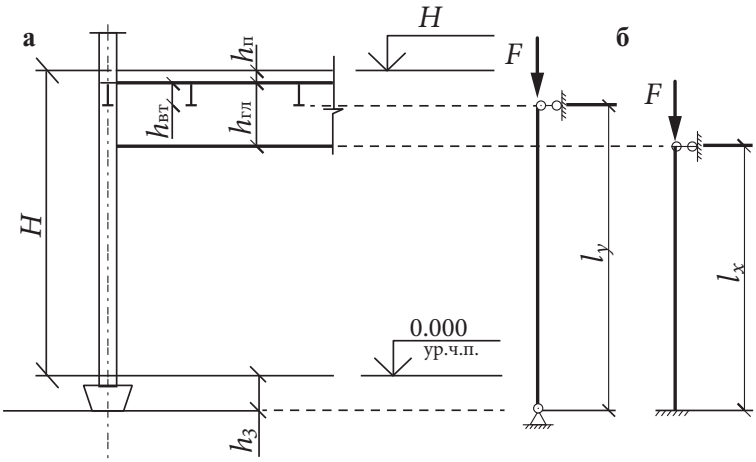


Рис. 4.5.3. Схема колонны*: а*) конструктивная; *б*) расчетная

$$l_x = H + h_з - h_{г.б},$$

где $h_з$ — глубина заделки колонны, которую примем $h_з = 0{,}8$ м (рекомендуемая глубина заделки для колонн $h_з = 0{,}5 - 1{,}0$ м) тогда:

$$l_x = 6{,}5 + 0{,}8 - 1{,}3 = 6{,}0 \text{ м}.$$

Найдем геометрическую длину колонны из плоскости рамы:

$$l_y = H + h_з - h_{в.б} = 6{,}5 + 0{,}8 - 0{,}4 = 6{,}9 \text{ м}.$$

Так как балки опираются на колонну шарнирно, а базу колонны примем как на рис. 4.5.4. (такая конструкция базы обеспечивает жесткое сопряжение с фундаментом в плоскости рамы, и шарнирное — из плоскости рамы), то получим расчетную схему колонны как показано на рис. 4.5.3 *б*.

Расчетная длина колонны в плоскости рамы (относительно оси *x*) составит:

$$l_{x,\,ef} = \mu_x l_x,$$

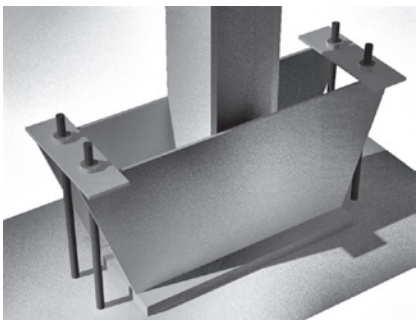


Рис. 4.5.4. Схема базы колонны

где коэффициент приведения длины $\mu_x = 0{,}7$ [2, табл. 30]; тогда:

$$l_{x,\,ef} = 0{,}76 \cdot 6 = 4{,}2\ \text{м}.$$

Расчетная длина колонны из плоскости рамы (относительно оси *y*) составит:

$$l_{y,\,ef} = \mu_y l_y,$$

где коэффициент приведения длины $\mu_y = 1{,}0$ [2, табл. 30]; тогда:

$$l_{y,\,ef} = 6{,}9 \cdot 1 = 6{,}9\ \text{м}.$$

Предварительный подбор сечения выполняем из условия устойчивости [2, п. 7.1.3]:

$$\frac{N}{A\ R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $\gamma_c = 1$ [2, табл. 1, прим. 5]; $R_y = 240$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С245, принимаемое в предположении, что толщина проката менее 20 мм [2, табл. В4].

Предварительно зададимся гибкостью колонны $\lambda = 70$, тогда:

$$\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 70\sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 2{,}39.$$

И для типа сечения *c* находим $\phi = 0{,}637$ [2, табл. Д1]:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{1999{,}3 \cdot 10^3}{240 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0{,}637} = 130{,}8 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^2 = 130{,}8\ \text{см}^2.$$

Используя условие равноустойчивости для центрально-сжатой колонны $\lambda_x = \lambda_y$ и формулы для приближенного определения гибкости сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{\alpha_x h} \text{ и } \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{\alpha_y b};$$

находим примерные ширину и высоту сечения (здесь коэффициенты пропорциональности для сечения в форме двутавра $\alpha_x = 0{,}43$ и $\alpha_y = 0{,}24$ [8, прил. 10]):

$$h = \frac{l_{x,ef}}{\lambda_x \alpha_x} = \frac{420}{70 \cdot 0{,}43} = 13{,}95\ \text{см};\ b = \frac{l_{y,ef}}{\lambda_y \alpha_y} = \frac{690}{70 \cdot 0{,}24} = 41{,}1\ \text{см}.$$

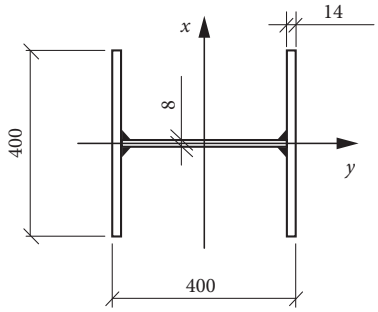


Рис. 4.5.5. Сварное сечение колонны

При этом ширина получилась в три раза больше высоты сечения, и такой вариант сечения является неконструктивным, поэтому по конструктивным соображениям принимаем $h = b = 40$ см (рис. 4.5.5).

В оптимальном двутавровом сечении центрально-сжатой колонны площадь полок составляет примерно 80% площади всего сечения, тогда:

$$t_f = \frac{0{,}8 A_{\text{тр}}}{2b} = \frac{0{,}8 \cdot 130{,}8}{2 \cdot 40} = 1{,}308\ \text{см}.$$

Принимаем $t_f = 1{,}4$ см согласно ГОСТ 82—70* (прил. В6):

$$t_w = \frac{0{,}2A_{\text{тр}}}{h - 2t_f} = \frac{0{,}2 \cdot 130{,}8}{40 - 2 \cdot 1{,}4} = 0{,}7 \text{ см}.$$

Принимаем $t_w = 0{,}8$ см согласно ГОСТ 82—70*.

Проверяем соответствие принятых размеров сечения конструктивным требованиям:

$$1)\ 10 \text{ мм} < t_f = 14 \text{ мм} < 40 \text{ мм};\ 2)\ t_w = 8 \text{ мм} > 6 \text{ мм};\ 3)\ \frac{t_f}{t_w} = \frac{14}{8} = 1{,}75 < 3.$$

Сечение колонны удовлетворяет конструктивным требованиям.

Определяем фактические геометрические характеристики:

$$A = 2bt_f + (h - 2t_f)\ t_w;$$

$$A = 2 \cdot 40 \cdot 1{,}4 + (40 - 2 \cdot 1{,}4) \cdot 0{,}8 = 141{,}76 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} - \frac{\left(b - t_w\right)\left(h - 2t_f\right)^3}{12};$$

$$I_x = \frac{40 \cdot 40^3}{12} - \frac{\left(40 - 0{,}8\right) \cdot \left(40 - 2 \cdot 1{,}4\right)^3}{12} = 45169 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{45169}{141{,}76}} = 17{,}85 \text{ см};$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{t_f b^3}{12} + \frac{\left(h - 2t_f\right)t_w^3}{12};$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1{,}4 \cdot 40^3}{12} + \frac{\left(40 - 2 \cdot 1{,}4\right) \cdot 0{,}8^3}{12} = 14935 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{14935}{141{,}76}} = 10{,}26 \text{ см}.$$

Находим фактические гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{420}{17{,}85} = 23{,}5,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{690}{10{,}26} = 67{,}2.$$

$\lambda_{\max} = \lambda_y$, следовательно:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 67{,}2\sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 2{,}29.$$

Согласно СП 16.13330.2017 определяем, что тип сечения *b* [2, табл. 7], тогда $\varphi = 0{,}692$ [2, табл. Д1].

Проверяем условие устойчивости: $\dfrac{1999{,}3 \cdot 10^3}{141{,}76 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}692 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}849 < 1,$

устойчивость колонны относительно оси *y* обеспечена.

Устойчивость полки обеспечена, если выполняется соотношение $\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf}$, где $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f}\sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$ — условная гибкость полки.

Найдем свес полки:

$$b_{ef} = \frac{b - t_w}{2} = \frac{40 - 0{,}8}{2} = 19{,}6 \text{ см}.$$

Тогда:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{19{,}6}{1{,}4}\sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 0{,}478.$$

Так как условная гибкость колонны $\bar{\lambda} = 2{,}29$, то согласно СП 16.13330.2017 [2, табл. 10]

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}36 + 0{,}10\bar{\lambda} = 0{,}36 + 0{,}1 \cdot 2{,}29 = 0{,}489.$$

Тогда: $\bar{\lambda}_f = 0{,}478 < 0{,}589$, и местная устойчивость полки обеспечена.

Местная устойчивость стенки обеспечена, если выполняется условие: $\bar{\lambda}_w < \bar{\lambda}_{uw}$, где условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$:

$$\bar{\lambda}_w = \lambda_w\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_w}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}};\ \bar{\lambda}_w = \frac{39{,}2}{0{,}8}\sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 1{,}67.$$

Предельную условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ при $\bar{\lambda} = 2{,}29 > 2$ определяем по СП 16.13330.2017 [2, табл. 9]:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1{,}2 + 0{,}35\bar{\lambda}^2 = 1{,}20 + 0{,}35 \cdot 2{,}29^2 = 3{,}04;$$

и тогда $\bar{\lambda}_w = 1{,}67 < 3{,}04$, местная устойчивость стенки обеспечена.

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{max} \le \lambda_u$.

Согласно СП 16.13330.2017 находим значение предельно допускаемой гибкости для основных колонн каркаса [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N}{AR_y\ \gamma_c} = \frac{1999{,}3}{141{,}76 \cdot 24 \cdot 0{,}692 \cdot 1} = 0{,}849.$$

Тогда: $\lambda_u = 180 — 60 \cdot 0{,}849 = 129$ и $\lambda_{max} = \lambda_y = 67{,}2 < 129$.

Фактическая гибкость колонные не превышает предельно допустимой для основной колонны каркаса.

Окончательно принимаем сечение колонны в виде сварного двутавра с полками 400 × 14 и стенкой 372 × 8.

Пример 4.5.3

Подобрать и проверить прокатное сечение сжато-изогнутой колонны. Расчетное сочетание усилий $N = 1142{,}6$ кН, $M = 367{,}5$ кНм (эпюра моментов представлена на рис. 4.5.6), расчетные длины $l_{x,\,ef} = 7{,}1$ м и $l_{y,\,ef} = 4{,}97$ м. Сталь С255.

Решение

Сечение подберем из условия устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $R_y = 32$ кН/м^2 — расчетное сопротивление стали С345 [2, табл. В4], предварительно принимаем коэффициент $\varphi_e = 0{,}4$.

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c \varphi_e} = \frac{1142{,}6}{32 \cdot 1 \cdot 0{,}4} = 89{,}3 \ \text{см}^2.$$

По ГОСТ 57387—2017 [7] подбираем двутавр 25К2 со следующими геометрическими характеристиками: $A = 92{,}18$ см^2, $W_x = 866{,}6$ см^3, $W_y = 291{,}9$ см^3, $i_x = 10{,}84$ см, $i_y = 6{,}29$ см, $h = 250$ мм, $b = 250$ мм, $t_f = 14$ мм, $t_w = 9$ мм (табл. В4).

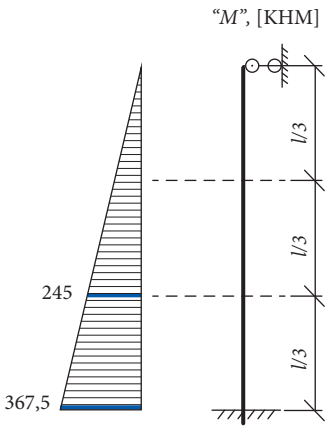


Рис. 4.5.6. Эпюра изгибающих моментов

Вычисляем гибкости колонны в плоскости и из плоскости действия момента:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{710}{10{,}84} = 65{,}5 \ \text{и} \ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{497}{6{,}29} = 79.$$

Затем находим условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 65{,}5 \sqrt{\frac{320}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 2{,}58 \ \text{и} \ \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 79 \sqrt{\frac{320}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 3{,}11.$$

Условие устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} \le 1,$$

где φ_e — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности при потере устойчивости внецентренно-сжатой колонны и принимаемый в зависимости от $\bar{\lambda}_x$ и m_{ef}.

Находим относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{MA}{NW_x} = \frac{36750 \text{кН} \cdot \text{см} \cdot 92{,}18 \text{см}^2}{1142{,}6 \text{кН} \cdot 866{,}6 \text{см}^3} = 3{,}42.$$

При $\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b}{t_w h_w} = \frac{14 \cdot 250}{9 \cdot (250 - 2 \cdot 14)} = 1{,}75 > 1$ находим коэффициент влияния формы сечения [2, табл. Д2, п. 5]:

$$\eta = (1{,}90 - 0{,}1m) - 0{,}02(6 - m)\bar{\lambda} =$$

$$= (1{,}90 - 0{,}1 \cdot 3{,}42) - 0{,}02(6 - 3{,}42) \cdot 2{,}58 = 1{,}42.$$

Вычисляем приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m\eta = 3{,}42 \cdot 1{,}42 = 4{,}86.$$

При $m_{ef} = 4{,}86$ и $\bar{\lambda}_x = 2{,}58$ двойной интерполяцией находим коэффициент $\varphi_e = 0{,}205$ [2, табл. Д3].

Проверяем условие устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{1142{,}6}{92{,}18 \cdot 0{,}205 \cdot 32 \cdot 1} = 1{,}89 > 1.$$

Устойчивость не обеспечена, поэтому по ГОСТ 57387—2017 [7] подбираем двутавр 35К1 со следующими геометрическими характеристиками: $A = 139{,}03$ см^2, $W_x = 2302{,}6$ см^3, $W_y = 776{,}3$ см^3, $i_x = 14{,}99$ см, $i_y = 8{,}71$ см, $h = 342$ мм, $b = 3480$ мм, $t_f = 19$ мм, $t_w = 14$ мм (табл. В4).

Вычисляем гибкости колонны в плоскости и из плоскости действия момента:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{710}{14{,}99} = 47{,}4 \text{ и } \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{497}{8{,}71} = 57{,}1.$$

Затем находим условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 47{,}4\sqrt{\frac{320}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 1{,}87 \text{ и } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 57{,}1\sqrt{\frac{320}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 2{,}25.$$

Находим относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{MA}{NW_x} = \frac{36750\,\text{кН} \cdot \text{см} \cdot 139{,}03\,\text{см}^2}{1142{,}6\,\text{кН} \cdot 2302{,}6\,\text{см}^3} = 1{,}94.$$

При $\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b}{t_w h_w} = \frac{19 \cdot 348}{14 \cdot (342 - 2 \cdot 19)} = 1{,}55 > 1$ находим коэффициент влияния формы сечения [2, табл. Д2, п. 5]:

$$\eta = (1{,}90 - 0{,}1m) - 0{,}02(6 - m)\bar{\lambda} =$$

$$= (1{,}90 - 0{,}1 \cdot 1{,}94) - 0{,}02(6 - 1{,}94) \cdot 1{,}87 = 1{,}55.$$

Вычисляем приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m\eta = 1{,}87 \cdot 1{,}55 = 2{,}90.$$

При $m_{ef} = 2{,}90$ и $\bar{\lambda}_x = 1{,}87$ двойной интерполяцией находим коэффициент $\varphi_e = 0{,}331$ [2, табл. Д3].

Проверяем условие устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{1142{,}6}{139{,}03 \cdot 0{,}331 \cdot 32 \cdot 1} = 0{,}775 < 1.$$

Устойчивость в плоскости действия момента обеспечена.

Условие устойчивости из плоскости действия момента:

$$\frac{N}{A\ cR_y\gamma_c} \le 1.$$

При $\bar{\lambda}_y = 2{,}25$ находим коэффициент продольного изгиба как при центральном сжатии $\varphi = 0{,}785$ [2, табл. 7 и Д1].

При расчете на устойчивость из плоскости действия момента согласно СП 16.13330.2017 за расчетный момент M_x принимаем максимальный

момент в пределах средней трети длины стержня [2, п. 9.2.6], то есть $M_x = 2 \cdot 367{,}5/3 = 245{,}0$ кНм (см. рис. 4.9), и тогда относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{MA}{NW_x} = \frac{24500\,\text{кН}\cdot\text{см}\cdot 139{,}03\,\text{см}^2}{1142{,}6\,\text{кН}\cdot 2302{,}6\,\text{см}^3} = 1{,}29.$$

Согласно указаниям СП 16.13330.2017 при $m = 1{,}29$ вычисляем коэффициент c [2, п. 9.2.5]:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}.$$

Здесь $m_x = m = 1{,}29$; по табл. 21 находим $\beta = 1$ и

$$\alpha = 0{,}65 + 0{,}05\, m_x = 0{,}05 \cdot 1{,}29 = 0{,}715.$$

Тогда:

$$c = \frac{1}{1 + 0{,}715 \cdot 1{,}29} = 0{,}520.$$

Проверяем условие устойчивости из плоскости действия момента:

$$\frac{1142{,}6}{139{,}03 \cdot 0{,}875 \cdot 0{,}520 \cdot 32 \cdot 1} = 0{,}564 < 1.$$

Устойчивость из плоскости действия момента обеспечена.

Так как действие динамических нагрузок в данном примере не учитываем, нормативное сопротивление стали $R_{yn} < 440$ Н/мм^2 и $\frac{N}{A_n} > 0{,}1R_y$ то согласно [2, п. 9.1.1] прочность проверяем по условию:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_x R_y \gamma_c} \le 1.$$

При $\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b}{t_w h_w} = \frac{19 \cdot 348}{14 \cdot (342 - 2 \cdot 19)} = 1{,}55 > 1$ находим $n = 1{,}5$ и $c_x = 1{,}054$ [2, табл. Е1].

Проверяем условие прочности:

$$\left(\frac{1142{,}6}{139{,}03 \cdot 32 \cdot 1}\right)^{1{,}5} + \frac{36750}{1{,}054 \cdot 2302{,}6 \cdot 32 \cdot 1} = 0{,}130 + 0{,}473 = 0{,}603 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Примечание. Так как в данном случае $m_{ef} = 2{,}90 < 20$, ослабления сечения отсутствуют, то расчет на прочность допускается не производить [2, п. 9.1.2].

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{max} \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для основных колонн каркаса: $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N}{AR_{y\ \ e}\gamma_c} = \frac{1142{,}6}{139{,}03 \cdot 32 \cdot 0{,}331 \cdot 1} = 0{,}776.$$

Тогда $\lambda_u = 180 — 60 \cdot 0{,}776 = 133$ и $\lambda_{max} = \lambda_u = 57{,}1 < 133$.

Фактическая гибкость колонны не превышает предельно допустимой для основной колонны каркаса.

Окончательно принимаем сечение колонны в виде двутавра 35К1 по по ГОСТ 57387—2017.

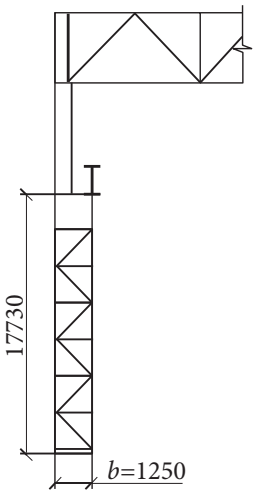


Рис. 4.5.7. Поперечная рама одноэтажного промышленного здания

Пример 4.5.4

Подобрать и проверить сквозное сечение нижней части крайней колонны одноэтажного промышленного здания (рис. 4.5.7). Материал колонны — сталь С345, расчетные длины нижней части колонны в плоскости рамы и из плоскости рамы соответственно $l_{x,\,ef} = 30{,}52$ м и $l_{y,\,ef} = 17{,}33$ м. Сочетание усилий, догружающее подкрановую ветвь, — $N_1 = 3216{,}8$ кН, $M_1 = 1447{,}8$ кНм; догружающее наружную ветвь — $N_2 = 3216{,}8$ кН, $M_2 = -898{,}7$ кНм; максимальная поперечная сила $Q_{\max} = 128{,}1$ кН; ширина сечения $b = 1250$ мм.

Решение

Определим усилия в ветвях колонны. Усилие в подкрановой ветви:

$$N_{\text{пв}} = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{b} = \frac{3216{,}8}{2} + \frac{1447{,}8}{1{,}5} = 1608{,}4 + 965{,}2 = 2573{,}6 \text{ кН};$$

усилие в наружной ветви:

$$N_{\text{нв}} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{b} = \frac{3216{,}8}{2} + \frac{898{,}7}{1{,}5} = 1608{,}4 + 599{,}1 = 2207{,}5 \text{ кН}.$$

Сечения ветвей подбираем, предполагая, что ветви работают как центрально-сжатые элементы. Тогда из условия устойчивости находится требуемая площадь сечений подкрановой и наружной ветвей соответственно [2, п. 7.1.3]:

$$A_{\text{пв}} = \frac{N_{\text{пв}}}{R_y \gamma_c \varphi} \text{ и } A_{\text{нв}} = \frac{N_{\text{нв}}}{R_y \gamma_c \varphi},$$

где $\gamma_c = 1{,}05$ коэффициент условий работы [2 табл. 1, п. 3]; $R_y = 320$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С345, принимаемое в предположении, что толщина проката не более 20 мм [2, табл. В4]; коэффициент продольного изгиба предварительно принимаем $\varphi = 0{,}8$:

$$A_{\text{пв}} = \frac{N_{\text{пв}}}{R_y \gamma_c \varphi} = \frac{2573{,}6 \cdot 10^3}{320 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0{,}8} = 100{,}5 \text{ м}^2 \cdot 10^{-4} = 100{,}5 \text{ см}^2;$$

$$A_{\text{нв}} = \frac{N_{\text{нв}}}{R_y \gamma_c \varphi} = \frac{2207{,}5 \cdot 10^3}{320 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0{,}8} \; 86{,}2 \text{ м}^2 \cdot 10^{-4} = 86{,}2 \text{ см}^2.$$

Разница в требуемых площадях составляет:

$$\frac{100{,}5 - 86{,}2}{100{,}5} \cdot 100\% = 14\% < 20\%,$$

поэтому принимаем сечения ветвей одинаковыми. По ГОСТ 57387—2017 [7] подбираем двутавр 50Б2 со следующими геометрическими характеристиками: $A = 101{,}27$ см^2, $I_x = 41872$ см^4, $I_y = 1844{,}4$ см^4, $b_f = 199$ мм, $i_x = 20{,}33$ см, $i_y = 4{,}27$ см.

Определяем фактическое положение центра тяжести сечения нижней части колонны (рис. 4.5.8):

$$b_0 = b - 0{,}5b_f = 1500 - 0{,}5 \cdot 199 = 1400 \text{ мм};$$

$$y_1 = y_2 = \frac{b_0}{2} = \frac{1400}{2} = 700 \text{ мм}.$$

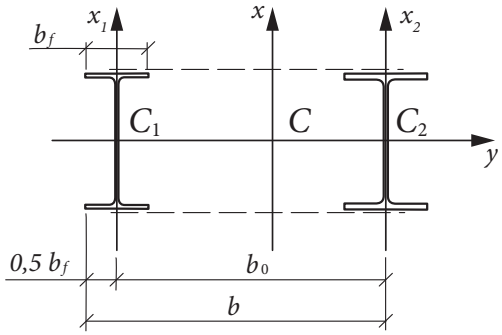


Рис. 4.5.8. Схема к определению положения центра тяжести

Усилие в подкрановой ветви:

$$N_{\text{пв}} = \frac{N_1 y_1}{b_0} + \frac{M_1}{b_0} = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{b_0} =$$

$$= \frac{3216{,}8}{2} + \frac{1447{,}8}{1{,}4} = 1608{,}4 + 1034{,}1 = 2642{,}5 \text{ кН},$$

усилие в наружной ветви:

$$N_{\text{пв}} = \frac{N_2 y_2}{b_0} + \frac{M_2}{b_0} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{b_0} = \frac{3216{,}8}{2} + \frac{898{,}7}{1{,}4} = 1608{,}4 + 641{,}9 = 2250{,}3 \text{ кН}.$$

Выполним компоновку соединительных элементов в виде решетки из уголков (рис. 4.5.9). Принимаем высоту траверсы из диапазона (0,6—0,8) $b = 900$—1200 мм $h_{\text{ТР}} = 1000$ мм, тогда решетка располагается на длине $17330 - 1000 - 130 = 16200$ мм.

$$l = \frac{16200}{12} = 1350 \text{ мм};$$

отсюда длина раскоса:

$$l_{\text{р}} = \sqrt{b_0^2 + l^2} = \sqrt{1400^2 + 1350^2} = 1944 \text{ мм};$$

и угол наклона раскоса:

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{l}{b_0} = \operatorname{arctg} \frac{1350}{1400} = 44{,}0°.$$

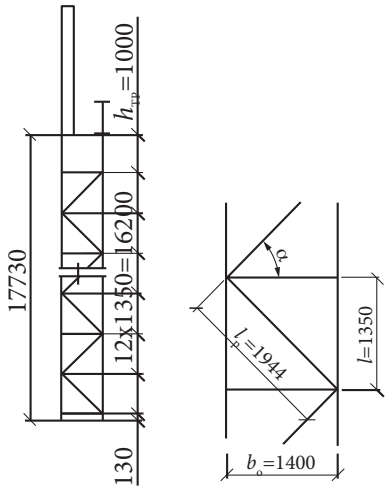


Рис. 4.5.9. Схема решетки

Находим усилие в раскосе:

$$N_p = \frac{Q}{2\cos\alpha} = \frac{128{,}1}{2\cos 44°} = 89 \text{ кН}.$$

Принимаем $Q = Q_{max} = 128{,}1$ кН.

Площадь сечения раскоса подбираем из одиночного уголка по формуле:

$$A_p = \frac{N_p}{R_y \gamma_c \varphi},$$

где предварительно принимаем $\varphi = 0{,}4$; $\gamma_c = 0{,}75$ как для уголка, прикрепляемого одной полкой [2, табл. 1, п. 8];

$$A_p = \frac{89{,}0 \cdot 10^3}{320 \cdot 10^6 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}4} = 9{,}28 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 9{,}28 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509—93 подбираем уголок ⌞90 × 6 с $A = 10{,}61$ см^2 и $i_{\min} = 1{,}79$ см. Определяем фактическую гибкость раскоса:

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{194,4}{1,79} = 109, \text{ тогда } \bar{\lambda} = \lambda_p \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 109\sqrt{\frac{320}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,28.$$

Для типа сечения *с* находим коэффициент $\varphi = 0,365$ [2, табл. 7 и Д1].

Проверяем сечение раскоса по условию устойчивости:

$$\frac{N_p}{R_y \gamma_c \ A_p} = \frac{89}{32 \cdot 0,75 \cdot 0,365 \cdot 10,61} = 0,958 < 1.$$

Устойчивость раскоса решетки обеспечена.

Для элементов решетки колонн фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_p \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для элемента решетки колонны: $\lambda_u = 210 — 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N_p}{R_y \gamma_c \ A_p} = \frac{89}{32 \cdot 0,75 \cdot 0,365 \cdot 10,61} = 0,958.$$

Тогда: $\lambda_u = 210 — 60 \cdot 0,958 = 153$ и $\lambda_p = 109 < 153$.

Окончательно принимаем решетку нижней части колонны из уголков 90 × 6 по ГОСТ 8509—93.

Так как ветви подобраны одинакового сечения, то достаточно проверить более нагруженную ветвь.

Для отдельной ветви расчетная длина в плоскости равна расстоянию между узлами решетки, то есть $l_{в,x} = l$, а расчетная длина из плоскости для ветви совпадает с расчетной длиной нижней части колонны $l_{в,y} = l_{y,ef}$.

Находим гибкости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{135,0}{4,27} = 31,6 \text{ и } \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{1733}{20,33} = 85,2;$$

затем находим условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 31,6\sqrt{\frac{320}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,25 \text{ и } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 85,2\sqrt{\frac{320}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,36.$$

При $\bar{\lambda}_x = 1,25$ находим $\varphi = 0,922$ [2, табл. 7 и Д1] и проверяем условие устойчивости в плоскости рамы:

$$\frac{N_{пв}}{A_{пв} \varphi R_y \gamma_c} = \frac{2642,5 \cdot 10^3}{101,27 \cdot 10^{-4} \cdot 0,922 \cdot 320 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,884 < 1,$$

устойчивость подкрановой ветви в плоскости рамы обеспечена.

При $\bar{\lambda}_y = 3,36$ находим $\varphi = 0,568$ [2, табл. 7 и Д1] и проверяем условие устойчивости из плоскости рамы:

$$\frac{N_{пв}}{A_{пв} \varphi R_y \gamma_c} = \frac{2642,5 \cdot 10^3}{101,27 \cdot 10^{-4} \cdot 0,568 \cdot 320 \cdot 10^6 \cdot 1} = 1,44 > 1,$$

устойчивость подкрановой ветви из плоскости рамы не обеспечена.

Для уменьшения расчетной длины ветви и колонны в целом из плоскости рамы ставим распорки по ряду колонн по середине высоты нижней части колонны, тогда $l_{в,\,y} = l_{y,\,ef} = 20,33/2 = 8,665$ м;

$$\lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{8,665}{20,33} = 42,6 \text{ и } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 42,6\sqrt{\frac{320}{2,06\cdot 10^5}} = 1,68.$$

При $\bar{\lambda}_y = 1,68$ находим $\varphi = 0,875$ [2, табл. 7 и Д1] и проверяем условие устойчивости из плоскости рамы:

$$\frac{N_{пв}}{A_{пв}\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2642,5\cdot 10^3}{101,27\cdot 10^{-4}\cdot 0,875\cdot 320\cdot 10^6\cdot 1} = 0,932 < 1,$$

устойчивость подкрановой ветви из плоскости рамы обеспечена.

Вычисляем для сквозного сечения момент инерции относительно свободной оси *x*:

$$I_x = 2\left(I_{x1} + A_в y_1^2\right) = 2\left(1844,4 + 101,27\cdot 70^2\right) = 996134,8 \text{ см}^4;$$

и радиус инерции относительно свободной оси *x*:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{996134,8}{202,54}} = 70,13 \text{ см}.$$

Находим гибкость сквозного сечения относительно свободной оси без учета податливости решетки

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{3052}{70,13} = 43,52.$$

Определяем приведенную гибкость сквозного сечения:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha\frac{A}{A_d}} = \sqrt{43,52^2 + 27,76\frac{202,54}{10,61}} = 49,23,$$

здесь коэффициент α, учитывающий геометрию решетки [2, табл. 8, п. 1], вычисляется по формуле:

$$\alpha = 10\frac{l_p^3}{b_0^2 l} = 10\frac{1944^3}{1400^2\cdot 1350} = 27,76.$$

Находим условную приведенную гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 49,31\sqrt{\frac{320}{2,06\cdot 10^5}} = 1,94.$$

Так как сечение запроектировано с одинаковыми ветвями и продольная сила в обоих сочетаниях одинакова, то достаточно выполнить проверку общей устойчивости на сочетание N_1, M_1 с наибольшим моментом.

Вычисляем приведенный эксцентриситет:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{M_1 A y_1}{N_1 I_x} = \frac{1447,8\cdot 205,6\cdot 10^{-4}\cdot 0,7}{3216,8\cdot 1011186\cdot 10^{-8}} = 0,64.$$

При $\bar{\lambda}_{ef} = 1,94$ и $m = 0,64$ находим коэффициент $\varphi_e = 0,506$ [2, табл. Д4] и проверяем условие устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{N_1}{A_e R_y \gamma_c} = \frac{1447,8 \cdot 10^3}{205,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,506 \cdot 320 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,435 < 1.$$

Устойчивость сквозного сечения в целом в плоскости действия момента обеспечена.

Устойчивость сквозного сечения в целом из плоскости действия момента обеспечена, так как обеспечена устойчивость отдельных ветвей.

По указаниям СП 16.13330.2017 вычисляем условную поперечную силу Q_{fic} [2, п. 9.3.7 и 7.2.7]:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2300 - \frac{E}{R_y}\right)\frac{N}{\varphi_e} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2300 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{320}\right)\frac{1447,8}{0,506} = 33,9 \quad \text{кН}.$$

$$Q_{fic} = 33,9 \text{ кН} < Q_{\max} = 128,1 \text{ кН},$$

следовательно, выполнять перерасчет решетки не требуется.

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений: $\lambda_{\max} \le \lambda_u$.

Находим значение предельно допускаемой гибкости для основных колонн каркаса $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N_1}{A_e R_y \gamma_c} = \frac{1447,8 \cdot 10^3}{205,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,506 \cdot 320 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,435 < 0,5,$$

следовательно, принимаем $\alpha = 0,5$, тогда:

$$\lambda_u = 180 — 60 \cdot 0,5 = 150 \text{ и } \lambda_{\max} = \lambda_u = 85,4 < 150.$$

Фактическая гибкость колонные не превышает предельно допустимой для основной колонны каркаса.

Контрольные вопросы к разделу 4

1. Какой тип сечения колонны наиболее эффективен и почему?
2. От каких параметров зависит коэффициент устойчивости φ?
3. Какие проверки выполняются при расчете сплошной сжато-изгибаемой колонны?
4. Какие проверки выполняются при расчете сквозной сжато-изгибаемой колонны?
5. Какое усилие воспринимает решетка в сквозных колоннах?
6. Что такое относительный эксцентриситет?
7. В каких направлениях может терять устойчивость колонна?
8. В каких случаях можно не проверять прочность центрально-сжатых колонн?
9. От чего зависит гибкость элемента?
10. Как определяется расчетная длина ветви сквозной колонны в плоскости рам?

Литература к разделу 4

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2016. — 80 с.

2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 140 с.

3. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ // Российская газета, 2009. — № 225.

4. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ, 2015.

5. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 2 Конструкции зданий/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 528 с.

6. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. Металлические конструкции. Общий курс/под общей ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2010. — 668 с.

7. ГОСТ Р 57837—2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия». — М.: Стандартинформ, 2017.

8. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 1 Элементы конструкций/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2001. — 551 с.

9. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 27 с.

5. ФЕРМЫ

5.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ФЕРМ

Ферма — это система стержней, как правило, прямолинейных, соединенных между собой в узлах и образующая геометрически неизменяемую конструкцию. При расчете ферм, как правило, принимают два допущения: все узлы принимаются шарнирными, а нагрузки — сосредоточенными в узлах. В этом случае все стержни фермы испытывают только осевые усилия, то есть центрально сжаты или центрально растянуты.

Фермы бывают плоскими (все элементы расположены в одной плоскости) и пространственными. Плоские фермы воспринимают нагрузку только в своей плоскости, поэтому необходимо их закрепление из плоскости с помощью дополнительных элементов — связей. Пространственные фермы образуют жесткую пространственную систему и могут воспринимать нагрузки, действующие в любых направлениях.

Плоские фермы состоят из поясов и решетки. Решётка соединяет пояса и состоит из раскосов и стоек (рис. 5.1.1).

Виды ферм по очертанию поясов показаны на рис. 5.1.2.

Сегментные фермы близки по очертанию к эпюре изгибающих моментов и оказываются наиболее выгодными по расходу стали, но сложны

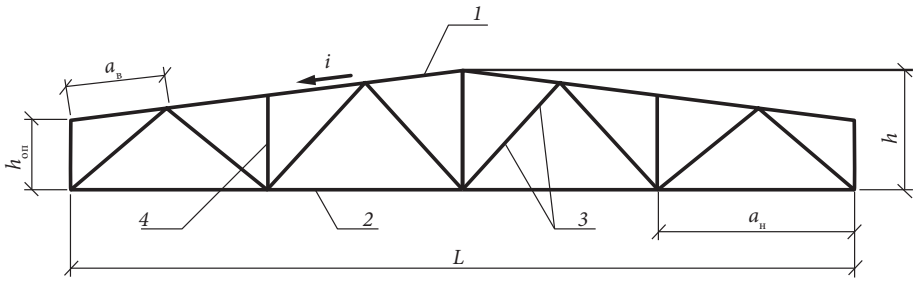


Рис. 5.1.1. Основные конструктивные элементы фермы покрытия: 1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — раскосы; 4 — стойка; i — уклон фермы; L — пролет фермы; $a_н$ — ширина панели нижнего пояса; $a_в$ — ширина панели верхнего пояса; $h_{оп}$ — высота фермы на опоре; h — высота фермы

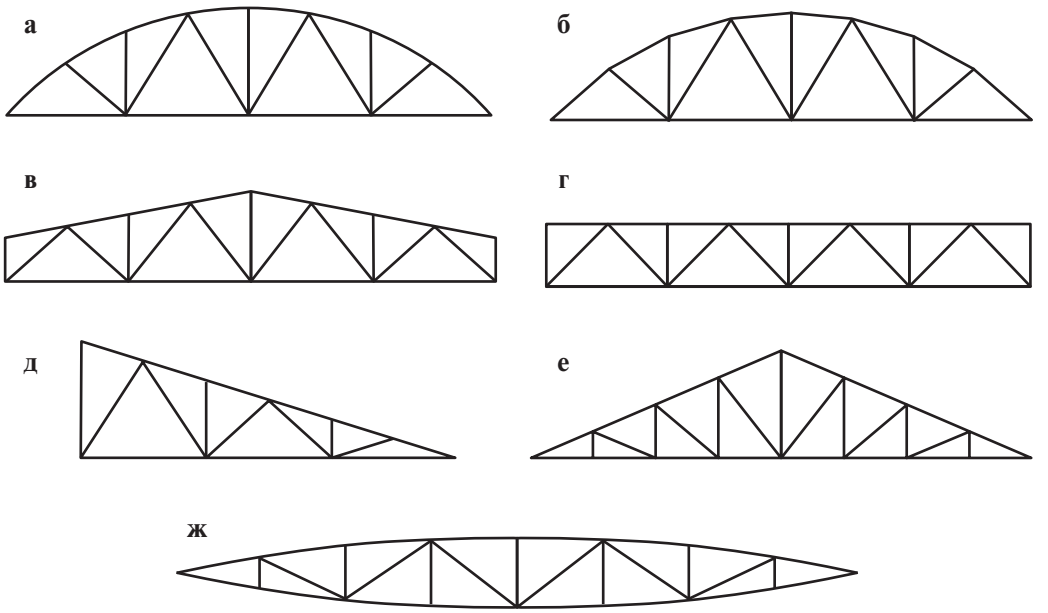


Рис. 5.1.2. Виды ферм по очертанию поясов:
а) сегментная; *б*) полигональная; *в*) трапецеидальная (трапециевидная); *г*) с параллельными поясами; *д*, *е*) треугольная;
ж) линзовидная ферма (ферма-рыбка)

в изготовлении. Полигональные фермы по расходу стали сравнимы с сегментными, а в изготовлении проще. Сегментные и полигональные фермы применяются в большепролётных покрытиях и мостах. Трапециевидные фермы применяются в покрытиях с рулонной кровлей (уклоном кровли не более 1: 8). Фермы с параллельными поясами наиболее удобны для унификации и широко применяются в покрытиях производственных зданий. Треугольные фермы имеют большой уклон и применяются при устройстве кровли из штучных материалов.

Решётка ферм воспринимает поперечную силу и существенно влияет на расход стали и трудоёмкость изготовления фермы. От выбранной решётки зависит расположение узлов фермы, к которым может прикладываться нагрузка. Наиболее часто применяемые типы решетки показаны на рис. 5.1.3. Кроме типов решетки, представленных на рис. 5.1.3, применяются и другие типы решетки — перекрестная, ромбическая, полураскосная.

В фермах с треугольной решеткой количество узлов и суммарная длина элементов получаются наименьшими. Дополнительные стойки в фермах с треугольной решеткой устанавливаются, как правило, в местах приложения сосредоточенных нагрузок, а также служат для уменьшения расчетной длины элементов поясов в плоскости фермы. В случае частого расположения сосредоточенных сил по верхнему поясу ферм применяют шпренгельную решетку, которая более трудоемка в изготовлении, чем треугольная, но за счет уменьшения расчетной длины пояса может обеспечить экономию материала. В фермах с раскосной решеткой во всех раскосах возникают усилия одного

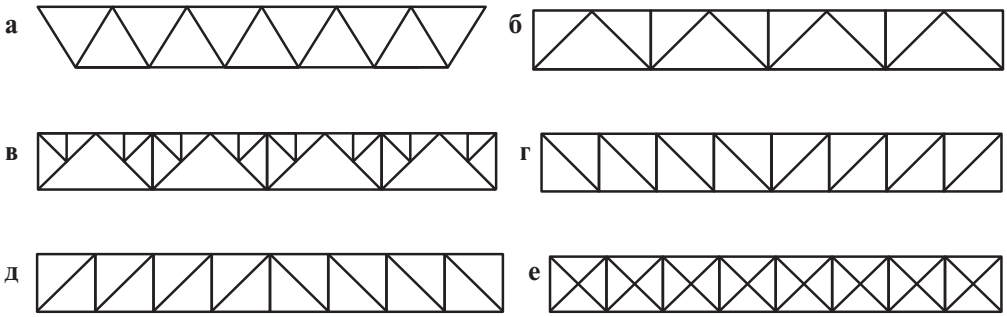


Рис. 5.1.3. Виды ферм по типу решетки: *а*) треугольная; *б*) треугольная с дополнительными стойками; *в*) шпренгельная; *г*) раскосная с нисходящими раскосами; *д*) раскосная с восходящими раскосами; *е*) крестовая

знака, например в фермах с параллельными поясами — в восходящих раскосах действуют сжимающие усилия, а в нисходящих раскосах — растягивающие.

В фермах, воспринимающих переменные по направлению нагрузки (например, ветровые связевые фермы), целесообразна крестовая решетка. Ромбическая и полураскосная решетки в основном применяют в башнях, мачтах, мостах для уменьшения расчетных длин стержней. Кроме того, эти решетки за счет двойной системы раскосов обладают повышенной жесткостью и рациональны при работе конструкций на значительные поперечные силы.

Опирание ферм, как правило, принимают шарнирным по крайним узлам, иногда применяют фермы с консольными вылетами (рис. 5.1.4). Жесткое соединение ферм с колоннами применяется редко, например, в одноэтажных промышленных зданиях большой высоты при больших горизонтальных нагрузках.

Фермы можно рассматривать как балки сквозного сечения, в которых пояса в основном воспринимают изгибающий момент, а элементы решетки — поперечную силу.

По расходу металла фермы экономичнее балок, однако из-за большого количества стержней и узлов, более трудоемки в изготовлении. Фермы становятся экономически выгоднее балок при пролетах от 15 м и выше.

Сечение элементов ферм может быть запроектировано из парных прокатных уголков, круглых труб, квадратных и прямоугольных гнутосварных замкнутых

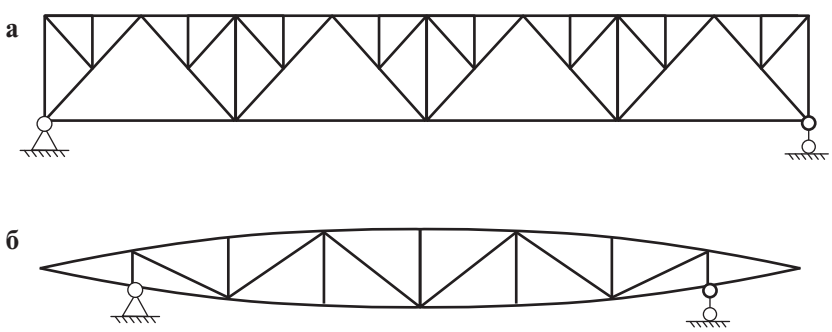


Рис. 5.1.4. Опирание ферм*: а*) типовое; *б*) с консольными вылетами

профилей (квадратных и прямоугольных труб), двутавров или тавров. В покрытиях промышленных зданий наибольшее распространение получили фермы из уголков, а в покрытиях зданий спортивных, торговых и складских комплексов чаще применяются фермы из гнутосварных замкнутых профилей.

Соединение элементов ферм чаще всего выполняется сварным, реже применяют болтовые или клепаные соединения.

Часто при расчете ферм принимают два допущения: все узлы принимаются шарнирными, а нагрузки — сосредоточенными в узлах. В этом случае все стержни фермы испытывают только осевые усилия, то есть центрально сжаты или центрально растянуты. В фермах из прокатных уголков с кровлей по прогонам или из сборных ребристых железобетонных плит узловое загружение обеспечено опиранием прогонов или рёбер плит в узлы.

В беспрогонных кровлях из профилированного настила нагрузка на ферму распределена по верхнему поясу, что приводит к возникновению изгибающих моментов в поясе. Также изгибающие моменты в элементах ферм могут возникать при расцентровке узлов ферм, когда оси элементов не сходятся в узле в одной точке. В этих случаях узлы ферм считаются жёсткими и расчет элементов ферм выполняют с учетом изгибающих моментов.

5.2. ШПРЕНГЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Шпренгельными называются стержневые системы, которые состоят из основных элементов, способных работать самостоятельно, и дополнительных, которые предназначены для уменьшения изгибающих моментов в основных элементах, для повышения жесткости конструкции в целом (уменьшения прогиба) или для усиления ферм и балок. Дополнительные элементы еще называют шпренгелем. Шпренгельные конструкции являются статически неопределимыми.

В промышленных зданиях небольших пролетов (12—24 м) применяют шпренгельные балки покрытия с малым уклоном (2–3%) или уклонные (>12%). Обыкновенные балки сплошного сечения при таких пролетах в основном подбирают из требования жесткости, то есть ограничения прогиба, и при этом они часто имеют довольно большой запас по прочности, что приводит к не рациональному использованию материал. Более эффективным решением в таких случаях являются балки относительно небольшого сечения из прокатных двутавров высотой 200—350 мм, жесткость которых обеспечивается дополнительными элементами (рис. 5.2.1) из парных уголков или гнутосварных замкнутых квадратных профилей.

Конфигурация решетки шпренгеля может быть двух типов — с раскосами (рис. 5.2.1 *а*) или со стойками (рис. 5.2.1 *б*). В уклонных балках со шпренгелем коньковый узел может проектироваться как шарнирным (рис. 5.2. 1 *г*), так и жестким (рис. 5.2.1 *в*). В таких шпренгельных балках верхний пояс (балка) оказывается сжато-изгибаемым, нижний пояс — растянутым, а раскосы или стойки — центрально сжатыми.

В промышленных зданиях при шаге ферм 12 м применяют шпренгельные прогоны (рис. 5.2.2, 5.5.2.3), состоящие из самого прогона, который

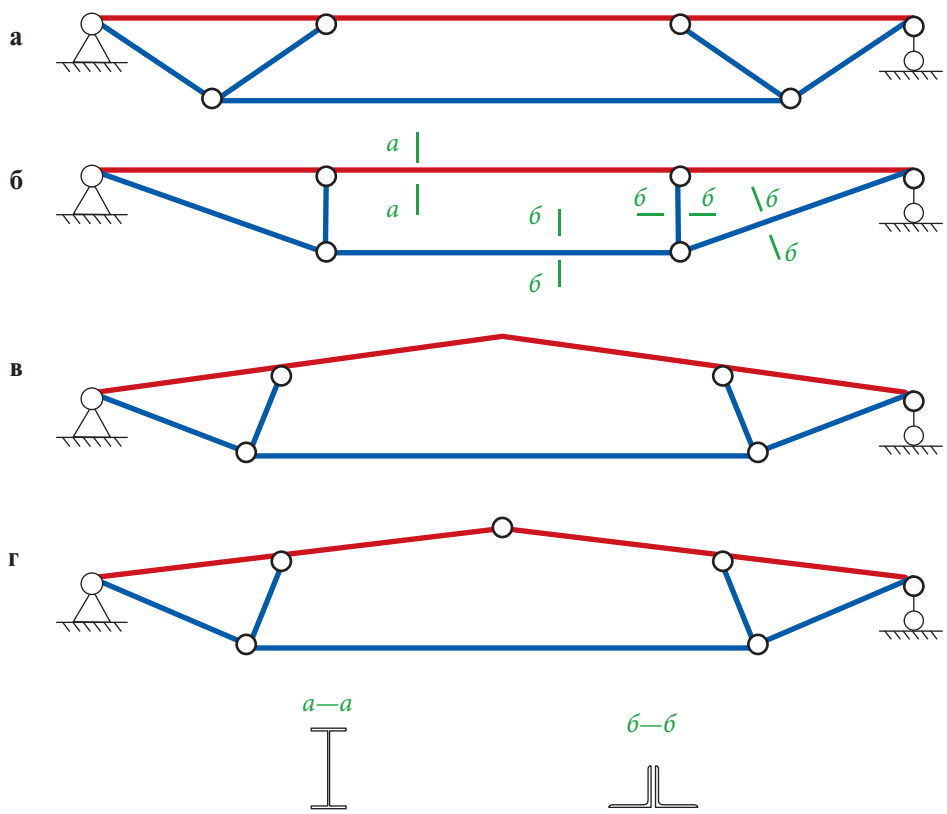


Рис. 5.2.1. Схемы шпренгельных балок:
а, *б*) малоуклонная; *в*) уклонная; *г*) типовые сечения элементов; *д*) сечения элементов



Рис. 5.2.2. Шпренгельные прогоны покрытия

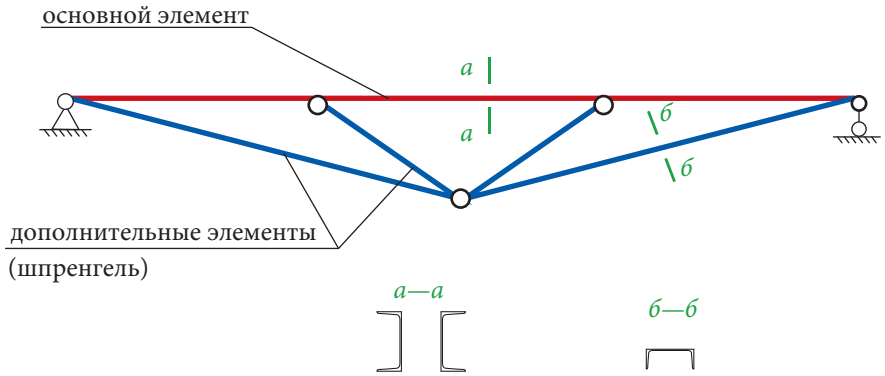


Рис. 5.2.3. Расчетная схема шпренгельного прогона

как правило выполняется из парных прокатных швеллеров, и элементов шпренгеля из швеллера.

В шпренгельных прогонах верхний пояс (прогон) также рассчитывается как сжато-изгибаемый, а раскосы — как центрально сжатые или растянутые.

Шпренгельные элементы широко используются в фермах покрытия и мостов для снижения усилий в поясах ферм или для снижения массы проезжей части моста за счет снижения длины панели фермы.

Усилия в поясах ферм зависят от высоты фермы. Чем больше высота фермы, тем меньше усилия в поясах. При этом угол наклона раскосов решетки для их эффективной работы должен быть примерно $\alpha = 45°$, поэтому увеличение высоты фермы h приводит к увеличению длины панели d (рис. 5.2.4).

В мостовых фермах увеличение длины панели фермы приводит к росту массы проезжей части моста (вспомогательных и продольных балок), ведёт к увеличению расчетных длин пояса фермы, и в итоге экономии металла за счет увеличения высоты фермы не достигается.

Увеличить высоту фермы можно включив в каждую панель стержневую конструкцию — шпренгель (рис. 5.2.5).

Эти дополнительные стержни образуют мини ферму, которая воспринимает и передает на узлы основной фермы вертикальную нагрузку, действующую в пределах своего пролета, равного ширине панели основной фермы. Стержни 1 необходимы для обеспечения геометрической неизменяемости конструкции, в передаче нагрузок они не участвуют — усилия в них равны нулю.

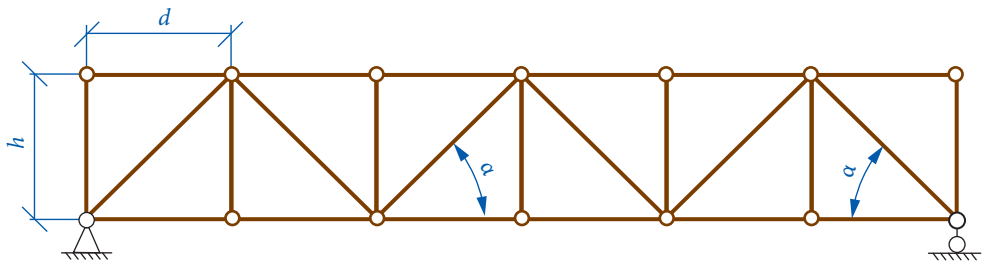


Рис. 5.2.4. Исходная ферма

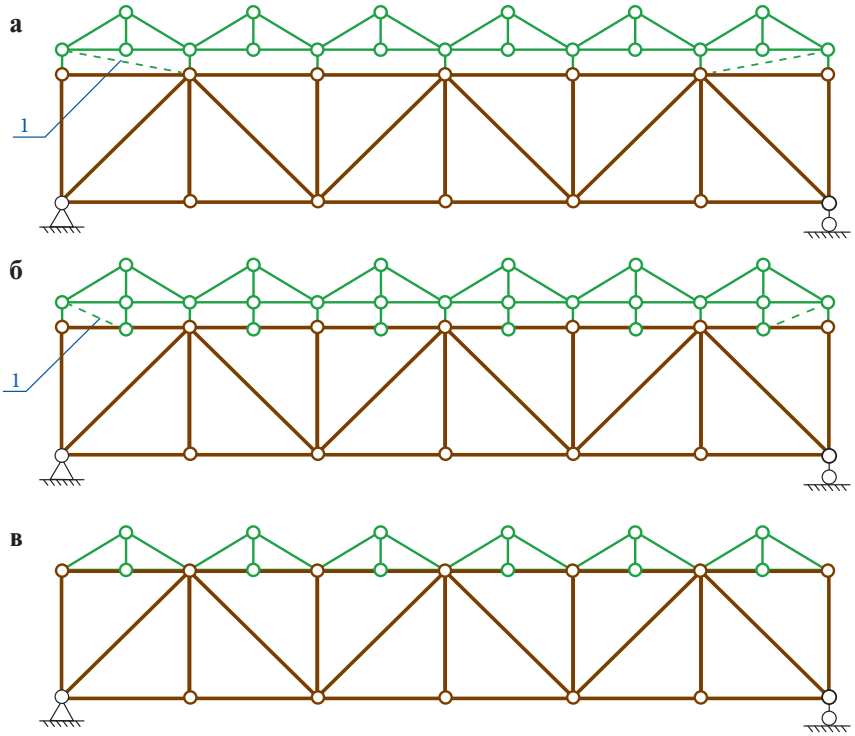


Рис. 5.2.5. Фермы со шпренгелями вне габаритов фермы:
а) введение шпренгеля для уменьшения длины панели; *б*) соединение среднего узла шпренгеля с поясом; *в*) объединение пояса шпренгеля с поясом фермы

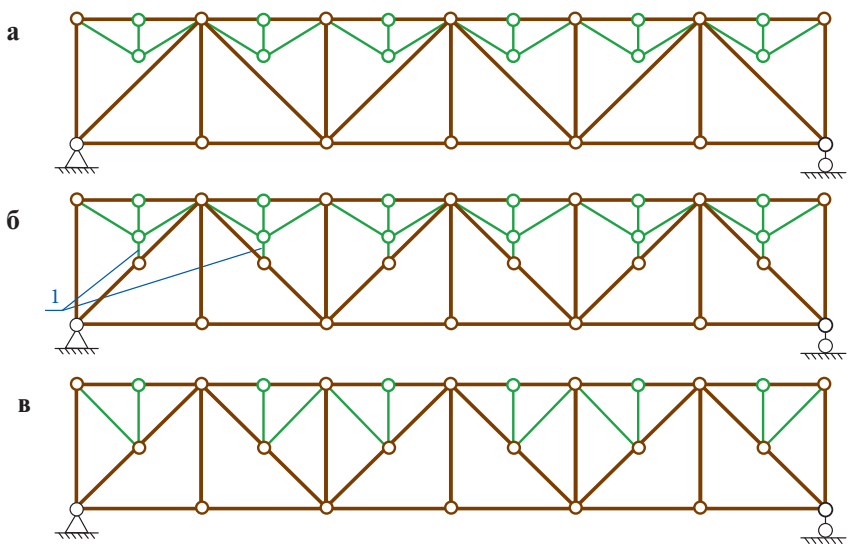


Рис. 5.2.6. Фермы со шпренгелями внутри фермы:
а) ферма имеет общий пояс со шпренгелем; *б*) объединение узла шпренгеля с раскосом подвеской; *в*) совмещение раскоса фермы с раскосом шпренгеля

Конструкцию шпренгеля можно изменить, связав нижний дополнительный узел шпренгеля с верхним поясом фермы (рис. 5.2.53 *б*). Такая ферма будет работать точно так же, как и ферма со шпренгелем (рис. 5.2.5 *а*). Длину вертикальных элементов, связывающих шпренгель, и верхний пояс фермы можно уменьшить до нуля, при этом нижний пояс шпренгеля окажется совмещенным с верхним поясом фермы (рис. 5.2.5 *в*).

Такие решения шпренгелей применяют в фермах мостов, что позволяет избежать увеличения веса проезжей части моста при росте длины панели пояса ферм. В покрытиях размещение шпренгеля вне габаритов фермы ведёт к увеличение её высоты и росту неиспользуемого объема зданий, что нерационально, поэтому шпренгель можно разместить «внутри» фермы (рис. 5.2.6).

Шпренгель можно связать с раскосами фермы подвесками 1 (рис. 5.2.6 *б*). Характер работы такой фермы аналогичен фермам, описанным выше. Усилия в подвесках оказываются равны нулю, поэтому их длину можно уменьшить до предела, то есть фактически совместить узел шпренгеля и узел в середине раскоса (рис. 5.2.6 *в*). Полученная таким способом ферма называется шпренгельной фермой или фермой со шпренгельной решеткой.

Фермы со шпренгелями, в отличие от шпренгельных прогонов и балок, как правило, являются статически определимыми системами.

5.3. РАСЧЁТ ФЕРМЫ

Расчет фермы состоит из двух этапов: статический расчет для определения усилий в стержнях фермы от внешних нагрузок и конструктивный расчет для подбора и проверки поперечных сечений элементов. При выполнении статического расчета составляется расчетная схема фермы, выполняется сбор нагрузок и вычисляются перемещения и внутренние усилия в стержнях. При проведении конструктивного расчёта определяются расчётные длины стержней, подбираются, унифицируются и проверяются поперечные сечения элементов, рассчитываются узлы фермы.

5.3.1. Составление расчетной схемы фермы

В случае прогонной кровли или покрытия из сборных ребристых железобетонных плит нагрузка на ферму передается сосредоточенными силами в узлы. В большинстве случаев узлы ферм выполняются сварными, и фактически такие узлы шарнирными не являются, но при действии узловой нагрузки фактическая жесткость узлов незначительно влияет на усилия в элементах, поэтому в расчетной схеме узлы ферм можно принимать шарнирными.

При беспрогонной кровле, когда профилированный настил опирается непосредственно на верхний пояс фермы, следует нагрузку на ферму прикладывать, как распределённую по верхнему поясу, а узлы фермы в расчетной схеме считать жесткими. Стержни фермы в этом случае рассчитываются с учётом продольных сил и изгибающих моментов.

5.3.2. Определение нагрузки, действующей на ферму

Сбор нагрузок осуществляется в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016 [1] и схемой расположения конструкций.

При определении снеговой нагрузки необходимо учитывать все возможные варианты распределения снега на кровле, в том числе и с загружением фермы снеговой нагрузкой на части пролёта [1]. Каждый вариант может оказаться наиболее невыгодным для определенной группы элементов. Например, в поясах, как правило, максимальные усилия возникают при равномерном распределении нагрузки, а в средних раскосах максимальные усилия могут возникнуть от загружение снегом только одной половины пролета. Таким образом, для обеспечения надежности необходимо выполнить расчет на все возможные варианты приложения снеговых нагрузок.

5.3.3. Определение усилий, возникающих в элементах фермы

Определение внутренних усилий выполняется различными методами строительной механики: методом вырезания узлов, методом сечений (методом Риттера), графическим методом по диаграмме Максвелла-Кремоны, методом

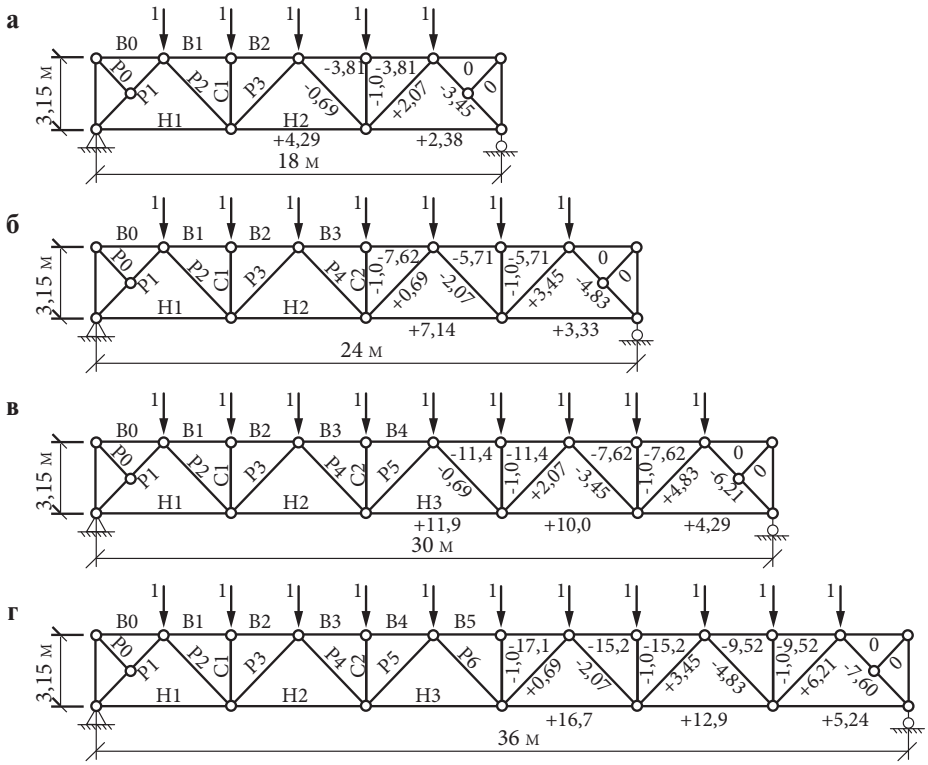


Рис. 5.3.1. Обозначение стержней и усилия *n*1 в стержнях ферм с параллельными поясами от единичной узловой нагрузки (высота всех ферм 3,15 м): *а*) для фермы пролетом 18 м; *б*) для фермы пролетом 24 м; *в*) для фермы пролетом 30 м; *г*) для фермы пролетом 36 м

конечных элементов. Последний метод в настоящее время получил массовое распространения благодаря своей универсальности и удобной реализации в разнообразных расчетных комплексах.

В подавляющем большинстве расчетов для определения внутренних усилий в элементах ферм применяют программные комплексы, а методы строительной механики в настоящее время можно использовать для проверки результатов численного расчета в отдельных элементах ферм. Также для расчета типовых ферм на действие равномерной нагрузки на покрытие можно пользоваться таблицами или схемами единичных усилий (то есть усилий, полученных в элементах от единичной нагрузки). Для примера на рис. 5.3.1 и 5.3.2 приведены усилия в стержнях типовых ферм с параллельными поясами, определенные методом конечных элементов от единичной узловой нагрузки. На этих схемах приведены усилия, возникающие при равномерном распределении нагрузки по кровле. Крайних прогон в зданиях, как правило, опирается не на крайний узел фермы, а на колонну, поэтому допускается в расчетной схеме фермы не прикладывать нагрузки в крайние узлы. Для случаев с неравномерным распределением нагрузок по покрытию данные схемы неприменимы.

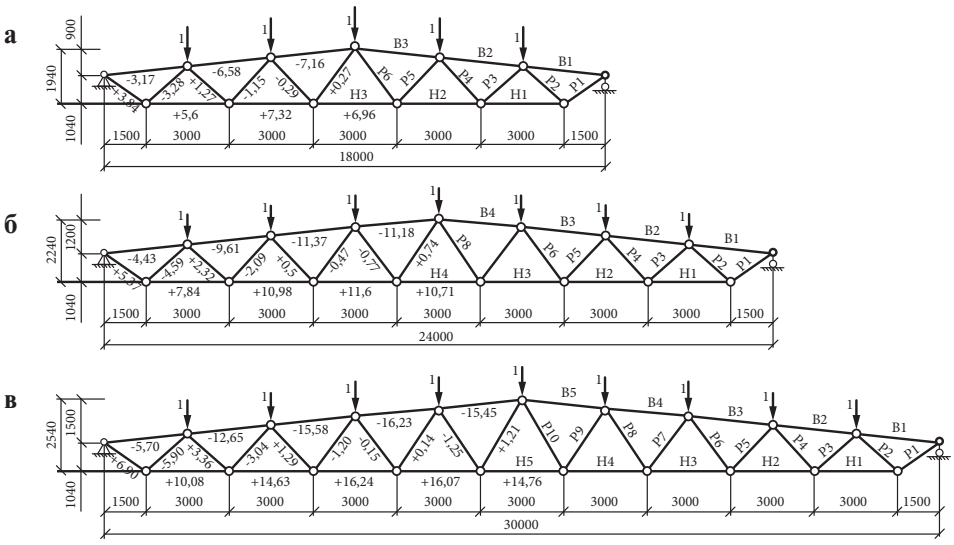


Рис. 5.3.2. Обозначение стержней и усилия $n1$ в стержнях ферм от единичной узловой нагрузки: *а*) для фермы пролетом 18 м; *б*) для фермы пролетом 24 м; *в*) для фермы пролетом 30 м

5.3.4. Подбор сечения элементов фермы

Конструктивный расчет ставит своей целью подобрать и проверить сечение каждого элемента фермы. Подбор сечений стержней фермы выполняется из условия прочности (для растянутых стержней):

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \le 1; \qquad (5.3.1)$$

или из условия устойчивости (для сжатых стержней):

$$\frac{N}{A\varphi R_y \gamma_c} \le 1, \qquad (5.3.2)$$

где N — расчетное усилие в элементе фермы; A — площадь поперечного сечения элемента фермы; R_y — расчетное сопротивление стали по пределу текучести; φ — коэффициент устойчивости при центральном сжатии; γ_c — коэффициент условий работы. Для сталей с нормативным сопротивлением $R_{yn} > 440$ МПа в формуле (5.3.1) вместо R_y используют R_y/γ_u, где $\gamma_u = 1{,}3$ — коэффициент надёжности.

В целях упрощения и повышения технологичности изготовления проводят унификацию сечений элементов фермы. Для ферм из уголков пролетом до 24 м сечение пояса по длине принимают, как правило, одинаковыми, а элементы решетки принимают из 2 или 3 типов уголков. Для ферм из уголков пролетом больше 24 м пояса делают с изменением сечения по длине, применяя два типа сечений на пояс, а элементы решетки принимают из 3 или 4 типов уголков. В фермах из гнуто-сварных замкнутых профилей пояса проектируют постоянного сечения по длине, а элементы решетки принимают из 2 или 3 типов профилей.

Для обеспечения совместности работы двух уголков используют соединительные элементы (см. рис. 5.3.3), которые ставятся через равные расстояния, обычно не менее двух на элемент. Количество соединительных элементов определяется из максимально допустимых расстояний между ними, которые назначают из условия обеспечения устойчивости отдельного уголка на длине между соединительными элементами. В сжатых элементах ферм расстояние между соединительными элементами не должно превышать $40i$, в растянутых — $80i$, где i — минимальный радиус инерции отдельного уголка.

Толщины фасонок и соединительных элементов в фермах из парных уголков принимают, как правило, одинаковыми и назначают исходя из полученных усилий в элементах фермы. Примерные рекомендации для назначения толщины фасонки представлены в табл. 5.3.1.



Рис. 5.3.3. Соединительные элементы в фермах из парных уголков

Таблица 5.3.1.

Рекомендуемые толщины фасонок

Усилие в стержнях решетки, кН	до 250	260—450	460—800	810—1200	1210—1700
Толщина фасонок, мм	8	10	12	14	16

5.3.5. Проверки подобранных сечений

Растянутые элементы фермы проверяются на прочность, а сжатые — на устойчивость. Сжатые элементы фермы могут терять устойчивость в двух плоскостях — относительно оси *x* (в плоскости фермы) и относительно оси *y* (из плоскости фермы), поэтому при расчете различают расчетную длину в плоскости фермы (l_x) и из плоскости фермы (l_y). Указания по определению расчетных длин элементов ферм изложены в СП 16.13330.2017 [2 п. 10.1.1 и табл. 24]. Выдержки из этих указаний представлены в приложении Б.

Расчетные длины элементов поясов фермы из плоскости фермы зависят от расстановки связей по фермам. Основные положения по расстановке связей изложены в разделе 7.

Кроме того, для обеспечения удобства транспортировки, монтажа и эксплуатации ферм покрытия, нормами проектирования ограничиваются гибкости сжатых и растянутых стержней

$$\lambda \le \lambda_u. \qquad (5.3.3)$$

Предельные значения гибкостей для сжатых и растянутых элементов отличаются и назначаются в СП 16.13330.2017 [2, табл. 32 и 33]. Выдержки из этих таблиц представлены в приложении Б.

В последние годы распространение получили так называемые беспрогонные покрытия, в которых профилированный настил укладывается непосредственно по верхним поясам ферм (рис. 5.3.4). В таком случае нагрузка на верхний пояс фермы должна приниматься распределенной, а узлы жёсткими.



Рис. 5.3.4. Беспрогонное покрытия

Для ферм, загруженных распределенной нагрузкой по верхнему поясу, узлы в расчетной схеме следует принимать жесткими, в элементах фермы наряду с продольными силами будут возникать изгибающие моменты. Расчет стержней таких ферм выполняется как для сжато-изгибаемых элементов (см. раздел 4.3).

Кроме расчета самих элементов при проектировании ферм также выполняется расчет узлов соединения элементов ферм и узлов опирания ферм на колонны (см. раздел 6.4).

5.4. ПРИМЕРЫ К РАЗДЕЛУ 5

Пример 5.4.1

Подобрать сечение основных элементов фермы покрытия пролетом 24 м с параллельными поясами (рис. 5.4.1). Шаг ферм 6 м. Ферма изготовлена из стали С255. Постоянная расчетная нагрузка на ферму (включая собственный вес конструкций покрытия) $g = 2$ кПа. Снеговую нагрузку принять для III снегового района.

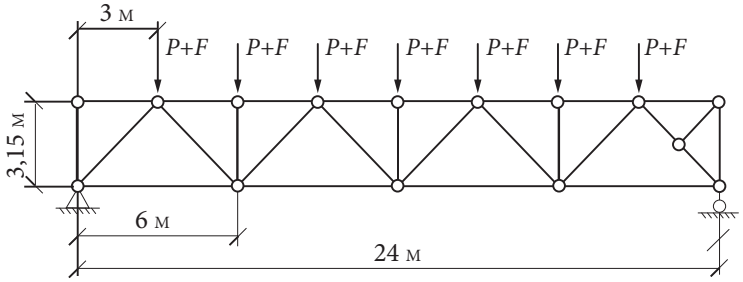


Рис. 5.4.1. Схема фермы

Решение

Определим расчетные нагрузки в узлах фермы:

- постоянная P

$$P = gba = 2 \cdot 6 \cdot 3 = 36 \text{ кН},$$

где $g = 2$ кПа — расчетная постоянная нагрузка на кровлю; $b = 6$ м — шаг ферм покрытия; $a = 3$ м — ширина панели верхнего пояса фермы.

- снеговая F

$$F = Sba = 2{,}10 \cdot 6 \cdot 3 = 37{,}8 \text{ кН},$$

где расчетное значение снеговой нагрузки $S = 2{,}1$ кПа принято из примера 2.2.

Для данной фермы угол наклона верхнего пояса $\alpha = 1$, поэтому согласно п. Б. 1 СП20.13330 достаточно учесть только вариант равномерного распределения снега по кровле. В примере рассмотрено распределение снега на всем пролете в связи с тем, что такое действие снега оказалось более опасным. При расчёте ферм обязательно следует кроме распределения снега на всём пролёте рассматривать действие снеговой нагрузки только на половине или четверти пролёта,

т. к. такое распределение может привести к более неблагоприятным усилиям в некоторых элементах фермы.

Результат определения усилий представлен в табл. 5.4.1.

Таблица 5.4.1.

Усилия в элементах фермы

Элемент фермы	Стержень	Усилие от единичной нагрузки n_1	Усилие от полной нагрузки $N = n_1 (P + F)$, кН	Напряженное состояние
Верхний пояс	В1	–5,71	–421,4	сжатие
	В2	–5,71	–421,4	сжатие
	В3	–7,62	–562,4	сжатие
Нижний пояс	Н1	+3,33	+245,8	растяжение
	Н2	+7,14	+527,0	растяжение
Раскосы	Р1	–4,83	–356,5	сжатие
	Р2	+3,45	+254,6	растяжение
	Р3	–2,07	–152,8	сжатие
	Р4	+0,69	+50,9	растяжение
Стойки	С1	–1	–73,8	сжатие
	С2	–1	–73,8	сжатие
Подкосы	Р0	0	0	—

Проверим правильность определения определения усилий в элементах фермы методом строительной механики. Найдем усилие в элементе Н2 нижнего пояса фермы методом сечений (методом Риттера).

Благодаря симметрии фермы опорные реакции будут равны:

$$V_1 = V_2 = 3{,}5\,(P+F) = 3{,}5 \cdot 73{,}8 = 258{,}3 \text{ кН}.$$

Проведем сечение 1—1 (рис. 5.4.2) и рассмотрим равновесие левой части (рис. 5.4.3).

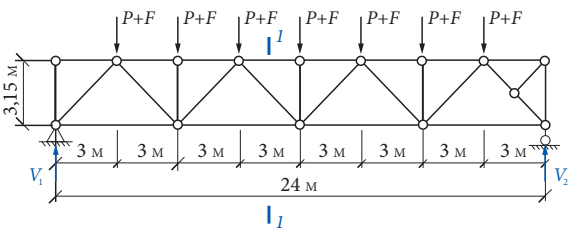


Рис. 5.4.2. Схема расположения сечения

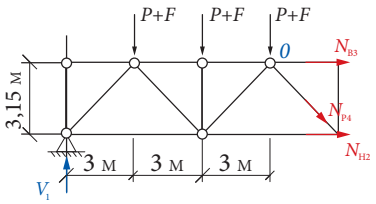


Рис. 5.4.3. Левая часть фермы

Найдем усилие в нижнем поясе, записав уравнение равновесия для левой части:

$$\sum m_O = (P+F)(3+6) - V_1 \cdot 9 + N_{H2} \cdot 3{,}15 = 0;$$

откуда

$$N_{H2} = \frac{V_1 \cdot 9 - (P+F)(3+6)}{3{,}15} = \frac{258{,}3 \cdot 9 - 73{,}8 \cdot 9}{3{,}15} = 527{,}1 \text{ кН} \approx 527{,}0 \text{ кН};$$

следовательно, усилия в ферме найдены верно (небольшое несовпадение при расчете усилий разными методами обычно возникает из-за округлений величин на разных этапах расчета).

Подбор и проверка сечений элементов фермы

Сечение элементов фермы примем из двух равнополочных уголков по ГОСТ 8509—93. Толщину фасонки примем $\delta = 10$ мм.

Подбор сжатых элементов фермы

Элемент верхнего пояса В3, $N = 562{,}4$ кН.

Предварительный подбор сечения выполняем из условия устойчивости [2, п. 7.1.3]:

$$\frac{N}{A\ R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $\gamma_c = 1$ [2, табл. 1, прим. 5] (для сжатых основных элементов решетки коэффициент условий работы $\gamma_c = 0{,}8$ [2, табл. 1, п. 4]); $R_y = 250$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255, принимаемое в предположении, что толщина проката менее 10 мм [2, табл. В5].

Предварительно зададимся гибкостью элемента верхнего пояса $\lambda = 80$, тогда:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \sqrt{\frac{250}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 2{,}79;$$

и для типа сечения *с* находим $\varphi = 0{,}600$ [2, табл. Д1].

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{562{,}4 \cdot 10^3}{250 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0{,}6} = 37{,}5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 37{,}5 \text{ см}^1.$$

По ГОСТ 8509—93 принимаем сечение верхнего пояса 2∟125 × 8 (см. рис. 5.4.4 *а*) с $A = 39{,}38$ см^2, $i_x = 3{,}87$ см, $i_y = 5{,}46$ см.

Расчетная длина элементов верхнего пояса в плоскости фермы будет равна геометрической длине элементов $l_{x,\,ef} = 3$ м, а расчетную длину элементов из плоскости фермы примем равной шагу прогонов $l_{y,\,ef} = 3$ м, принимая, что прогоны

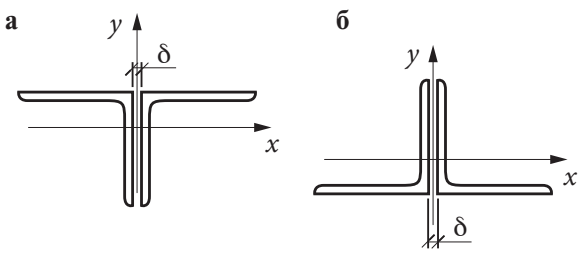


Рис. 5.4.4. Сечение элемента фермы из парных уголков:
а) для верхнего пояса; *б*) для нижнего пояса

крепятся к верхнему поясу фермы на сварке, а также соединяются с ветровыми связями по фермам.

Находим фактические гибкости элемента верхнего пояса:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{300}{3,87} = 77,5,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{300}{5,46} = 54,9.$$

$\lambda_{max} = \lambda_x$, следовательно:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 77,5\sqrt{\frac{250}{2,06\cdot 10^5}} = 2,70,$$

тогда для типа сечения *с* $\varphi = 0,617$ [2, табл. 7 и Д1].

Проверяем условие устойчивости:

$$\frac{562,4\cdot 10^3}{39,38\cdot 10^{-4}\cdot 0,617\cdot 250\cdot 10^6\cdot 1} = 0,926 < 1,$$

устойчивость элемента В3 обеспечена.

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{max} \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для элементов верхних поясов ферм $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N}{AR_y\varphi\gamma_c} = \frac{562,4\cdot 10^3}{39,38\cdot 10^{-4}\cdot 0,617\cdot 250\cdot 10^6\cdot 1} = 0,926.$$

Тогда $\lambda_u = 180 - 0,926 = 24$ и $\lambda_{max} = \lambda_x = 75,5 < 124$.

Фактическая гибкость сжатого элемента верхнего пояса не превышает предельно допустимой.

Примечание: в данном расчете допускается принимать $\alpha = 1$.

Окончательно принимаем сечение верхнего пояса в виде 2∟125 × 8.

Подбор других сжатых элементов выполняется аналогично. При определении гибкости элементов решетки (кроме опорного раскоса) их расчетную длину в плоскости принимают равной геометрической длине, а расчетную длину из плоскости фермы принимают равной 0,8 от геометрической длины, так как в уголковых фермах узлы выполняются на фасонках. Для опорного раскоса расчетную длину в плоскости фермы при наличии подкоса принимают равной 0,4 геометрической длины, а расчетную длину из плоскости принимают равной геометрической. Результаты расчета остальных сжатых элементов, в том числе промежуточные, сведены в табл. 5.4.2.

Подбор растянутых элементов фермы

Элемент нижнего пояса Н2, $N = 527,0$ кН.

Предварительный подбор сечения выполняем из условия прочности [2, п. 7.1.1]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \le 1,$$

где $\gamma_c = 1$ [2, табл. 1, прим. 5]; $R_y = 250$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255, принимаемое в предположении, что толщина проката менее 10 мм [2, табл. В5].

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{527{,}0 \cdot 10^3}{250 \cdot 10^6 \cdot 1} = 21{,}08\ \text{м}^2 \cdot 10^{-4} = 21{,}08\ \text{см}^2.$$

По ГОСТ 8509—93 принимаем сечение нижнего пояса 2∟100 × 7 (см. рис. 5.18 *б*) с $A = 27{,}5$ см^2, $i_x = 3{,}08$ см, $i_y = 4{,}45$ см.

Проверяем условие прочности:

$$\frac{527{,}0 \cdot 10^3}{27{,}5 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}767 < 1,$$

прочность элемента Н2 обеспечена.

Расчетная длина элементов нижнего пояса в плоскости фермы будет равна геометрической длине элементов $l_{x,\,ef} = 6$ м, а расчетную длину элементов из плоскости фермы примем равной расстоянию между точками крепления связей по нижним поясам ферм $l_{x,\,ef} = 12$ м (см. рис. 5.4.5).

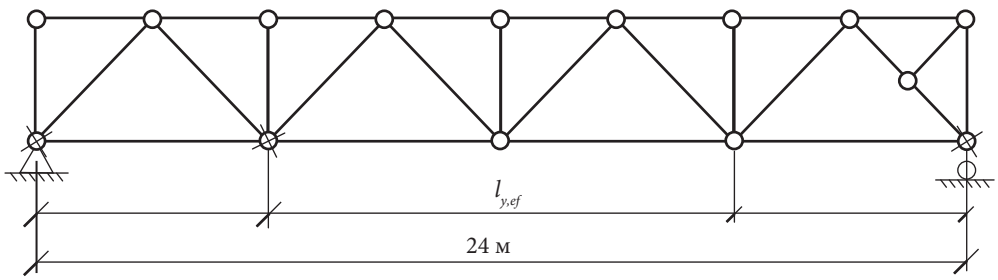


Рис. 5.4.5. Схема расположения точек крепления связей по нижнему поясу фермы: × — точки крепления связей по нижнему поясу фермы

Находим фактические гибкости элемента нижнего пояса:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{600}{3{,}08} = 194{,}8,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{1200}{4{,}45} = 296{,}7.$$

Для любых растянутых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{\max} \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для элементов верхних поясов ферм $\lambda_u = 400$ [2, табл. 33], тогда $\lambda_{\max} = \lambda_u < 400$. Фактическая гибкость растянутого элемента нижнего пояса не превышает предельно допустимой.

Окончательно принимаем сечение нижнего пояса в виде 2∟100 × 7.

Подбор других растянутых элементов выполняется аналогично. При определении гибкости элементов решетки их расчетную длину в плоскости принимают равной геометрической длине, а расчетную длину из плоскости фермы принимают равной 0,8 от геометрической длины, так как в уголковых фермах узлы выполняются на фасонках. Результаты расчета остальных растянутых элементов, в том числе промежуточные, сведены в таблицу 5.4.2.

Таблица 5.4.2.

Расчет элементов фермы

Элемент фермы	Стержень	Усилие, кН	Сечение	A, см^2	i_x/i_y, см	l_x/l_y, см	λ_x/λ_y	λ_u	φ	γc	Сжатие $\frac{N}{A\varphi R_y\gamma_c}\le 1$	Растяжение $\frac{N}{AR_y\gamma_c}\le 1$
Верхний	В1	–421,4	⊐⊏ 125 × 8	39,38	3,87	300	78	136	0,617	1,0	0,694	—
					5,46	300	55					
	В2	–421,4	⊐⊏ 125 × 8	39,38	3,87	300	78	136	0,617	1,0	0,694	—
					5,46	300	55					
	В3	–562,4	⊐⊏ 125 × 8	39,38	3,87	300	78	124	0,617	1,0	0,926	—
					5,46	300	55					
Нижний пояс	Н1	+245,8	⊐⊏ 100 × 7	27,5	3,08	600	195	400	—	1,0	—	0,357
					4,45	600	135					
	Н2	+527,0	⊐⊏ 100 × 7	27,5	3,08	600	195	400	—	1,0	—	0,767
					4,45	1200	270					
Раскосы	Р1	–356,5	⊐⊏ 110 × 8	34,4	3,39	213	63	135	0,549	1,0	0,755	—
					4,87	425	88					
	Р2	+254,6	⊐⊏70 × 5	13,72	2,15	340	160	400	—	1,0		0,742
					3,15	425	135					
	Р3	–152,8	⊐⊏ 100 × 7	27,5	3,08	340	110	179	0,425	0,8	0,523	
					4,37	425	98					
	Р4	+50,9	⊐⊏75 × 6	17,56	2,30	340	150	400	—	1,0		0,116
					3,37	425	127					
Стойки	С1	–73,8	⊐⊏70 × 5	13,72	2,15	240	112	171	0,416	0,8	0,647	
					3,15	300	95					
	С2	–73,8	⌐└ 70 × 5	13,72	3,15	240	77	184	0,507	0,8	0,424	
					3,15	300	95					
Подкосы	Р0	0	└ 70 × 5	6,86	1,41	190	135	200	—	1,0	—	—
					1,41	212	150					

Пример 5.4.2

Подобрать сечение элементов шпренгельной балки покрытия здания склада. Элементы из стали С355Б и С255. Нагрузки на покрытие следующие: постоянная нормативная $g_n = 0{,}531$ кПа; постоянная расчетная $g = 0{,}595$ кПа; снеговая нормативная $S_0 = 2$ кПа; снеговая расчетная $S = 2{,}8$ кПа. Шаг балок 6 м, шаг прогонов 2,25 м. Расчетная схема представлена на рис. 5.4.6.

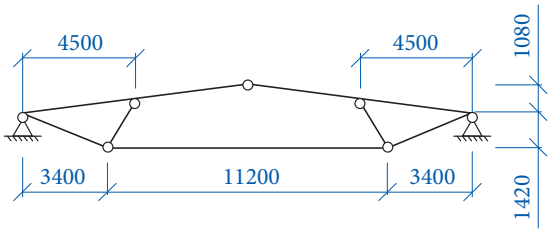


Рис. 5.4.6. Расчетная схема шпренгельной балки

Решение

Вычисляем расчетную сосредоточенную нагрузку на балку:

$$q = (g + S)\, aB\gamma_n,$$

где γ_n — коэффициент надежности по ответственности, для зданий и сооружений второго уровня ответственности $\gamma_n = 1{,}0$ [3, табл. 2]; $a = 6$ м — шаг балок, $d = 2{,}25$ м — шаг прогонов по балкам.

$$q = (0{,}595 + 2{,}8) = 45{,}83 \text{ кН}.$$

Шпренгельная балка является статически неопределимой, определение усилий выполним в программном комплексе. Предварительно назначим следующие жесткости: верхний пояс (балка) — двутавр 35Б2; элементы шпренгеля (нижний пояс и раскосы) — парные уголки 75×5.

Ниже на рис. 5.4.7—5.4.9 представлены схема загружения балки и эпюры изгибающих моментов и продольных сил.

Сечение балки шпренгеля предварительно назначено двутавр 35Б2 по ГОСТ 57387—2017 со следующими геометрическими характеристиками: $A = 63{,}14$ см^2,

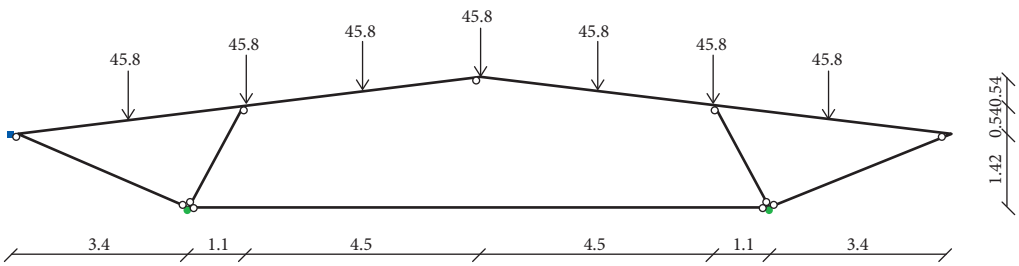


Рис. 5.4.7. Схема загружения шпренгельной балки

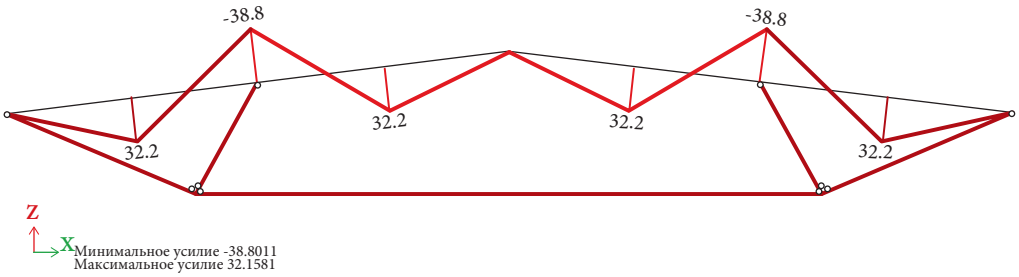


Рис. 5.4.8. Эпюра изгибающих моментов

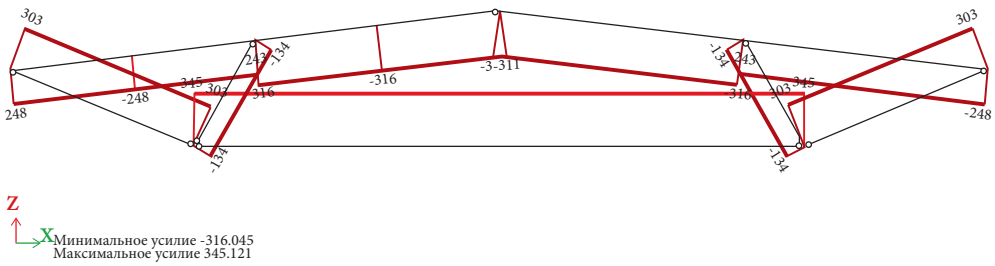


Рис. 5.4.9. Эпюра продольных сил

$W_x = 775\,\text{см}^3$, $W_y = 112{,}5\,\text{см}^3$, $i_x = 14{,}65\,\text{см}$, $i_y = 3{,}95\,\text{см}$, $h = 350\,\text{мм}$, $b = 175\,\text{мм}$, $t_f = 11\,\text{мм}$, $t_w = 7\,\text{мм}$.

Расчетную длину верхнего пояса шпренгеля (балки) в плоскости балки принимаем равной расстоянию между узлами, то есть $l_{x,\,ef} = 4{,}53\,\text{м}$. Принимая, что связи по покрытию являются прогоны, шаг которых 2,25 м расчетную длину балки из плоскости назначаем $l_{y,\,ef} = 2{,}25\,\text{м}$.

Вычисляем гибкости балки в плоскости и из плоскости действия момента:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{453}{14{,}65} = 30{,}9 \text{ и } \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{225}{3{,}95} = 57.$$

Расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255Б при толщине проката от 10 до 20 мм $R_y = 240$ МПа [2, табл. В5].

Находим условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 30{,}9 \sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 1{,}05 \text{ и } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 57 \sqrt{\frac{240}{2{,}06 \cdot 10^5}} = 1{,}95.$$

Условие устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{A_{\ e} R_y \gamma_c} \le 1,$$

где φ_e — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности при потере устойчивости внецентренно-сжатой колонны и принимаемый в зависимости от $\bar{\lambda}_x$ и m_{ef}.

Находим относительный эксцентриситет

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{MA}{NW_x} = \frac{3880\,\text{кН}\cdot\text{см}\cdot 63{,}14\,\text{см}^2}{316\,\text{кН}\cdot 775\,\text{см}^3} = 1{,}0.$$

При $\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b}{t_w h_w} = \frac{11\cdot 150}{7\cdot(350-2\cdot 11)} = 0{,}72$

находим коэффициент влияния формы сечения $\eta = 1{,}62$ [2, табл. Д2, п. 5].

Вычисляем приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m\eta = 1{,}0 \cdot 1{,}62.$$

При $m_{ef} = 1{,}62$ и $\bar{\lambda}_x = 1{,}05$ двойной интерполяцией находим коэффициент $\varphi = 0{,}536$ [2, табл. Д3].

Проверяем условие устойчивости в плоскости действия момента:

$$\frac{316}{63{,}14\cdot 0{,}536\cdot 24\cdot 1} = 0{,}389 < 1.$$

Устойчивость в плоскости действия момента обеспечена.

Проверим устойчивость из плоскости действия момента:

$$\frac{N}{A\ cR_y\gamma_c} \le 1.$$

При $\bar{\lambda}_y = 1{,}95$ находим коэффициент продольного изгиба как при центральном сжатии $\varphi = 0{,}753$ [2, табл. 7 и Д1].

При расчете на устойчивость из плоскости действия момента в запас прочности примем расчетный момент $M_x = 38{,}8$ кНм (см. рис. 4.9), и тогда относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{MA}{NW_x} = \frac{3880\,\text{кН}\cdot\text{см}\cdot 63{,}14\,\text{см}^2}{316\,\text{кН}\cdot 775\,\text{см}^3} = 1{,}0.$$

Согласно указаниям СП 16.13330.2017 при $m = 1{,}0$ вычисляем коэффициент c [2, п. 9.2.5]:

$$c = \frac{\beta}{1+\alpha m_x}.$$

Здесь $m_x = m = 1{,}0$.

По табл. 21 находим $\beta = 1$ и $\alpha = 0{,}65 + 0{,}05\ m_x = 0{,}65 + 0{,}05 = 1{,}0 = 0{,}7$

Тогда: $c = \frac{1}{1+0{,}7\cdot 1{,}0} = 0{,}588.$

Проверяем условие устойчивости из плоскости действия момента

$$\frac{316}{63{,}14\cdot 0{,}753\cdot 0{,}588\cdot 24\cdot 1} = 0{,}471 < 1.$$

Устойчивость из плоскости действия момента обеспечена.

Так как действие динамических нагрузок в данном примере не учитываем, нормативное сопротивление стали $R_{yn} < 440$ Н/мм^2 и $\frac{N}{A_n} > 0{,}1R_y$ то согласно [2, п. 9.1.1] прочность проверяем по условию:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_x R_y \gamma_c} \le 1.$$

При $$\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b}{t_w h_w} = \frac{11 \cdot 150}{7 \cdot (350 - 2 \cdot 11)} = 0{,}72 < 1$$

находим $n = 1{,}5$ и $c_x = 1{,}09$ [2, табл. Е1].

Проверяем условие прочности:

$$\left(\frac{316}{63{,}14 \cdot 24 \cdot 1}\right)^{1{,}5} + \frac{3880}{1{,}09 \cdot 775 \cdot 24 \cdot 1} = 0{,}095 + 0{,}191 = 0{,}286 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{max} \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для поясов ферм $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N}{AR_y \varphi_e \gamma_c} = \frac{316}{63{,}14 \cdot 0{,}536 \cdot 24 \cdot 1} = 0{,}389 < 0{,}5,$$

следовательно, принимаем $\alpha = 0{,}5$ и тогда

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0{,}5 = 150 \text{ и } \lambda_{max} = \lambda_y = 57 < 150.$$

Окончательно принимаем сечение балки шпренгеля в виде двутавра 35Б2 по ГОСТ 57387—2017.

Примечание. Так как условия прочности и устойчивости выполняются с запасом, то можно было уменьшить сечение балки шпренгеля.

Для нижнего пояса шпренгеля принято сечение 2$\llcorner$75 × 5 по ГОСТ 8509—93 с $A = 2 \cdot 7{,}39$ см^2, $i_x = 2{,}31$ см, $i_y = 3{,}42$ см (при толщине фасонки 10 мм). Проверим назначенное сечение.

Проверяем условие прочности:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} < 1,$$

где $N = 366$ кН, $\gamma_c = 1$ [2, табл. 1, прим. 5]; $R_y = 250$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255 при толщине проката менее 10 мм [2, табл. В5].

$$\frac{366 \cdot 10^3}{14{,}78 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}991 < 1,$$

прочность нижнего пояса шпренгеля обеспечена.

Расчетная длина элементов нижнего пояса в плоскости и из плоскости балки будет равна геометрической длине элементов $l_{x,\,ef} = l_{y,\,ef} = 11{,}2$ м. Находим фактические гибкости элемента нижнего пояса:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{1120}{2{,}31} = 485,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{1120}{3{,}42} = 327.$$

Для любых растянутых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{max} \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для элементов ферм $\lambda_u = 400$ [2, табл. 33], тогда $\lambda_y = 327 < 400$, а $\lambda_x = 484 > 400$. Для уменьшения гибкости нижнего пояса шпренгеля добавим подвес в шпренгельной балке (рис. 5.4.10).

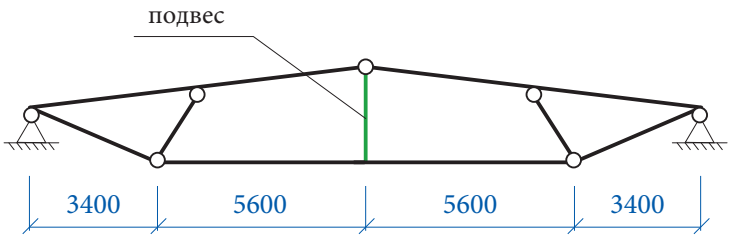


Рис. 5.4.10. Схема шпренгельной балки с подвесом

Наличие подвеса не меняет распределение усилий в элементах шпренгельной балки, а расчетная длина нижнего пояса в плоскости балки становится $l_{x,\,ef} = 5{,}6$ м, тогда

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{560}{2{,}31} = 242 < 400$$

и фактическая гибкость элемента нижнего пояса не превышает предельно допустимой.

Окончательно принимаем сечение нижнего пояса шпренгеля в виде 2∟75×5 по ГОСТ 8509—93.

Для раскосов шпренгеля принято сечение 2∟75×5 по ГОСТ 8509—93 с $A = 2 \cdot 7{,}39$ см^2, $i_x = 2{,}31$ см, $i_y = 3{,}42$ см (при толщине фасонки 10 мм). Проверим назначенное сечение.

Проверяем условие устойчивости:

$$\frac{N}{A\varphi R_y \gamma_c} < 1$$

где $N = 142$ кН, $\gamma_c = 1$ [2, табл. 1, прим. 5]; $R_y = 250$ МПа — расчетное сопротивление стали по пределу текучести для С255 при толщине проката менее 10 мм [2, табл. В5].

Расчетная длина раскосов шпренгеля в плоскости и из плоскости балки будет равна геометрической длине элементов $l_{x,\,ef} = l_{y,\,ef} = 1{,}225$ м. Находим фактические гибкости элемента верхнего пояса:

$$\lambda_x = \frac{l_{x,ef}}{i_x} = \frac{225}{2,31} = 97,4,\ \lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{225}{3,42} = 65,8.$$

$\lambda_{max} = \lambda_x$, следовательно:

$$\overline{\lambda} = \lambda_{max}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 97,4\sqrt{\frac{250}{2,06\cdot 10^5}} = 3,39,$$

тогда для типа сечения *с* $\varphi = 0,495$ [2, табл. 7 и Д1].

Проверяем условие устойчивости:

$$\frac{142\cdot 10^3}{14,78\cdot 10^{-4}\cdot 0,495\cdot 250\cdot 10^6\cdot 1} = 0,776 < 1,$$

устойчивость раскоса шпренгеля обеспечена.

Для любых сжатых и сжато-изгибаемых элементов фактические значения гибкостей не должны превышать предельно допустимых значений $\lambda_{max} \le \lambda_u$. Находим значение предельно допускаемой гибкости для сжатых элементов решетки $\lambda_u = 210 - 60\alpha$ [2, табл. 32], где

$$\alpha = \frac{N}{AR_y\varphi\gamma_c} = \frac{142\cdot 10^3}{14,78\cdot 10^{-4}\cdot 0,495\cdot 250\cdot 10^6\cdot 1} = 0,776.$$

Тогда $\lambda_u = 210 - 60\cdot 0,776 = 163$ и $\lambda_{max} = \lambda_x = 97,4 < 163$.

Фактическая гибкость сжатого раскоса шпренгеля не превышает предельно допустимой. Окончательно принимаем сечение раскоса шпренгеля в виде 2∟ 75×5 по ГОСТ 8509—93.

По результатам расчета в программном комплексе вертикальные перемещения (прогибы) узлов шпренгельной балки составляют $f_1 = 52,1$ мм, $f_2 = 21,9$ мм и $f_3 = 18,4$ мм (рис. 5.4.11).

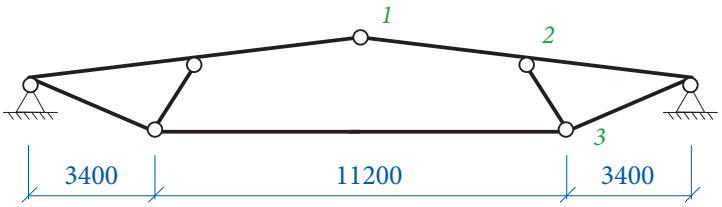


Рис. 5.4.11. Схема обозначений узлов шпренгельной балки

Предельный прогиб для балки покрытия составляет [1, табл. Д1, п. 2]:

$$f_u = \frac{l}{233} = \frac{18000}{233} = 77,1 \text{ мм}.$$

Сравниваем фактический прогиб балки с предельно допустимым прогибом:

$$f_{max} = 52,1\text{мм} < 77,1\text{мм},$$

жесткость шпренгельной балки обеспечена.

Контрольные вопросы к разделу 5

1. Какие нагрузки может воспринимать стропильная ферма?
2. Могут ли плоские вертикальные фермы воспринимать горизонтальные нагрузки?
3. Какие бывают сечения у элементов ферм?
4. Какие допущения использую при расчете плоских ферм?
5. В каком случае узлы ферм в расчетной схеме необходимо принимать жесткими?
6. Какое напряженное состояние испытывают стойки (элементы нижнего пояса, элементы верхнего пояса, раскосы) стропильных ферм?
7. Как определяются расчетные длины элементов ферм?
8. Для чего ограничивают предельную гибкость элементов ферм?
9. Для чего в фермах из парных уголков используют соединительные элементы?
10. По какой группе предельных состояний выполняется расчет элементов ферм?

Литература к разделу 5

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2016. — 80 с.

2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 140 с.

3. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ // Российская газета, 2009. — № 225.

4. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ, 2015.

5. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 2 Конструкции зданий/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 528 с.

6. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. Металлические конструкции. Общий курс/под общей ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2010. — 668 с.

7. ГОСТ Р 57837—2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия». — М.: Стандартинформ, 2017.

8. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 1 Элементы конструкций/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2001. — 551 с.

9. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 27 с.

6. СОЕДИНЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проблема соединений конструкций в различные периоды решалась по-разному. С XII по XVIII века применялась в основном кузнечная сварка и соединения на «замках». Затем в строительных конструкциях стали применять болты для соединения чугунных элементов и заклёпки. В конце XIX века начали применять для соединения элементов конструкций электродуговую сварку, что позволило значительно уменьшить трудоемкость изготовления и расход металла на эти соединения.

Соединения металлических конструкций могут выполняться на строительной площадке и на заводах металлических конструкций. По этому критерию соединения подразделяют на монтажные и заводские.

Соединения должны быть прочными, долговечными, технологичными и экономичными. Заводские соединения в основном выполняют сварными. Для ответственных конструкций, работающих в тяжелых условиях, могут применяться заклёпочные соединения, хотя они наиболее трудоемки в изготовлении. Монтажные соединения рекомендуются выполнять преимущественно болтовыми, однако и сварные соединения широко применяются при монтаже.

6.1. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

О возможности плавления металлов «электрическими искрами» в 1753 году задумывался академик Петербургской академии наук В. Г. Рихман, а в 1802 профессор медико-хирургической академии В. В. Петров открыл явление электрической дуги и рассматривал различные области ее применения. В 1882 году русским ученым Н. Н. Бенардосом был предложен практический способ выполнения сварки металлов электрической дугой при помощи неплавящегося электрода, а в 1888 году Н. С. Славянов разработал технологию сварки плавящимся металлическим электродом. Предложенные способы сварки в дальнейшем совершенствовались и легли в основу современных методов сварки строительных конструкций.

Сварным соединением называют неразъемное соединение, полученное установлением межмолекулярных связей между свариваемыми элементами.

В строительных конструкциях для получения сварных соединений в основном применяют термическую сварку электрической дугой, при которой для плавления металла используется тепловая энергия, выделяемая при горении электрической дуги. При таком способе сварки в соединяемых деталях образуется три зоны: сварной шов, зона сплавления и зона термического влияния.

Сварной шов — это часть сварного соединения, образовавшаяся в результате кристаллизации расплавленного металла. Металл шва образован наплавленным металлом электродов и сварочной проволоки, а также металлом соединяемых деталей. Зоной сплавления называют зону на границе наплавленного и основного металлов, а зоной термического влияния — участок основного металла, который не расплавился, но у которого в результате нагрева изменились свойства и структура.

Требования и основные понятия, относящиеся к сварным швам и соединениям, изложены в ГОСТ 2601—84.

В настоящее время сварка является основным технологическим процессом на заводах металлоконструкций, используемым для соединения элементов конструкций.

К достоинствам сварных конструкций относят универсальность, простоту и экономичность. Сварные соединения успешно применяются в конструкциях любых форм. Качественно выполненные сварные швы герметичны, поэтому сварные соединения успешно применяются в резервуарах, трубопроводах и других листовых конструкциях. Недостатки сварных соединений проявляются в возникновение сварочных напряжений и сварочных деформаций, а также связаны с наличием зоны термического влияния, свойства стали в которой могут значительно отличаться от свойств основного материала.

Для получения сварного соединения необходимо преодоления энергетического барьера между атомами соединяемых деталей, что достигается за счёт дополнительной энергии (энергии активации). В зависимости от характера активации различают сварку плавлением (термическая активация путем нагрева), сварку давлением (механическая активация) и сварку с применением одновременно тепловой и механической энергии.

При сварке плавлением соединяемые кромки элементов оплавляются под воздействием тепла извне (электрическая дуга, горение газа, лазерный луч, источник плазмы и т. д.). Расплавленный металл стекает в общий объем и образует сварочную ванну, при охлаждении которой образуется сварной шов. Шов может быть образован только металлом соединяемых деталей или металла деталей и наплавляемого металла, образующегося при плавлении электродов или сварочной проволоки.

В зависимости от используемого сварочного электрода различают способы сварки плавящимся электродом и неплавящимся электродом (угольным, графитовым и вольфрамовым).

При горении дуги и плавлении металла в зоне сварки необходимо защищать сварочную ванну от воздействия атмосферных газов (кислород, азот, водород), которые могут растворяться в расплавленном металле и ухудшать свойства металла шва. В зависимости от способа защиты зоны сварки от вредных

примесей, содержащихся в окружающем воздухе, различают следующие виды сварки:

- сварка без защиты;
- сварка с газовой защитой;
- сварка со шлаковой защитой;
- сварка с комбинированной защитой.

В основном в строительстве используется электродуговая сварка плавящимися электродами. По степени механизации процесса сварки различают три способа:

- ручная дуговая сварка, где передвижение электрода вдоль шва и его подача в зону шва выполняются вручную;
- полуавтоматическая (механизированная), когда передвижение электрода вдоль шва выполняется вручную, а подача электрода (сварочной проволоки) в зону сварки механизирована;
- автоматическая сварка, при которой передвижение электрода (сварочной проволоки) вдоль шва и его подача в зону шва механизированы.

Плавящиеся сварочные электроды для ручной дуговой сварки (электроды) — это металлические стержни из электропроводного материала с нанесенным на поверхность покрытием из порошкообразной смеси, предназначенное для защиты сварочной ванны. Электроды для сварки низколегированных и углеродистых конструкционных сталей (ГОСТ 9467—75) подразделяются на типы Э42, Э42А, Э50 и т. д., где число характеризуют гарантированное минимальное временное сопротивление разрыву в кгс/мм², а буква А (при наличии) — повышенные пластические свойства, вязкость и ограничения по химическому составу. Для механизированной и автоматической сварки в качестве электродов применяют стальную сварочную проволоку сплошного сечения по ГОСТ 2246—70 или порошковую проволоку.

Стальная сварочная проволока подразделяется на марки Св08А, Св08Г2С и т. д., где буквы Св означают «проволока сварочная», число (08) — содержание углерода в сотых долях процента, буквы, как в марках легированной стали, означают элементы, которыми легирована сталь сварочной проволоки. Буква А в конце так же, как и для электродов, означает пониженное содержание вредных примесей серы и фосфора. Сплошная сварочная проволока выпускается диаметров от 0,3 до 12,0 мм, при этом для сварки автоматом под флюсом обычно применяют проволоку диаметром от 2 до 5 мм.

Порошковая проволока представляет собой стальную оболочку с запрессованным в ней порошком (см. рис. 6.1.1) и в основном применяется для сварки низкоуглеродистых и низколегированных конструкционных сталей. Для порошковых проволок общие технические условия приведены в ГОСТ 26271—84, по которому обозначение марки порошковой проволоки состоит из индекса «ПП» (проволока порошковая) и буквенно-цифрового обозначения шифра регистрации сварочного материала, принятого в организации-разработчике. Чаще всего используют порошковую проволоку П-АН-3 и ПП-АН-8, разработанную в Институте электросварки имени Е. О. Патона.

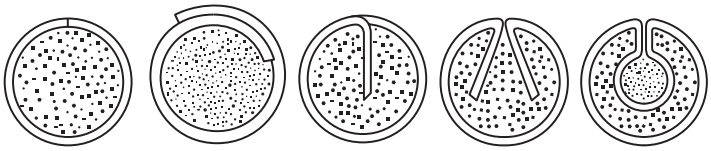


Рис. 6.1.1. Конструкция оболочек порошковых проволок:
1 — трубчатая; 2 — трубчатая с нахлестом; 3 и 4 — трубчатая с загибом в оболочке; 5 — трубчатая двухслойная

При ручной дуговой сварке подача электрода в зону сварки и его перемещение вдоль кромок свариваемых элементов осуществляют вручную. Такой способ сварки отличается простотой и универсальностью, возможностью выполнения в любых пространственных положениях и труднодоступных местах. Но при этом процесс имеет малую производительность, а качество шва сильно зависит от квалификации сварщика.

При механизированной и автоматической сварке подача сварочной проволоки в зону сварки механизирована, а перемещение дуги вдоль свариваемых деталей выполняется вручную или специальными механизмами (сварочные тракторы или каретки). Для защиты зоны сварки применяют флюс или защитные газы (в основном, углекислый газ). Автоматическая сварка отличается высокой производительностью и качеством шва.

Сварные соединения согласно ГОСТ 2601—84 бывают следующих видов (см. рис. 6.1.2):

- стыковое соединение — соединение двух элементов по торцевым поверхностям;
- нахлесточное соединение — соединение параллельно расположенных элементов с частичным перекрытием друг друга;
- тавровое соединение — соединение, когда к боковой поверхности одного элемента другой элемент прилегает торцом, как правило, под углом 90°;
- угловое соединение — частный случай таврового соединения, когда один элемент примыкает торцом к краю другого.

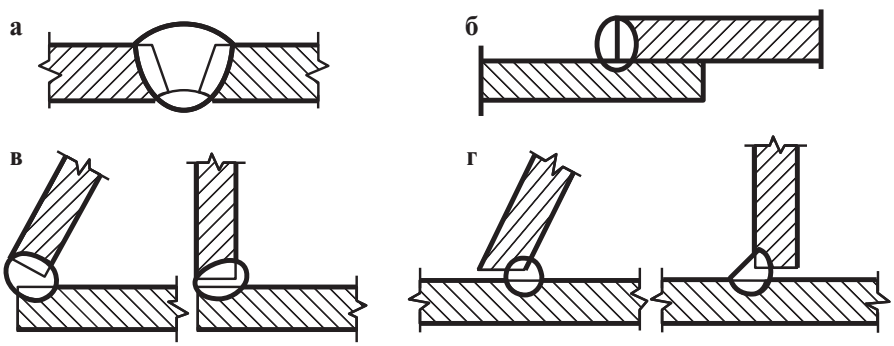


Рис. 6.1.2. Виды сварных соединений:
а) стыковое; *б*) нахлесточное; *в*) угловое; *г*) тавровое

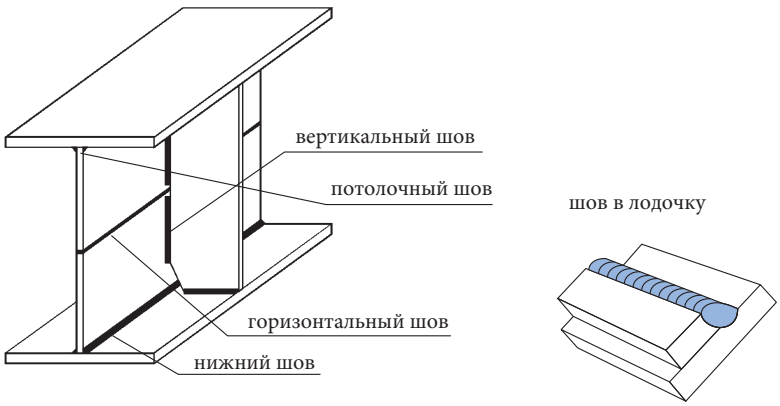


Рис. 6.1.3. Виды сварных швов по положению в пространстве

По конструктивному признаку выделяют два типа сварных швов: угловые, которые применяются при выполнении нахлесточных, тавровых и угловых соединений, и стыковые, которые используются для стыковых соединений.

По назначению швы бывают рабочие (воспринимающие усилия) и конструктивные (связующие). Размеры рабочих швов определяются расчетом, конструктивные швы, как правило, выполняются минимального размера.

По положению в пространстве (на момент выполнения сварки) различают нижнее, вертикальное, горизонтальное, потолочное и «в лодочку» (см. рис. 6.1.3). От положения шва зависит скорость и сложность процесса сварки, а также качество сварного шва. Сварка в нижнем положении и в «лодочку» обеспечивает повышение скорости сварки, лучшее качество шва и его внешний вид. Сварка в потолочном положении наиболее трудна и может осуществляться только высококвалифицированными сварщиками, поэтому при проектировании следует предусматривать такие конструктивные решения, в которых потолочная сварка отсутствует или её объёмы минимальны.

Расчёт стыковых швов

В стыковых сварных швах без внутренних дефектов при действии продольной силы возникают нормальные напряжения, которые распределяются равномерно по длине шва (рис. 6.1.4).

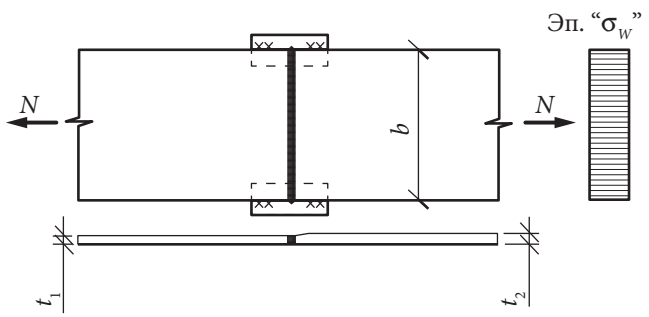


Рис. 6.1.4. Напряжения в стыковом шве при действии продольной силы

При выпуклой форме сечения шва или при сварке элементов разной толщины в сварном стыков шве возникает концентрация напряжений. Влияние концентрации напряжений на прочность сварного шва можно не учитывать, если соблюдены всех требования к технологии выполнения сварных швов и на конструкцию действуют только статические нагрузки, так как в этом случае можно допустить развитие пластических деформаций в точках концентрации напряжений, благодаря чему происходит выравнивание напряжений. С учётом этого при расчете стыковых швов предполагается распределение напряжений в поперечном сечении шва равномерным.

Условие прочности стыкового шва:

$$\frac{N}{l_w t_{\min} R_{wy} \gamma_c} \le 1 \qquad (6.1.1)$$

или в форме напряжений

$$\sigma_w = \frac{N}{A_w} = \frac{N}{l_w t_{\min}} \le R_{wy} \gamma_c,$$

где A_w — площадь стыкового шва; $t_{\min}$ — минимальная из толщин свариваемых элементов; l_w — длина стыкового шва, которая принимается $l_w = b$ — при наличии выводных планок, $l_w = b - 2t_{\min}$ — при отсутствии выводных планок; γ_c— коэффициент условий работы конструкции, принимаемый по [2, табл. 1]; R_{wy} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести.

При расчете на сжатие принимается $R_{wy} = R_y$. При расчете на растяжение и изгиб с физическим контролем качества шва также принимается $R_{wy} = R_y$, а при отсутствии физического контроля при растяжении и изгибе — $R_{wy} = 0{,}85R_y$. Учитывая, что сопротивление стали зависит от толщины проката, расчетное сопротивление стали R_y следует принимать по большей толщине свариваемых элементов.

Проверка прочности стыкового шва на срез выполняется по формуле:

$$\frac{\tau_w}{R_{ws} \gamma_c} \le 1,$$

где τ_w — касательные напряжения в шве, определяемые обычным образом, $R_{ws} = R_s$ — расчётное сопротивление стыкового шва на срез. Из вышеизложенного следует, что расчет стыковых швов не требуется выполнять, если сварочный материал подобран в соответствии с требованиями норм, полном проваре соединяемых элементов и 100%-м контроле качества шва физическими неразрушающими методами.

При работе сварных швов на растяжение или изгиб, когда нет физического контроля шва, расчетное сопротивление сварного соединения R_{wy} оказывается меньше расчетного сопротивления основного металла, условие прочности стыкового шва может не выполняться. В этом случае используются косые швы, имеющие большую длину (рис. 6.1.5). Увеличение длины шва ведёт к уменьшению нормальных напряжений в шве. При угле наклона равном 67° за счёт увеличения длины шва удаётся добиться равнопрочности шва и соединяемых

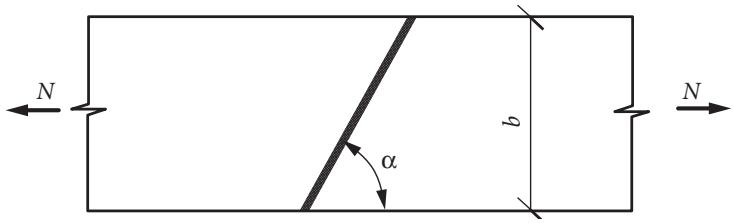


Рис. 6.1.5. Косой стыковой шов

деталей. На практике косой шов обычно выполняют с уклоном 2: 1, что соответствует углу в 63°.

При одновременном действии в стыковом шве изгибающего момента, продольной и поперечной сил (рис. 6.1.6) прочность шва проверяют по приведенным напряжениям.

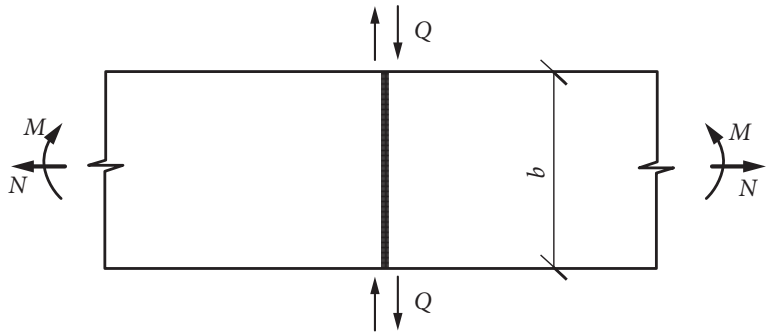


Рис. 6.1.6. Схема стыкового шва при действии продольной силы, изгибающего момента и поперечной силы

Приведенные напряжения равны:

$$\sigma_{w,ef} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \le 1{,}15 R_{wy}\gamma_c$$

или

$$\frac{0{,}87}{R_{wy}\gamma_c}\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \le 1, \qquad (6.1.2)$$

где 0,87 — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в наиболее напряженных точках шва;

$$\sigma_w = \sigma_w^N + \sigma_w^M = \frac{N}{A_w} + \frac{M}{W_w} = \frac{N}{l_w t_{\min}} + \frac{6M}{l_w^2 t_{\min}}; \qquad (6.1.3)$$

$$\tau_w = \frac{Q}{l_w t_{\min}}.$$

Расчёт угловых швов

В зависимости от ориентации углового сварного шва по отношению к направлению действия усилия различают фланговые и лобовые швы (рис. 6.1.7). Шов, занимающий промежуточное положение между фланговым и лобовым, называется косым.

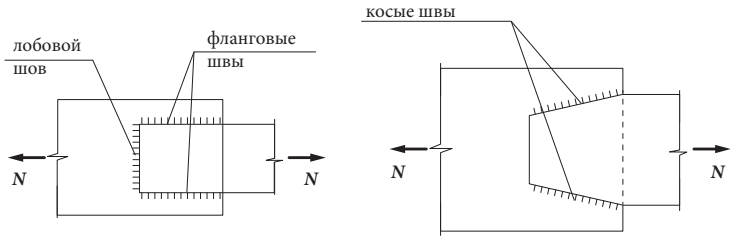


Рис. 6.1.7. Лобовые, фланговые и косые швы

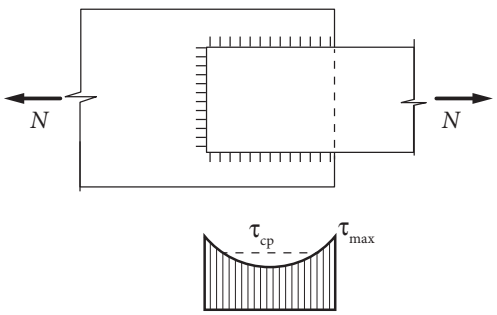


Рис. 6.1.8. Распределение напряжений во фланговом шве

Как показывают эксперименты, напряжения вдоль флангового шва распределяются неравномерно и наиболее нагружены участки в начале и в конце шва (рис. 6.1.8). При этом, чем длиннее шов, тем больше разница между максимальными и минимальными напряжениями в шве.

Согласно результатам экспериментальных исследований напряжения по длине лобового шва распределяются равномерно. Прочность лобовых швов на 15—20% больше, чем фланговых. Косые швы по характеру распределения напряжений занимают промежуточное положение между фланговыми и лобовыми. В отечественных нормах повышенная прочность лобовых швов и косых швов по сравнению с фланговыми не учитывается, а расчет всех угловых швов ведется одинаково.

Угловые швы работают в условиях сложного напряженного состояния — фланговые швы одновременно работают преимущественно на срез, в лобовых швах возникают и нормальные, и касательные напряжения. Характер разрушения всех угловых швов показывает, что основной причиной их разрушения являются касательные напряжения. Поэтому в нормах расчет сварных угловых швов выполняется на условный срез по двум опасным сечениям — по металлу шва и по металлу границы сплавления (рис. 6.1.9).В расчете угловых швов сечение шва условно принимают в форме равнобедренного прямоугольного треугольника, вписанного в фактическое сечение шва (рис. 6.1.10)

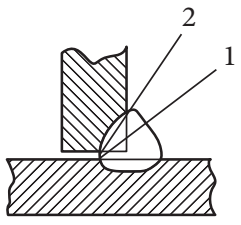


Рис. 6.1.9. Опасные сечения углового шва: 1 — сечение по металлу шва; 2 — сечение по металлу границы сплавления

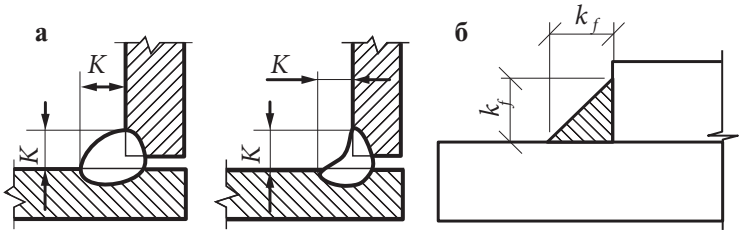


Рис. 6.1.10. Сечение углового шва: *а*) фактическое; *б*) расчетное

Условие прочности сварного углового шва по металлу:

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\Sigma A_{wf}} = \frac{N}{\beta_f k_f \Sigma l_w} \le R_{wf}\gamma_c$$

или

$$\frac{N}{\beta_f k_f \Sigma l_w R_{wf}\gamma_c} \le 1, \qquad (6.1.4)$$

где $\Sigma A_{wf} = \Sigma l_w k_f \beta_f$ — суммарная площадь среза углового шва по металлу шва. Учитывая увеличения напряжений на концевых участках по сравнению со средним напряжением в шве, которое принимается расчетным, нормы ограничивают длину флангового шва, учитываемую в расчете, величиной $85\beta_f k_f$. При этом фактически шов может иметь большую длину, но в расчете учитывается только его часть. Это требование не относится к фланговым швам, в которых усилие действует на всей длине шва (например, поясные швы двутавровых сварных балок), и к лобовым швам.

Условие прочности сварного углового шва по металлу границы сплавления:

$$\tau_{wz} = \frac{N}{\Sigma A_{wz}} = \frac{N}{\beta_z k_f \Sigma l_w} \le R_{wz}\gamma_c$$

или

$$\frac{N}{\beta_z k_f \Sigma l_w R_{wz}\gamma_c} \le 1, \qquad (6.1.5)$$

где $\Sigma A_{wz} = \Sigma l_w k_f \beta_z$ — суммарная площадь среза углового шва по металлу границы сплавления.

В этих формулах приняты следующие обозначения: N — усилие, действующее в соединении; Σl_w — суммарная длина швов в соединении, при определении длины швов учитывается возможный непровар, равный 1 см для каждого участка углового шва; k_f — катет шва; β_f и β_z — коэффициенты, учитывающие отличие формы фактического сечения углового шва от расчетной формы сечения. Принимаются по [2, табл. 39] в зависимости от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки; R_{wf} — расчетное сопротивление условному срезу углового шва по металлу шва, принимается по [2, табл. Г2] в зависимости от сварочного материала; R_{wz} — расчетное сопротивление условному срезу углового шва по металлу границы сплавления, $R_{wz} = 0{,}45R_{un}$; R_{un} — принимается по [2, табл. В5] в зависимости от класса свариваемой стали.

При действии на соединении с угловыми швами изгибающих моментов следует использовать рекомендации действующих норм [2, п. 14.1.17 и 14.1.18].

Для того чтобы не делать двойной расчет, можно определить, какое сечение углового шва является менее прочным, и сделать расчет только для него. Менее прочное сечение определяется сравнением произведений $R_{wf}\beta_{wf}$ и $R_{wz}\beta_{wz}$. При $R_{wf}\beta_{wf} < R_{wz}\beta_{wz}$ расчет ведут по металлу шва, а при $R_{wf}\beta_{wf} > R_{wz}\beta_{wz}$ — по металлу границы сплавления.

Расчет сварных угловых швов, как правило, сводится к определению геометрических размеров — длины и катета шва, поэтому в расчете или назначают катет шва и находят длину шва, или наоборот, задают длину шва и находят требуемый катет.

Прочностные свойства металла шва зависят от материала электродов или сварочной проволоки, а прочностные свойства металла границы сплавления — от стали основного металла. Рекомендуется подбирать сварочный материал, чтобы несущие способности углового шва по металлу шва и металлу границы сплавления резко не отличались. Для этого нормы рекомендуют следующее соотношение между расчетными сопротивлениями металла шва и металла границы сплавления: для сталей с пределом текучести до 285 МПа

$$\frac{\beta_z}{\beta_f} R_{wz} \geq R_{wf} > 1{,}1 R_{wz},$$

а для сталей с пределом текучести свыше 285 МПа

$$\frac{\beta_z}{\beta_f} R_{wz} \geq R_{wf} > R_{wz}.$$

Для снижения влияния недостатков сварных соединений на их работу, обеспечения надежности соединения, удобства производства сварочных работ и экономичности соединений нормы предусматривают набор конструктивных требований к сварным угловым швам.

Для уменьшения сварочных напряжений и сварочных деформаций, следует использовать швы с минимальными катетами, избегать замкнутых контуров из угловых сварных швов, не допускать сближения разных швов (см. рис. 6.1.11).

Катет шва не может превышать $1{,}2t_{\min}$, где $t_{\min}$, — наименьшая из толщин свариваемых элементов, а для закругленных кромок прокатных профилей катет шва не должен превышать $0{,}9t$. Минимальное значение катета шва принимается по [2, табл. 38], так как при малых катетах шва и большой толщине свариваемого металла шов может иметь склонность к трещинообразованию из-за большой скорости охлаждения металла.

При зажигании и гашении электрической дуги в начале и конце шва могут быть дефекты, и возникает концентрация напряжений, поэтому минимальная длина сварного углового шва должна быть не меньше $4k_f$ или 40 мм.

Нахлест деталей в соединении должен быть не меньше пяти толщин более тонкой детали.

В тавровых соединениях рекомендуется применять двусторонний шов вместо одностороннего.

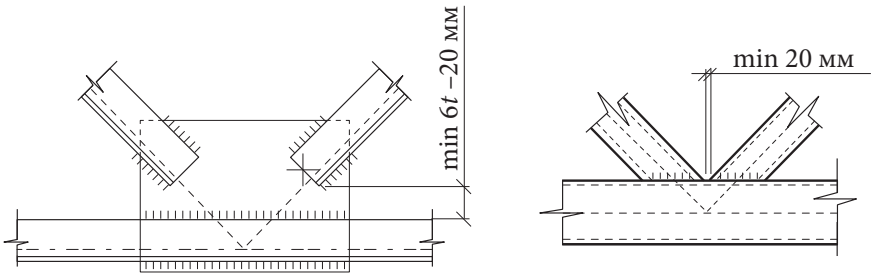


Рис. 6.1.11. Взаимное расположение сварных швов

На соответствие конструктивным требованиям проверяют полученные в расчете значения катета шва и длины шва, также можно предварительно назначать катет или длину шва на основе конструктивных требований.

6.2. БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Болты для соединения элементов металлических конструкций начали использоваться примерно с середины XVIII века, когда строительные конструкции изготавливались из чугуна. К концу XIX века болтовые соединения были вытеснены заклепочными соединениями и применялись сравнительно редко. В настоящее время болтовые соединения широко используются для устройства монтажных узлов строительных конструкций.

Широкое применение болтов в монтажных соединениях обусловлено:

- относительно низкой трудоемкостью и простотой выполнения;
- возможность полного исключения монтажной сварки, качество которой сложно контролировать в построечных условиях;
- надежностью;
- разнообразием конструктивных форм.

К наиболее серьёзным недостаткам болтовых соединения следует отнести их относительно большую металлоемкость по сравнению со сварными соединениями, т. к. они требуют дополнительных соединительных элементов (болтов, гаек, шайб, накладок), что в отдельных случаях приводит к серьезному удорожанию. Кроме того, сечения соединяемых элементов ослабляются отверстиями для болтов, что должно быть дополнительно учтено в расчетах. Более того, эффективное применение болтовых соединений требует высокой культуры изготовления металлических конструкций, что возможно только на предприятиях обладающих современных оборудованием по металлообработке.

Для соединений стальных конструкций в основном используют болты с контролируемым усилием натяжения (высокопрочные болты), болты с неконтролируемым усилием натяжения, так называемые обычные болты, к которым относятся болты грубой, нормальной и повышенной точности; а также анкерные болты, которыми конструкции соединяются с фундаментами.

Стержень болтов, применяемых в строительных конструкциях, имеет гладкую часть, длина которой немного меньше толщины соединяемого пакета, и нарезную часть (рис. 6.2.1).

Болты повышенной точности (класс точности А) устанавливаются в отверстия, диаметр которых на 0,2—0,3 мм больше диаметра болта. Такая небольшая разница в диаметрах требует большой точности в изготовлении,



Рис. 6.2.1. Болты, гайки и пружинные шайбы

как самих болтов, так и отверстий для них. Такие болты изготавливают точением из углеродистых сталей, они имеют меньший допуск на диаметр и достаточно дороги в производстве. Отверстия под болты класса А сверлят на проектный диаметр в собранном пакете элементов, продавливают по кондуктору в отдельных элементах или сверлят в отдельных элементах отверстия меньшего диаметра, а потом рассверливают на проектный диаметр в собранных элементах. Использование таких болтов целесообразно для соединений, изготовленных на заводе, а также когда действуют значительные сдвигающие усилия.

Наиболее рационально для расчетных монтажных соединений стальных конструкций использовать болты класса В (нормальной точности), а для конструктивных (нерасчетных) монтажных соединений — болты класса В или класса С (грубой точности), при этом последние применяются только в конструктивных соединениях.

Болты классов В и С изготавливают из углеродистых сталей, повышение прочностных свойств обеспечивается дополнительной обработкой — горячей или холодной высадкой (штамповкой) или термообработкой. Болты нормальной и грубой точности отличаются друг от друга допусками на разницу в диаметрах отверстия и болта — для класса В диаметр отверстий должен быть на 1—2 мм больше диаметра болта, а для класса С — на 2—3 мм. В настоящее время применение болтов класса С не рекомендуется. Отверстия под болты классов В и С выполняют сверлением или продавливанием в отдельных элементах, вследствие чего в собранном пакете элементов оси отверстий могут совпадать не полностью, что исключает плотную посадку болта в отверстие. Благодаря разнице в диаметрах болта и отверстия установка болтов в соединение на монтаже упрощается.

Для хорошей работы болтового соединения начальное напряжение в болтах должно быть как можно выше. Следует стремиться получить напряжения порядка 170 МПа, выше которых начинают появляться пластические деформации скручивания. Однако такого напряжения практически невозможно добиться, закручивая болты вручную монтажными ключами. При недостаточном натяжении болтов растягивающие напряжения от эксплуатационной нагрузки могут оказаться выше начальных напряжений и в соединении могут появиться щели, дополнительные обмятия и остаточные деформации, болты ослабнут. При отсутствии подтяжки ослабление болтов будет нарастать, в результате чего соединение расстроится и станет ненадежным. Аналогичное явление наблюдается при чрезмерных натяжениях болтов, перешедших в стадию пластической работы.

Чтобы уменьшить возможность ослабления болтов, применяют специальные меры: постановку вторых гаек (контргаек), установку пружинных шайб, засечку резьбы, приварку гаек и т. п. Укрепление гаек следует производить после того, как болты получат полную эксплуатационную нагрузку и ослабнувшие гайки будут подтянуты.

В изготовлении и монтаже строительных конструкциях болты различают не только по классам точности, но и по классам прочности. В соответствии

с требованиями норм применяют болты классов прочности 5.6 до 12.9 [2, табл. Г3]. В обозначении первое число, умноженное на 100, показывает временное сопротивление материала болта в МПа, а произведение первого числа на второе, умноженное на 10 — предел текучести материала болта в МПа.

Высокопрочные болты по точности относят к болтам нормальной точности (класс В) и изготавливают из легированной стали, прочность которой повышают, подвергая готовые болты термообработке. Высокопрочные болты затягивают на определенное усилие, которое создается и контролируется специальным тарировочным ключом, таким образом, высокопрочные болты в соединении оказываются растянуты. За счет большого усилия натяжения болтов создается значительное давление в пакете соединяемых элементов. При действии сдвигающей нагрузки на такое соединение передача усилия происходит за счет сил трения между соединяемыми элементами. Силы трения также препятствуют сдвигу этих элементов относительно друг друга, поэтому соединения на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением называют сдвигоустойчивыми или фрикционным.

Сила трения между соединяемыми элементами также зависит от шероховатости поверхностей, для повышения которой их в месте будущего стыка очищают от грязи, масла, ржавчины и окалины и не окрашивают до завершения монтажа. В заводских условиях применяю дробеструйную (пескоструйную) или газопламенную обработку, на монтажной площадке чаще используют для обработки стальные щетки.

Для надежности работы соединения необходимо, чтобы элементы были одинаковой толщины, так как даже при небольшой разнице толщин элементов сложно добиться плотного соединения и значительных сил трения, что приводит к резкому снижению несущей способности соединения.

Высокопрочные болты целесообразно применять в монтажных соединениях с большими сдвигающими усилиями, а также в соединениях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки.

Кроме фрикционных (сдвигоустойчивых) соединений на высокопрочных болтах также допускается применять фрикционное-срезные соединения, где передача сдвигающих усилий осуществляется совместно силами трения, среза и смятия болта. В таких соединениях присутствуют остаточные перемещения, зависящие от плотности посадки болтов в отверстия.

6.2.1. Работа и расчет болтовых соединений

В зависимости от количества болтов в соединении различают одноболтовые и многоболтовые, а по способу передачи усилия — соединения с неконтролируемым усилием натяжения болтов (несдвигоустойчивые) и соединения на высокопрочных болтах с контролируемым усилием натяжения болтов (фрикционные или сдвигоустойчивые). В несдвигоустойчивых соединениях считается, что силы трения не участвуют в передаче нагрузки. Если натяжение высокопрочных болтов в соединении не контролируется, то такие соединения также рассматриваются как несдвигоустойчивые.

6.2.2. Болтовые соединения без контролируемого натяжения

Болтовые соединения без контролируемого натяжения могут работать на сдвиг (усилие, действующее в соединении, направлено перпендикулярно осям болтов), на растяжение (усилие параллельно осям болтов) и на совместное действие среза и растяжения (усилие направлено под углом к осям болтов). Схемы работы болтовых соединений показаны на рис. 6.2.2.

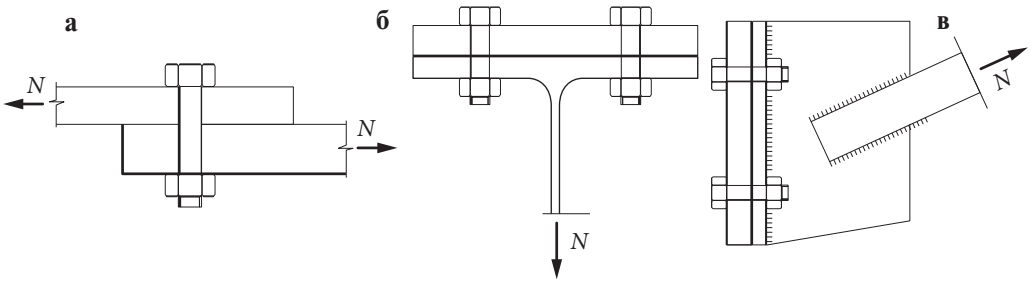


Рис. 6.2.2. Схемы работы болтового соединения:
а) на сдвиг; *б*) на растяжение; *в*) на сдвиг с растяжением

В соединениях с неконтролируемой силой натяжения болта силы сдавливания пакета соединяемых элементов болтами не определены и в расчетах принимают, что сил трения, возникающих между соединяемыми элементами, не достаточно для передачи сдвиговых усилий. Работу таких соединений условно разбивают на четыре этапа.

На первом этапе действующие нагрузки на соединение не превышают сил трения, и болты работают только на растяжение, возникшее в результате их затяжки, и не испытывают сдвигающих усилий. На этом этапе работа соединения похожа на работу сдвигоустойчивого соединения на высокопрочных болтах.

При росте сдвигающей нагрузки силы трения преодолеваются и наступает второй этап работы — происходит сдвиг в соединении на величину разницы в диаметрах отверстия и болта.

На третьем этапе в работу включаются болты и усилие передается на стержень болта по поверхности контакта с соединяемыми элементами. При этом по поверхности контакта возникает смятие стержня болта и краев отверстий, болт начинает изгибаться, срезаться и растягиваться, так как закрученная гайка и головка болта препятствуют свободному изгибу.

Постепенно с ростом нагрузки соединение переходит в 4-й этап работы, характеризующийся развитием пластических деформаций. Разрушение соединения в итоге может произойти от одной из следующих причин: от среза болта, от разрыва болта, от смятия болта, от смятия одного из соединяемых элементов, от вырыва части элемента от отверстия до края.

Форма стержня болта и отверстия отличаются от идеальных цилиндров, что осложняет реальную работу соединения, а в многоболтовых соединениях эта неидеальность в сочетании с возможным наличием зазора между стержнем болта и отверстием вызывает неравномерность нагружения отдельных болтов. Поэтому теоретический расчет болтовых соединений выполняется с некоторой

степенью условности. Неопределенности в работе болтовых соединений учитываются введением дополнительного коэффициента условий работы соединения γ_b, принимаемого по [2, табл. 41].

В нормах расчет болтового соединения на сдвигающее усилие ведут, учитывая два возможных варианта разрушения — срез болта и смятие поверхности отверстия. Смятие стержня болта исключается назначением соответствующего класса прочности болтов, а вырыв кромки отверстий — назначением расстояний между центрами отверстий и от центра отверстия до края элементов больше минимально допустимых.

Усилие, которое один болт может воспринять из условия прочности на срез, определяется как:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c, \qquad 6.2.1)$$

где R_{bs} — расчетное сопротивление болта срезу, определяемое по [2, табл. Г5] в зависимости от его класса прочности; A_b — площадь поперечного сечения болта брутто (без учета ослабления резьбой) по [2, табл. Г9]; n_s— число расчетных срезов одного болта; $\gamma_b \le 1$— коэффициент условий работы болтового соединения по [2, табл. 41]; γ_c— коэффициент условий работы конструкции по [2, табл. 1].

Усилие, которое может быть воспринято одним болтом при смятии:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t \gamma_b \gamma_c, \qquad (6.2.2)$$

где R_{bp} — расчетное сопротивление соединения смятию, определяемое по [2, табл. Г6] в зависимости от прочностных свойств стали соединяемых элементов; d_b — наружный диаметр стержня болта; Σt— наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении.

Для многоболтовых соединений принимают, что все болты работают одинаково, и при действии силы N приложенной в центре тяжести соединения, усилие распределяется между болтами поровну, тогда требуемое количество болтов определяют по формуле:

$$n \ge \frac{N}{N_{b,\min}}, \qquad (6.2.3)$$

где $N_{b\min}$ — наименьшая несущая способность (на срез или на смятие) для одного болта, определенная по формулам (6.2.1) и (6.2.2).

Если один элемент крепится друг к другу с использованием односторонней накладки, выравнивающей прокладки или промежуточных элементов то количество болтов по формуле 6.2.3 увеличивают на 10%.

В соединениях, где болты работают на растяжение, разница в диаметрах отверстия и болта, качество отверстий и поверхности болта не оказывают влияния на работу болтов, поэтому прочность таких соединений зависит только от прочности материала болтов на растяжение.

Усилие, которое может быть воспринято одним болтом при растяжении:

$$N_{bt} = R_{bf} A_{bn} \gamma_c, \qquad (6.2.4)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление материала болта растяжению, определяемое по [2, табл. Г5]; A_{bn} — площадь поперечного сечения болта нетто (с учетом ослабления резьбой, т. к. разрушение будет происходить по наиболее ослабленному сечению) по [2, табл. Г9].

При действии силы N, приложенной в центре тяжести соединения, усилие распределяется между болтами поровну, тогда требуемое количество болтов определяют по формуле:

$$n \geq \frac{N}{N_{bt}}. \tag{6.2.5}$$

6.2.3. Болтовые соединения с контролируемым натяжением

Как было рассмотрено выше, при затягивании болтов на контактирующих поверхностях соединяемых элементов возникают силы трения. При отсутствии контроля натяжения передачу усилия силами трения не учитывают и принимают, что в таких соединениях высокопрочные болты работают на срез, как обычные болты и передача усилия происходит за счет сопротивления болтов срезу, а соединяемых элементов — смятию.

Фрикционные или сдвигоустойчивые соединения на высокопрочных болтах — это соединения с контролируемым усилием натяжения болтов. С учетом обеспечения требуемой надежности усилие натяжения болта назначают не более 70% прочности сечения болта на растяжение:

$$P = 0{,}7 R_{bun} A_{bn}, \tag{6.2.6}$$

где R_{bun} — временное сопротивление материала болта растяжению по [2, табл. Г8]; A_{bn} — площадь поперечного сечения болта нетто по [2, табл. Г9].

Усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом:

$$Q_{bh} = \frac{P}{\gamma_h}, \tag{6.2.7}$$

где μ и γ_h — коэффициент трения и коэффициент надежности соединения на высокопрочных болтах, принимаемые по [2, табл. 42] в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей.

Для многоболтовых фрикционных соединений принимают, что все болты работают одинаково, и при действии силы N, приложенной в центре тяжести соединения, значение силы трения, создаваемое натяжением болтов, пропорционально количеству болтов, тогда требуемое количество болтов определяют по формуле:

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c}, \tag{6.2.8}$$

где k — число плоскостей трения соединяемых элементов; γ_c — коэффициент условий работы конструкции по [2, табл. 1]; γ_b — коэффициент условий работы фрикционного соединения, зависящий от числа болтов n и принимаемый равным: 0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 \leq n < 10$; 1,0 при $n \geq 10$.

Сдвигающее действие в соединении может вызывать и изгибающий момент, в этом случае расчет соединения выполняют, принимая, что усилия в болтах пропорциональны расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта (рис. 6.2.3):

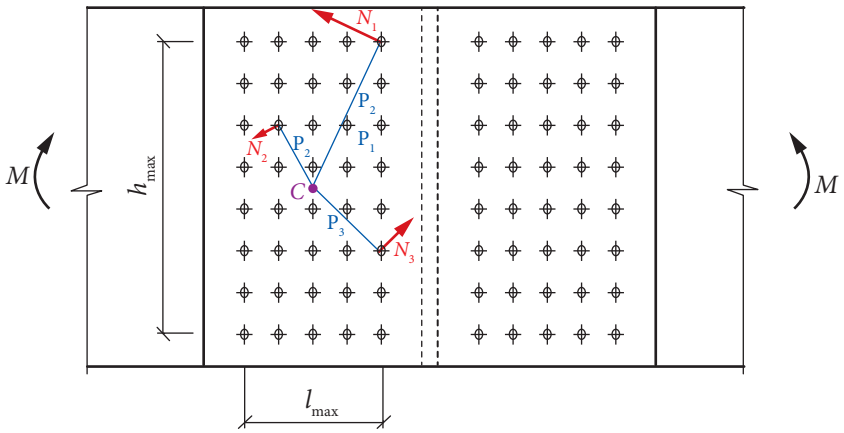


Рис. 6.2.3. Работа болтового соединения при действии изгибающего момента

$$\frac{N_1}{\rho_1} = \frac{N_2}{\rho_2} = \ldots = \frac{N_i}{\rho_i} = \ldots = \frac{N_n}{\rho_n}. \tag{6.2.9}$$

Из условия равновесия соединения следует, что момент, действующий на соединение, уравновешивается суммой моментов усилий в болтах относительно центра тяжести соединения:

$$M = N_1\rho_1 + N_2\rho_2 + N_3\rho_3 + \ldots + N_n\rho_n. \tag{6.2.10}$$

С учетом формулы (6.2.9) усилия в болтах можно выразить через усилие в самом нагруженном болте и переписать уравнение (6.2.10) в виде:

$$\begin{aligned} M &= N_1\rho_1 + N_1\frac{\rho_2^2}{\rho_1} + N_1\frac{\rho_3^2}{\rho_1} + \ldots + N_1\frac{\rho_n^2}{\rho_1} = \\ &= \frac{N_1}{\rho_1}\left(\rho_1^2 + \rho_2^2 + \rho_3^2 + \ldots + \rho_n^2\right) = \frac{N_1}{\rho_1}\sum_{i=1}^{n}\rho_i^2. \end{aligned} \tag{6.2.11}$$

Используя уравнение (6.2.11) можно проверить прочность болтового соединения на действие момента.

6.2.4. Конструирование болтовых соединений

Болтовые соединения металлических конструкций используют для выполнения узлов — соединения различных элементов друг с другом, и стыков — для соединения двух частей одной конструкции.

Стык листового металла можно выполнить при помощи накладок — двусторонних (рис. 6.2.4 *а*) или односторонних (рис. 6.2.4 *б*). Двусторонние накладки обеспечивают симметричную передачу усилия, что является предпочтительнее.

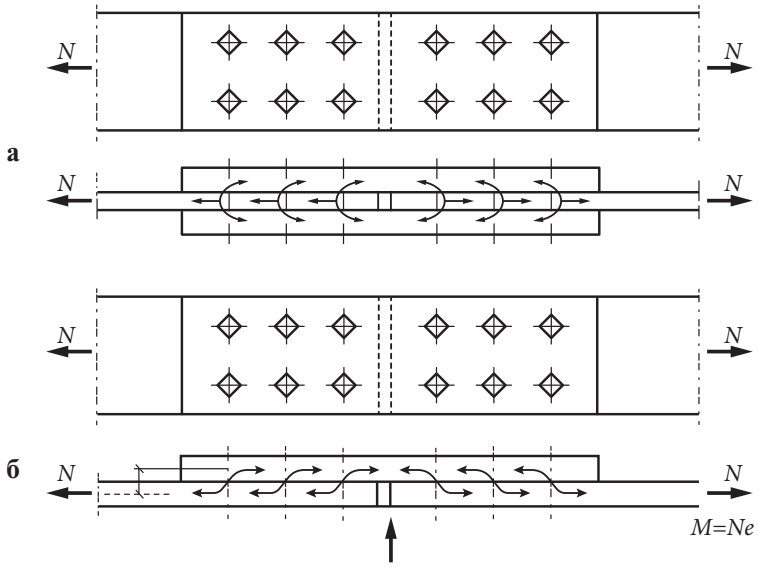


Рис. 6.2.4. Стык листовой детали с двухсторонними (*а*) и односторонними (*б*) накладками

В стыках с односторонней накладкой передача усилия происходит с эксцентриситетом, из-за чего возникают изгибающие моменты и определяемое по расчету количество болтов необходимо увеличить на 10%.

Стыки конструкций из профильного проката (рис. 6.2.5) также выполняют с использованием накладок. Для соединения уголков используют уголковые или листовые прокладки, для двутавров и швеллеров — листовые накладки. В таких соединениях эксцентриситет, возникающий из-за несимметричности расположения накладок, практически не влияет на работу соединения, так как соединяемые профили обладают значительной жесткостью, поэтому не возникает необходимости увеличивать расчетное количество болтов.

При конструировании болтовых соединений следует по возможности передавать усилия с одного элемента на другой по наиболее короткому пути, при этом стараясь обеспечить удобство выполнения соединения. Наиболее подходящий вариант расположения болтов для этого — по прямым линиям

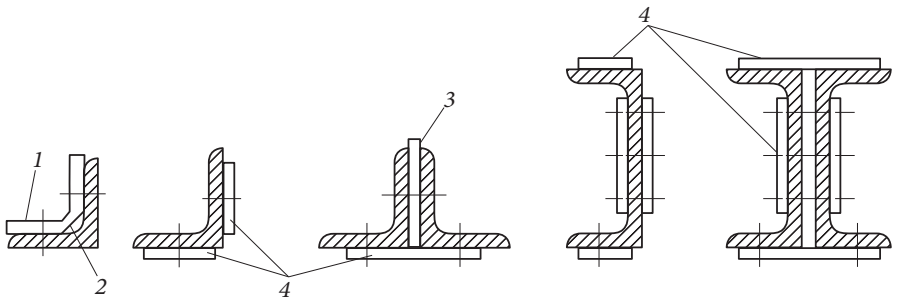


Рис. 6.3.5. Стыки фасонного проката:
1 — уголковая накладка, 2 — фаска, 3 — прокладка, 4 — листовая накладка

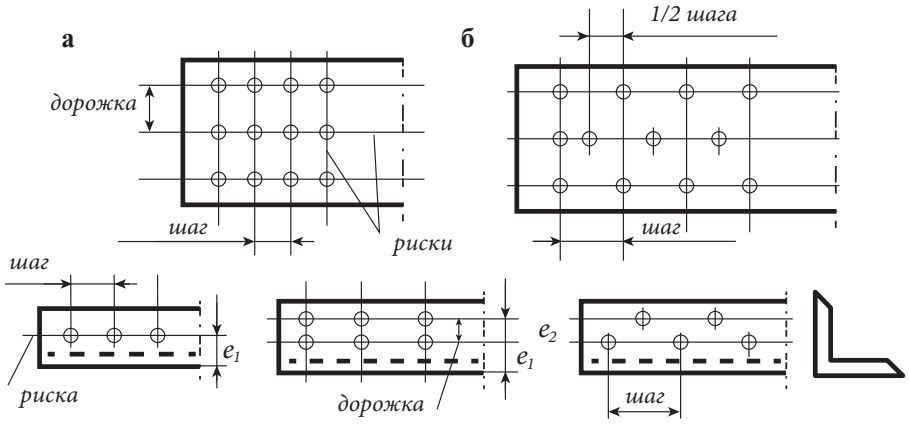


Рис. 6.2.6. Размещение болтов по рискам: *а*) рядовое; *б*) шахматное

(рискам), параллельным действующему на соединение усилию. Расстояние между двумя соседними рисками называют дорожкой, а расстояние между соседними по риске болтами — шагом. Размещение болтов по рискам может быть рядовым или шахматным (рис. 6.3.6). В фасонном прокате (уголки, двутавры, швеллеры) положение рисок и максимальные диаметры отверстий приведены в специальных нормалях, исходя из прочности профиля и возможности постановки болтов в соединениях. Нормали приведены в справочной литературе.

При расстановке болтов следует учитывать требования таблицы 6.2.1 к расстояниям между центрами отверстий и от центра отверстий до края элемента. При этом в расчетных соединениях (стыках и узлах) болты рекомендуют размещать на минимальных расстояниях друг от друга, чтобы болты работали совместно, а конструктивные соединительные болты рекомендуют размещать на максимальных расстояниях друг от друга.

Минимальные расстояния между центрами отверстий, приведенные в табл. 6.2.1, определены из условия прочности металла соединяемых элементов между отверстиями на вырыв, чтобы исключить этот вариант разрушения соединения. Максимальные расстояния назначают из условия обеспечения устойчивости участков отдельных элементов в промежутках между болтами или плотности соединения, если соединение работает на растяжение.

Крепление уголка одной полкой болтами, размещаемыми в шахматном порядке, выполняется так, чтобы отверстие, наиболее удаленное от его конца, размещалось на риске, ближайшей к обушку. В соединениях, где болты работают преимущественно на растяжение, следует применять болты класса точности В или высокопрочные. На скошенных поверхностях соединяемых деталей и элементов (внутренние грани полок двутавров и швеллеров) под головки болтов или гайки следует устанавливать косые шайбы.

При проектировании болтовых соединений следует обеспечивать возможность свободного доступа для установки болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей, гайковертов и др. Требования к компоновке болтовых соединений с учетом габаритов для применения гаечных ключей или гайковерта указаны в ГОСТ 13682.

Таблица 6.2.1.

Требования к расстановке болтов в соединениях конструкций (согласно СП16.13330.2017)

	Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояние при размещении болтов
1.	Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении	
а)	минимальное:	
	при $R_{yn} \le 375$ МПа	$2{,}5d$
	при $R_{yn} > 375$ МПа	$3d$
б)	максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d$ или $12t$
в)	максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
	при растяжении	$16d$ или $24t$
	при сжатии	$12d$ или $18t$
2.	Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента	
а)	минимальное вдоль усилия:	
	при $R_{yn} \le 375$ МПа	$2d$
	при $R_{yn} > 375$ МПа	$2{,}5d$
б)	минимальное поперек усилия:	
	при обрезных кромках	$1{,}5d$
	при прокатных кромках	$1{,}2d$
в)	максимальное	$4d$ или $8t$
г)	минимальное во фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении усилия	$1{,}3d$
3.	Минимальное расстояние между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещаемых в шахматном порядке	$u + 1{,}5d$

Примечания.

1. В таблице приняты следующие обозначения: d — диаметр отверстия для болта; t — толщина наиболее тонкого наружного соединяемого элемента; u — расстояние поперек усилия между рядами отверстий.
2. Диаметр отверстий для болтов класса точности А следует принимать равным номинальному диаметру болта, для болтов класса точности В в конструкциях опор ВЛ, ОРУ и КС — на 1 мм больше диаметра болта, в остальных случаях на 1, 2 или 3 мм больше диаметра болта.

6.2.5. Проверка ослабленных сечений

На заключительном этапе расчета болтового соединения выполняется проверка прочности сечения, ослабленного отверстиями под болты.

Для соединений на болтах классов А и В в соединениях, где сдвиговое усилие в соединении вызвано продольной силой в соединяемых элементах, условие прочности будет иметь вид:

$$\text{Для стали с } R_{yn} \le 440 \text{ МПа } \frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \le 1;$$
$$\text{для стали с } R_{yn} > 440 \text{ МПа } \frac{N\gamma_u}{A_n R_u \gamma_c} \le 1, \qquad (6.2.12)$$

где — площадь ослабленного сечения (площадь нетто):

$$A_n = (b - kd_o)\, t,$$

b и t — ширина и толщина ослабленного элемента; k — количество отверстий в поперечном сечении; d_o — диаметр отверстия.

В случае соединений на высокопрочных болтах при расчете прочности ослабленных сечения следует учитывать, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, передана силами трения, то есть условие прочности примет вид:

$$\frac{N\left(1-\frac{k}{2n}\right)}{A_{ef} R_y \gamma_c} \le 1, \qquad (6.2.13)$$

где n – количество болтов в соединении; k – количество болтов в поперечном сечении; при $A_n \ge 0{,}85A$ условная площадь $A_{ef} = A$, а при $A_n < 0{,}85A$ условная площадь $A_{ef} = 1{,}18A_n$. Здесь $A = bt$ – площадь сечения элемента брутто.

6.3. УЗЛЫ И СТЫКИ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.3.1. Сопряжения балок

Различают три основных типа сопряжения главных и второстепенных балок: этажное; в одном уровне и пониженное (рис. 6.3.1—6.3.3).

Этажное сопряжение (рис. 6.3.1) является наиболее простым вариантом в проектировании и монтаже. При значительных опорных реакциях второстепенных балок возможно деформирование верхнего пояса главной балки и для исключения этого рекомендуются устанавливать на главной балке ребра жесткости с плотным прилеганием верхнего торца ребра (пригонкой) к верхнему поясу балки. Основным недостатком такого решения является большая строительная высота узла.

Сопряжение балок в одном уровне (6.3.2) позволяет понизить строительную высоту узла. Через болтовое соединение можно передать большие опорные

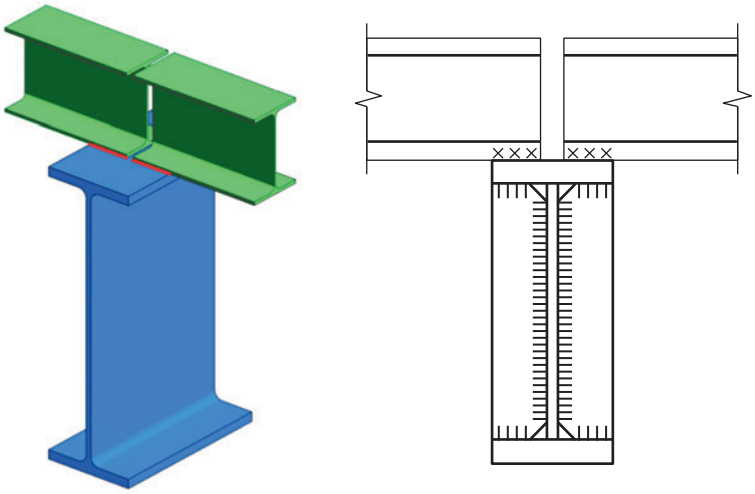


Рис. 6.3.1. Этажное сопряжение балок

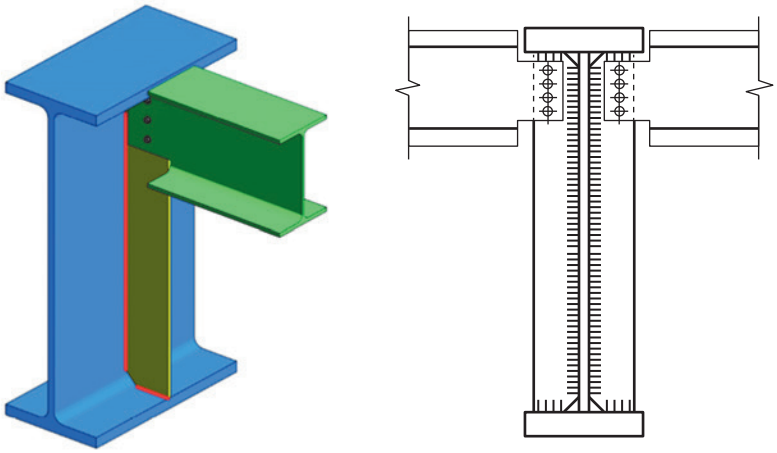


Рис. 6.3.2. Сопряжение балок в одном уровне

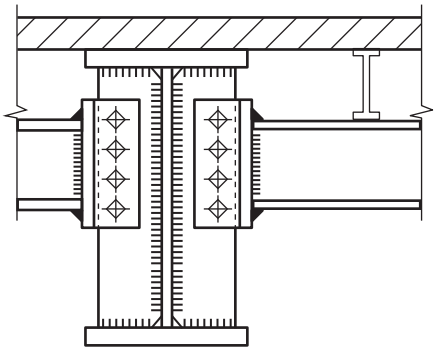


Рис. 6.3.3. Пониженное сопряжение балок

реакции. Недостатком такого варианта соединения является необходимость среза части полок и стенки балки настила, из-за чего уменьшается пространство на стенке для размещения болтов. Это ослабляет сечение балки на опоре и ограничивает выбор диаметра или числа болтов, а также увеличивает трудоемкость выполнения сопряжения. Избежать вырезов можно с помощью дополнительных соединительных элементов, например, как показано на рис. 6.3.3, при пониженном сопряжении балок.

В этих сопряжениях опорная реакция второстепенной балки передается через болты или монтажную сварку на поперечное ребро главной балки. Болты применяют нормальной точности.

При больших опорных реакциях второстепенных балок применяют высокопрочные болты.

Рассмотрим узел сопряжения балки настила и главной балки в одном уровне (рис. 6.3.2). Расчет узла сводится к определению необходимого количества болтов для восприятия опорной реакции балки настила. Принимаем болты нормальной точности. N — опорная реакция балки настила.

Порядок расчета:

- задаём диаметр (d) и класс прочности болтов;
- определяем несущую способность болта (1 плоскость среза) по срезу и по смятию поверхностей;
- выбираем минимальную несущую способность и по ней определяем требуемое количество болтов n:

$$n \geq \frac{kN}{N_{b,\min}\gamma_c}, \tag{6.3.1}$$

где $N_{b,\min}$ — минимальная несущая способность одного болта; k — коэффициент неравномерности вовлечения болтов в работу ($k = 1{,}2—1{,}25$);

- выполняем расстановку болтов и проверку прочности ослабленного сечения.

После расстановки необходимого количества болтов требуется проверить прочность на срез сечения балки настила, ослабленного отверстиями под болты. В данном случае условие прочности имеет вид:

$$\tau'_{\max} = \tau_{\max}\alpha, \tag{6.3.2}$$

где $\tau'_{\max}$ — максимальные касательные напряжения с учетом ослабления стенки отверстиями под болты; $\tau_{\max}$ — максимальное касательное напряжения без учета ослаблений; α — коэффициент, учитывающий увеличение касательных напряжений за счет ослабления стенки отверстиями.

$$\alpha = \frac{a}{a - d_o n}, \tag{6.3.3}$$

где a — высота стенки балки настила на опоре; d_o — диаметр отверстия под болты.

6.3.2. Узлы опирания балок на колонны

Балки могут опираться на колонну сбоку или сверху. При опирании балок сверху узел выполняется шарнирным, а при опирании сбоку может быть шарнирным и жестким. При шарнирном сопряжении с балки на колонну передаются только вертикальные нагрузки (опорная реакция балки), а при жестком сопряжении на колонну кроме опорной реакции также предается опорный изгибающий момент.

Примеры шарнирных узлов опирания балок на колонны показаны на рис. 6.3.4 и 6.3.5, а жестких узлов — на рис. 6.3.6 и 6.3.7.

Чаще всего опорная реакция передается с балки на колонну через опорные ребра (рис. 6.3.4 *а*, *б*; 6.3.5 *а*). Опорные ребра прикрепляют к стенке балки сварными швами. В варианте, показанном на рис. 6.3.4 *а*, балка опирается на колонну вертикальным опорным ребром, выступающим за грань нижней полки на 20—30 мм.

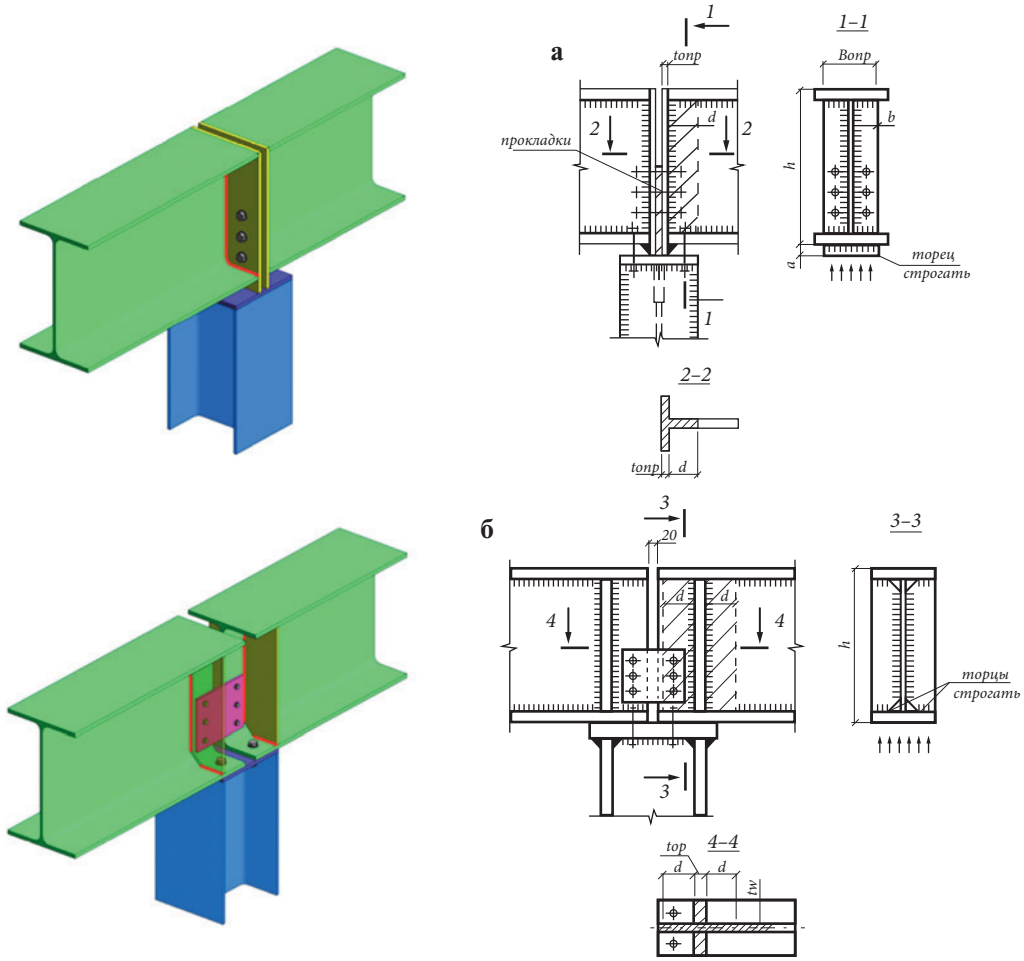


Рис. 6.3.4. Узлы опирания балок на колонну сверху: *а*) с торцевыми опорными ребрами; *б*) с внутренними опорными ребрами

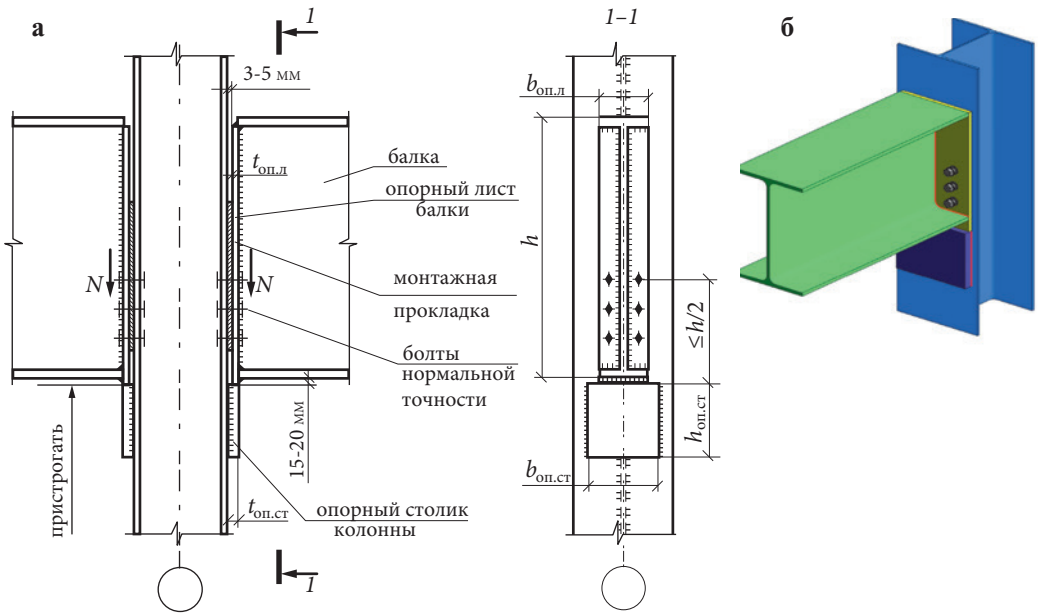


Рис. 6.3.5. Узел шарнирного опирания балки на колонну сбоку: *а*) схема; *б*) модель

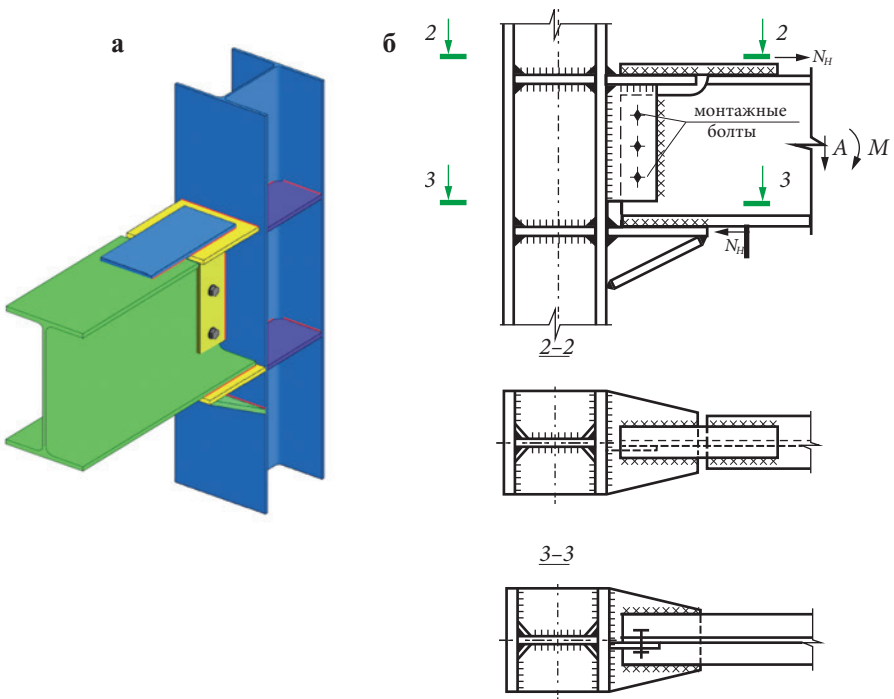


Рис. 6.3.6. Узел жесткого сопряжения балки с колонной*: а*) модель; *б*) схема

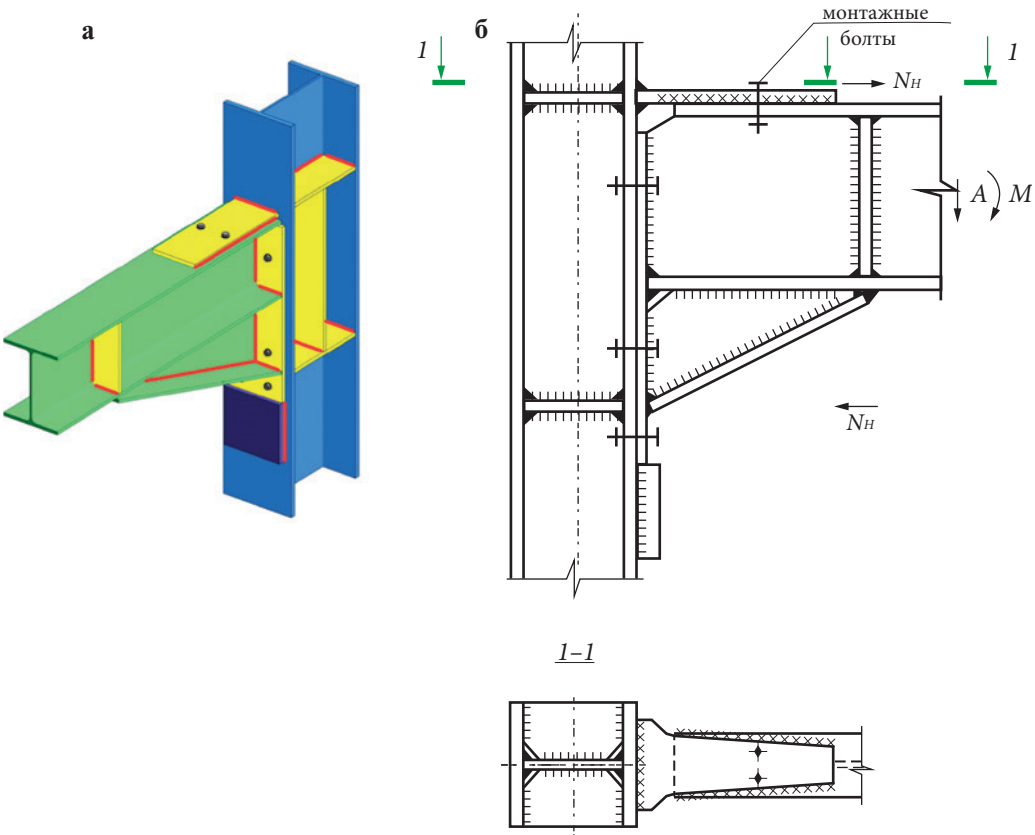


Рис. 6.3.7. Жесткое сопряжение балки с колонной, усиленное вутом: *а*) модель; *б*) схема

Торцы опорных ребер строгаются для непосредственной передачи опорного давления и обеспечения требуемой площади смятия. При опирании балок по варианту, показанному на рис. 6.3.4. *б*, торцы ребер жесткости плотно пригоняются к нижнему поясу. При этом центр опорной поверхности ребра совмещается с осью полки колонны.

При конструировании опорного узла необходимо выполнить следующие расчеты:

- расчет опорного ребра балки на смятие;
- расчет сварных швов, прикрепляющих стенку балки к опорному ребру;
- проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня. Выполняется только при опирании балки на колонну сверху, так как при опирании балки сбоку устойчивость обеспечивается болтами крепления балки к колоннам.

Расчёт опорного ребра

$$\sigma_p = \frac{N}{A_{\text{оп. р}}} = \frac{N}{b_{\text{оп. р}} t_{\text{оп. р}}} \le R_p \gamma_c, \qquad (6.3.1)$$

где N — опорная реакция балки; $A_{\text{оп. р.}}$ — площадь смятия опорного ребра; R_p — расчетное сопротивление стали на смятие.

Задаемся шириной опорного ребра $b_{\text{оп. р.}}$ и находим его требуемую толщину:

$$t_{\text{оп. р.}} \geq \frac{N}{R_p \gamma_c b_{\text{оп. р}}}. \tag{6.3.2}$$

По критерию местной устойчивости ребра должно выполняться условие:

$$b_{\text{оп. р.}} \leq t_{\text{оп. р.}} \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \tag{6.3.3}$$

Выступающая часть опорного ребра не должна превышать $1{,}5t_{\text{оп. р.}}$ (рис. 6.3.5). В противном случае, несущую способность выступающей части ребра (формулы 6.3.1 и 6.3.2) необходимо проверять при использовании R_y — расчетного сопротивления стали по пределу текучести.

Сварные угловые швы, крепящие ребро к стенке балки, рассчитываются на срез по металлу шва и металлу границы сплавления. Расчет производится на полную опорную реакцию балки.

Условие прочности по металлу шва:

$$N \leq R_{wf} \gamma_c 2 l_w \beta_f k_f. \tag{6.3.4}$$

Условие прочности по металлу границы сплавления:

$$N \leq R_{wz} \gamma_c 2 l_w \beta_z k_f. \tag{6.3.5}$$

Рабочая длина сварного шва принимается

$$l_w = \min\left\{h_w, 85\ \beta_f k_f\right\}. \tag{6.3.6}$$

Опорная часть рассчитывается, как стойка, которая может потерять устойчивость. Сечение этой стойки включают опорное ребро и часть стенки балки шириной $d = 0{,}65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, как показано на рис. 6.3.4. Длина стержня принимается равной высоте балки h. Условие устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi A_{\text{усл. ст.}}} \leq R_y \gamma_c, \tag{6.3.7}$$

где $A_{\text{усл. ст.}}$ — площадь поперечного сечения опорной стойки, равная

$$A_{\text{усл. ст.}} = b_{\text{оп. р.}}\ t_{\text{оп. р.}} + 0{,}65\ t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

при торцевом опорном ребре.

6.3.3. Монтажные узлы балок

Монтажные стыки балок выполняются на строительной площадке и предназначены для сопряжения отдельных отправочных элементов в рабочую конструкцию. Необходимость и количество монтажных стыков диктуется

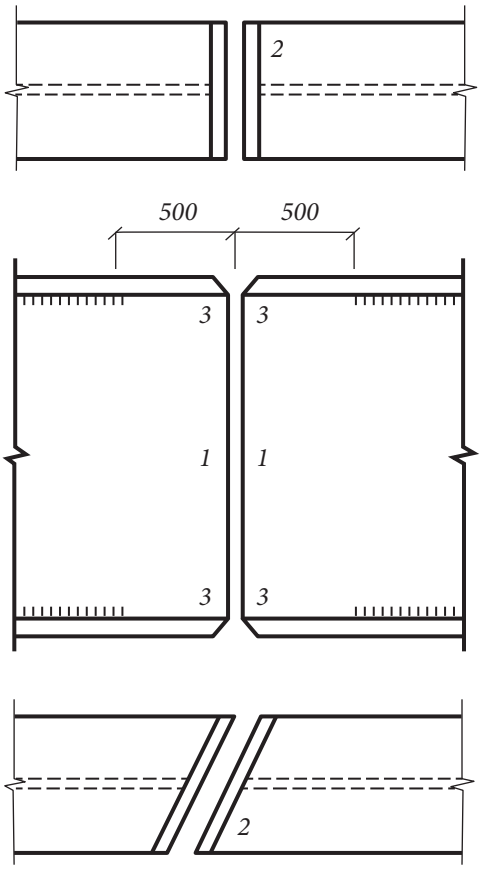


Рис. 6.3.8. Монтажный стык составной балки на сварке

условиями транспортировки. В целях экономической целесообразности следует стремиться к минимальному числу монтажных стыков.

Монтажные узлы балок выполняют сварными или болтовыми. В сварных монтажных узлах применяют стыковые сварные швы, которые для сжатых полки и стенки принимают прямыми, а для растянутой полки — косым под углом 60°, что обеспечивает равнопрочность стыка и основного сечения балки (рис. 6.3.8). Расчет стыка в таком случае не требуется.

Для уменьшения влияния сварочных напряжений стыковой шов выполняют в последовательности, показанной на рисунке цифрами. Стыковые швы стенки 1 и поясов 2 имеют наибольшую поперечную усадку, поэтому начинают варить соединение с них. Последними заваривают участки поясных швов 3 (угловых швов между стенкой и полкой) длиной около 500 мм. Эти участки на заводе оставляют незаваренными, чтобы обеспечить возможность некоторой вытяжки листов при усадке швов 1 и 2.

Монтажный болтовой узел балок выполняют с накладками на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением (рис. 6.3.9), так как в местах стыков нужно организовать сдвигоустойчивое соединение.

Изгибающий момент в стыке частично воспринимается полками балки, а частично стенкой. Распределение момента между частями сечения принимается пропорционально их жесткостям, то есть пропорционально моментам инерции:

$$M = M_f + M_w,\ M_w = M\ \frac{I_w}{I},\ M_f = M - M_w, \qquad (6.3.8)$$

где M — расчетный изгибающий момент в сечении, где проектируется стык; M_w — изгибающий момент, воспринимаемый стенкой; M_f — изгибающий момент, воспринимаемый поясами; I_w — момент инерции стенки балки; I — момент инерции сечения балки в месте стыка.

Усилие, приходящееся на соединение полок:

$$N_f = \frac{M_f}{h_{ef}}, \qquad (6.3.9)$$

где $h_{ef} = h_w + t_f$.

Тогда необходимое число болтов (на одну полку с одной стороны стыка):

$$n_f = \frac{N_f}{Q_{bh}\gamma_c}, \qquad (6.3.10)$$

где Q_{bh} — усилие, воспринимаемое одним высокопрочным болтом.

Полученное значение округляется в большую сторону до четного числа.

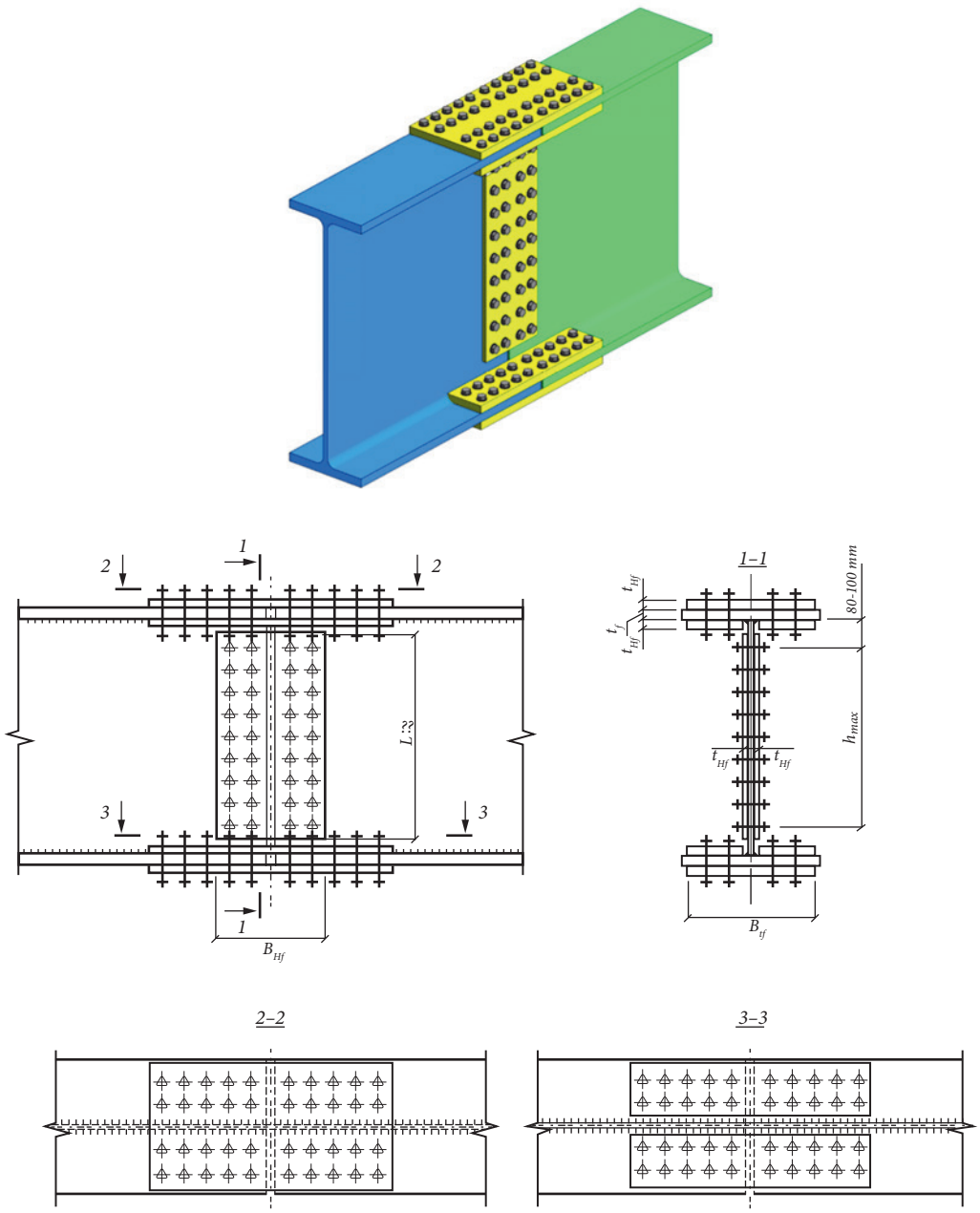


Рис. 6.3.9. Монтажный стык составной балки на высокопрочных болтах

В стыке в стенке балки сдвиговые усилия вызываются изгибающим моментом, и болты оказываются нагружены неравномерно. Изгибающий момент, действующий в стенке, уравновешивается суммой моментов усилий в болтах относительно центра тяжести соединения. Усилия в равноудаленных от нейтральной оси балки болтах равны, поэтому условие уравновешенности стыка можно записать в виде:

$$M_w = \sum_{i=1}^{n} N_i a_i = k\left(N_1 a_1 + N_2 a_2 + \ldots + N_n a_n\right), \qquad (6.3.11)$$

где k — число вертикальных рядов болтов в полунакладке; $a_1 = a_{\max}$.

Отсюда

$$N_{\max} = N_1 = \left(\frac{M_w}{k}\right)\left(\frac{a_{\max}}{\sum a_i^2}\right) \le Q_{bh}. \qquad (6.3.12)$$

Выражаем $\sum a_i^2$ через $a_{\max}$ и число болтов в вертикальном ряду стыка n_w и получаем окончательную формулу для $N_{\max}$:

$$\sum a_i^2 = a_{\max}^2 \frac{n_w\left(n_w + 1\right)}{6\left(n_w - 1\right)} = \alpha a_{\max}^2, \qquad (6.3.13)$$

$$N_{\max} = \frac{M_w}{k\alpha a_{\max}} \le Q_{bh}. \qquad (6.3.14)$$

Коэффициент α принимается по табл. 6.3.1.

Таблица 6.3.1.

Коэффициенты монтажного стыка стенки балок

	Число рядов болтов по вертикали n_w									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1,40	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

Площади сечений накладок, перекрывающих пояса и стенку, должны быть не меньше площади сечения перекрываемого ими элемента. Суммарную толщину накладок в поясе можно принять как:

$$\sum A_{\text{nf}} = mA_f, \qquad (6.3.2)$$

где $m = 1{,}2—1{,}25$.

Тогда

$$t_{\text{nf}} = \frac{\sum A_{\text{nf}}}{\sum b_{\text{nf}}}. \qquad (6.3.15)$$

Толщина каждой накладки на стенке $t_{\text{нw}}$ принимается на 1—2 мм меньше толщины стенки.

В случае действия в стыке поперечной силы Q требуется дополнительная проверка несущей способности болтов на сдвигающее усилие от этой силы [2].

6.3.4. Узлы ферм

Наиболее распространенным решением легких ферм является ферма с элементами из уголков.

Как правило, в фермах с сечениями элементов из двух парных уголков узлы проектируют сварными с использованием дополнительных листовых элементов — фасонок (рис. 6.3.10). В таких узлах крепление элементов решетки фермы к фасонкам выполняется фланговыми угловыми швами, для которых катет шва назначается с учетом толщины уголка, из которого запроектирован элемент, а длина сварного шва определяется из условия прочности сварного шва. Распределение усилия в элементе между швами по перу и по обушку уголка принимается обратно пропорционально расстояниям от пера и обушка уголка до его центра тяжести.

Для снижения концентрации напряжений фланговые швы следует заводить на торец уголка не менее чем на 20 мм. Для размещения на фасонках сварных швов их рекомендуется выпускать за обушки уголков. Рекомендуемые размеры выпусков показаны на рис. 6.3.10.

Фасонки рекомендуется конструировать прямоугольными или трапецеидальными без образования острых углов.

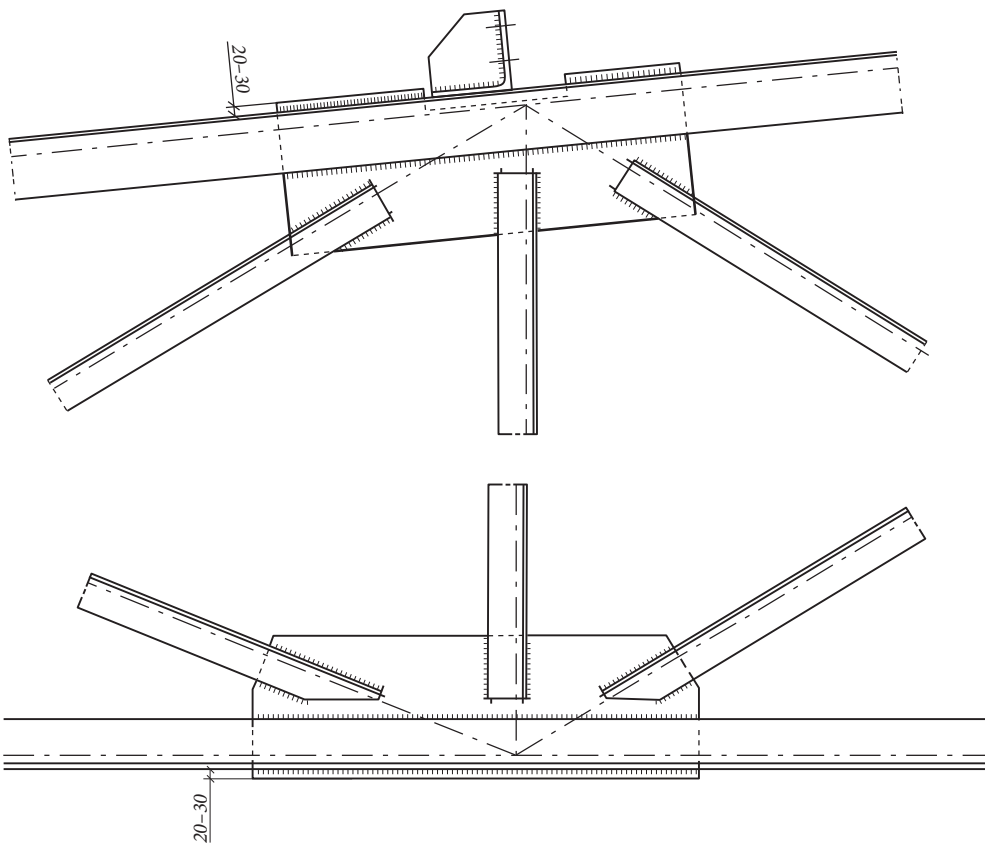


Рис. 6.3.10. Промежуточные узлы ферм на фасонках

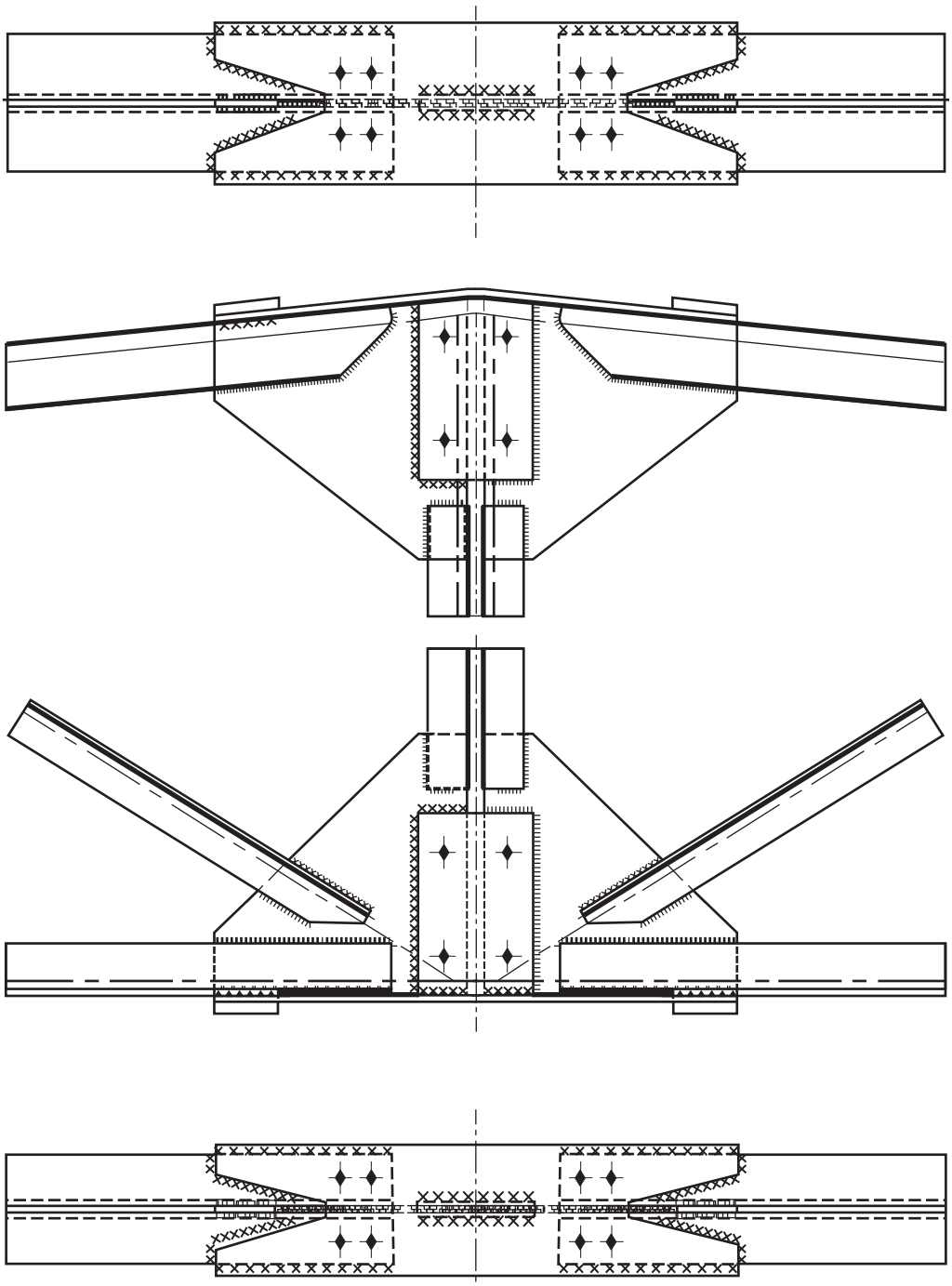


Рис. 6.3.11. Монтажный узел фермы

Усилие, на которое рассчитываются швы крепления фасонки к поясу, принимается равной разности усилий в соседних элементах пояса.

В случае приложения к узлу вертикальной сосредоточенной нагрузки, например, от прогонов, швы крепления поясов к фасонке рассчитываются на совместное действие продольного и поперечного усилия по формуле:

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wF}^2 + \tau_{wN}^2} \le R_{wf}\gamma_c, \qquad (6.3.16)$$

где τ_{wF} и τ_{wH} — напряжения в угловом шве от вертикального и горизонтального усилия, соответственно. Проверку прочности угловых швов следует выполнять по металлу шва и металлу границы сплавления.

Наиболее рациональное решение укрупнительного узла фермы, обеспечивающего их сборку из двух симметричных полуферм, показано на рис. 6.3.11.

Опорные узлы ферм конструируют в зависимости от вида сопряжения (шарнирное или жесткое) и вида опор (металлические или железобетонные колонны, кирпичные или железобетонные стены).

При сопряжении ферм с металлическими колоннами опирание может быть выполнено как сверху, так и сбоку (рис. 6.3.12).

При опирании сверху часто используется дополнительная стойка (надколонник) (рис. 6.3.12 *а*). Жесткое сопряжение выполняется, как правило, сбоку.

Давление фермы (опорная реакция) передается на опорную плиту (рис. 6.3.12 *а*) или опорный столик колонны (рис. 6.3.12 *б, в*).

В решениях, показанных на рис. 6.3.12 *б*, в опорное ребро фермы строгается и выступает за фасонку на 10—20 мм.

Сечение опорного ребра определяется из условия смятия торцевой поверхности:

$$A \ge \frac{F_{\text{оп}}}{R_p}, \qquad (6.3.17)$$

где $F_{\text{оп}}$ — опорная реакция фермы; R_p — расчетное сопротивление стали смятию.

В решении по рис. 6. 3.12 *а* и *б,* в верхней части ферму прикрепляют к фасонке надколонника, а в решении по рис. 6. 3.12 *в* — к полке колонны болтами нормальной точности. При этом в шарнирных узлах таких, как показанные на рис. 6.3.12 *а* и *б* в верхней части узла отверстия в фасонках выполняют овальными и на 5—6 мм больше диаметра болта по горизонтали, а в узлах по рис. 6.3.12 *в* опорный фланец проектируют относительно тонким ($t_{\text{ф}} = 8$—10 мм), и на максимально возможном расстоянии по горизонтали располагают конструктивные болты, которыми фланец соединяется с колонной ($b = 160$—200 мм).

При опирании фермы на колонну сбоку вертикальная опорная реакция с фермы передается через опорный лист на опорный столик, который выполняют, как правило, из листа $t = 30$—40 мм. Для учёта возможного неравномерного загружения сварных швов, крепящих опорный столик к колонне, эти сварные швы рассчитывают на вертикальную опорную реакцию фермы, увеличенную на 30%.

Опорное ребро во всех случаях крепят к полке колонны болтами нормальной точности, чтобы избежать передачи на них опорного давления

за счет разницы в диаметрах болтов и отверстий. Чаще всего эти болты ставятся конструктивно, однако в некоторых случаях из-за появления отрывающих опорное ребро от колонны усилий эти болты рассчитываются на растяжение.

Швы крепления опорного ребра к фасонке фермы воспринимают опорную реакцию $F_{оп}$ при шарнирном и жестком сопряжении и горизонтальную силу H при жестком сопряжении (рис. 6.3.13).

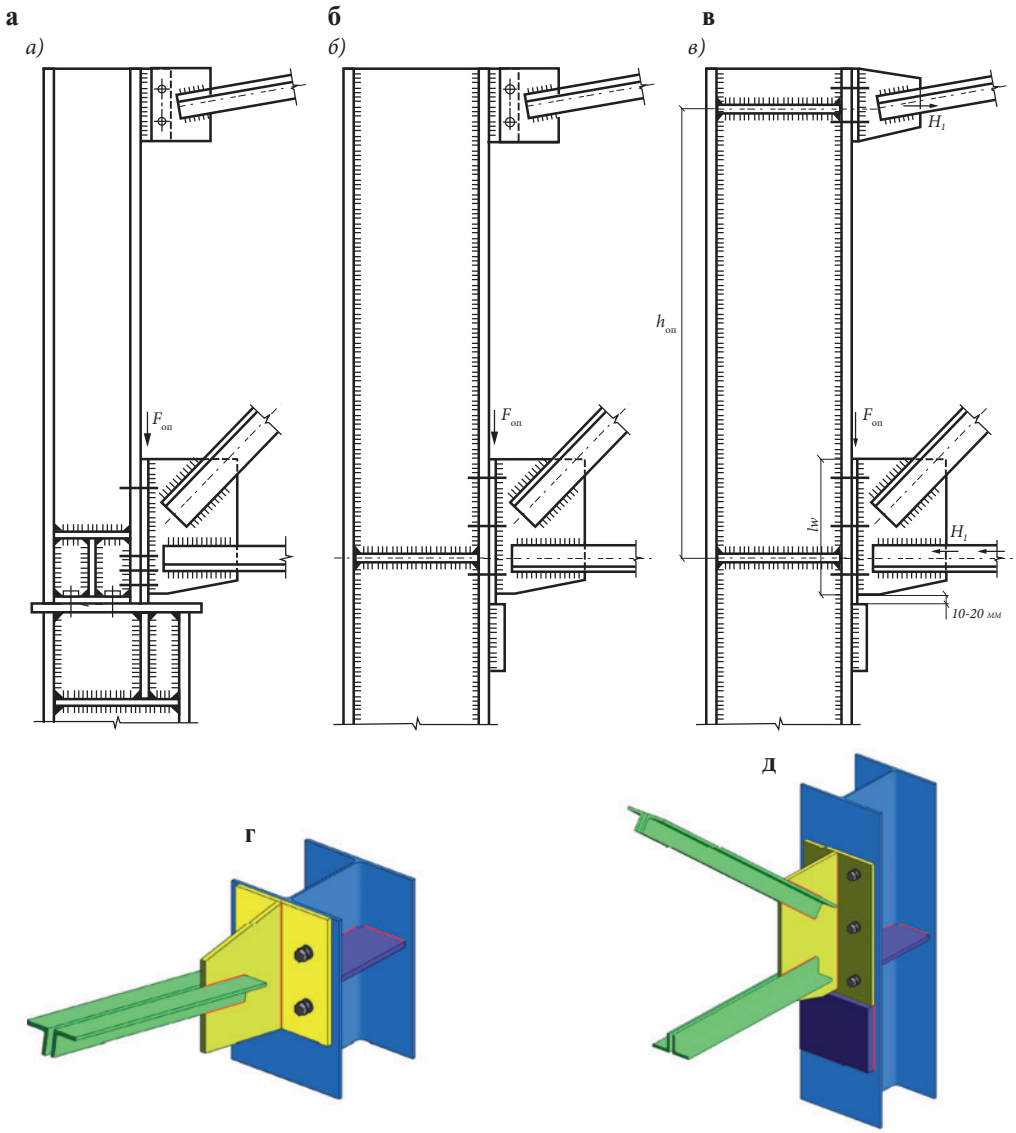


Рис. 6.3.12. Опирание фермы на колонну:
а — опирание фермы на колонну сверху с устройством надколонника;
б) опирание на колонну сбоку с «флажком» в верхней части узла; *в*) опирание на колонну сверху с листовым шарниром в верхней части узла; *г* и *д* — 3D модели верхней и нижней части узла с опиранием на колонну сверху

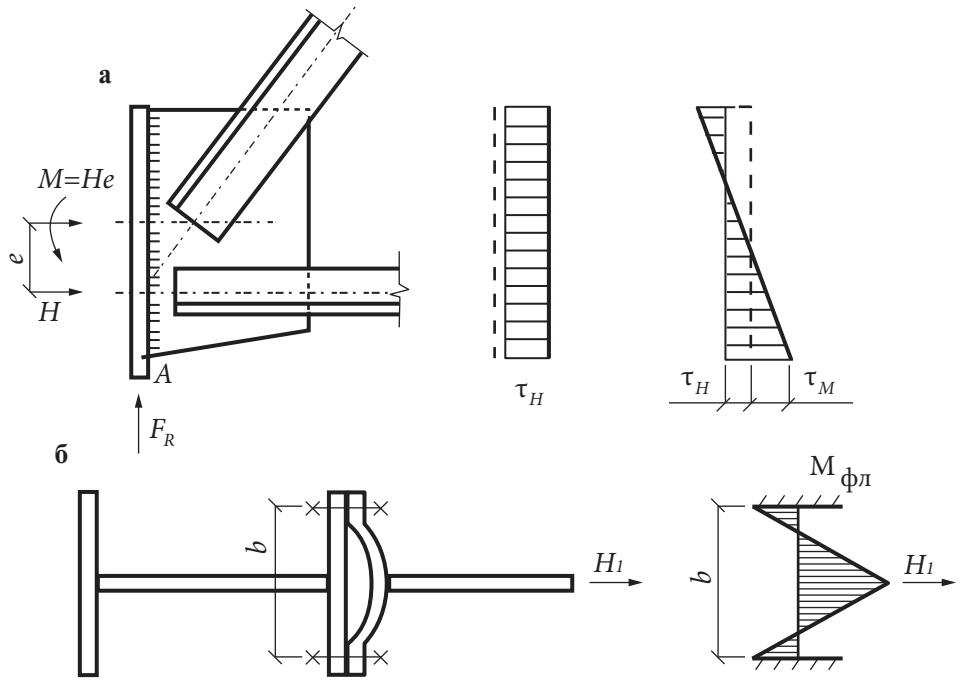


Рис. 6.3.13. Расчетная схема элементов узла опирания фермы на колонну сбоку: *а*) сварного шва в нижней части крепления фермы; *б*) фланца в верхней части узла

Сила H приложена с эксцентриситетом по отношению к центру шва (рис. 6.3.13) и равна:

$$H = H_1 + H_p. \tag{6.6.3}$$

Здесь $$H_1 = \frac{M_{\text{оп}}}{h_{\text{оп}}},$$

где $M_{\text{оп}}$ — опорный момент, $h_{\text{оп}}$ — расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего поясов фермы. $H_{\text{р}}$ — усилие от распора рамы.

Швы крепления опорного ребра к фасонке рассчитывают на срез в двух направлениях от внецентренно приложенной горизонтальной силы H и вертикальной опорной реакции фермы $F_{\text{оп}}$.

$$\tau = \sqrt{\left(\tau_{F_{\text{оп}}}\right)^2 + \left(\tau_H + \tau_M\right)^2} \le R_{wf}\gamma_c, \tag{6.3.18}$$

где $$\tau_M = \frac{M}{W_{\text{оп}}} = \frac{6He}{2\beta_f k_f l_w^{\,2}};\ \tau_{F_{\text{оп}}} = \frac{F_{\text{оп}}}{2\beta_f k_f l_w};\ \tau_H = \frac{H}{2\beta_f k_f l_w}.$$

При $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ необходимо сделать проверку по металлу границы сплавления.

В верхнем узле крепления фермы необходимо проверить прочность шва крепления фланца к фасонке, прочность опорного фланца фермы на изгиб и прочность болтов крепления фланца к полке колонны. При этом необходимо конструктивно обеспечить совмещение линии действия силы H_1 с центром

опорного фланца (рис. 6. 3.12*в*). В противном случае необходимо при расчете учитывать дополнительный момент от расцентровки.

Высоту катета шва крепления опорного фланца к фасонке фермы определяют из условия его работы на срез от силы H_1.

$$k_f \geq \frac{H_1}{2\ a\ (\beta R_w)_{\min}\ \gamma_c}, \tag{6.3.19}$$

где a — высота фланца.

$$(\beta R_w)_{\min} = \min\{\beta_f R_{wf},\ \beta_z R_{wz}\}..$$

Расчетная схема опорного фланца приведена на рис. 6.3.13.

Считая фланец защемлённым в болтовом соединении, получим изгибающий момент во фланце:

$$M_{\text{оп. фл.}} = \frac{H_1 b}{8}. \tag{6.3.20}$$

Нормальные напряжения изгиба во фланце:

$$\sigma = \frac{M_{\text{оп. фл.}}}{W_{\text{оп. фл.}}} \leq R_y \gamma_c, \tag{6.3.21}$$

где $$W_{\text{оп. фл.}} = \frac{a\ t^2_{\text{оп. фл.}}}{6}.$$

Необходимое количество болтов крепления верхнего фланца к полке колонны определяют из условия их работы на растяжение от силы H_1.

6.3.5. Монтажные узлы стыков колонн

Монтажные стыки колонн выполняются, исходя из возможности транспортирования и монтажа отправочных элементов колонны. Такие стыки требуют повышенной точности сборки, так как выполняются на строительной площадке. Соединение частей колонн может быть встык с полным проваром сечений в месте стыка или на высокопрочных болтах (рис. 6.3.14). В месте сопряжения встык торцы колонн фрезеруют и плотно подгоняют с помощью монтажных уголков.

Сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы (рис. 6. 3.14 *а, б*), а растягивающие — через швы (рис. 6. 3.14 *а*) и накладки (рис. 6. 3.14 *б*).

6.3.6. Базы колонн

Узел опирания колонны на фундамент (база колонны) служит для крепления колонны и передачи нагрузки от колонны на фундамент. Одним из основных элементов базы является опорная плита, которая распределяет продольное усилие в колонне на бетон фундамента. В зависимости от типа сечения колонны и вида сопряжения колонны с фундаментом (шарнирное или жесткое) принимается различное конструктивное решение узла.

При конструировании базы необходимо строго соблюдать принятые в рабочей схеме сопряжения.

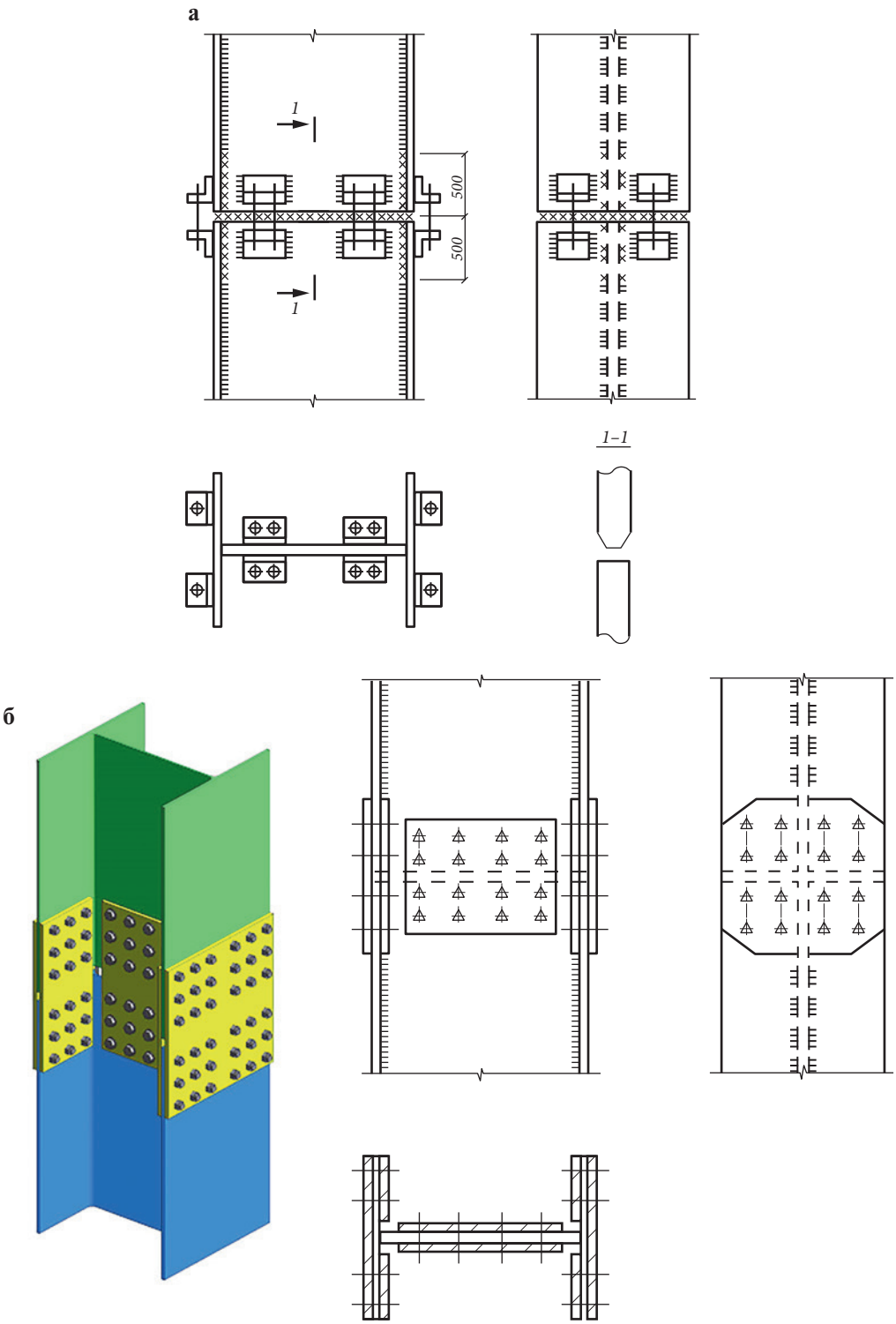


Рис. 6.3.14. Монтажные стыки колонн: *а*) сварной; *б*) на высокопрочных болтах

Конструкции баз центрально-сжатых колонн приведены на рис. 6.3.15.

Базы центрально-сжатых колонн могут быть шарнирными (рис. 6.3.15 *а, б*) и жесткими (6.3.15 *в*). Шарнирные базы имеют наиболее простую конструкцию.

Для легких колонн применяют базы с траверсами, в которых нагрузка со стержня колонны передается на опорную плиту через угловые сварные швы крепления колонны к плите.

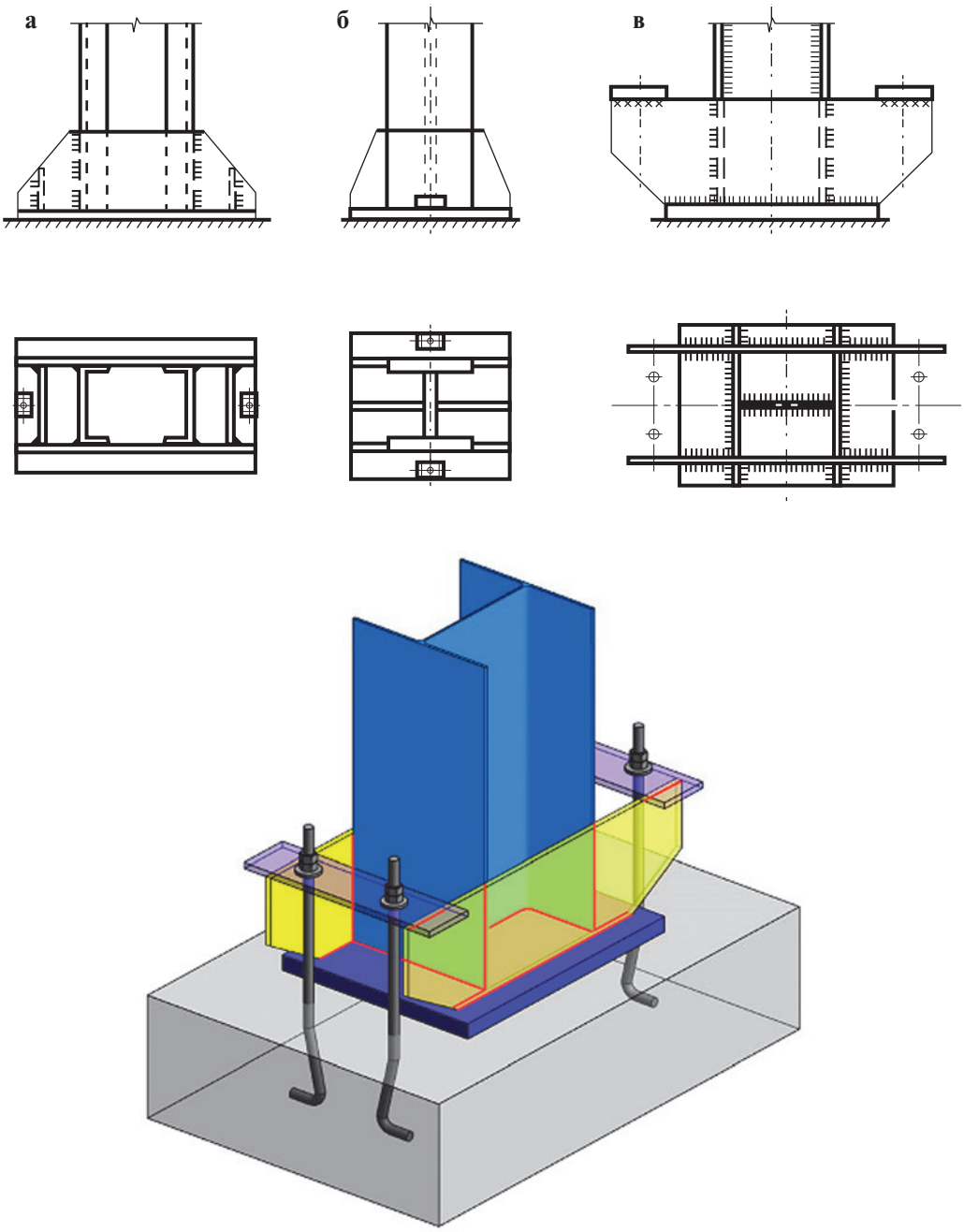


Рис. 6.3.15. Конструкции баз центрально-сжатых колонн

Для более равномерного распределения нагрузки от стержня иногда устанавливают дополнительные ребра (рис. 6.3.15*а, б*). При повышенных расчетных усилиях целесообразно передавать их через фрезерованной торец стержня на строганную поверхность плиты. Поверхности контакта торца колонны и плиты в целях повышения надежности соединения выравнивают — строгают или фрезеруют на специальном оборудовании завода металлоконструкций.

Такое решение позволяет устанавливать колонну с помощью безвыверочного метода монтажа. Недостатком этой конструкции можно считать необходимость увеличения толщины плиты для обеспечения несущей способности.

В центрально-сжатых базах с шарнирным сопряжением анкерные болты ставятся конструктивно для фиксации колонны в проектном положении и прикрепляются непосредственно к опорной плите (рис. 6.3.15*а, б*).

Поворот колонны на опоре возможен за счет гибкости плиты. Для центрально-сжатой колонны опорная плита принимается близкой к квадрату.

Для внецентренно-сжатых колонн устраивают жесткие базы, которые могут передавать изгибающие моменты.

При жестком сопряжении анкерные болты прикрепляются к траверсам и затягиваются с предельным напряжением для исключения поворота колонны на опоре (рис. 6.3.15*г*). При относительно небольших опорных моментах траверсы делают из листов толщиной 10—12 мм. Отверстия под анкерные болты делают диаметром в 1,5—2 раза больше диаметра болта для возможности рихтовки колонны в процессе монтажа. На болты надевают шайбы с отверстием на 3 мм больше диаметра болта и затем закручивают гайки.

Размеры опорной плиты центрально-сжатой колонны определяют из условия прочности материала фундамента. Требуемая площадь плиты:

$$A_{\text{пл.}} \geq \frac{N}{\left(\psi R_{b,loc}\right)}, \tag{6.3.22}$$

где N — продольная сила сжатия в колонне; $R_{b,\,loc}$ — расчетное сопротивление смятию бетона под плитой; ψ — коэффициент распределения местной нагрузки по площади смятия.

При значительной жесткости плиты напряжения в бетоне распределены равномерно, а $\psi = 1$.

Расчетное сопротивление бетона смятию определяет по формуле:

$$R_{b,\,loc} = \alpha\varphi b R_b. \tag{6.3.23}$$

Здесь φ_b — коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона в стесненных условиях работы под опорной плитой за счет окружающей массы бетона, препятствующей его разрушению по достижению его прочности на сжатие (бетон в данных условиях работает на локальное смятие).

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{\text{ф}}}{A_{\text{пл}}}}, \tag{6.3.24}$$

где $A_{\text{ф}}$ — площадь верхнего обреза фундамента; $A_{\text{пл}}$ — площадь опорной плиты, предварительно определенная по формуле (6.3.22) при $\varphi_b = 1{,}2$. Коэффициент φ_b

принимается не больше 2,5 для бетонов классов выше В75 и не больше 1,5 для бетонов класса В75 и ниже.

Расчетные сопротивления бетона сжатию R_b приведены в табл. 6.3.2.

Таблица 6.3.2.

Расчетные сопротивления бетона сжатию

Класс прочности	В7,5	В10	В12	В15	В20	В25
R_b, кН/см2	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45

Коэффициент α принимается в зависимости от класса бетона и в запас прочности может быть принят $\alpha = 1$ как для бетонов класса ниже В25.

Размеры плиты B и L назначаются по требуемой площади $A_{пл}$. Сначала устанавливают размер B, который увязывается с сечением колонны (рис. 6.3.16).

Чтобы плита не получалась очень толстой и была возможность выполнения швов, приваривающих плиту к траверсе или консольным ребрам, ее консольную часть принимают в пределах $40 \le c \le 120$ мм.

Толщину траверсы принимают $t = 10—16$ мм.

Тогда
$$B = h + 2\,t_{тр} + 2c, \qquad (6.3.25)$$

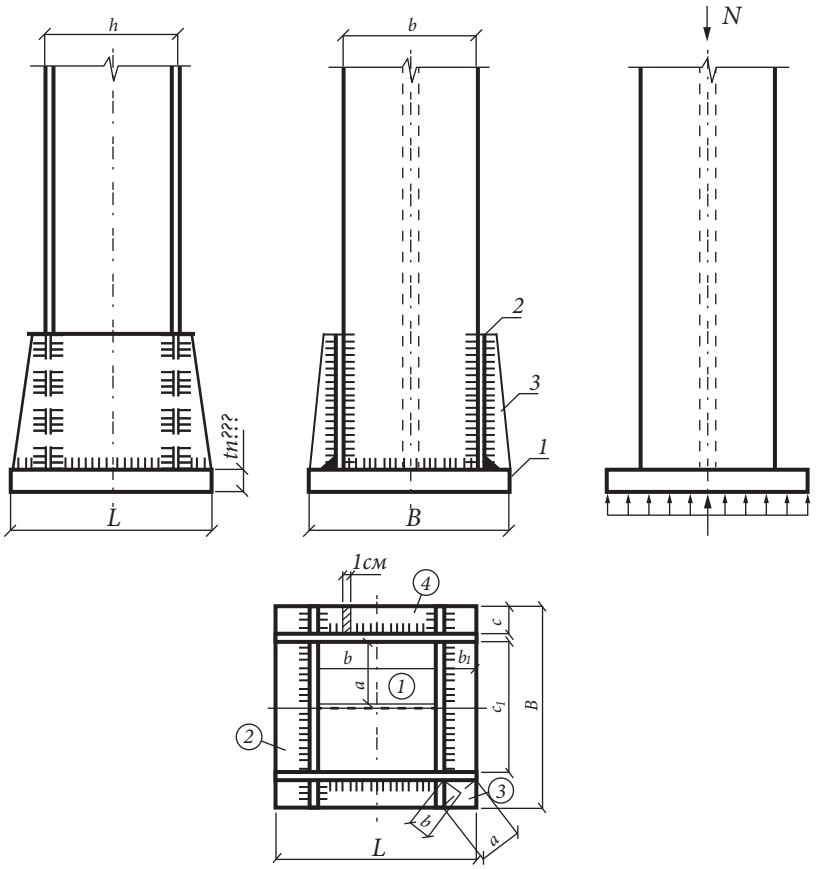


Рис. 6.3.16. Схема шарнирной базы центрально-сжатой колонны: 1 — опорная плита; 2 — траверса; 3 — консольное ребро

После этого определяют размер L плиты:

$$L = \frac{A_{\text{nn.nn}}}{B_{\text{nn}}}. \qquad (6.3.26)$$

В случае значительного превышения длины плиты над ее шириной, или наоборот, можно откорректировать эти размеры за счет изменения размера вылета консольной части плиты.

Толщину плиты определяют исходя из условия ее работы на изгиб. Нагрузку на плиту принимают как равномерно распределенное отпорное давление фундамента $\sigma_a = \frac{N}{A_{gh}}$, а опорами плиты являются стержень колонны, траверсы, ребра и т. п.

Площадь опорной плиты может быть разделена на отдельные участки по условиям ее опирания (рис. 6.3.16): опертые по четырем сторонам (1), опертые по трем сторонам (2), по двум (3) и консольные (4).

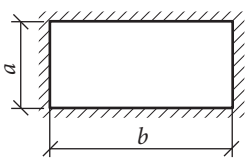
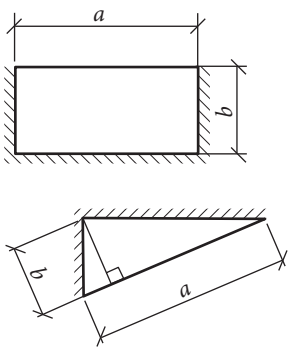
Изгибающие моменты в плите на участках 1, 2, 3 определяются по формуле:

$$M = \alpha q a^2, \qquad (6.3.27)$$

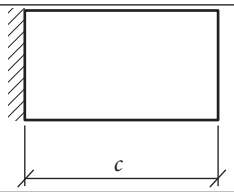
где $q = \sigma_{\text{ф}} \cdot 1$ см — давление от фундамента на полосу плиты шириной 1 см; α — коэффициент, определяемый по табл. 6.3.3. (коэффициенты Б. Г. Галеркина) в зависимости от соотношения b/a, где a и b размеры участков, указанные на рис. 6.3.16 и табл. 6.3.3.

Таблица 6.3.3.

Коэффициенты для расчета на изгиб плит в соответствии условиями опирания

Расчетная схема плиты	**Значения α при отношении размеров b/a**										
	0,5	0,7	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	≤2	≥2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	—	—	—	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125	
	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133	

Продолжение таблицы 6.3.3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Значения α для консольного участка с вылетом *c*										
	0,5										

Размеры *a* и *b* принимают в свету. При $b/a \geq 2$ момент определяют как для однопролетной балки.

$$M = \frac{qa^2}{8}. \qquad (6.3.28)$$

При $b/a < 0{,}5$ в запас прочности момент (участок 3) определяют как для консоли с вылетом *b*:

$$M = \frac{qb^2}{2}. \qquad (6.3.29)$$

Изгибающий момент на участке 4 определяется как для консоли с вылетом *c*:

$$M = \frac{qc^2}{2}. \qquad (6.3.30)$$

Толщину плиты определяют по наибольшему из изгибающих моментов, определенных по формулам (6.3.28—6.3.30).

Момент сопротивления сечения полосы плиты единичной (1 см) ширины равен:

$$W_{\text{пл}} = \frac{1\,\text{см} \cdot t_{\text{пл}}^2}{6} \qquad (6.3.31)$$

Из условия прочности по нормальным напряжениям при изгибе:

$$\frac{M}{W_{\text{пл}}} \leq R_y \gamma_c$$

имеем

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}}. \qquad (6.3.32)$$

При резком различии в значениях изгибающих моментов и, как следствие, в толщинах плиты на участках желательно переконструировать базу в целях ее облегчения: изменить размеры плиты в плане при сохранении ее площади или установить дополнительные ребра.

Общую траверсу рассчитывают как однопролетную двухконсольную балку, нагруженную равномерно распределенной погонной нагрузкой (отпор фундамента) и опирающуюся на полки колонны. Расчетная схема траверсы приведена на рис. 6.3.17 (в перевернутом виде для наглядности).

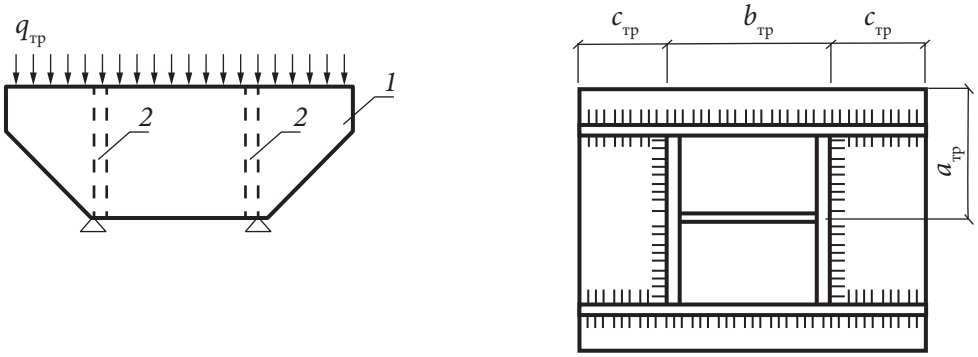


Рис. 6.3.17. Расчетная схема траверсы:
1 — траверса; 2 — полки колонны; $q_{тр}$ — погонная нагрузка; $a_{тр}$ — ширина грузовой площади

Равномерно распределенная нагрузка собирается с грузовой площади, равной половине площади плиты. Перераспределение нагрузки между ребрами и диафрагмами в запас прочности можно не учитывать.

Высоту траверсы обычно определяют из расчета сварных швов, которыми траверсы прикрепляются к колонне.

В случае четырех швов:

$$h_{тр} = l_w \geq \frac{N}{4\ k_f \beta_f R_{wf}} + 1 \text{ см}. \qquad (6.3.33)$$

После определения высоты траверсы проверяют выполнение конструктивного требования к сварным швам ($h_{тр} \leq 85 k_f \beta_f$), и если требование не выполняется, то принимают $h = 85 k_f \beta_f$ и из условия прочности сварного шва определяют катет шва.

Толщину траверсы принимают равной 10—16 мм и затем проверяют ее прочность на изгиб и срез.

Максимальный момент возникает в месте приварки траверсы к полке колонны:

$$M_{тр} = \frac{q_{тр} c_{тр}^2}{2}. \qquad (6.3.34)$$

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{тр} = q_{тр} c_{тр}. \qquad (6.3.35)$$

Условия прочности по нормальным, касательным и приведенным напряжениям:

$$\frac{M_{тр}}{W_{тр} R_y \gamma_c} \leq 1\ ; \quad \frac{Q_{тр}}{A_{тр} R_s \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{0{,}87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1. \qquad (6.3.36)$$

Здесь

$$W_{тр} = \frac{t_{тр} h_{тр}^2}{6};\ A_{тр} = t_{тр} h_{тр};\ \sigma = \frac{M_{тр}}{W_{тр}};\ \tau = \frac{Q_{тр}}{A_{тр}}.\ .$$

Раздельные траверсы и ребра жесткости рассчитывают как консольные балки с аналогичным сбором приходящейся на них нагрузки.

При креплении траверсы или ребра угловыми швами прочность швов проверяют на равнодействующие напряжения от момента и поперечной силы:

$$\frac{1}{R_w\gamma_c}\sqrt{\tau_M^2+\tau_Q^2}\le 1. \qquad (6.3.37)$$

При этом расчет ведут по наименее прочному сечению углового шва — по металлу шва или металлу границы сплавления (см. раздел 6.1).

При креплении траверсы стыковыми швами их прочность проверяется по приведенным напряжениям:

$$\frac{1}{R_w\gamma_c}\sqrt{\sigma_M^2+3\tau_Q^2}\le 1. \qquad (6.3.38)$$

Усилие с колонны на плиту передается либо через фрезерованные торец колонны и плоскость плиты, либо через сварные швы крепления колонны к плите (по расчету).

При передаче усилий через фрезерованный торец швы рассчитывают на возможное усилие от непредвиденных воздействий, принимаемое 15% от общей продольной силы N в колонне.

В рассматриваемых базах (рис. 6.3.18) плиту стараются принимать квадратной без больших консольных вылетов.

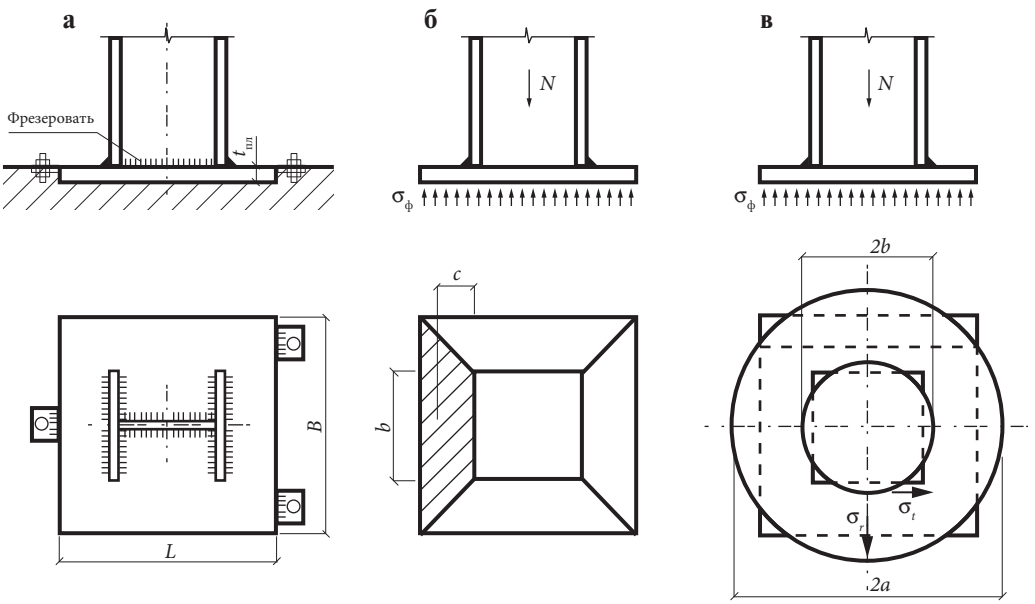


Рис. 6.3.18. База колонны без траверс:
а) конструктивное решение; *б*) расчетная схема (вариант 1); *в*) расчетная схема (вариант 2)

Толщина плиты может получаться значительной, так как ее консольные свесы не укреплены.

Компактность плиты в таких базах приводит к достаточно большим давлениям на фундамент, что диктует применение бетона повышенной прочности, класса В35 и выше.

Опорные плиты, как правило, приваривают к стержню колонны на заводе, но могут быть поставлены на монтаж отдельно в целях осуществления безвыверочного монтажа (см. раздел 8). В этом случае торец стержня колонны фрезеруется, плоскость плиты предварительно выравнивается на заводе строганием и вертикальность колонны обеспечивается предварительной выверкой опорной плиты с помощью трех установочных винтов (рис. 6.3.18 *а*).

Затем на плиту устанавливают колонну, совмещая заранее нанесённые риски на плите и колонне (рихтовка по горизонтали), и закрепляют ее в проектном положении сварными швами.

В фундаментах под колонны связевого блока для восприятия горизонтальных сил, а также при большой сейсмичности, предусматривают специальные упоры в виде закладных стальных деталей в фундаменте и пластины, привариваемые на монтаже к закладным упорам и опорной плите.

Толщина опорной плиты для колонны с фрезерованным торцом находится по изгибающему моменту в плите у кромки колонны в небольшом трапецеидальном свесе плиты, работающем как консоль (в запас прочности) (рис. 6.3.18 *б*), или по моменту, который вычисляют, заменяя прямоугольную плиту и сечение колонны на эквивалентные им по площади круги (рис. 6.3.18 *в*).

В первом случае изгибающий момент в плите определяется по формуле

$$M = \sigma_{ф} A_c, \tag{6.3.39}$$

где $\sigma_{ф}$ — напряжение в фундаменте под опорной плитой; A — площадь условного консольного участка (заштрихованный участок в виде трапеции на рис. 6.3.18 *б*); c — расстояние от центра тяжести участка до кромки колонны.

Толщину плиты можно найти по формуле:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M}{bR_y}}. \tag{6.3.40}$$

Здесь b — ширина стержня колонны, примыкающего к трапеции (расчетная ширина консоли).

Данный расчет рекомендуется производить при разнице в отношении сторон прямоугольника более чем в два раза.

Во втором случае в каждой точке круглой пластины можно определить изгибающие моменты в двух направлениях: M_r — в радиальном и M_t — в тангенциальном.

Принимая ширину расчетного элемента 1 см, получим:

$$M_r = k_r N;\ M_t = k_t M, \tag{6.3.41}$$

где k_r, k_t — коэффициенты, зависящие от отношения радиусов контура колонны и плиты $\beta = b/a$ (табл. 6.3.4).

Таблица 6.3.4.

Коэффициенты для определения изгибающих моментов в опорной плите при ее расчете как круглой пластинки

β	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

По найденным изгибающим моментам и нормальной силе в колонне определяют нормальные и касательные напряжения и проверяют прочность по приведенным напряжениям:

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{t_{\text{пл}}^2};\ \sigma_t = \frac{6M_t}{t_{\text{пл}}^2}; \tag{6.3.42}$$

$$\tau = \frac{N}{2\pi b t_{\text{пл}}}; \tag{6.3.43}$$

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r\sigma_t + 3\tau^2} \le 1. \tag{6.3.44}$$

Толщины плиты можно найти, используя первый подход к расчету, и проверить по второму варианту.

Тип анкерных болтов выбирается в зависимости от величины растягивающего (выдергивающего) усилия. При небольших значениях выдергивающие усилия передаются через трение по поверхности болта (рис. 6.3.19 *а, б*), а для передачи значительных усилий требуются специальные опорные шайбы (рис. 6.3.19 *в*).

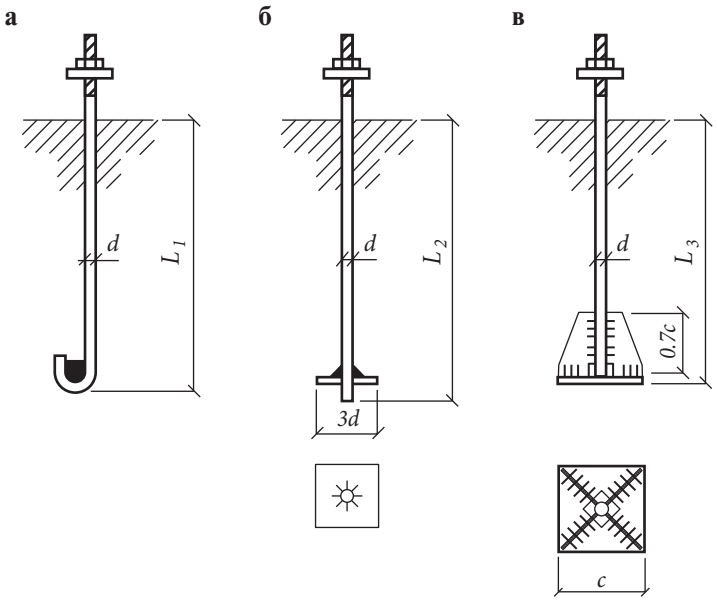


Рис. 6.3.19. Схемы закрепления анкерных болтов в фундаментах:
а, *б*) с восприятием выдергивающего усилия за счет трения;
в) с дополнительными опорными шайбами

При шарнирном сопряжении колонн с фундаментом и в базах центрально-сжатых колонн выдергивающее усилие в анкерных болтах отсутствует, в этом случае анкерные болты используют только для закрепления колонны в фундаменте и принимают конструктивно.

Контрольные вопросы к разделу 6

1. Какие есть достоинства и недостатки у сварных соединений?
2. Какие есть достоинства и недостатки у болтовых соединений?
3. В чем принципиальное различие между стыковыми и угловыми сварными швами?
4. В чем принципиальная особенность работы соединения на болтах с контролируемым усилием натяжения?
5. Какое напряженное состояние испытывают сварные угловые швы?
6. Какое напряженное состояние испытывает стыковые угловые швы?
7. Какое напряженное состояние испытывают высокопрочные болты?
8. Как принимается расчетное сопротивление стыкового шва при растяжении?
9. Для каких соединений необходима проверка прочности ослабленного сечения?
10. Какое напряженное состояние испытывает опорная плита в базе колонны?
11. На что рассчитывается опорный лист балки в узле опирания балки на колонну сбоку?

Литература к разделу 6

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2016. — 80 с.

2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 140 с.

3. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ // Российская газета, 2009. — № 225.

4. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ, 2015.

5. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3т. Т. 2 Конструкции зданий/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 528 с.

6. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. Металлические конструкции. Общий курс/под общей ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2010. — 668 с.

7. ГОСТ Р 57837—2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия». — М.: Стандартинформ, 2017.

8. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 1 Элементы конструкций/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2001. — 551 с.

9. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Минстрой России. — М.: ФГУП «Стандартинформ», 2017. — 27 с.

7. КАРКАСЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Конструкции зданий и сооружений обычно делят на два типа: несущие и ограждающие. Функцией несущих конструкций является восприятие всех нагрузок на здание и передача их на фундаменты, которые в свою очередь передают нагрузки на основания. Функцией ограждающих конструкций является защита внутренних помещений зданий от внешних воздействий (ветра, дождя, снега, низких или высоких температур и др.), а также разграничение внутреннего пространства. Некоторые конструкции, например, кровельные сэндвич-панели и кирпичные стены, могут сочетать в себе несущие и ограждающие функции.

В зависимости от вида вертикальных и горизонтальных несущих конструкций здания подразделяются на бескаркасные и каркасные. В бескаркасных зданиях вертикальными несущими элементами являются стены, а в каркасных — колонны. Каркас — это система вертикальных и горизонтальных несущих конструкций, которые воспринимают и передают на фундаменты все постоянные и временные нагрузки на здание (см. раздел 2).

Несущие конструкции, образующие каркас здания могут выполняться как из стали, так и из железобетона. Выделяют также смешанные каркасы, в которых колонны выполняются из железобетона (сборного или монолитного), а конструкции покрытия из стали. Выбор материала для элементов каркаса — сложная технико-экономическая задача, которая в каждом конкретном случае решается, принимая во внимание множество разнообразных факторов (главным образом исходя из особенностей технологического процесса, который будет происходить в здании и возможностей строительных организаций, возводящих объект).

На рисунке 7.1 приведена конструктивная схема каркаса одного из наиболее часто встречающихся типов каркасных зданий — одноэтажного промышленного здания.

Среди конструкций каркасов промышленных зданий обычно выделяют следующие элементы:

- колонны;
- элементы покрытия (шатра) здания — прогоны кровли, фонари, стропильные и подстропильные конструкции (балки, фермы);

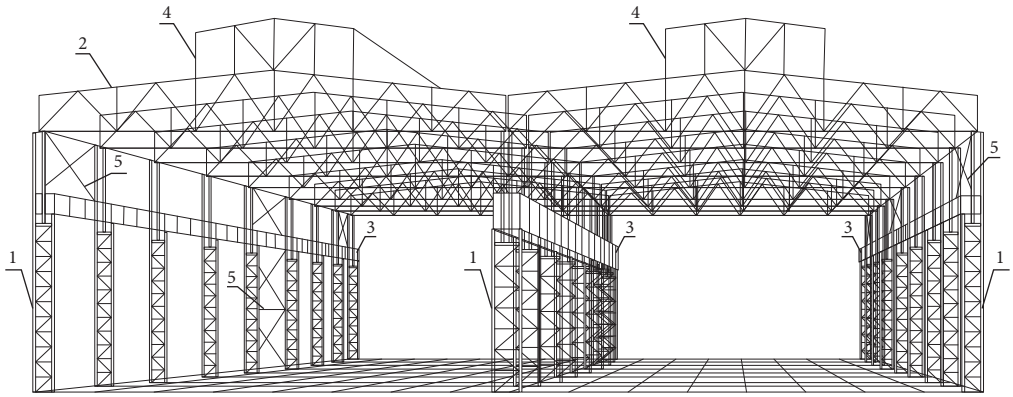


Рис. 7.1. Конструктивная схема каркаса промышленного здания:
1 — колонны; 2 — стропильные фермы; 3 — подкрановые балки;
4 — светоаэрационный фонарь; 5 — вертикальные связи по колоннам



Рис. 7.2. Каркас промышленного здания:
а) фото реального каркаса; *б*) схема поперечной рамы

- связи по колоннам и по покрытию;
- стеновой каркас (фахверк);
- конструкции, поддерживающие грузоподъемные механизмы (мостовые и подвесные краны) — подкрановые балки, пути монорельсов и подвесных кранов;
- конструкции, необходимые для работы и размещения технологического оборудования — различные площадки, лестницы, технологические этажерки и т. п.

В настоящее время большую роль играют вопросы энергоэффективности, поэтому в проектировании каркасов промышленных зданий все чаще стараются уменьшить отапливаемый объем здания, заменяя, где это возможно двухветвевые колонны колоннами сплошного сечения, а фермы — балками. Пример такого карскаса показан на рис. 7.2.

7.1. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕИЗМЕНЯЕМОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ЖЕСТКОСТИ КАРКАСОВ

Каркасы бывают трех типов — связевые, рамные и рамно-связевые. Эти типы каркасов отличаются друг от друга способом обеспечения геометрической неизменяемости каркаса в целом. В рамных каркасах пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается прочностью, устойчивостью и жесткостью отдельных конструкций и жёсткими узлами их соединений (см. рис. 7.1.1).

В связевых каркасах элементы каркаса соединяются друг с другом шарнирно, пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса также обеспечивается прочностью, устойчивостью и жесткостью отдельных элементов и за счет использования связей (см. рис. 7.1.2). В связевых каркасах связи устанавливаются в двух направлениях.

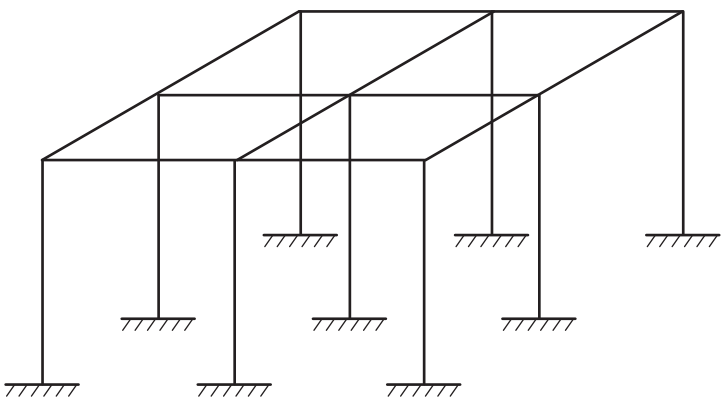


Рис. 7.1.1. Схема рамного каркаса

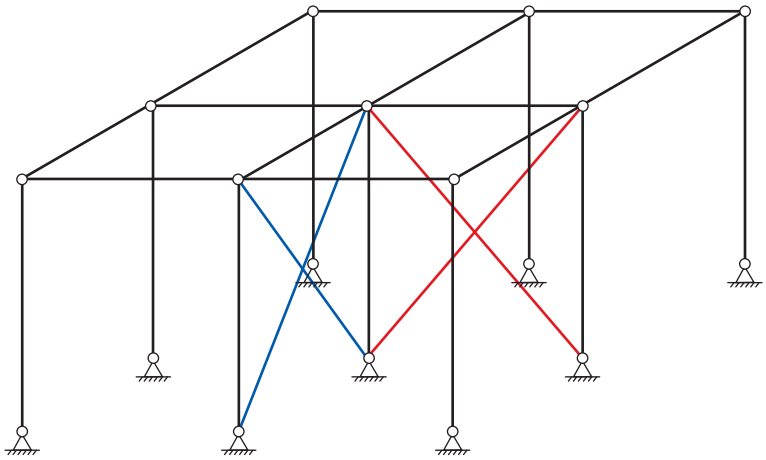


Рис. 7.1.2. Схема связевого каркаса

В рамно-связевых каркасах одноэтажных производственных зданий колонны и опирающиеся на них стропильные фермы или ригели сплошного сечения образуют основные плоские несущие системы каркаса — поперечные рамы. В таких каркасах, как правило, геометрическая неизменяемость, устойчивость и жесткость стальных каркасов в плоскости поперечных рам здания обеспечивается жесткостью самих элементов рамы (стоек и ригелей), а также конструкцией узлов их соединения. В направлении, перпендикулярном плоскости поперечной рамы (из плоскости рамы) геометрическая неизменяемость и пространственная жесткость каркаса обеспечивается системой связей, в которую входят вертикальные связи по колоннам, горизонтальные и вертикальные связи по покрытию.

Связи — важные элементы стального каркаса. Они выполняют ряд функций:

- обеспечивают неизменяемость пространственной системы каркаса и обеспечивают устойчивость его сжатых элементов;

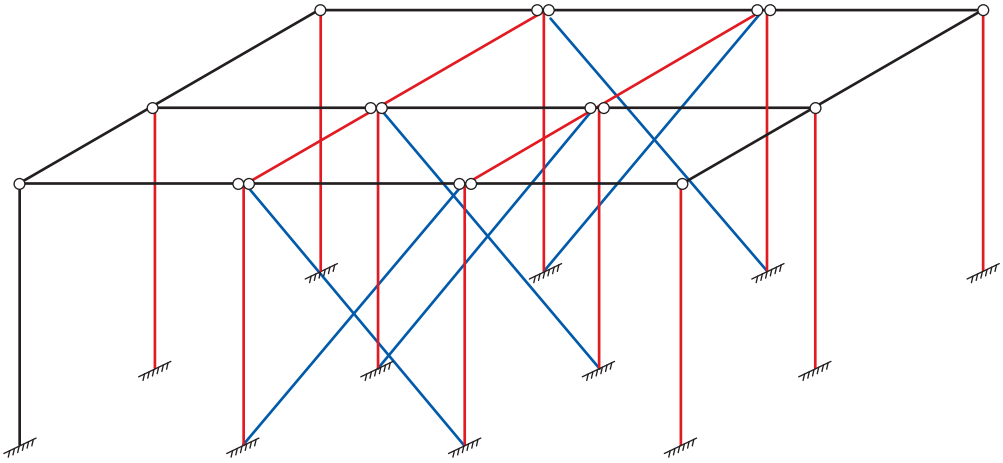


Рис. 7.1.3. Схема рамно-связевого каркаса

- воспринимают и передают на фундаменты нагрузки, действующие на каркас в продольном направлении (ветер в торец здания, продольные крановые нагрузки, горизонтальные сейсмические воздействия);
- обеспечивают совместную работу поперечных рам при местных нагрузках, что повышает жёсткость каркаса;
- обеспечивают устойчивость конструкций каркаса в период монтажных работ.

Система связей проектируется отдельно для каждого температурного блока здания.

Вертикальные связи по колоннам в первую очередь обеспечивают геометрическую неизменяемость каркаса и его жесткость в продольном направлении, как в стадии эксплуатации, так и в период монтажа. Также вертикальные связи задействованы в обеспечении устойчивости колонн из плоскости рам.

Для реализации этих функций в температурном блоке проектируется как минимум один связевый блок — жесткая конструкция, состоящая из двух соседних колонн, объединенных связями, который соединяется с остальными колоннами системой продольных элементов (распорки, подстропильные балки или фермы, подкрановые балки).

Распорки и решетка вертикальных связей располагаются в одной плоскости при небольшой ширине сечения колонны, а при ширине сечения колонны более чем 500 мм — в двух плоскостях по каждой грани колонны. Связевые блоки также воспринимают и крутящие моменты, возникающие в каркасе здания, поэтому связи по колоннам, проектируемые в двух плоскостях, соединяются решеткой или планками.

Решетки связевых блоков проектируют крестовыми или треугольными. Элементы крестовых решеток работают на растяжение при любом направлении сил, при этом условно считают, что сжатый раскос теряет устойчивость и выключается из работы. Элементы треугольных решеток работают на растяжение и сжатие. Элементы вертикальных связей проектируются, как правило, по предельной гибкости $\lambda_u = 200$, а в случае значительных горизонтальных усилий вдоль каркаса (сейсмические воздействия, краны большой грузоподъёмности) по расчету.

В каждом температурном блоке здания следует предусматривать самостоятельную систему связей [1, п. 15.4.1]. Система связей в каркасе здания состоит из связей по колоннам и связей по покрытию.

7.2. ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ

Производство разнообразной продукции осуществляется в специализированных здания — производственных зданиях или цехах. Наибольшее распространение для различных отраслей промышленности получили одноэтажные производственные здания.

Для обеспечения технологического процесса такие здания оборудуются подъемно-транспортным оборудованием, которое чаще всего опирается на несущие конструкции здания (мостовые краны, подвесные краны). Перемещаясь

по специальным поддерживающим их конструкциям каркаса (подкрановым балкам, подвесным путям) такие краны могут обслуживать практически всю площадь цеха, обеспечивая перемещение различных грузов для нужд технологического процесса.

В зависимости от нужд производства здания цехов могут проектироваться с пролетами от 12 до 120 м, длиной более 1000 м и высотой до 60 м. Для обслуживания процесса в здании могут применяться подвесные краны грузоподъемностью от 1 до 10 т и мостовые краны грузоподъемностью от 1 до 500 т (а в некоторых случаях и более 500 т).

В одноэтажных промышленных зданиях, как правило, применяется рамно-связевый каркас, поперечная рама которого образована колоннами и ригелями (балки или фермы). Колонны жестко защемляются в фундаментах, а узлы сопряжения ригелей с колоннами могут быть как шарнирными, так и жесткими. Расстояние между продольными рядами колонн называется пролетом рамы, а расстояние между поперечными рамами — шагом рам. В продольном направлении рамы соединяются связями и на рамы опираются продольные несущие элементы каркаса — подкрановые балки, подстропильные конструкции при их наличии, прогоны и конструкции светоаэрационных или зенитных фонарей.

Для устройства стен, переплетов остекления и ворот здания устраивается стеновой каркас — фахверк, который также крепится к поперечным рамам здания.

Производственные здания могут быть как однопролетными, так и многопролетными. Мостовые и подвесные краны в здании могут быть расположены в нескольких ярусах по высоте. Также для размещения технологического оборудования внутри здания могут устраиваться рабочие площадки, встроенные этажерки как с собственным каркасом, так и опирающиеся на каркас здания.

Конструкции здания должны в первую очередь удовлетворять назначению сооружения, быть прочными, устойчивыми и жесткими, оставаясь при этом относительно экономичными и легкими. При выборе типа несущих конструкций в промышленных зданиях основную роль играют эксплуатационные и технологические требования, при этом экономические соображения могут быть учтены не в полной мере.

Мостовые и подвесные краны создают динамические, многократно повторяющиеся, существенные по величине вертикальные и горизонтальные нагрузки на каркас здания, которые с течением времени вызывают износ и повреждения основных несущих конструкций, в первую очередь подкрановых балок. Нагрузки от кранов зависят не только от грузоподъемности крана, но и от режима его работы, который назначается в зависимости от технологического процесса в здании, которое обслуживает кран, от того, как часто кран эксплуатируется. В соответствии с [1] выделяют восемь групп режимов работы кранов, которые обозначающиеся от 1К до 8К: 1К — 3К (легкий режим работы), 4К — 6К (средний режим работы), 7К (тяжелый режим работы), 8К (весьма тяжелый режим работы). Данные о соответствие режимов работы кранов в зависимости от особенностей технологического процесса в здании приведены в табл. 7.1.1.

Таблица 7.1.1.

Перечень мостовых и подвесных кранов и режимов их работы

Тип крана	Группа режима работы	Условия использования
Ручные всех видов	1К — 3К	Любые
С приводными подвесными талями, в том числе с навесными захватами		Ремонтные и перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Здания электростанций, монтажные работы, перегрузочные работы ограниченной интенсивности
То же	4К — 6К	Перегрузочные работы средней интенсивности, технологические работы в механических цехах, склады готовых изделий предприятий строительных материалов, склады металлосбыта
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Смешанные склады, работа с разнообразными грузами
Магнитные		Склады полуфабрикатов, работы с разнообразными грузами
Закалочные, ковочные, штыревые, литейные	7К	Цехи металлургических предприятий
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при работе в одну или две смены)
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Технологические краны при круглосуточной работе
Траверсные, мульдогрейферные, мульдозавалочные, для раздевания слитков, копровые, ваграночные, колодцевые	8К	Цехи металлургических предприятий
Магнитные		Цехи металлургических предприятий, крупные металлобазы с однородными грузами
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при круглосуточной работе)

Здания с кранами групп режимов работы 6К — 8К подвергаются интенсивным динамическим силовым воздействиям, поэтому к каркасам и конструкциям таких зданий предъявляются повышенные требования (необходимость выполнения сквозных проходов вдоль крановых путей, дополнительные

повышающие коэффициенты, меньшие относительные деформации конструкций и так далее).

Большое влияние на работу конструкций в промышленных зданиях оказывает внутренняя и внешняя среда — температурный режим, агрессивность среды по отношению к стали, которая зависит от влажности воздуха, его химического состава, наличия в цехах аэрозолей или отложений пыли и т. д. Агрессивные среды вызывают ускоренную коррозию стали. Степень агрессивности среды по отношению к стальным конструкциям характеризуется скоростью коррозии металла: слабая (до 0,1 мм/год), средняя (до 0,5 мм/год) и сильная (свыше 0,5 мм/год). Одни из основных методов борьбы с коррозией — это конструктивные меры: применение гладких, открытых осмотру и очистке элементов; проектирование элементов без пазух, где может скапливаться вода или пыль; применение соответствующей антикоррозийной защиты.

Низкие отрицательные температуры (ниже –40 °С) могут вызывать хрупкое разрушение стали, во избежание которого необходимо применять стали с повышенными пластическими характеристиками, снижать влияние других отрицательных фактором, в частности концентраторов напряжений, уменьшать размеры температурных блоков, снижая тем самым влияние температурных деформаций; предусматривать дополнительные связи в покрытии.

7.2.1. Компоновка конструктивной схемы каркаса

Проектирование каркаса начинается с выбора конструктивной схемы, ее компоновки и определения ее основных размеров. Основные параметры — количество и ширина пролетов, полезная высота внутреннего пространства — принимаются на основе технического задания на проектирование. В исходные данные также входят эксплуатационные, технологические и технико-экономические требования.

Компоновка, то есть расположение, структуризация отдельных частей в целостном объекте — основа проектирования каркаса промышленного здания. Исходными данными для компоновки каркаса является технологическое задание с расположением и габаритами агрегатов и оборудования цеха, числом, грузоподъемностью и режимом работы кранов, а также данными о предполагаемых условиях эксплуатации конструкций.

При компоновке каркаса решаются следующие задачи:

- определение типа основной несущей системы — однопролетная, двухпролетная или многопролетная поперечная рама;
- размещение колонн в плане, назначение размеров температурных блоков, если это необходимо для заданных размеров здания;
- выбор типа сопряжения ригеля с колоннами и колонн с фундаментом (сопряжение колонн с фундаментами, как правило, жесткое; в однопролетных рамах рекомендуется жесткое сопряжение ригеля с колоннами; в двух- и многопролетных рамах сопряжение ригеля с колоннами принимается в большинстве случаев шарнирным);
- определение габаритных размеров и привязок к разбивочным осям элементов поперечной рамы;

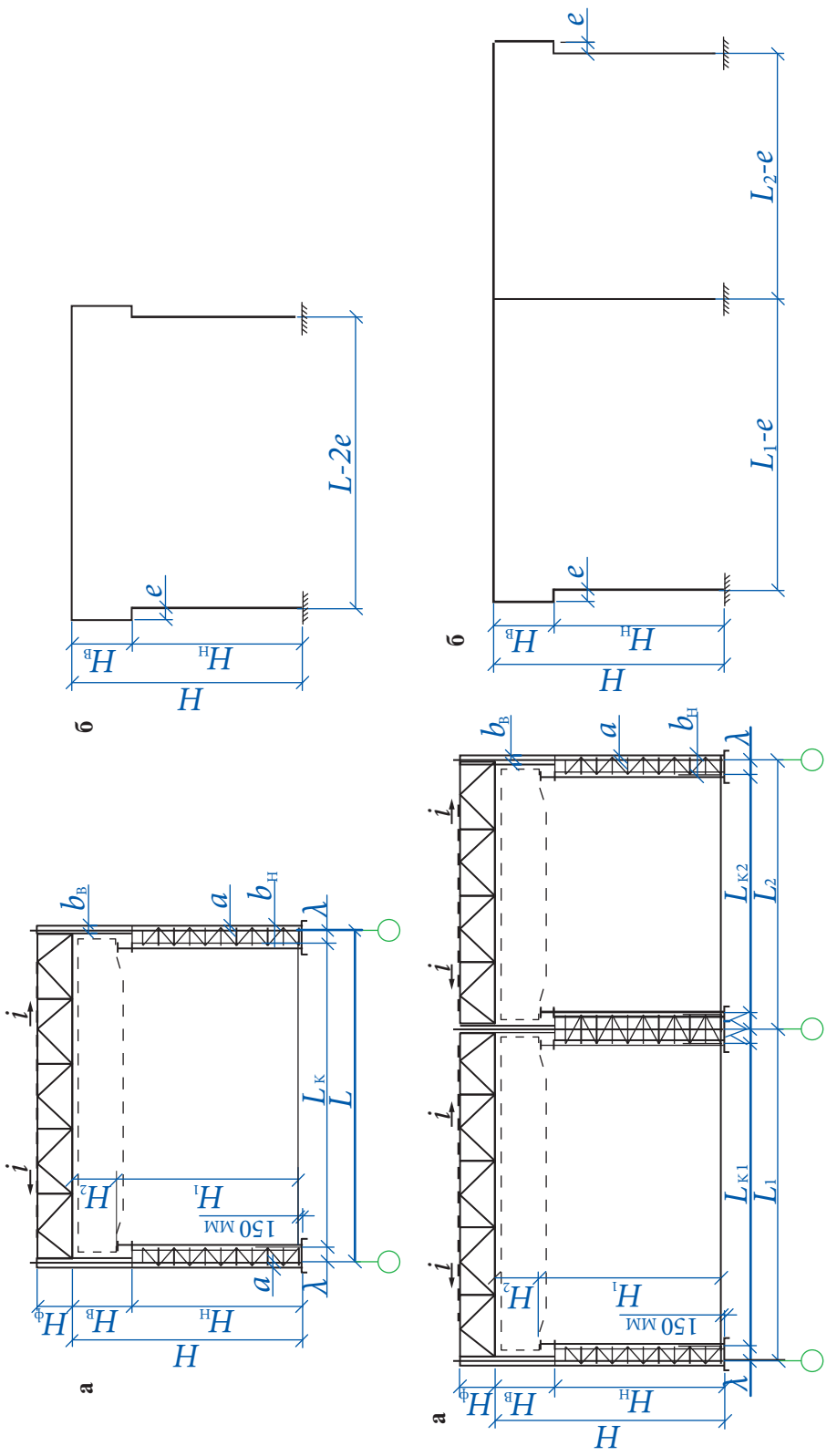


Рис. 7.1.4. Схемы поперечной рамы.
Вверху — однопролетная поперечная рама: *а)* конструктивная схема; *б)* расчетная схема. Внизу — двухпролетная поперечная рама: *а)* конструктивная схема; *б)* расчетная схема

• разработка системы связей: вертикальных связей по колоннам, горизонтальных и вертикальных связей по покрытию;

• выбор типа и размеров ограждающих конструкций — стен и покрытия.

Примеры компоновки конструктивных схем поперечных рам однопролетного и двухпролетного зданий показаны на рис. 7.1.4.

При компоновке поперечной рамы используются габаритные характеристики мостовых кранов, принимаемые по ГОСТ или стандартам производителя оборудования.

В рамках унификации и типизации колонны каркасов промышленных зданий, как правило, расставляются по модульной сетке разбивочных осей

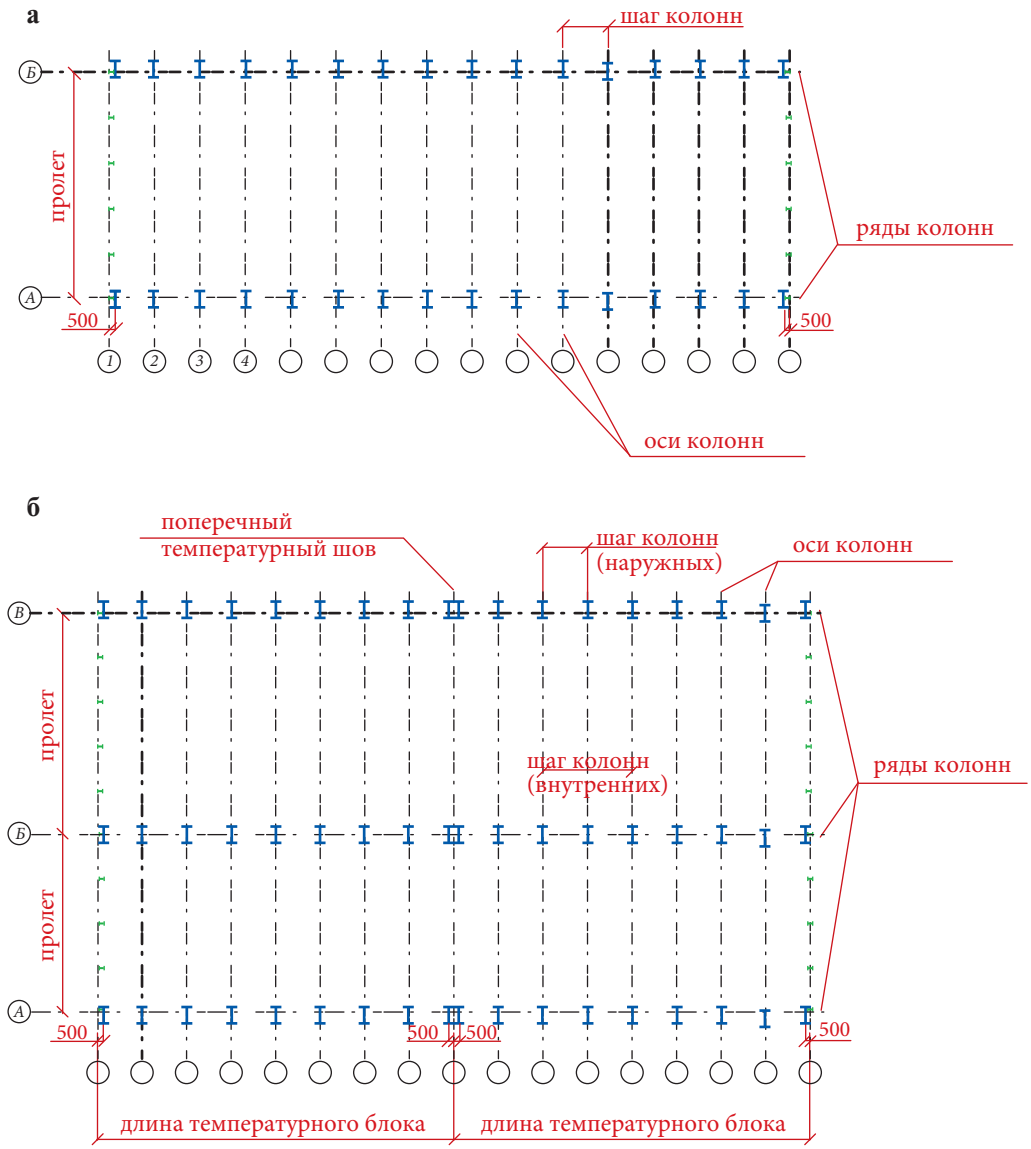


Рис. 7.1.5. Сетка колонн: *а*) однопролетного здания; *б*) многопролетного здания

(рис. 7.1.5). Расстояния между осями в этом случае принимают кратно 6 м. Расстояние между продольными рядами колонн (пролет) обычно принимают 12 м, 18 м, 24 м, 30 м, 36 м и т. д.; в некоторых случаях допускаются некратные пролеты, например, 21 или 33 м. Расстояние между рядами колонн в поперечном направлении (шаг поперечных рам) обычно принимают 6, 12 или 18 м, при этом шаг колонн по наружному рядам может быть меньше, а по внутренним — больше. Это делается для большей свободы при организации внутреннего пространства. В случае, когда шаг колонн по наружным и внутренним рядам не совпадает, используются подстропильные фермы (балки), устанавливаемые по средним рядам колонн, для опирания конструкций покрытия.

В зданиях большой протяженности от суточных и годовых колебаний температур возникают значительные деформации элементов каркаса (из-за их нагревания и охлаждения), поэтому здания разделяются в продольном и поперечном направлении температурными и деформационными швами на отдельные отсеки — температурные блоки. Каждый такой блок, по сути, представляет собой независимый каркас, несвязанный с рядом расположенными конструкциями. Колонны в торцах здания и у температурных (деформационных) швов обычно смещают внутрь на 500 мм для удобства выполнения углов цеха из стандартных кровельных и стеновых панелей. Продольный температурный шов обычно реализуется устройством двух рядов колонн с расстоянием между осями 1000 мм, 1500 мм и более (см. рис. 7.1.5 и 7.1.6).

Предельные размеры между температурными швами, при которых допускается не выполнять дополнительного расчета на температурные воздействия, приведены в табл. 7.1.2.

Таблица 7.1.2.

Предельные размеры между температурными швами и связями

Характеристика объекта			**Наибольшие расстояния (м) при расчетной температуре воздуха** (°C)	
1	2		3	4
Здания и сооружения	Направления		$t \geq -45$	$t < -45$
Отапливаемое здание	между температурными швами	вдоль блока (по длине здания)	230	160
		по ширине блока	150	110
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		90	60
Неотапливаемое здание	между температурными швами	вдоль блока (по длине здания)	200	140
		по ширине блока	120	90
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		75	50

Продолжение таблицы 7.1.2.

1	2	3	4
Открытая эстакада	между температурными швами вдоль блока	130	100
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи	50	40

Примечание. При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними не должно превышать 40—50 м для здания и 20—30 м для открытых эстакад, при этом при расчетной температуре воздуха $t < -45$ °С следует принимать меньшие значения.

Как правило, компоновку поперечной рамы начинают с определения основных вертикальных и горизонтальных размеров колонн и ригелей в плоскости рамы. За относительную отметку 0.000 обычно принимают отметку чистого пола первого этажа и привязывают к ней все остальные отметки в здании. Горизонтальные размеры привязываются к продольным разбивочным осям здания.

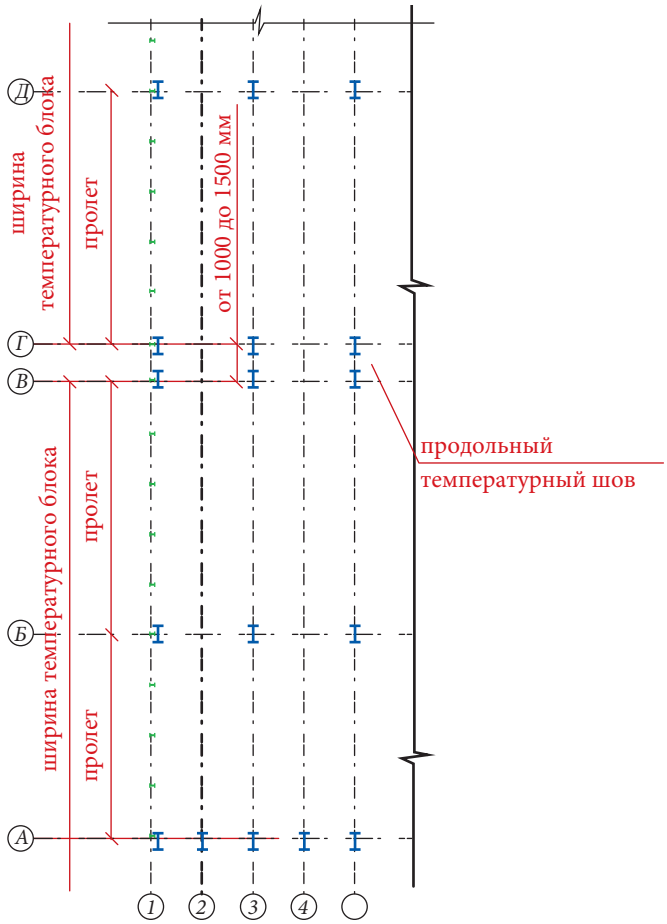


Рис. 7.1.6. Сетка колонн здания с продольным температурным швом

Вертикальные габаритные размеры рамы каркаса зависят от технологического процесса в здании и определяются на основании указанного в техническом задании параметра, обеспечивающего необходимую высоту подъема груза над уровнем пола — расстояния от уровня пола до головки кранового рельса H_1, а также расстояния от кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2. Полезная высота внутреннего помещения H_0 (высота от уровня чистого пола до низа стропильных конструкций, высота «в свету») определяется их суммой (рис. 7.1.4):

$$H_0 = H_1 + H_2.$$

Размер H_2 зависит от высоты мостового крана:

$$H_2 = H_{кр} + 100\,мм + f,$$

где $H_{кр}$ — высота мостового крана на опоре, то есть расстояние от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана, принимаемая по стандарту на мостовые краны, либо по данным завода-изготовителя;

100 мм — минимальный зазор между верхней точки тележки крана и низом конструкций, необходимый для безопасной эксплуатации крана; $f = 200$—400 мм — размер, учитывающий возможный прогиб конструкций покрытия в процессе эксплуатации, для больших пролетов ферм принимается большее значение.

Окончательно размер H_2 обычно округляется в большую сторону и принимается кратным 200 мм с последующим уточнением.

Окончательно H_0 принимается кратным 1,2 м до высоты 10,8 м, а при большей высоте — кратным 1,8 м из условия применения типовых ограждающих конструкций и колонн. Допускается H_0 принимать кратным 600 мм. При необходимости увеличения параметра H_0 до кратного значения рекомендуется размер H_2 оставлять минимально необходимым, варьируя уровень головки подкранового рельса. Это сделает возможным доступ с тележки крана к нижним поясам ферм покрытия для осмотра и возможного ремонта конструкций в процессе эксплуатации.

Определившись с основными габаритами здания по высоте, устанавливают высоту отдельных конструкций:

$$H_в = h_{пб} + h_р + H_2,$$

$$H_н = H_0 - H_в + 600...1000\,мм,$$

$$H = H_в + H_н,$$

где $H_в$ — высота верхней части колонны; $H_н$ — высота нижней части колонны; H — высота колонны (стойки поперечной рамы) от низа опорной плиты до низа ригеля; $h_{пб}$ — высота подкрановой балки, которая предварительно может быть принята из расчета 1/8—1/10 ее пролета; $h_р$ — высота подкранового рельса, зависящая от грузоподъемности крана, предварительно может быть принята 200 мм; 600—1000 мм— заглубление опорной плиты колонны ниже уровня нулевой отметки пола.

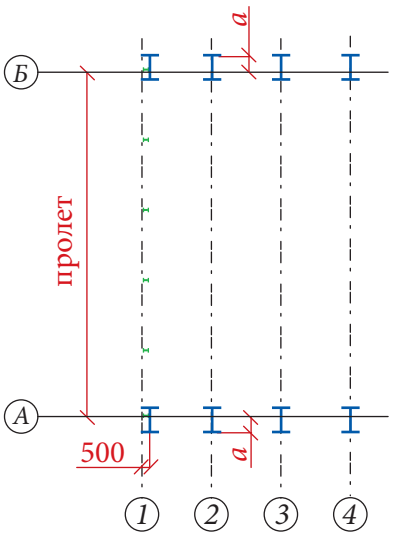


Рис. 7.1.8. Привязки колонн к разбивочным осям

Высота колонны в уровне ферм покрытия (ригеля поперечной рамы) $H_ф$ зависит от принятой конструкции стропильных ферм. Для типовых ферм покрытия с сечениями из парных горячекатаных уголков принимается равной 2,25 м при пролете 18 м и 3,15 м при пролетах 24 м и более.

Если пролет будет оборудован светоаэрационным фонарем, то их высоту определяют светотехническим или теплотехническим расчетом с учетом высот типовых фонарных переплетов (1250 и 1750 мм), бортовой стенки и карнизного элемента.

При назначении горизонтальных размеров элементов рамы учитываются унифицированные привязки колонн к разбивочным осям, требования жесткости и эксплуатационные требования.

Привязка наружной грани колонны к разбивочной оси (см. рис. 7.1.8) в основном зависит от габаритов самой колонны, которые в свою очередь зависят от габаритов опирающихся на колонны мостовых кранов. Существуют унифицированные привязки (0, 250 мм или 500 мм), рекомендованные для применения в одноэтажных промзданиях. Нулевую привязку $a = 0$ мм принимаются для зданий без мостовых кранов и для невысоких зданий (высотой до 10,8 м) с мостовыми кранами небольшой грузоподъемности (до 30 т). Привязку $a = 500$ мм принимают для высоких зданий, зданий с кранами большой грузоподъемности (100 т и более), а также при наличии кранов режимов работы 7К и 8К, когда в верхней части колонн необходимы проемы для прохода (рис. 7.1.7 *б*). Во всех остальных случаях принимается $a = 250$ мм.

Ширина колонны (высота сечения), как правило, назначается с учетом унифицированных привязок наружной грани колонны и привязок ферм покрытия к разбивочным осям. Для ферм с параллельными поясами с сечениями элементов из парных горячекатаных уголков типовая унифицированная привязка к разбивочной оси составляет 200 мм (см. рис. 7.1.9).

Для зданий, оборудованных подвесными кранами и мостовыми кранами небольшой грузоподъемности (до 10 т) принимаются колонны постоянного по высоте сечения, при этом высота сечения колонны может быть либо 250 мм + 200 мм = 450 мм, либо 500 мм + 200 мм = 700 мм.

По условиям жесткости (обеспечения общей устойчивости поперечной рамы в своей плоскости) ширина колонны, как правило, должна превышать 1/20 высоты колонны от верха фундамента до низа стропильных ферм покрытия. В высоких зданиях ширины колонны, принятой по унифицированным привязкам, может не хватить для выполнения этого требования. В этом случае можно рекомендовать высоту сечения колонн в пределах высоты фермы принимать 450 мм или 700 мм, а ниже уровня ферм покрытия — больше, из требования жесткости.

В зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью свыше 20 т, колонны проектируют ступенчатыми (см. рис. 7.1.9). Чаще всего верхнюю часть колонны принимают сплошного сечения из прокатного или сварного двутавра, а нижнюю часть — сквозного сечения. Если ширина нижней части колонны $b_в < 1$ м, то допускается ее также проектировать сплошного двутаврового сечения.

Ширина верхней части колонны $b_в$ (высота сечения) принимается, как и для колонн постоянного сечения — с учетом унифицированных привязок (450 мм или 700 мм). По условию жесткости $b_в$ принимается не менее 1/12 длины верхней части колонны $H_в$

В сквозных сечениях нижней части, как правило, совмещают оси подкрановой балки и ветви сечения, расположенной под подкрановой балкой (подкрановой ветви). Так как пролеты типовых кранов имеют модуль 500 мм, то крановая привязка λ, которая также является привязкой подкрановой балки к разбивочной оси, назначается кратно 250 мм, то есть бывает 750, 1000 и 1250 мм в зависимости от грузоподъемности крана и высоты колонны. В этом случае ширина нижней части $b_н$ крайней колонны определяется как сумма унифицированных привязок:

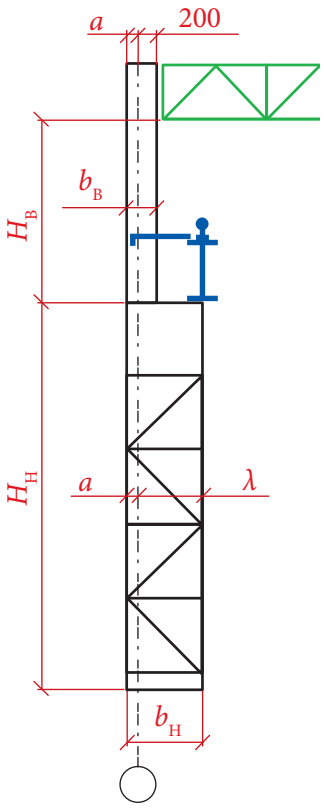


Рис. 7.1.9. Ступенчатая колонна

$$b_н = \lambda + a;$$

а для средней колонны

$$b_н = 2\lambda.$$

Из условий обеспечения устойчивости и жесткости поперечной рамы в целом ширина нижней части колонны должна быть не меньше 1/20 H, где H — высота колонны в целом. В промышленных зданиях с мостовыми кранами режимов работы 6К — 8К это требование ужесточается, и ширина нижней части колонны $b_н$ должна быть не менее 1/15 H.

В зданиях, оборудованных мостовыми кранами режимов работы 6К — 8К по эксплуатационным требованиям необходимо выполнять периодические осмотры и ремонты крановых путей и узлов соединения подкрановых балок с колоннами. Для этой цели в таких зданиях выполняются сквозные проходы вдоль крановых путей (см. рис. 7.1.10). Эти проходы должны быть высотой не менее 1800 мм и шириной не менее 400 мм. Проходы выполняются либо в свободном пространстве между внутренней гранью верхней части колонны и торцом крана (рис. 7.1.10 *а*), либо в виде проема в теле верхней части колонны

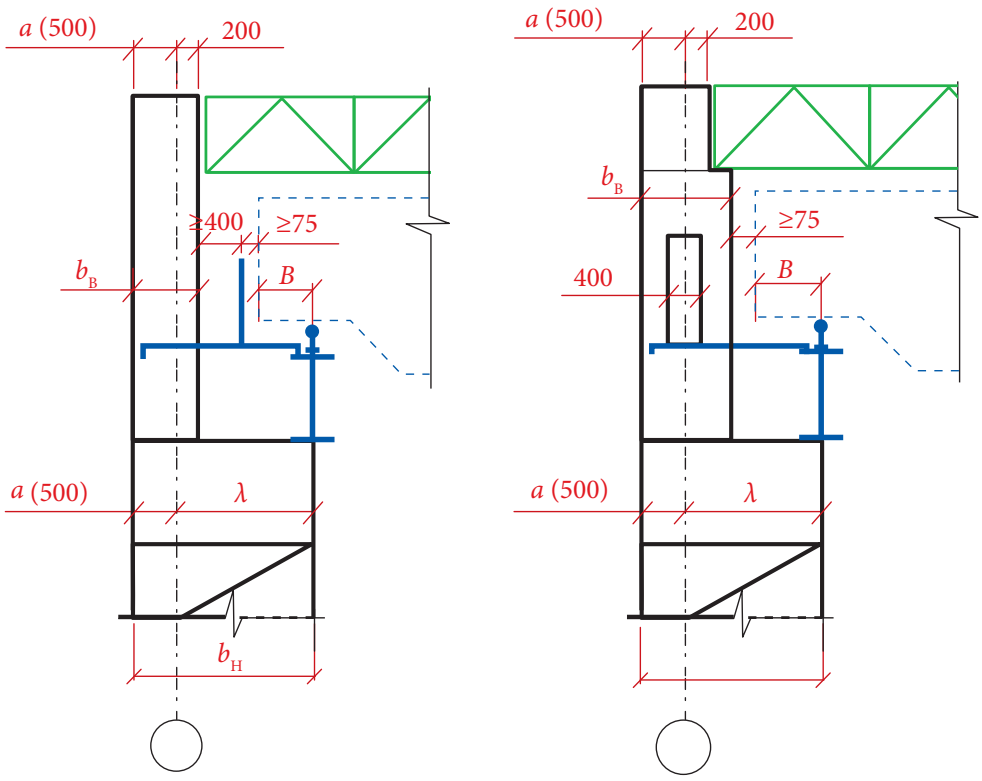


Рис. 7.1.10. Схема устройства проходов вдоль крановых путей

(рис. 7.1.10 *б*). Во втором случае ширина верхней части колонны $b_в$ должна быть не менее 1000 мм, также необходимо обеспечить, чтобы при движении мостовой кран не задевал колонны, для чего должно выполняться условие:

$$\lambda \geq B + (b_в - a) + 75 \text{ мм},$$

где B — вылет моста крана за ось подкрановой балки; 75 мм — минимально допустимый безопасный зазор между торцом крана и гранью колонны.

В первом случае, когда проход организуется между колонной и краном, крановую привязку увеличивают еще на 450 мм:

$$\lambda \geq \text{В} + (b_в - a) + 75 \text{ мм} + 450 \text{ мм},$$

из которых 400 мм — это ширина прохода, а 50 мм оставляют на выполнение ограждение прохода.

7.2.3. Связи по колоннам

К связям по колоннам относятся подкрановые балки, нижние связи по колонам (связи в подкрановой части), верхние связи по колоннам (связи в надкрановой части), распорки.

Нижние связи по колонам служат для обеспечения геометрической неизменяемости и устойчивости каркаса в целом, передают продольные горизонтальные нагрузки на фундаменты. В одном температурном блоке здания

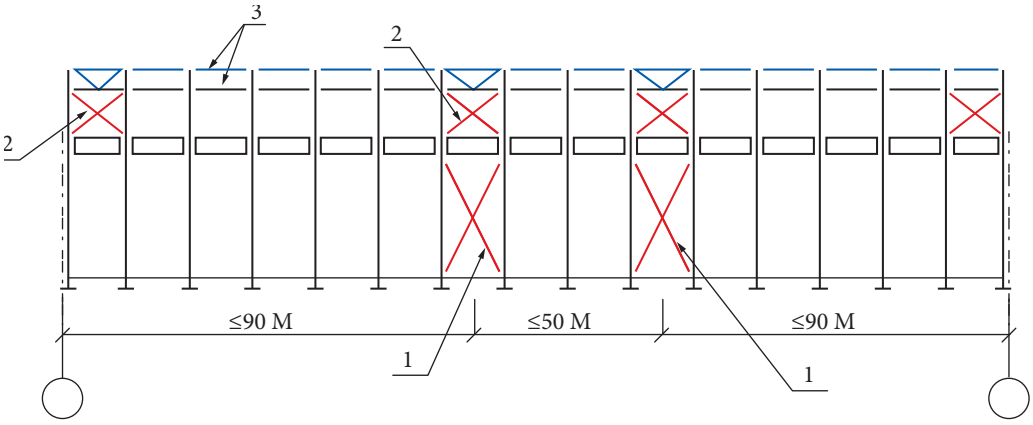


Рис. 7.2.1. Вертикальные связи по колоннам:
1 — нижние связи по колонам (связи в подкрановой части);
2 — верхние связи по колоннам (связи в надкрановой части);
3 — горизонтальные связи по фермам; 4 — распорки

с рамно-связевым каркасом в подкрановой части ставится одна или две связи в каждом продольном ряду колонн, как правило, ближе к середине блока (см. рис. 7.2.1).

Верхние связи по колонам служат для обеспечения геометрической неизменяемости и устойчивости каркаса в целом, передают продольные горизонтальные с ветровых ферм. Верхние связи по колоннам ставятся в тех же шагах, где проектируются нижние связи по колоннам, и в торцах здания.

Требования к расстановке связей по колоннам в каркасах зданий приведены в [1, табл. 44]. Например, для отапливаемых зданий при расчетной температуре наружного воздуха $t \geq 45$ °С расстояние от торца здания до оси ближайшей вертикальной связи не должно превышать 90 м, при наличии в температурном блоке двух вертикальных связей расстояние между ними не должно превышать 50 м.

7.2.4. Связи по покрытию

Связи по (по фермам) подразделяются на горизонтальные связи по нижним поясам ферм; горизонтальные связи по верхним поясам ферм; вертикальные связи по фермам; связи по фонарям.

В каркасах одноэтажных промышленных зданий, как правило, применяют фермы, которые опираются на колонны в уровне нижних поясов, и в этом же уровне передается горизонтальная нагрузка с торцевого стенового фахверка на связи по фермам (рис. 7.2.2).

В таких каркасах горизонтальные связи по нижним поясам воспринимают и передают на связи по колоннам продольные горизонтальные нагрузки в каркасе, горизонтальные связи по верхним поясам служат только для обеспечения геометрической неизменяемости и жесткости покрытия.

Связи по нижним поясам ферм состоят из поперечных связевых ферм, продольных связевых ферм, растяжек и распорок (рис. 7.2.3).

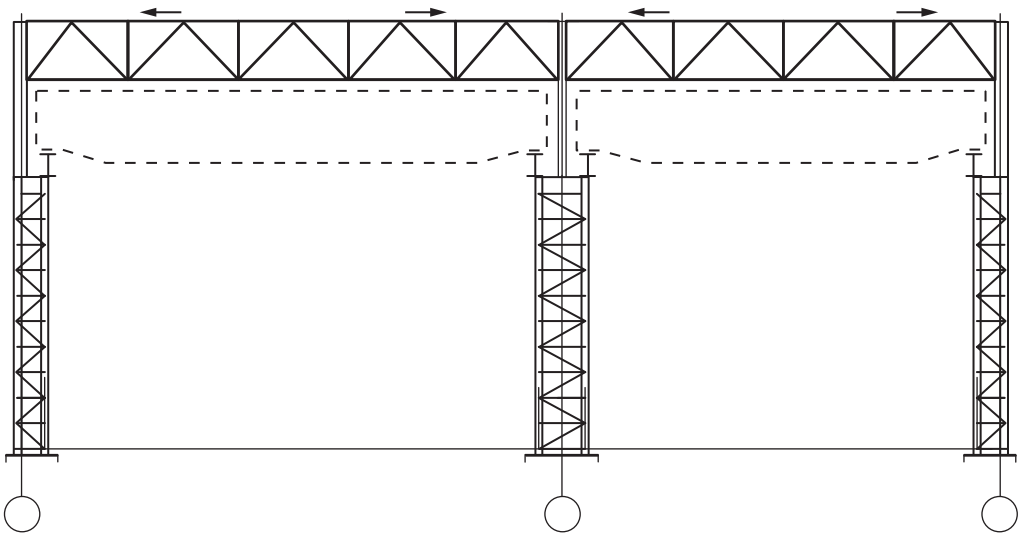


Рис. 7.2.2. Поперечная рама

Поперечные связевые фермы (ветровые) по нижним поясам ферм воспринимают нагрузку от ветра в торец здания, которую передают на связи стойки торцевого фахверка. Поперечные связевые фермы обязательно ставятся в торцах температурного блока, а при длине температурного блока более 144 м еще и в середине блока с расстояниями между связями не более 60 м.

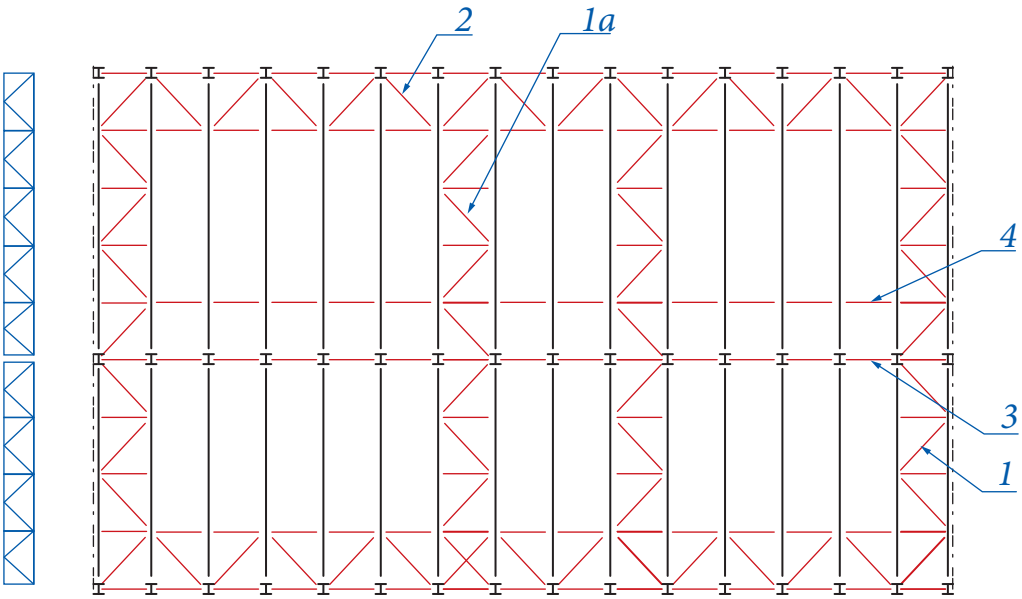


Рис. 7.2.3. Схема горизонтальных связей по нижним поясам ферм:
1 и 1*а* — поперечные связевые фермы; 2 — продольные связевые фермы; 3 — опорные распорки; 4 — растяжки

При шаге ферм 12 м для установки поперечных связей вводится дополнительный связевый пояс, который подвешивается к вертикальным связям по фермам (рис. 7.2. 4).

Продольные связевые фермы в цехах с количеством пролетов менее 3 ставятся только по крайним колоннам, а по средним колоннам устанавливаются распорки. При количестве пролетов более 3 продольные связевые фермы ставятся и по средним рядам колонн с таким расчетом, чтобы связевые фермы были расположены не реже, чем через один-два пролета.

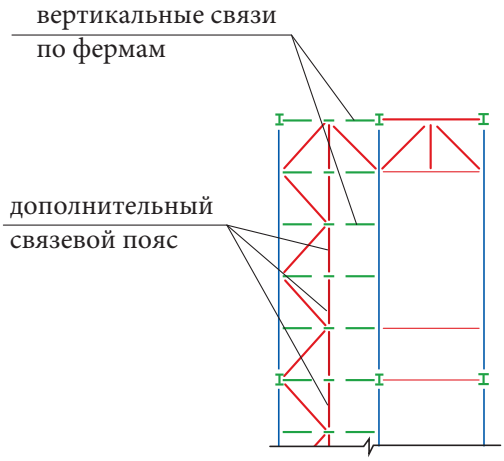


Рис. 7.2.4. Решение поперечной связевой фермы при шаге ферм 12 м

В цехах с кранами групп режимов работы 7К и 8К или с разной высотой пролетов продольные связи проектируются индивидуально.

Продольные связевые фермы передают нагрузки от ветровых ферм на связи по колоннам и обеспечивают совместную работу поперечных рам.

Дополнительно к вышеупомянутым элементам связей обеспечения устойчивости и жесткости покрытия ставятся распорки, а для уменьшения расчетных длин элементов нижних поясов ферм ставятся растяжки. Распорки ставятся по рядам колонн, а растяжки в середине каждого пролета.

Горизонтальные связи по верхним поясам ферм состоят из поперечных связевых ферм и распорок (рис. 7.2.5). Поперечные связи по верхним поясам

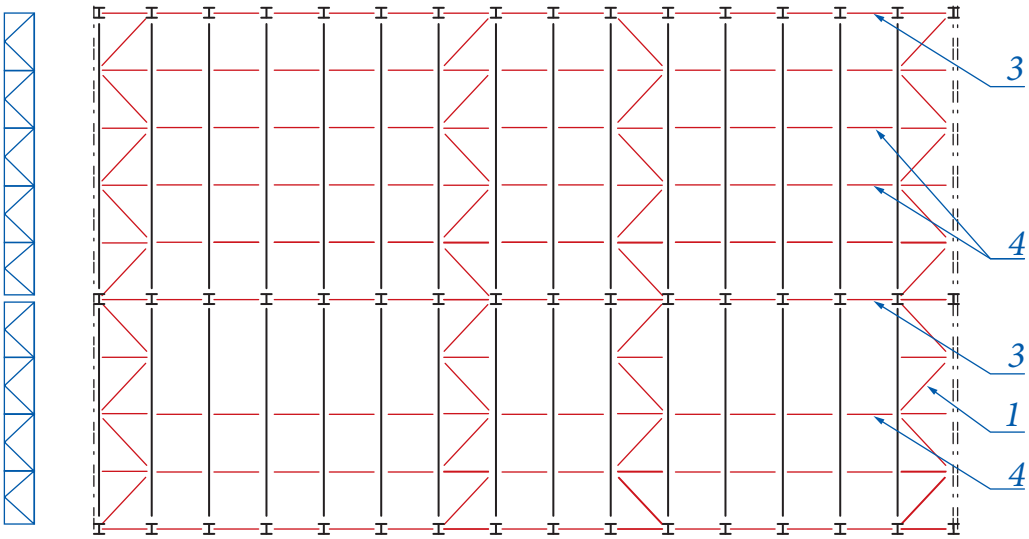


Рис. 7.2.5. Схема горизонтальных связей по верхним поясам ферм: 1 — поперечные связевые фермы; 3 — опорные распорки; 4 — промежуточные распорки

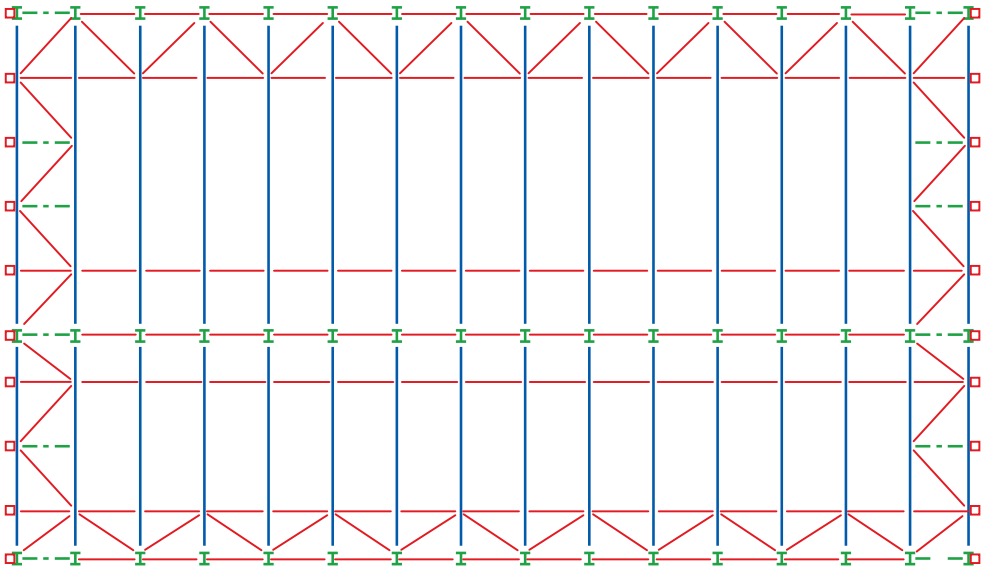


Рис. 7.2.6. Схема горизонтальных связей по нижним поясам ферм и вертикальных связей по фермам

устанавливаются в тех же осях, что и по нижним поясам ферм. Эти поперечные связи ветровую нагрузку не воспринимают, нужны только для обеспечения проектного положения ферм.

Обязательно устанавливаются опорные распорки (по колоннам) и распорки по середине фермы (промежуточные). При пролетах фермы до 24 м достаточно установить одну коньковую распорку, а при пролете фермы 30 м и более устаивается два или три ряда распорок.

Вертикальные связи по фермам объединяют поперечные связевые фермы по нижним и верхним поясам ферм в жесткий блок. Связи, поэтому вдоль здания вертикальные связи устраиваются в тех же осях, в которых располагаются поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам ферм.

Обязательно ставятся вертикальные связи на опорах ферм (по колоннам) и в середине (при пролете до 24 м — одна коньковая связь, при пролете более 24 м — 2 или 3 вертикальных связи).

При шаге ферм 12 м вертикальные связи устанавливаются через 6 м, так как в этом случае отсутствует поперечные связевые фермы в уровне верхних поясов ферм.

Вертикальные связи показываются и на схемах связей по верхним поясам ферм, и на схемах связей по нижним поясам ферм (рис. 7.2.6).

Контрольные вопросы к разделу 7

1. Что такое каркас?
2. Какие основные функции выполняют связи в каркасе?
3. Какие бывают типы каркасов?

4. От чего зависит привязка наружной грани колонны к разбивочной оси?
5. Что такое пролет и что такое шаг колонн?
6. В каких случаях здание необходимо делить на температурные блоки?
7. В каких случаях необходим сквозной проход в верхней части ступенчатой колонны?
8. Что такое фахверк и для чего он нужен?
9. Чем обеспечивается геометрическая неизменяемость и жесткость поперечной рамы в ее плоскости?
10. В каких случаях проектируют подстропильные фермы?

Литература к разделу 7

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. — М.: Стандартинформ, 2017. — 140 с.

2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*/Минстрой России. — М.: Стандартинформ, 2016. — 80 с.

3. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования/Минстрой России. — М.: Стандартинформ, 2017.

4. Васильев А. А. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1976. — 420 с.

5. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 1 Элементы конструкций/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2001. — 551 с.

6. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 2 Конструкции зданий/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 528 с.

7. Горев В. В. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов: в 3 т. Т. 3 Специальные конструкции и сооружения/В. В. Горев и др.; под ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 544 с.

8. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. Металлические конструкции. Общий курс/под общей ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2010. — 668 с.

9. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть (Справочник проектировщика)/Под общ. Ред. В. В. Кузнецова. — М.: АСВ, 1998. — 576 с.

10. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений (Справочник проектировщика)/Под общ. Ред. В. В. Кузнецова. — М.: АСВ, 1998. — 512 с.

11. ГОСТ 21.502—2016. Система проектной документации для строительства (СПДС). Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций/Росстандарт. — М.: Стандартинформ, 2017.

12. ГОСТ 23118—2012. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия/Росстандарт. — М.: Стандартинформ, 2013.

8. СПЕЦИАЛЬНЫЕ РАЗДЕЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

8.1. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

8.1.1. Общие сведения о сталежелезобетонных конструкциях

Сталежелезобетонные конструкции представляют собой системы, в которых стальные элементы работают совместно с железобетоном. В качестве стальных элементов применяются гофрированные листы (профилированный настил), гибкая арматура, профильный прокат. Сталежелезобетонные колонны, способные воспринимать значительные усилия, применяются в высотных зданиях, кроме высокой несущей способности они обладают повышенной огнестойкостью. Сталежелезобетонные перекрытия применяются в многоэтажных зданиях, автостоянках, производственных зданиях. Они совмещают несущие и ограждающие функции, имеют небольшую строительную высоту, что позволяет уменьшить общую высоту здания.

Основное требование при проектировании сталежелезобетонных конструкций это обеспечить совместную работу стали и железобетона, правила проектирования сталежелезобетонных конструкций приведены в [1].

Сталежелезобетонные конструкции можно разделить на следующие виды: сталежелезобетонные плиты; комбинированные балки; железобетонные

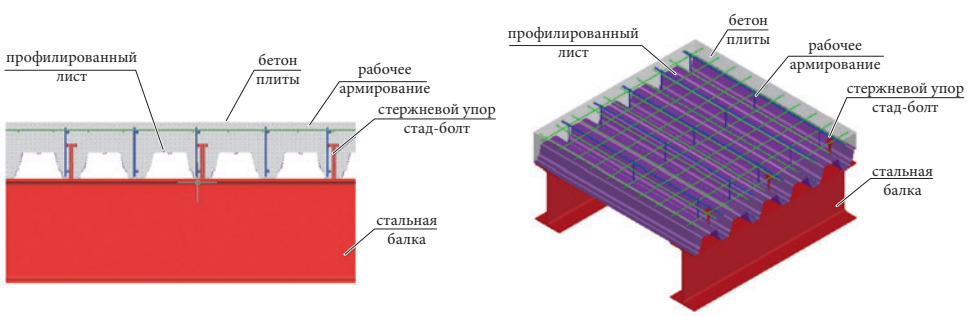


Рис. 8.1.1. Сталежелезобетонные плиты с использованием гофрированных листов

конструкции с жесткой арматурой, работающие на центральное или внецентренное сжатие, растяжение; трубобетонные конструкции.

Сталежелезобетонная плита (рис. 8.1.1) представляет собой конструкцию, в которой монолитный железобетон и гофрированные листы (профилированный настил) работают совместно. На стадии изготовления плиты — гофрированные листы выполняют функцию несъемной опалубки, а на стадии эксплуатации гофрированные листы работают, как внешняя рабочая арматура совместно с рабочим армированием плиты.

Комбинированная балка, представляет собой сталежелезобетонную конструкцию, в которой стальная балка и железобетонная плита объединены с помощью специальных упоров либо путем обетонирования стальной балки (рис. 8.1.2).

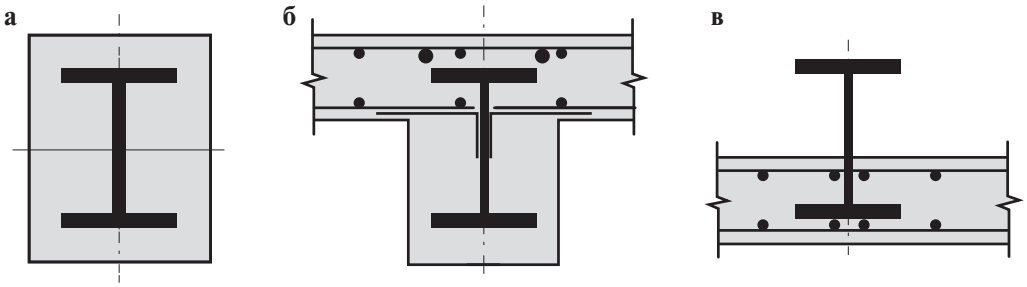


Рис. 8.1.2. Комбинированные балки:
а) полностью обетонированная балка прямоугольного сечения; *б*) полностью обетонированная балка таврового сечения; *в*) тавровая балка с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс стального сечения

Сталежелезобетонные колонны (рис. 8.1.3) представляют собой конструкции, в которых стальной сердечник из жесткой арматуры и гибкая арматура объединены и работают совместно после обетонирования. В некоторых случаях гибкая арматура в сталежелезобетонных колоннах отсутствует.

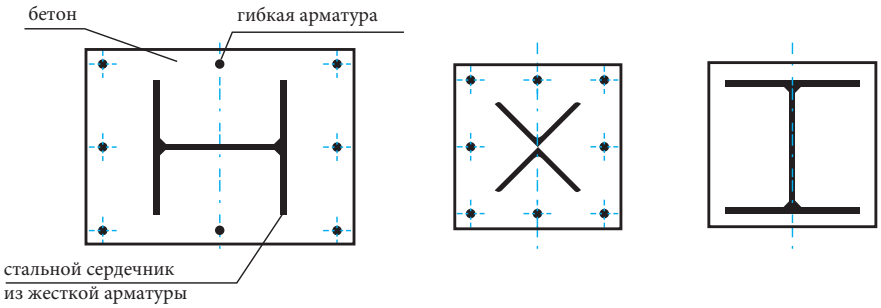


Рис. 8.1.3. Виды сталежелезобетонных колонн с жесткой арматурой

Трубобетонные конструкции представляют собой сталежелезобетонные конструкции, которые включают в себя внешнюю стальную оболочку в виде круглой трубы и внутреннее бетонное ядро с рабочей и конструктивной арматурой. Стальная труба, бетон и арматура работают в трубобетонных конструкциях совместно.

Трубобетонные конструкции подразделяются:

- по типу сечений: с бетонным и железобетонным ядром (рис. 8.1.4);
- по способу изготовления оболочки круглых труб: бесшовные, электросварные (прямошовные и спиральношовные), полистовой сборки.

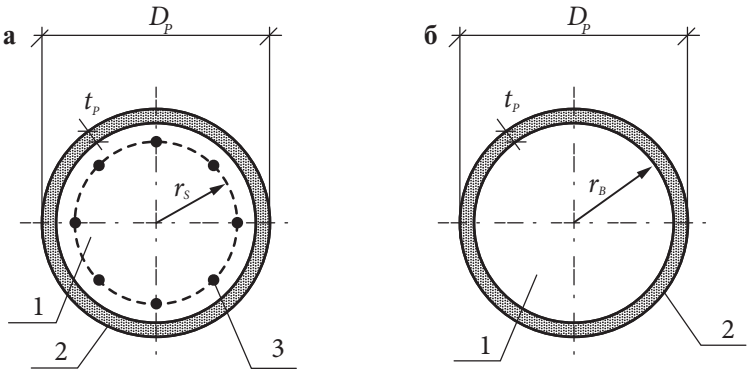


Рис. 8.1.4. Типы сечений трубобетонных конструкций: *а*) с железобетонным ядром (бетонным ядром, армированным стержневой арматурой); *б*) с бетонным ядром; 1 — бетонное ядро; 2 — труба; 3 — продольная стержневая арматура

8.1.2. Материалы для сталежелезобетонных конструкций

В сталежелезобетонных конструкциях используют конструкционные бетоны: тяжелый плотностью от 2200 до 2500 кг/м^3 включительно и мелкозернистый средней плотностью от 1800 до 2200 кг/м^3.

Характеристики бетона принимают с учётом данных СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» [37] и особенностей сталежелезобетонных конструкций согласно [1].

Расчетные сопротивления бетона в трубобетонных конструкциях корректируются относительно приведенных в СП 63.13330 в зависимости от свойств бетона, металла трубы, геометрических характеристик сечения и эксцентриситета приложения нагрузки.

В сталежелезобетонных конструкциях сталь используют в виде гибкой и жесткой арматуры. В качестве гибкой арматуры применяют горячекатаную арматуру гладкую и периодического профиля с постоянной и переменной высотой выступов диаметром 6—50 мм; термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6—50 мм; холоднодеформированную периодического профиля диаметром 3—16 мм; арматурные канаты диаметром 6—18 мм классов А400, А500 и А600, В500 и Вр500. Допускается применять арматуру более высоких классов.

В качестве жесткой арматуры используют прокатные профили из стали С245, С255, С345. Применение элементов из фасонного проката значительно облегчает конструирование, проектирование и расчет сталежелезобетонных конструкций. При проектировании внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых элементов применяют прокатные двутавры по ГОСТ Р 57837 типов К (колонные),

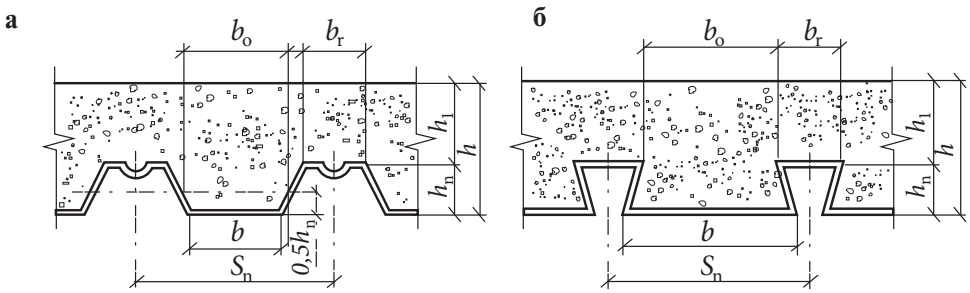


Рис. 8.1.5. Геометрические параметры сталежелезобетонной плиты с использованием гофрированных листов:
а) — стальной профилированный настил с гофром открытого типа;
б) — стальной профилированный настил с гофром закрытого типа

С (свайные), ДК (колонные дополнительных серий). При значительных эксцентриситетах в одной из плоскостей допускается использовать усиленные листами прокатные двутавры указанных выше типов или составные сечения из нескольких двутавров. Для изгибаемых элементов рекомендуется использовать прокатные двутавры типов Б (балочные нормальные), Ш (широкополочные), ДБ и ДШ (нормальные и широкополочные дополнительных серий).

В качестве несъёмной опалубки в виде гофрированных листов применяются профили листовые гнутые с трапециевидными гофрами открытого или закрытого типа (рис. 8.1.5) по ГОСТ 24045—2016 [3] или ГОСТ Р 58389—2019 [4]. Для изготовления гофрированных листов используют тонколистовую оцинкованную сталь по ГОСТ 14918 или горячеоцинкованный листовой прокат



Рис. 8.1.6. Профили листовые гнутые с трапециевидными гофрами открытого типа с выштамповками на гофре

по ГОСТ Р 52246. Толщина стали для профилей от 0,7 до 1,5 мм, предел текучести стали от 230 до 350 МПа при относительном удлинении от 16% до 22%. Гофрированные листы должны иметь часто расположенные стенки гофров при этом отношении b_r / S_n должно быть не более 0,6.

Профили, выполняющие функции рабочей арматуры сталежелезобетонной плиты, должны быть способны воспринимать горизонтальные сдвигающие усилия по контактной поверхности с бетоном. Совместная работа профилей с бетоном при работе плиты на изгиб должна обеспечиваться благодаря наличию выштамповок (рифов) глубиной от 3 до 5 мм на стенках гофров (рис. 8.1.6).

В сталежелезобетонных конструкциях допускается образование трещин, и к ним предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещины, соответствующие СП 63.13330. О бразование трещин в сталежелезобетонных плитах с профилированным настилом допускается в зоне, закрытой профилированным настилом.

8.1.3. Основные расчетные положения

Расчет сталежелезобетонных конструкций выполняют по предельным состояниям первой и второй групп в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 [5]. Расчет производят в упругой стадии работы или с учетом физической и геометрической нелинейности материалов, возможного образования трещин в бетоне, анизотропии, накопления повреждений.

В статически неопределимых конструкциях следует учитывать перераспределение усилий в элементах системы из-за образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне, стали и арматуре. Расчет статически неопределимых систем допускается выполнять в предположении упругой работы сталежелезобетонных элементов. При этом влияние физической нелинейности рекомендуется учитывать путем корректировки результатов линейного расчета на основе данных экспериментальных исследований, нелинейного моделирования, результатов расчета аналогичных объектов и экспертных оценок.

При расчете конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин на основе метода конечных элементов должны быть проверены условия прочности и трещиностойкости, а также условия возникновения чрезмерных перемещений конструкции.

Численный расчёт сталежелезобетонной конструкции рекомендуется выполнять с учётом положений СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [1], СТО АРСС 11251254.001-018-4 «Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций» [2]. При расчете сталежелезобетонных конструкций рассматривают несколько расчетных случаев в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона.

Балки

Для полностью обетонированных комбинированных балок прямоугольного сечения различают следующие расчетные случаи: случай 1, когда нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры и находится ниже верхней гибкой арматуры, в этом случае вся жесткая арматура расположена в растянутой зоне

(рис. 8.1.7 *а*); случай 2 — нейтральная ось пересекает сжатую (верхнюю) полку жесткой арматуры (рис. 8.1.7 *б*) и случай 3 — нейтральная ось пересекает стенку жесткой арматуры (рис. 8.1.8).

Для полностью обетонированных комбинированных балок таврового сечения рассматривают следующие расчетные случаи: случай 1 — нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. 8.1.9); 2 случай — нейтральная ось пересекает стенку жесткой арматуры (рис. 8.1.10); 3 случай — нейтральная ось пересекает сжатую (верхнюю) полку жесткой арматуры (рис. 8.1.11).

Для комбинированных балок с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс стальной балки рассматривают расчетный случай, когда нейтральная ось пересекает стенку стального профиля жесткой арматуры в комбинированной балки с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс (рис. 8.1.12).

Расчет элементов, соединяющих железобетонную плиту и стальную балку, следует выполнять на сдвигающее усилие от поперечных сил и сдвигающее усилие от температурных воздействий и усадки бетона, анкеровки высокопрочной

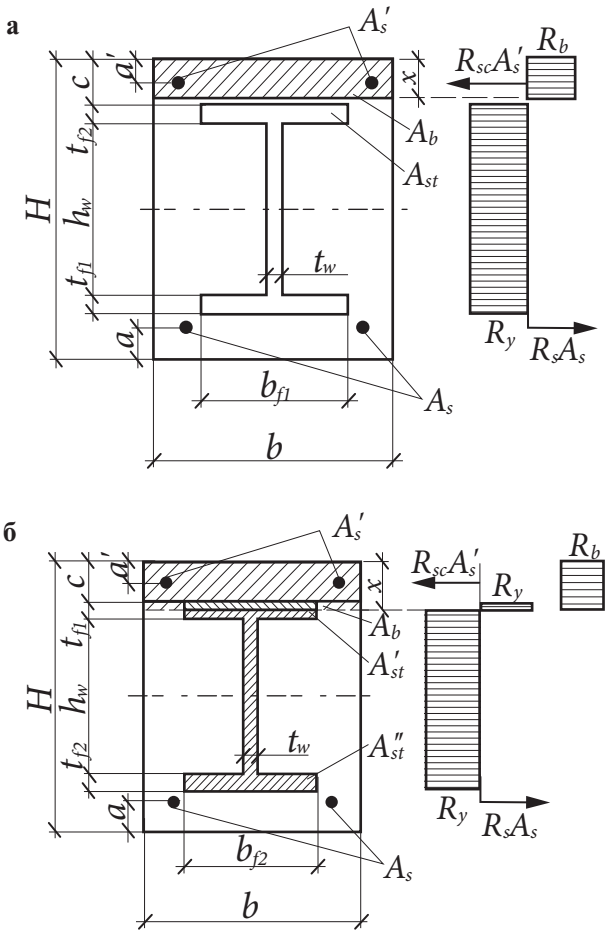


Рис. 8.1.7. Случай 1 (*а*) и случай 2 (*б*) для полностью обетонированных комбинированных балок прямоугольного сечения

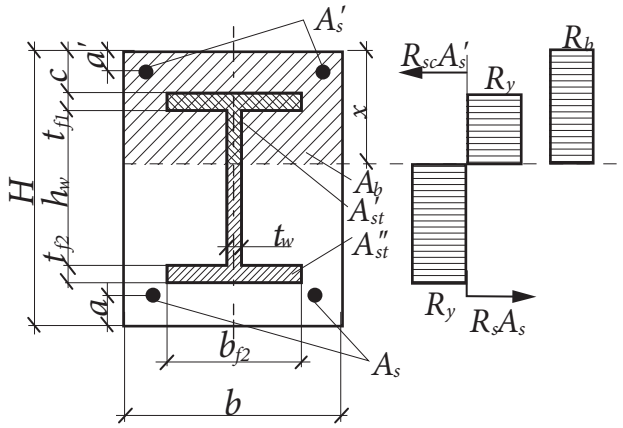


Рис. 8.1.8. Случай 3 для полностью обетонированных комбинированных балок прямоугольного сечения

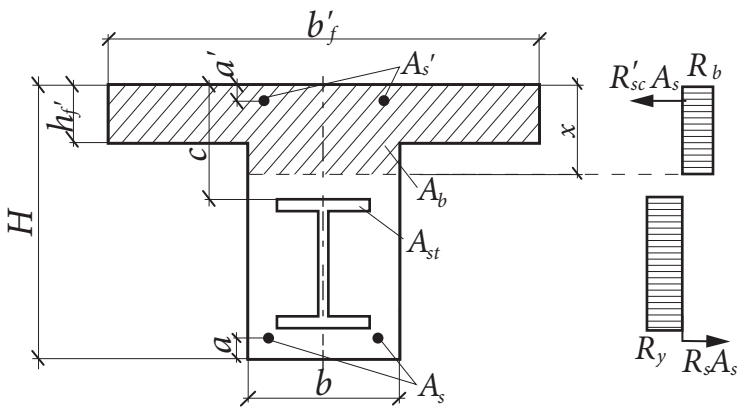


Рис. 8.1.9. Случай 1 для полностью обетонированной балки таврового сечения

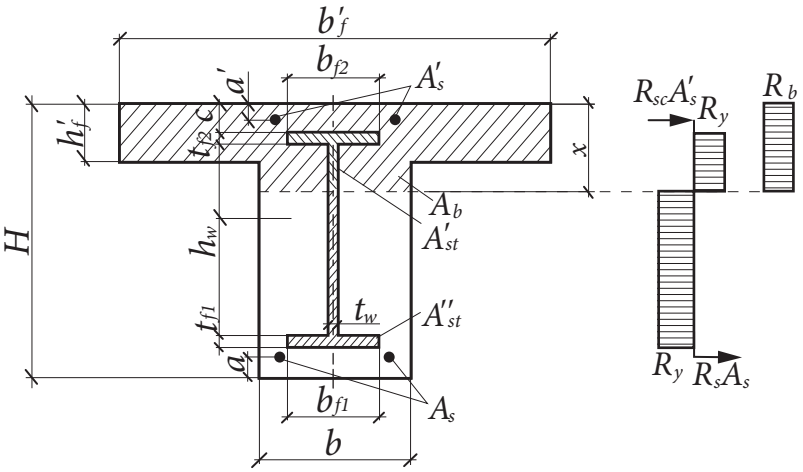


Рис. 8.1.10. Случай 2 для полностью обетонированной балки таврового сечения

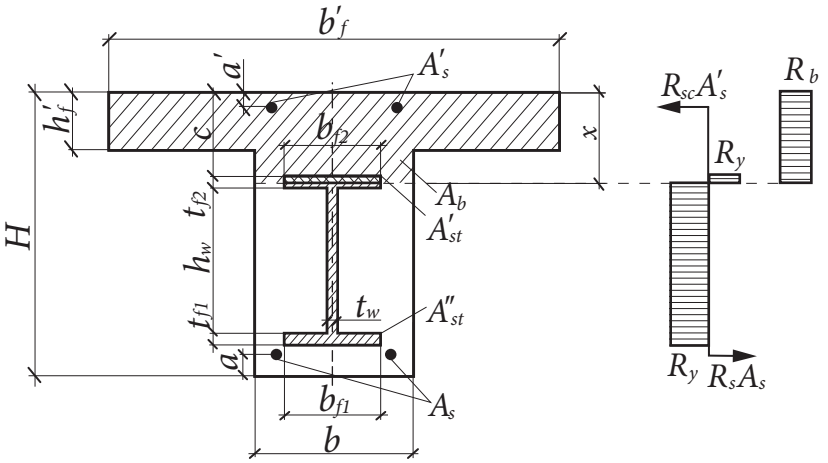


Рис. 8.1.11. Случай 3 для полностью обетонированной балки таврового сечения

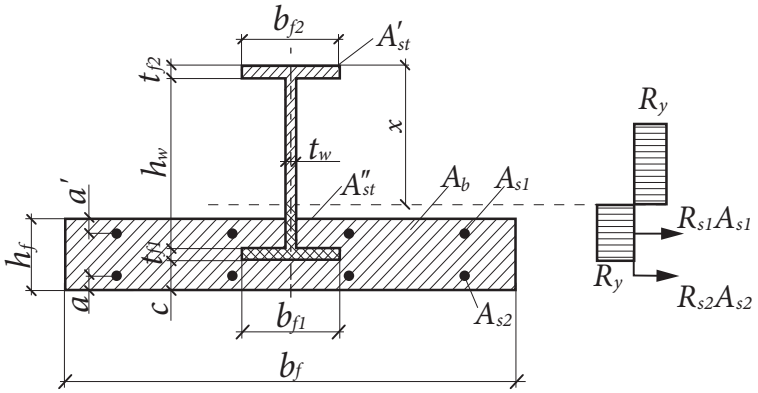


Рис. 8.1.12. Случай, когда нейтральная ось пересекает стенку стального профиля жесткой арматуры в комбинированной балке с опиранием железобетонной плиты на нижний пояс

арматуры, воздействия примыкающей ванты или раскоса и т. д. Элементы соединения на концевых участках железобетонной плиты, следует рассчитывать на отрывающие усилия.

Для обеспечения сцепления бетона и стали используют анкеры в виде стад-болтов, стержневых и уголковых упоров (рис. 8.1.13).

Стад-болты представляют собой стальные стержни с головкой, приваренные к стальному элементу (рис. 8.1.13 *а*). Стержни стад-болта имеют диаметр от 10 до 25 мм. Для стад-болтов используют сталь с пределом текучести не менее 350 МПа и относительным удлинением при разрыве — не менее 20%.

Стержневые упоры выполняют в виде шпилек с головкой по ГОСТ Р 55738, либо используют обычную арматуру.

Уголковые упоры (рис. 8.1.13 *б*), выполняют из стальных оцинкованных Z-профилей толщиной от 2 до 2,5 мм. Уголковые упоры крепят к стальному опорному элементу при помощи дюбелей. Предел текучести оцинкованного проката, из которого изготовлены профили упоров, составляет 270—350 МПа.

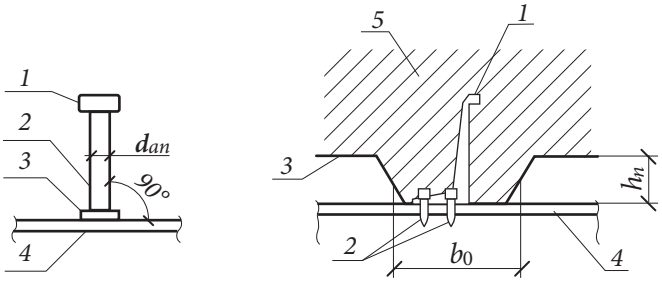


Рис. 8.1.13 Анкеры.
а) стад-болт (стержневой упор): 1 — головка упора; 2 — упор; 3 — сварка; 4 — стальной опорный элемент; *б*) уголковый упор вдоль оси балки: 1 — уголковый упор; 2 — дюбель; 3 — профилированный настил; 4 — опорная балка; 5 — бетон плиты

Расчет сдвиговых соединений выполняется согласно п. 6.2.4 и разделу 9 СП 266.1325800.2016 [1]. Конструктивные требования к расположению упоров приведены в п. 8.1.3, 8,2, 8.3.9, 8.4.3.2 СП 266.1325800.2016. Узлы сопряжения сталежелезобетонных конструкций приведены в разделе 2.5 «Конструктивные особенности отдельных частей, узлов и элементов высотных зданий» настоящего учебника.

Колонны

Для сталежелезобетонных колонн с жесткой арматурой в виде двутавра различают две расчетные ситуации, когда колонна работает на сжатие с изгибом в плоскости стенки двутавра, и когда колонна работает на сжатие с изгибом в плоскости полок двутавра. Всего можно рассмотреть несколько расчетных случаев.

Случай 1 — сжатие с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения (сжатие с малым эксцентриситетом) и все поперечное сечение является сжатым (рис. 8.1.14 *а*).

Случай 2 — сжатие с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра (рис. 8.1.14 *б*).

Случай 3 — сжатие с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает полку двутавра, сечение двутавра работает как внецентренно-сжатый тавр (рис. 8.1.15 *а*). Данный случай является наиболее предпочтительным при подборе поперечного сечения сталежелезобетонного элемента. В результате его реализации проектируемое сечение получается более экономичным.

Случай 4 — сжатие с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает стенку двутавра, сечение двутавра работает как внецентренно-сжатый тавр (рис. 8.1.15 *б*).

Случай 5 имеет место при значительных эксцентриситетах нейтральная ось пересекает полку двутавра, а сечение двутавра работает как внецентренно растянутый тавр. В таком случае работа сечения считается неудовлетворительной, поскольку площадь растянутого бетона значительно превышает площадь сжатого и в расчете не учитывается. В таком случае следует изменить поперечное сечение элемента, а именно, развить его размер в направлении,

соответствующим действию изгибающего момента, увеличить номер двутавра жесткой арматуры и прочее.

Случай 6 — сжатие с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и расположена между гибкой арматурой и полкой двутавра, а весь двутавр находится в растянутой зоне.

В **случае 7** — сжатие с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения (сжатие с малым эксцентриситетом), все поперечное сечение колонны является сжатым (рис. 8.1.16 *а*).

Случай 8 — сжатие с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра (рис. 8.1.16 *б*).

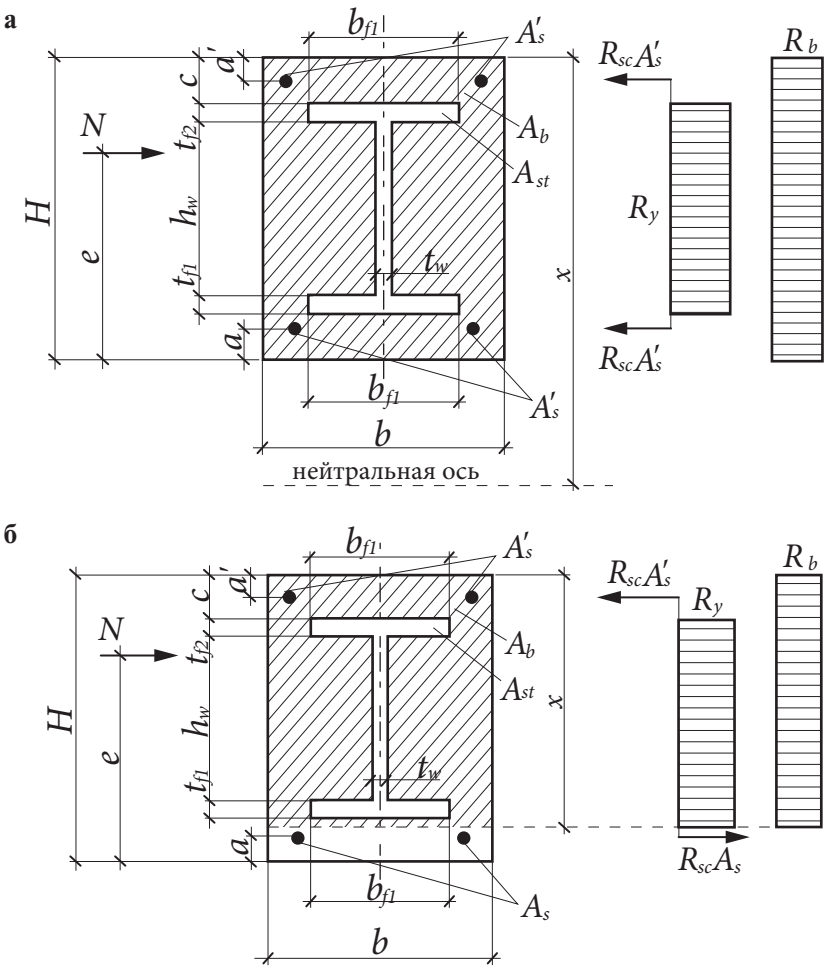


Рис. 8.1.14. Расчетные случаи сталежелезобетонных колонн: *а*) случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения; *б*) случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра

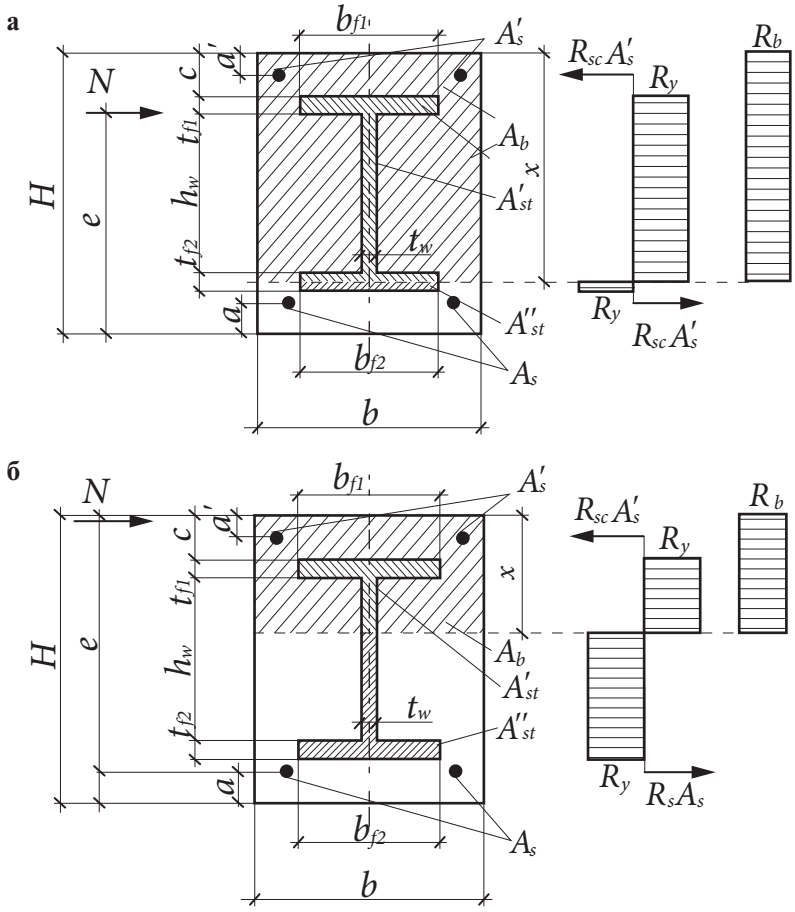


Рис. 8.1.15. Расчетные случаи сталежелезобетонных колонн:
а) случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает полку двутавра; *б*) случай сжатия с изгибом в плоскости стенки двутавра, когда нейтральная ось пересекает стенку двутавра

Случай 9 — сжатие с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты (рис. 8.1.17*а*).

Случай 10 — сжатие с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает стенку двутавра, половина ширины полок сжата, половина ширины полок — растянута (стенка в работе сечения не участвует) (рис. 8.1.17 *б*).

Случай 11 — сжатие с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, менее половины ширины полок сжата, более половины ширины полок и стенка — растянуты (рис. 8.1.18). Данный случай соответствует значительным эксцентриситетам и не может считаться оптимальным, так как растянутый бетон, занимающий большую часть поперечного сечения, не работает и не учитывается расчетом. В этом случае следует изменить ориентацию двутавра в поперечном сечении, развить его размер

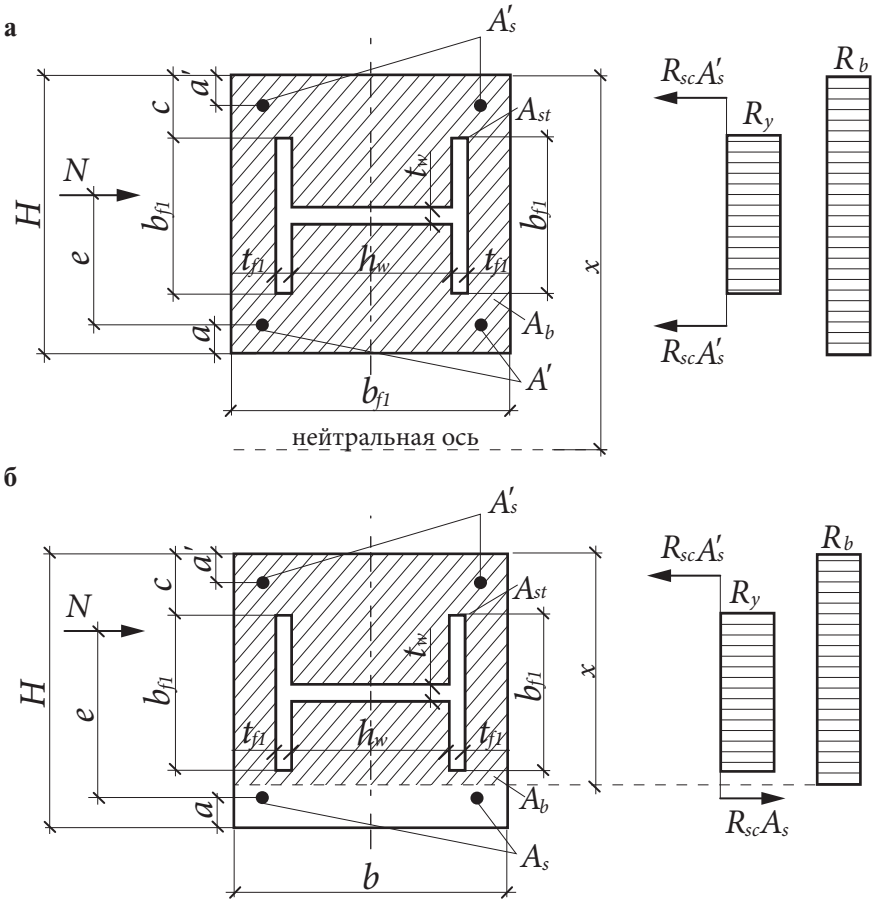


Рис. 8.1.16. Расчетные случаи сталежелезобетонных колонн при сжатии с изгибом в плоскости полок двутавра:
а) случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось лежит за пределами поперечного сечения (сжатие с малым эксцентриситетом) (случай 7);
б) случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось не пересекает двутавр и лежит между гибкой арматурой и полкой двутавра (случай 8)

в направлении, соответствующим действию изгибающего момента, увеличить номер двутавра жесткой арматуры и принять прочие мероприятия с целью отказаться от данного расчетного случая.

8.1.4. Моделирование сталежелезобетонных конструкций в расчетных комплексах

При выполнении автоматизированных расчетов комбинированных балок напряжения в элементах сечения следует определять, руководствуясь указаниями п. 6.2.1.1 СП 266.1325800.2016.

При моделировании должна быть возможность задать сечения с верхним или нижним расположением плиты относительно пояса стальной балки (рис. 8.1.19). Свесы плиты могут быть как равной, так и неравной длины.

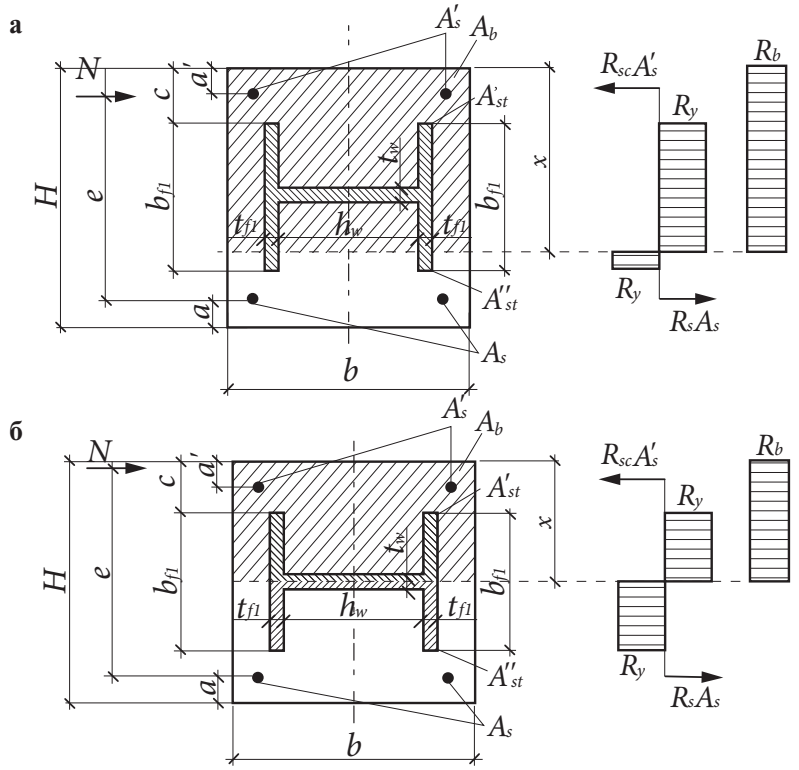


Рис. 8.1.17. Расчетные случаи сталежелезобетонных колонн при сжатии с изгибом в плоскости полок двутавра:
а) случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты; *б*) случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает стенку двутавра, половина ширины полок сжата, половина ширины полок — растянута

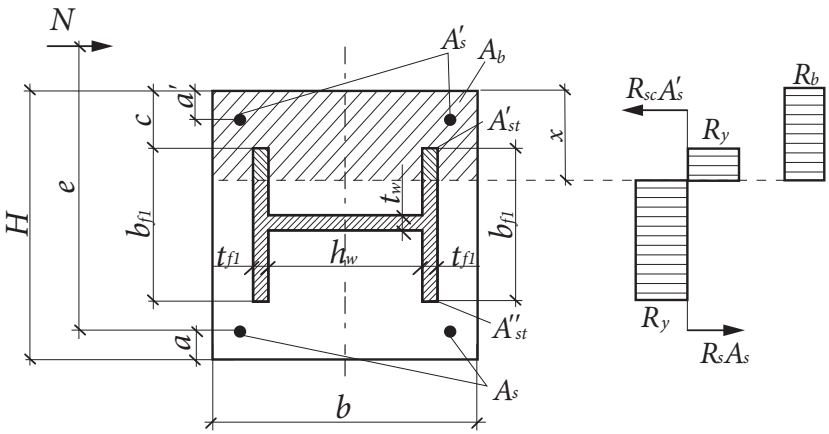


Рис. 8.1.18. Случай сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра

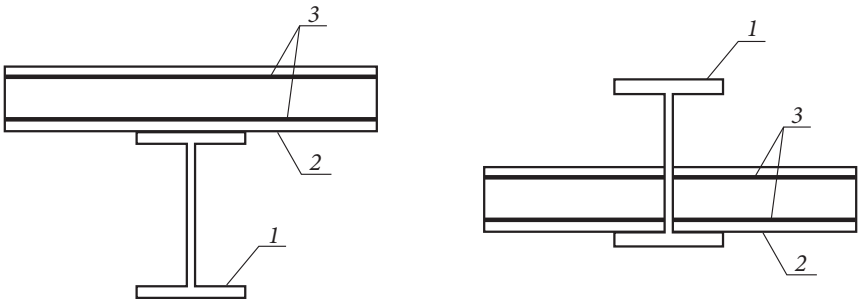


Рис. 8.1.19. Моделирование сечения комбинированной балки с различным расположением плиты: *а*) расположение плиты по верхнему поясу; *б*) расположение плиты по нижнему поясу; 1 — стальная балка; 2 — бетон; 3 — гибкая арматура

В общем случае арматура может быть размещена вдоль как верхней, так и нижней частях плиты. В частном случае один или оба слоя арматуры могут отсутствовать. Гибкую арматуру в сечении допускается моделировать, как тонкую пластину соответствующей площади арматуры.

При расположении плиты по верхнему поясу балки может задаваться ребро плиты (рис. 8.1.20) или профилированный лист. Должно быть предусмотрено размещение арматуры вдоль нижней стороны ребра.

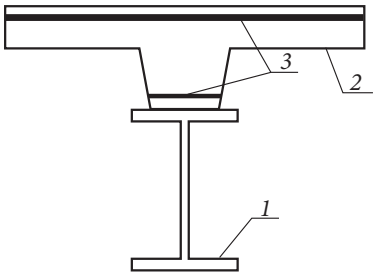


Рис. 8.1.20. Моделирование сечения комбинированной балки с плитой с ребром: 1 — стальная балка; 2 — бетон; 3 — гибкая арматура

В случае полностью или частично обетонированной комбинированной балки стальная балка моделируется внутри бетона (рис. 8.1.21).

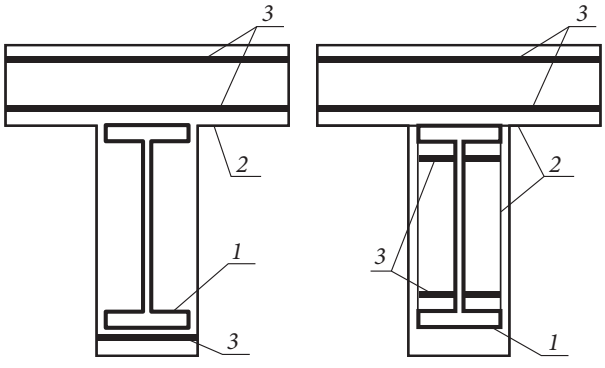


Рис. 8.1.21. Моделирование сечения комбинированной балки с обетонированной жесткой арматурой: *а*) полностью обетонированной; *б*) частично обетонированной; 1 — жесткая арматура; 2 — бетон; 3 — гибкая арматура

8.1.5. Примеры расчёта по разделу 8.1

Расчёт сталежелезобетонной балки

Разрезная сталежелезобетонная балка, состоящая из монолитной железобетонной плиты по несъёмной опалубке из профилированного настила Н75–0,8 и стальной двутавровой балки пролётом 8 м. Высота полки плиты 95 мм (рис. 8.1.22). Стальные балки располагаются с шагом 3 м. Монтаж выполняется без устройства временных опор балки и настила. Настил ориентирован широкими полками вниз. Совместная работа плиты с балкой обеспечивается стержневыми анкерными упорами (стад-болтами).

Требуется определить прочность нормального сечения стальной балки на стадии монтажа и сталежелезобетонной балки на стадии эксплуатации, вертикальные деформации балки от постоянных и длительных нагрузок, прочность соединения плиты со стальной балкой.

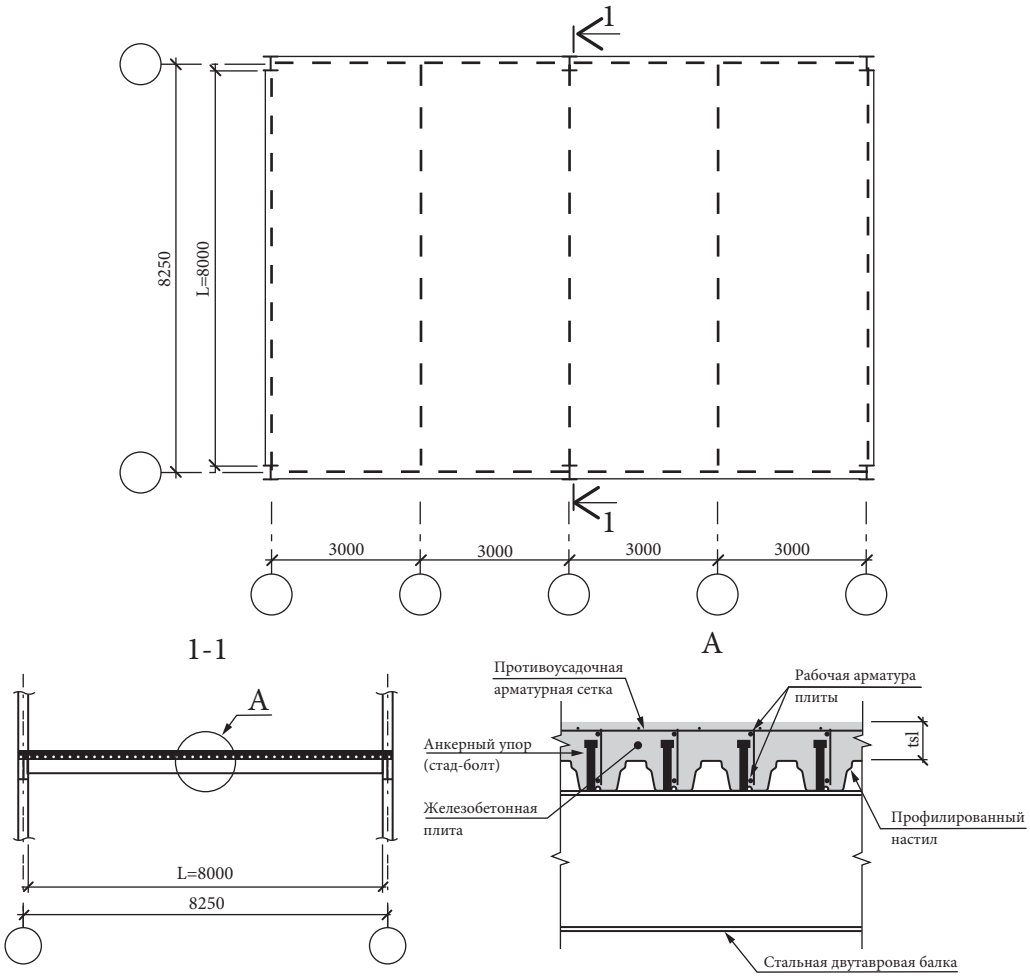


Рис. 8.1.22. Схема элементов конструкции

Плита: бетон класса *B*30 ($R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1{,}15$ МПа, $E_b = 32500$ МПа)

Стальная балка: двутавр 35*Б*2, сталь *C*355*Б* ($R_y = 345$ МПа, $E_s = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа)

На стадии монтажа устойчивость сжатого пояса стальной балки обеспечена соединением с профилированным настилом. При сборе нагрузок на стадии монтажа предполагается наименее благоприятный расчетный случай, когда настил работает по неразрезной двухпролётной схеме — нагрузки, передающиеся на стальную балку через настил, увеличены умножением на коэффициент неразрезности настила 1,25. В сбор нагрузок включена дополнительная нагрузка от собственного веса бетона, возникающая вследствие прогиба настила.

Определение приведённой толщины бетона:

$$h_{b,\,eq} = h_b + h_f.$$

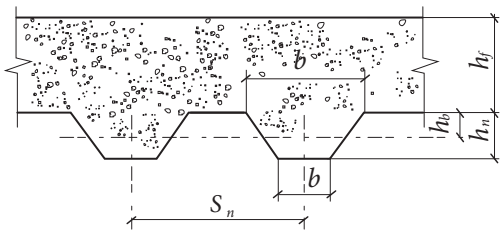


Рис. 8.1.23 Схема для определения приведённой толщины бетона

С учётом геометрических характеристик настила Н75–0,8:

$$h_f = 95 \text{ мм},\ h_n = 75 \text{ мм},\ b = 90 \text{ мм},\ b' = 138 \text{ мм},\ S_n = 188 \text{ мм};$$

$$h_b = \frac{b + b'}{2S_n} h_n = \frac{90 + 138}{2 \cdot 188} \cdot 75 = 46 \text{ мм};$$

$$h_{b,eq} = h_b + h_f = 95 + 46 = 141 \text{ мм};$$

Таблица 8.1.1

Нагрузки на стадии монтажа

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кПа	γ_f	Расчётное значение, кПа
1	Железобетонная плита приведённой толщиной 141 мм	3,53	1,2*	4,24
2	Несъёмная опалубка (настил Н75-750-0.8)	0,11	1,05	0,12
3	Стальные балки 35Б2	0,16	1,05	0,17
4	Монтажная нагрузка (выгрузка бетона бетоноводами)	0,5	1,3	0,65
5	Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона	0,26	1,1	0,29
Итого:		**4,56**		**5,47**

* Коэффициент надёжности по нагрузке от веса бетонной смеси определён согласно требованиям СП 266.1325800.2016 для стадии монтажа.

Равномерно распределённые линейные нагрузки (с учётом неразрезной работы профилированного настила):

нормативная — $((3{,}53+0{,}11+0{,}5+0{,}26)\cdot 1{,}25+0{,}16)\cdot 3=16{,}98$ кН/м;

расчётная — $((4{,}24+0{,}12+0{,}65+0{,}29)\cdot 1{,}25+0{,}17)\cdot 3=20{,}39$ кН/м;

$M_{монт.}=20{,}39\cdot 8^2/8=163{,}1$ кНм.

Проверка прочности стальной балки на изгиб на этапе монтажа.

$\frac{M}{W}=163{,}1\cdot\frac{10^6}{774800}=211$ МПа <345 МПа — прочность стальной балки на монтаже обеспечена.

В табл. 8.1.2 приведены постоянные нагрузки на стальную балку, которые будут учитываться при определении суммарных усилий в сталежелезобетонном сечении.

Таблица 8.1.2

Постоянные нагрузки на стальную балку

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кПа	γ_f	Расчётное значение, кПа
1	Железобетонная плита приведённой толщиной 141 мм	3,53	1,1	3,89
2	Несъёмная опалубка (профнастил Н75-750-0.8)	0,11	1,05	0,12
3	Стальные балки 35Б2	0,16	1,05	0,17
4	Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона	0,26	1,1	0,29
Итого:		**4,06**		**4,47**

Равномерно распределённые линейные нагрузки:

нормативная — $(3{,}53+0{,}11+0{,}26)\cdot 1{,}25+0{,}16)\cdot 3=15{,}10$ кН/м;

расчётная — $(4{,}24+0{,}12+0{,}29)\cdot 1{,}25+0{,}17)\cdot 3=17{,}95$ кН/м;

$M_1=17{,}95\cdot\frac{8^2}{8}=143{,}6$ кНм.

Таблица 8.1.3

Временные нагрузки на стальную балку

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кПа	γ_f	Расчётное значение, кПа
1	Нагрузка от людей и оборудования (по СП20.133330)	4	1,2	4,80
2	Вес полов и перегородок	2	1,2	2,40
Итого:		**6,00**		**7,20**

Равномерно распределённые линейные нагрузки:

нормативная — $(4+2)\cdot 3=18$ кН/м;

расчётная — $(4{,}8+2{,}4)\cdot 3=21{,}6$ кН/м.

Изгибающий момент в стальной балке от расчётных временных нагрузок:

$M_2=21{,}6\cdot\frac{8^2}{8}=172{,}8$ кНм.

Геометрические характеристики сечения сталежелезобетонной балки
Отношение пролёта балки к шагу балок:

$$\frac{L}{B}=\frac{8\text{м}}{3\text{м}}=2{,}667<4B=4\cdot 3=12\,\text{м}.$$

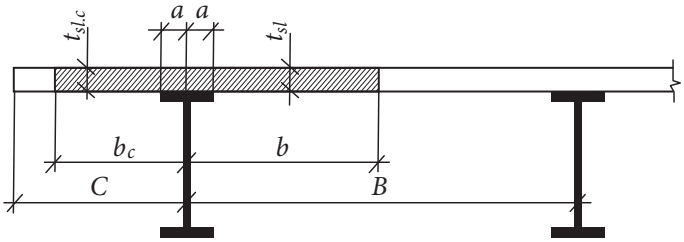


Рис. 8.1.24. Схема для определения расчётного значения свеса плиты

В соответствии с п. 4.4.4.9 СП 266.1325800.2016, расчётное значение свеса плиты определяем по следующим условиям:

$a+6t_{sl}=\frac{174}{2}+6\cdot 95=372$ мм, но не более $\frac{B}{2}=3000\,\text{мм}/2=1500\,\text{мм}$ и не менее $\frac{L}{8}=8000\,\text{мм}/8=1000\,\text{мм}$.

Таким образом, расчётное значение свеса плиты принимаем 1000 мм, ширина плиты, учитываемая в расчёте, составит $b_{sl}=2\cdot 1000\,\text{мм}=2000\,\text{мм}$.

Модуль деформации бетона с учётом ползучести бетона определяем по СП63.13330:

$$E_{b,\tau}=\frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}.$$

Для бетона В30: $E_b=32500$ МПа, коэффициент ползучести при относительной влажности окружающей среды 40—75% $\varphi_{b,\,cr}=2{,}3$:

$$E_{b,\tau}=\frac{32500}{1+2{,}3}=9{,}85\cdot 10^3\,\text{МПа}$$

Геометрические характеристики сталежелезобетонного сечения определяем, приводя бетон к стали коэффициентом α_b:

$$\alpha_b=\frac{E_{st}}{E_{b,\tau}}=\frac{2{,}06\cdot 10^5}{9{,}85\cdot 10^3}=20{,}9$$

Площадь сечения плиты, учитываемая в расчёте:

$$A_b=t_{sl}b_{sl}=95\cdot 2000=19\cdot 10^4\,\text{мм}^2.$$

Площадь сечения плиты, приведённая к стали:

$$A_{b,red}=\frac{A_b}{\alpha_b}=\frac{190\cdot 10^3}{20{,}9}=9091\,\text{мм}^2.$$

Площадь сечения стальной балки $A_s=6314\,\text{мм}^2$.

Площадь сталежелезобетонного сечения

$$A_{red}=A_{b,\,red}+A_s=9091+6314=15\,405\,\text{мм}^2.$$

Для определения центра тяжести сталежелезобетонного сечения находим статический момент инерции приведённого сечения относительно нижней грани стальной балки.

Расстояния от нижней грани стальной балки:

- до центра тяжести плиты $350+75+\frac{95}{2}=472{,}5$ мм;
- до центра тяжести стальной балки $\frac{350}{2}=175$ мм.

Статический момент сталежелезобетонного сечения:

$$S_{red}=S_{b,red}+S_{st}=\ 9091\cdot 472{,}5+\ 6314\cdot 175=4{,}3\cdot 10^6+1{,}1\cdot 10^6=5{,}4\cdot 10^6\ \text{мм}^3.$$

Расстояние от нижней грани стальной балки до центра тяжести сталежелезобетонного сечения:

$$y_{c,red}=\frac{S_{red}}{A_{red}}=\frac{5{,}4\cdot 10^6}{15{,}4\cdot 10^3}=350{,}5\ \text{мм}.$$

Расстояния от центра тяжести сталежелезобетонного сечения (см. рис. 8.1.25):

- до центра тяжести плиты $Z_{b,\,red}=472{,}5-350{,}5=122$ мм;
- до центра тяжести стальной балки $Z_{st,\,red}=350{,}5-175=175{,}5$ мм

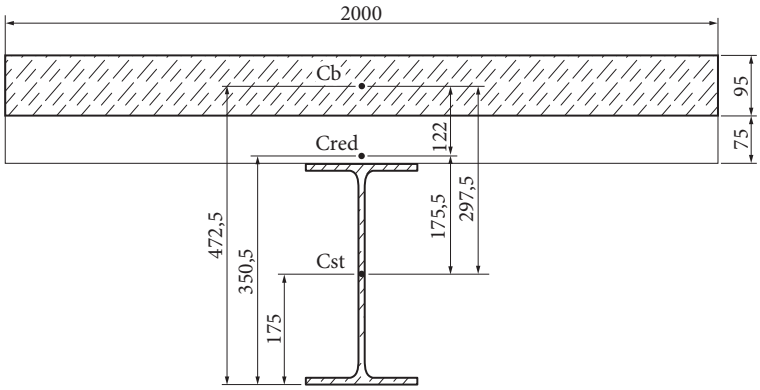


Рис. 8.1.25 Сечение сталежелезобетонной балки

Расстояние от центра тяжести плиты до центра тяжести стальной балки:

$$Z_{bst}=\frac{350}{2}+75+\frac{95}{2}=297{,}5\ \text{мм}.$$

Момент инерции стальной балки $J_{st}=135590100$ мм^4.

Момент инерции сталежелезобетонного сечения относительно центра тяжести сталежелезобетонного сечения:

Момент инерции сталежелезобетонного сечения относительно центра тяжести сталежелезобетонного сечения:

$$J_{red}=\frac{\frac{b_{sl}}{\alpha_b}t_{sl}^3}{12}+A_{b,red}Z_{b,red}^2+J_{st}+A_{st}Z_{st,red}^2=$$

$$= \frac{\frac{2000}{20,9}\cdot 95^3}{12} + 9091\cdot 122^2 + 13,6\cdot 10^8 + 6314\cdot 175,5^2 =$$

$$= 0,68\cdot 10^8 + 1,353\cdot 10^8 + 1,356\cdot 10^8 + 19,4\cdot 10^8 = 4,72\cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения, вычисленный для центра тяжести железобетонной плиты:

$$W_{b,red} = \frac{J_{red}}{Z_{b,red}} = \frac{4,72\cdot 10^8}{122} = 3,87\cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Как уже определено, изгибающий момент первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции) $M_1 = 143,6$ кНм; изгибающий момент второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция) $M_2 = 172,8$ кНм.

Полный изгибающий момент $M = M_1 + M_2 = 143,6 + 172,8 = 316,4$ кНм.

Напряжения в плите сталежелезобетонной балки:

$$\sigma_b = \frac{M_2}{\alpha_b \cdot W_{b,red}} - \sigma_{bi} = \frac{172,8\cdot 10^6}{20,9\cdot 3,87\cdot 10^6} - 0 = 2,14 \text{ МПа} < \gamma_{bi} R_b = 1\cdot 17 = 17 \text{ МПа}$$

Здесь: σ_{bi} — уравновешенные в сталежелезобетонном сечении напряжения от ползучести, усадки бетона и изменений температуры (в данном примере напряжения от усадки и температуры приняты равными нулю, влияние ползучести учтено снижением начального модуля деформации бетона согласно СП63.13330); γ_{bi} — коэффициент условий работы бетона, принимаемый согласно СП63.13330.

Условие выполняется, определяем напряжения в верхнем и нижнем поясах стального сечения согласно п. 6.2.1.3 СП 266.1325800.2016.

Напряжения в верхнем поясе стального сечения:

$$\frac{M - Z_{b,st} N_{bs}}{W_{f2,st}} - \frac{N_{bs}}{A_{st}} = \frac{316,4\cdot 10^6 - 297,5\cdot 19\cdot 10^4\cdot 2,14}{774800} - \frac{19\cdot 10^4\cdot 2,14}{6314} = 253 - 64 =$$

$$= 189 \text{МПа} < \gamma_1 \gamma_c R_y = 1,2\cdot 1\cdot 345 \text{ МПа} = 414 \text{ МПа}.$$

Напряжения в нижнем поясе стального сечения:

$$\frac{M - Z_{b,st} N_{bs}}{W_{f1,st}} + \frac{N_{bs}}{A_{st}} = \frac{316,4\cdot 10^6 - 297,5\cdot 19\cdot 10^4\cdot 2,14}{774800} + \frac{19\cdot 10^4\cdot 2,14}{6314} = 253 + 64 =$$

$$= 317 \text{МПа} < \gamma_c R_y = 1\cdot 345 \text{ МПа} = 345 \text{ МПа}.$$

Здесь: $N_{bs} = A_b \cdot \sigma_b$; $W_{f2,\,st} = W_{f1,\,st} = 774800$ мм^3 — момент сопротивления стального сечения для верхнего и нижнего пояса; γ_c — коэффициент условий работы элементов стальных конструкций, принимаемый согласно СП16.13330; $\gamma_1 = 1 + \frac{\gamma_{bi} R_b - \sigma_b}{\gamma_c R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{f2,st}}$ — коэффициент условий работы верхнего стального пояса, учитывающий его разгрузку прилегающим недонапряжённым бетоном и принимаемый не более 1,2.

$$\gamma_1 = 1 + \frac{1 \cdot 17 - 2{,}14}{1 \cdot 345} \cdot \frac{19 \cdot 10^4}{175 \cdot 11} = 4{,}3 > 1{,}2 \text{ — принимаем } 1{,}2.$$

Определение вертикальных деформаций от постоянных и длительных нагрузок.

Суммарный прогиб балки:

$$f = f_1 + f_2;$$

f_1 — прогиб стальной балки от постоянных нагрузок; f_2 — прогиб сталежелезобетонной балки от временных длительных нагрузок.

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q_1 L^4}{E_{st} J_{st}};$$

$q_1 = 15{,}1$ кН/м — определено при сборе нагрузок; $L = 8000$ мм — пролёт балки; $E_{st} = 206000$ МПа — модуль упругости стали; $J_{st} = 135590100$ мм^4 — момент инерции стальной балки.

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{15{,}1 \cdot 8000^4}{2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 1{,}356 \cdot 10^8} = 29 \text{ мм}.$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{q_2 L^4}{E_{st} J_{red}};$$

$q_2 = (4 \cdot 0{,}35 + 2) \cdot 3 = 10{,}2$кН/м — определено с учётом коэффициента длительности 0,35 к нагрузке от людей и оборудования согласно СП20.13330; $L = 8000$ мм — пролёт балки; $E_{st} = 206000$ МПа — модуль упругости стали; $J_{red} = 472210444$ мм^4 — момент инерции сталежелезобетонного сечения, определено при вычислении геометрических характеристик сталежелезобетонного сечения.

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{10{,}2 \cdot 8000^4}{2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 4{,}72 \cdot 10^8} = 6 \text{ мм}.$$

$$f = f_1 + f_2 = 29 \text{ мм} + 6 \text{ мм} = 35 \text{ мм} < [f] = \frac{L}{217} = \frac{8000}{217} = 37 \text{ мм}.$$

Расчётный прогиб не превышает предельно допустимый.

Конструкция объединения плиты и стальной балки в данном примере — шпильки-упоры типа SD (стад-болты) диаметром 22 мм по ГОСТ Р 55738, высотой 125 мм, привариваемые к верхнему поясу стальной балки в каждой гофре профилированного настила (с шагом 188 мм). Предел текучести стали стад-болтов 350 МПа.

При заданном способе монтажа (отсутствие монтажных опор на монтаже) сдвигающие усилия будут возникать в шве объединения от нагрузок второй стадии работы (нагрузок, воспринимаемых сталежелезобетонной конструкцией).

Расчётная распределённая нагрузка второй стадии работы $q = 21{,}6$ кН/м (см. сбор нагрузок).

Влияние ползучести оказывает разгружающий эффект на сдвигающие усилия в шве объединения плиты и стальной балки, поэтому рассмотрим наименее благоприятный для конструкции расчётный случай, когда влияние ползучести не учитывается. Для этого пересчитаем геометрические характеристики

сталежелезобетонного сечения, принимая в расчётах начальный модуль деформации бетона $B30$ $E_b = 32500$ МПа без снижения.

В результате получим:

$$\alpha_b = 6,34;\ W_{b,\,red} = 11963505\ \text{мм}^3.$$

п. 6.2.4.2 СП 266.1325800.2016 сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции следует определять для каждого расчётного участка по формуле:

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s).$$

В рассматриваемом сечении балки отсутствует рабочая стержневая арматура, поэтому напряжения в арматуре $\sigma_{si} = 0$.

Определим максимальное погонное сдвигающее усилие (на минимальном расстоянии от опоры).

Изгибающий момент на расстоянии 1 мм от опоры:

$$M = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{21,6 \cdot 0,001 \cdot (8 - 0,001)}{2} = 0,086\ \text{кНм};$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\alpha_b \cdot W_{b,red}} = \frac{0,086 \cdot 10^6}{6,34 \cdot 11963505} = 1,134 \cdot 10^{-3}\ \text{МПа};$$

$$\overline{S}_{max} = \frac{\sigma_b A_b}{1} = \frac{1,134 \cdot 10^{-3} \cdot 19 \cdot 10^4}{1} = 216\ \text{кН/м}.$$

При шаге упоров 188 мм сдвигающие усилие на наиболее нагруженный стад-болт:

$$S_{max} = \overline{S}_{max} \cdot 0,188 = 216 \cdot 0,188 = 40,6\ \text{кН}.$$

Отношение длины стад-болта к его диаметру:

$$\frac{l}{d} = \frac{125}{22} = 5,7.$$

Согласно п. 9.1.2.1 СП 266.1325800.2016, при отношении $l/d > 4,2$ несущая способность стад-болта на сдвиг определяется по формуле:

$$P_{rd} = d_{an}^2 \sqrt{10 R_b},$$

где d_{an} в *см*, R_b в МПа, P_{rd} в *кН*.

Для стад-болта диаметром 22 мм:

$$P_{rd} = 2,2^2 \sqrt{10 \cdot 17} = 63,10\ \text{кН}.$$

Кроме того, должно быть выполнено условие:

$$S_h \le 0,063 d_{an}^2 \gamma_c R_y,$$

где d_{an} в *см*, R_y в МПа, S_h в *кН*, γ_c принимается согласно СП16.13330.

$$S_h = S_{max} = 40,6\ \text{кН} \le 0,63\, d_{an}^2 \gamma_c R_y = 0,063 \cdot 2,2^2 \cdot 1 \cdot 350 = 106,7\ \text{кН}.$$

Условие выполняется.

При устройстве плиты по профилированному настилу необходимо учитывать снижение несущей способности гибких упоров на сдвиг P_{rd} в зависимости от ориентации профилированного настила относительно стальной балки. Для стад-болтов и уголковых упоров снижение несущей способности учитывается умножением несущей способности на сдвиг P_{rd} на понижающий коэффициент k_t или k_l.

Понижающий коэффициент k_t при расположении гофр настила поперек балок:

- при $h_n \geq 85$ мм и $b_0 \geq h_n$ — $k_t = 1$;
- при $h_n < 85$ мм и $b_0 \geq h_n$ — $k_t = 0,7\dfrac{b_0(h_{an}-h_n)}{h_n^2\sqrt{n_r}}$,

где n_r — количество упоров в одном гофре, принимается равным –1, если в каждой гофре установлен 1 упор, — 2, если в каждой гофре установлено 2 упора и более; b_0, h_n — ширина полки и высота гофры настила (см. рис. 8.2.5); h_{an} — полная высота упора (принимается равным не более $h_n + 75$ мм).

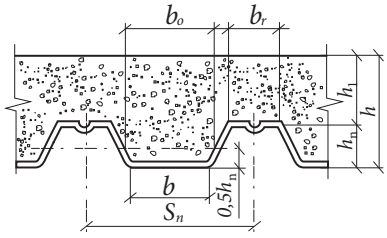


Рис. 8.1.26. Геометрические параметры монолитной железобетонной плиты и профилированного настила

В нашем случае применяется настил Н75–0,8, для которого:

$$h_n = 75 \text{ мм}, \; b_0 = 105 \text{ мм};$$

$$k_t = 0,7\frac{b_0(h_{an}-h_n)}{h_n^2\sqrt{n_r}} = 0,7 \cdot \frac{105 \cdot (125-75)}{75^2 \cdot \sqrt{1}} = 0,65.$$

Окончательно принимаем несущую способность стад-болта на сдвиг:

$$P_{rd} = 0,65 \cdot 63,10 = 41 \text{ кН} > S_{max} = 40,6 \text{ кН}.$$

Несущая способность конструкции объединения плиты со стальной балкой обеспечена.

Расчёт сталежелезобетонной колонны

Дано: сталежелезобетонная колонна среднего этажа рамного каркаса квадратного поперечного сечения с размерами по рис. 8.1.27. Длина колонны — 3,0 м. Бетон класса по прочности на сжатие В30. Стальной сердечник — двутавр 40К6 по ГОСТ Р 57837—2017 из стали С345. Стержневая арматура расположена по контуру согласно рис. А. 1—8 шт. ∅40 мм, А500.

Нагрузки:

• изгибающий момент в плоскости наибольшей жесткости двутавра $M_z = 490{,}5$ кНм;

• изгибающий момент в плоскости наименьшей жесткости двутавра $M_y = 196{,}2$ кНм;

• продольная сила $N = 7700$ кН.

Все нагрузки длительные.

Требуется проверить прочность поперечного сечения.

Запишем геометрические и прочностные характеристики элементов, формирующих поперечное сечение сталежелезобетонной колонны:

$R_s = 435$ МПа $\quad \varepsilon_{b2} = 0{,}0035$

$R_{sc} = 435$ МПа $\quad A_{st} = 3865$ мм^2

$R_b = 435$ МПа $\quad b_{f1} = b_{f2} = 370$ мм

$R_y = 310$ МПа $\quad t_{f1} = t_{f2} = 40$ мм

$E_s = 2{,}0 \cdot 10^5$ МПа $\quad t_w = 25$ мм

$E_{st} = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа $\quad h_w = 25$ мм

$E_b = 32500$ МПа

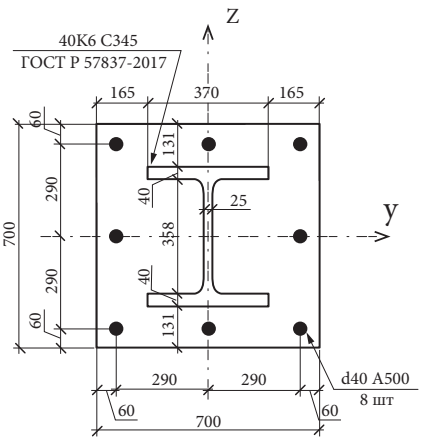


Рис. 8.1.27. Геометрические размеры поперечного сечения колонны

Площадь поперечного сечения одного стержня продольной арматуры — 1256,1 мм^2. Момент инерции одного стержня продольной арматуры относительно собственной оси — $1{,}257 \cdot 10^5$ мм^4

$$I_{y,\,st} = 128432{,}3 \cdot 10^4 \text{ мм}^4,\ I_{z,\,st} = 33828{,}6 \cdot 10^4 \text{ мм}^4,$$

С учетом длительности действия нагрузок расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = \gamma_{b1} R_b = 0{,}9 \cdot 17{,}0 = 15{,}3$ МПа.

Модуль деформации бетона с учетом длительности действия нагрузки определим согласно СП 266.1325800.2016 (формула Г. 13):

$$E_{b1} = E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,\,cr}} = \frac{32500}{1 + 2{,}3} = 9848{,}5 \text{ МПа}.$$

Определим коэффициенты приведения к бетону для жесткой и гибкой арматуры согласно СП 266.1325800.2016 (формуле Г. 18):

$$\alpha_{st} = \frac{E_{st}}{E_{b1}} = \frac{2{,}06 \cdot 10^5}{9848{,}5} = 20{,}92,$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{2 \cdot 10^5}{9848{,}5} = 20{,}31.$$

Выполним проверку условия 7.1.1.3 СП 266.1325800.2016 [8] $\dfrac{l_0}{i_{red}} > 14$.

Радиус инерции приведенного сечения определяется по СП 266.1325800.2016 (формула Г. 15):

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}}.$$

Вычислим моменты инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести по СП 266.1325800.2016 (по формуле Г. 16) (в рассматриваемом примере центр тяжести приведенного сечения совпадает с центром тяжести бетонной части и жесткой арматуры в связи с их симметричным расположением):

$$I_{y,\,red} = I_y + I_{y,\,st} + \alpha_{y,\,st} I_{y,\,s} \cdot \alpha_{y,\,st} =$$

$$= 180{,}9 \cdot 10^8 + 128432{,}3 \cdot 10^4 \cdot 20{,}92 + 6{,}35 \cdot 10^8 \cdot 20{,}31 = 578{,}45 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_{z,\,red} = I_z + I_{z,\,st} + \alpha_{y,\,st} I_{z,\,s} \cdot \alpha_{y,\,st} =$$

$$= 190{,}35 \cdot 10^8 + 33828{,}6 \cdot 10^4 \cdot 20{,}92 + 6{,}35 \cdot 10^8 \cdot 20{,}31 = 390{,}03 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

где $I_{y,\,st}$, $I_{z,\,st}$ — моменты инерции стержневой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$I_{y,s} = I_{z,s} = 8 \cdot I_s + 61256{,}1 \cdot \left(\frac{H - a - a'}{2} \right)^2 =$$

$$= 81{,}257 \cdot 10^5 + 6 \cdot 1256{,}1 \cdot \left(\frac{700 - 60 - 60}{2} \right)^2 = 6{,}35 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

I_y, I_z — моменты инерции бетонной части относительно центра тяжести приведенного сечения (с учетом вытеснения бетона арматурой):

$$I_y = \frac{bh^3}{12} - I_{y,s} - I_{st\,y} =$$

$$= \frac{700 \cdot 700^3}{12} - 6{,}35 \cdot 10^8 - 128\,432{,}3 \cdot 10^4 = 180{,}9 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_z = \frac{hb^3}{12} - I_{z,s} - I_{st\,z} =$$

$$= \frac{700 \cdot 700^3}{12} - 6{,}35 \cdot 10^8 - 33\,828{,}6 \cdot 10^4 = 190{,}35 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Определим площадь приведенного поперечного сечения по СП 266.1325800.2016 (формула Г. 17):

$$A_{red} = A_b + A_{st}\alpha_{st} + (A_s + A_s^{'})\alpha_s = \left(b \cdot h - A_{st} - A_s - A_s^{'}\right) + A_{st}\alpha_{st} + (A_s + A_s^{'})\alpha_s =$$

$$= \left(700 \cdot 700 - 38965 - 1256{,}1 \cdot 8\right) + 38965 \cdot 20{,}92 + 1256{,}1 \cdot 8 \cdot 20{,}31 = 140{,}9 \cdot 10^4 \text{ мм}^2.$$

Радиусы инерции приведенного сечения:

$$i_{y,red} = \sqrt{\frac{I_{y,red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{578{,}45 \cdot 10^8}{140{,}9 \cdot 10^4}} = 202{,}6 \text{ мм},$$

$$i_{z,red} = \sqrt{\frac{I_{z,red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{390{,}03 \cdot 10^8}{140{,}9 \cdot 10^8}} = 166{,}4 \text{ мм}.$$

Расчетная длина элемента согласно 8.1.17 СП 63.13330.2012:

$$l_0 = 0{,}7L = 0{,}7 \cdot 300 = 2100 \text{ мм}.$$

Тогда:

$$\frac{l_0}{i_{y,red}} = \frac{2100}{202{,}6} = 10{,}36 < 14, \quad \frac{l_0}{i_{z,red}} = \frac{2100}{166{,}4} = 12{,}62 < 14.$$

Согласно СП 266.1325800.2016 (условию 7.1.1.3), влияние прогиба на величину эксцентриситета не учитывается и коэффициент $\eta = 1$.

Определение эксцентриситетов

Определим случайный эксцентриситет e_a согласно СП 266.1325800.2016 (7.1.1.5): мм

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{1}{600}L = \frac{1}{600} \cdot 3000 = 5 \text{ мм}, \\ \frac{1}{30}h = \frac{1}{30} \cdot 700 = 23{,}3 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases} = 23{,}3 \text{ мм}.$$

Определим эксцентриситет e_0 продольной силы для плоскостей y и z:

$$e_z = \frac{M_z}{N} = \frac{490{,}5 \cdot 10^6}{7700 \cdot 10^3} = 63{,}7 \text{ мм}, \; e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{196{,}2 \cdot 10^6}{7700 \cdot 10^3} = 25{,}5 \text{ мм}.$$

Определим эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести сечения растянутого стержня гибкой арматуры с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба согласно СП 266.1325800.2016 (7.1.2.4):

$$e_{1,z} = e_0\eta + \frac{h' - a'}{2} = 63{,}7 \cdot 1 + \frac{(700 - 60) - 60}{2} = 353{,}7 \text{ мм};$$

$$e_{1,y} = e_0\eta + \frac{h' - a'}{2} = 25{,}5 \cdot 1 + \frac{(700 - 60) - 60}{2} = 315{,}5 \text{ мм}.$$

Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наибольшей жесткости z.

Общий вид поперечного сечения элемента при проверке прочности в плоскости наибольшей жесткости приведен на рис. 8.1.28.

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны для стального сердечника и стержневой арматуры:

- для стального сердечника — $\xi_R = \dfrac{0{,}8}{1 + \dfrac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \dfrac{0{,}8}{1 + \dfrac{1{,}505 \cdot 10^{-3}}{0{,}0035}} = 0{,}559,$

где $\varepsilon_{s,el} = \dfrac{R_y}{E_{st}} = 1{,}505 \cdot 10^{-3},$

- для стержневой арматуры — $\xi_R = \dfrac{0{,}8}{1 + \dfrac{2{,}175 \cdot 10^{-3}}{0{,}0035}} = 0{,}493,$

где $\varepsilon_{s,el} = \dfrac{R_s}{E_s} = 2{,}175 \cdot 10^{-3}.$

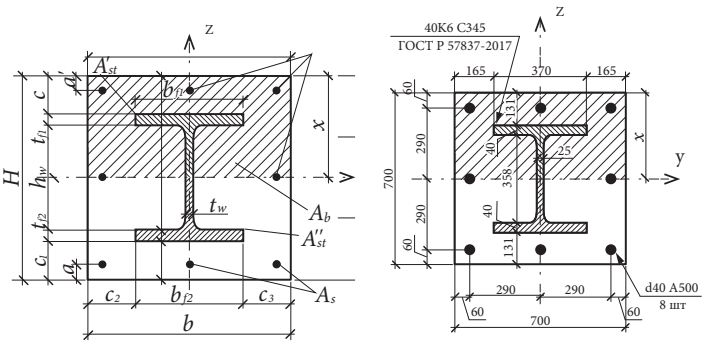


Рис. 8.1.28. Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наибольшей жесткости *z*: *а*) общий вид поперечного сечения; *б*) поперечное сечение — размеры и материалы

В качестве рабочего значения принимаем меньшее, как наиболее опасное: $\xi_R = 0{,}493$.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю расчета по 4.1.8 по формуле (4.3):

$$x = \frac{N + R_s A_s + R_b A'_s - R_{sc} A'_s - (R_b - R_y)\left[t_w\left(t_{f1} + c\right) - b_{f1} t_{f1}\right] + R_y\left[t_w\left(h_w + t_{f1} + c\right) + b_{f2} t_{f2}\right]}{R_b b + R_y t_w - t_w (R_b - R_y)} =$$

$$= \frac{7700 \cdot 10^3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 15{,}3 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 - (15{,}3 - 310)\left[25 \cdot (40 + 131) - 370 \cdot 40\right] + 310 \cdot \left[25 \cdot (358 + 40 + 131) + 370 \cdot 40\right]}{15{,}3 \cdot 700 + 310 \cdot 25 - 25 \cdot (15{,}3 - 310)} = 516{,}6 \text{ мм}.$$

Расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутой грани сечения:

$$a_1 = \frac{t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right)\left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + c_1 + t_{f2}\right) R_y + b_{f2} t_{f2}\left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1\right) R_y + R_s A_s a}{A''_{st} R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{25(358 + 40 + 131 - 516{,}6)\ \frac{358 + 40 + 131 - 516{,}6}{2} + 131 + 40\ \ 310 + 370 \cdot 40\ \ \frac{40}{2} + 131\ \ 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{15108{,}8 \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 128 \text{ мм}.$$

где $A''_{st} = t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right) + b_{f2} t_{f2} = 25(358 + 40 + 131 - 516{,}6) + 370 \cdot 40 = 15108{,}8$ мм^2

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_1 = 700 - 127{,}8 = 572{,}2$ мм.

Определим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{516{,}6}{572{,}2} = 0{,}903.$$

$$\xi = 0{,}903 > \xi_R = 0{,}493.$$

Условие $\xi < \xi_R$ не выполнено, поэтому расчет высоты сжатой зоны необходимо выполнить по формуле (4.6).

Определяем высоту сжатой зоны сечения для случая $\xi > \xi_R$.

Предположим, что в растянутой зоне находится полка жесткой арматуры и половина стенки двутавра. Центр тяжести растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения:

$$a_1 = \frac{t_w \frac{h_w}{2}\left(\frac{h_w}{4} + c_1 + t_{f2}\right)R_y + b_{f2}t_{f2}\left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1\right)R_y + R_s A_s a}{t_w \frac{h_w}{2} R_y + b_{f2}t_{f2}R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{25 \cdot \frac{358}{2} \cdot \left(\frac{358}{4} + 131 + 40\right) \cdot 310 + 370 \cdot 40\left(\frac{40}{2} + 131\right) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{25 \cdot \frac{358}{2} \cdot 310\ 370 \cdot 40 \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 151{,}4 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_1 = 700 - 127{,}8 = 572{,}2$ мм.

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0 \frac{\left[N - \left(R_y - R_b\right)A_{st}^{'} - R_{sc}A_s^{'}\right](1 - \xi_R) + \left(R_y A_{st}^{''} + R_s A_s\right)(1 + \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + 2\left(R_y A_{st}^{''} + R_s A_s\right)} =$$

$$= 548{,}6\left(\frac{\left[7700 \cdot 10^3 - (310 - 15{,}3) \cdot 19483 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3\right](1 - 0{,}493)}{15{,}3 \cdot 700 \cdot 548{,}6(1 - 0{,}493) + 2(310 \cdot 19483 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3)} + \right.$$

$$\left. + \frac{(310 \cdot 19483 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3)(1 + 0{,}493)}{15{,}3 \cdot 700 \cdot 548{,}6 \cdot (1 - 0{,}493) + 2 \cdot (310 \cdot 19483 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3)}\right) = 348{,}0 \text{ мм},$$

где $A_{st}^{'} = A_{st}^{''} = \frac{A_{st}}{2} = 19483$ мм^2.

Полученное значение x почти полностью совпало с предполагаемой величиной. В случае сильного отличия необходимо выполнить дополнительную итерацию по корректировке ее значения.

Определим центр тяжести сжатого бетона относительно наиболее сжатой точки поперечного сечения:

$$a_2 = \frac{bx\frac{x}{2} - \left[b_{f1}t_{f1}\left(c + \frac{t_{f1}}{2}\right) + t_w\left(x - c - t_{f1}\right)\left(\frac{x - c - t_{f1}}{2} + t_{f1} + c\right)\right] - A_s^{'}a^{'}}{bx - A_{st}^{'} - A_s^{'}} =$$

$$= \frac{700 \cdot 348{,}0 \cdot \frac{348{,}0}{2} - \left[370 \cdot 40\left(131 + \frac{40}{2}\right) + 25 \cdot (348{,}0 - 131 - 40)\left(\frac{348{,}0 - 131 - 40}{2} + 40 + 131\right)\right] - 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{700 \cdot 348{,}0 - 19483 - 1256{,}1 \cdot 3} = 176{,}0 \text{ мм}.$$

Определяем предельный момент, который может быть воспринят сечением элемента, относительно наиболее растянутого стержня гибкой арматуры:

$$M_z = R_b\left(bx - \mathrm{A}_s^{'} - A_{st}^{'}\right)\left(h^{'} - a_2\right) + R_{sc}A_s^{'}\left(h^{'} - a^{'}\right) +$$

$$+ R_y\left[b_{f1}t_{f1}\left(h^{'} - c - \frac{t_{f1}}{2}\right) + t_w\left(x - c - t_{f1}\right)\left(h^{'} - c - t_{f1} - \frac{x - c - t_{f1}}{2}\right)\right] -$$

$$- R_y\left[b_{f2}t_{f2}\left(c_1 + \frac{t_{f2}}{2} - a\right) + t_w\left(h_w + t_{f1} + c - x\right)\left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + t_{f2} + c_1 - a\right)\right] =$$

$$= 15{,}3\left(700 \cdot 348{,}0 - 1256{,}1 \cdot 3 - 19483\right)(640 - 176{,}0) + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot (640 - 60) +$$

$$+ 310\left[370 \cdot 40 \cdot \left(640 - 131 - \frac{40}{2}\right) + 25 \cdot (348{,}0 - 131 - 40)\left(640 - 131 - 40 - \frac{348{,}0 - 131 - 40}{2}\right)\right] -$$

$$-310\left[370\cdot 40\cdot\left(131+\frac{40}{2}-60\right)+\right.$$

$$\left.+25\cdot(358+40+131-348{,}0)\left(\frac{358+40+131-348{,}0}{2}+40+131-60\right)\right]=4580{,}4\ \text{кНм}.$$

Отсюда предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением элемента при заданном эксцентриситете:

$$N_z=\frac{M_z}{e_{1,z}}=\frac{4580{,}4}{0{,}3537}=12\,949{,}9\ \text{кН}.$$

Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наименьшей жесткости *y*.

Общий вид поперечного сечения элемента при проверке прочности в плоскости наименьшей жесткости приведен на рис. 8.1.29.

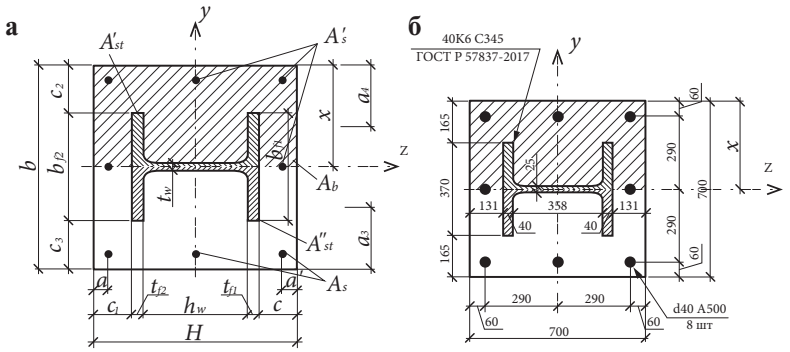


Рис. 8.1.29. Проверка прочности поперечного сечения элемента в плоскости наименьшей жесткости *y*:
а) общий вид поперечного сечения; *б*) поперечное сечение — размеры и материалы

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты:

$$x=\frac{N+R_sA_s+R_bA'_s-R_{sc}A'_s+2R_yt_{f1}\left(b_{f1}+2c_2\right)-2R_bt_{f1}c_2+h_wt_w\left(R_b-R_y\right)}{R_bb\ +\ 2t_{f1}\left(2R_y-R_b\right)}=$$

$$=\frac{7700\cdot10^3+435\cdot1256{,}1\cdot3+15{,}3\cdot1256{,}1\cdot5-435\cdot1256{,}1\cdot5+2\cdot310\cdot40(370\ +\ 2\cdot165)-2\cdot15{,}3\cdot40\cdot165\ +\ 358\cdot25\cdot(15{,}3-310)}{15{,}3\cdot700+240(2\cdot310-15{,}3)}=$$

$$=359{,}2\ \text{мм}.$$

Полученный результат свидетельствует о том, что нейтральная ось пересекает стенку двутавра, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Необходимо выполнить перерасчет и уточнить значение высоты сжатой зоны. Теперь, при записи уравнения равновесия будем полагать, что стенка находится в растянутой зоне.

Определяем высоту сжатой зоны сечения применительно к случаю сжатия с изгибом в плоскости полок двутавра, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, менее половины ширины полок сжата:

$$x = \frac{N + R_s A_s + R_b A_s' - R_{sc} A_s' + R_y \left(2 b_{f1} t_{f1} + 4 c_2 t_{f1} + h_w t_w\right) - 2 R_b t_{f1} c_2}{R_b b + 2 t_{f1} \left(2 R_y - R_b\right)} =$$

$$= \frac{7700 \cdot 10^3 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 5 + 15{,}3 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 - 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 + 310 \left(2 \cdot 370 \cdot 40 + 4 \cdot 165 \cdot 40 + 358 \cdot 25\right) - 2 \cdot 15{,}3 \cdot 40 \cdot 165}{15{,}3 \cdot 700 + 2 \cdot 40 \cdot (2 \cdot 310 - 15{,}3)} = 487{,}1 \text{ мм}.$$

Полученный результат свидетельствует о том, что стенка двутавра находится в сжатой зоне, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Согласно пункту 4.1.13 стандарта [2] организации будем считать, что нейтральная ось проходит в пределах толщины стенки профиля жесткой арматуры.

Принимаем $x = 350$ мм.

Центр тяжести растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения:

$$a_3 = \frac{2 t_{f1} \left(b_{f1} + c_2 - x\right) R_y \left(\frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} + c_3\right) + R_s A_s a}{2 t_{f1} \left(b_{f1} + c_2 - x\right) R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 350) \cdot 310 \cdot \left(\frac{370 + 165 - 350}{2} + 165\right) + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 350) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 205{,}5 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_3 = 700 - 205{,}5 = 494{,}5$ мм.

Определим относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{350}{494{,}5} = 0{,}708.$$

$$\xi = 0{,}708 > \xi_R = 0{,}493.$$

Условие $\xi < \xi_R$ не выполнено, поэтому расчет высоты сжатой зоны необходимо выполнить по формуле (4.6).

Определяем высоту сжатой зоны сечения для случая $\xi > \xi_R$.

Рассмотрим случай, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, стенка и более половины ширины полок сжаты.

Высоту сжатой зоны примем равной $x = 400$ мм.

Центр тяжести растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения:

$$a_3 = \frac{2 t_{f1} \left(b_{f1} + c_2 - x\right) \left(\frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} + c_3\right) R_y + R_s A_s a}{2 t_{f1} \left(b_{f1} + c_2 - x\right) R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 400) \left(\frac{370 + 165 - 400}{2} + 165\right) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3 \cdot 60}{2 \cdot 40 \cdot (370 + 165 - 400) \cdot 310 + 435 \cdot 1256{,}1 \cdot 3} = 175{,}8 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $h_0 - a_3 = 700 - 175{,}8 = 524{,}2$ мм.

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0 \frac{\left[N - \left(R_y - R_b\right)A'_{st} - R_{sc}A'_s\right]\left(1-\xi_R\right) + \left(R_y A''_{st} + R_s A_s\right)\left(1 + \xi_R\right)}{R_b b h_0 \left(1-\xi_R\right) + \left(R_y A_{st} + R_s A_s + R_{sc}A'_s\right)} =$$

$$= 524{,}2\frac{\left[7700\cdot 10^3 - (310-15{,}3)\cdot 28165 - 435\cdot 1256{,}1\cdot 5\right](1-0{,}493) + (310\cdot 10800 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 3)(1+0{,}493)}{15{,}3\cdot 700\cdot 524{,}2\cdot(1-0{,}493) + (310\cdot 38965 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 3 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 5)} = 156{,}5 \text{ мм}$$

где $A''_{st} = 2t_{f1}\left(b_{f1} + c_2 - x\right) = 2\cdot 40\cdot(370+165-400) = 10800$ мм^2.

$A'_{st} = A_{st} - A''_{st} = 38965 - 10800 = 28165$ мм^2.

Полученный результат свидетельствует о том, что стенка двутавра находится в растянутой зоне, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Необходимо выполнить перерасчет и уточнить значение высоты сжатой зоны. Теперь, при записи уравнения равновесия будем полагать, что стенка находится в растянутой зоне.

Рассмотрим случай, когда нейтральная ось пересекает полки двутавра, менее половины ширины полок сжата, более половины ширины полок и стенка — растянуты (пункт 4.1.14 стандарта организации [2]).

Высоту сжатой зоны примем равной $x = 250$ мм.

$$a_3 = \frac{2t_{f1}\left(b_{f1} + c_2 - x\right)\left(\frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} + c_3\right)R_y + t_w h_w\left(\frac{b_{f2}}{2} + c_3\right)R_y + R_s A_s a}{2t_{f1}\left(b_{f1} + c_2 - x\right)R_y + t_w h_w R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2\cdot 40\cdot(370+165-250)\left(\frac{370+165-250}{2}+165\right)\cdot 310 + 25\cdot 358\left(\frac{370}{2}+165\right)\cdot 310 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 5\cdot 60}{2\cdot 40\cdot(370+165-250)\cdot 310 + 25\cdot 358\cdot 310 + 4351256{,}15} = 263{,}1 \text{ мм.}$$

где $A_s = 1256{,}1\cdot 5 = 6280{,}5$ мм^2.

Рабочая высота сечения $h_0 = H - a_3 = 700 - 263{,}1 = 436{,}9$ мм.

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0 \frac{\left[N - \left(R_y - R_b\right)A'_{st} - R_{sc}A'_s\right]\left(1-\xi_R\right) + \left(R_y A''_{st} + R_s A_s\right)\left(1 + \xi_R\right)}{R_b b h_0 \left(1-\xi_R\right) + \left(R_y A_{st} + R_s A_s + R_{sc}A'_s\right)} =$$

$$= 436{,}9\frac{\left[7700\cdot 10^3 - (310-15{,}3)\cdot 6800 - 435\cdot 1256{,}1\cdot 3\right](1-0{,}493) + (310\cdot 32165 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 5)(1+0{,}493)}{15{,}3\cdot 700\cdot 436{,}9(1-0{,}493) + (310\cdot 38965 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 3 + 435\cdot 1256{,}1\cdot 3)} = 488{,}1 \text{ мм.}$$

Где $A'_{st} = 2t_{f1}\left(x - c_2\right) = 2\cdot 40(250-165) = 6800$ мм^2;

$A''_{st} = A_{st} - A'_{st} = 38965 - 6800 = 32165$ мм^2.

Полученный результат свидетельствует о том, что стенка двутавра находится в сжатой зоне, что не соответствует принятой схеме расположения нейтральной оси в поперечном сечении. Согласно 4.1.13 стандарта стандарта организации [2] будем считать, что нейтральная ось проходит в пределах толщины стенки профиля жесткой арматуры.

Принимаем $x = 350$ мм.

Определим центр тяжести сжатого бетона относительно наиболее сжатой точки поперечного сечения:

$$a_4 = \frac{bx\frac{x}{2} - \left[2t_{f1}(x-c_2)\left(\frac{x-c_2}{2}+c_2\right)\right] - A_s'a'}{bx - A_{st}' - A_s'} =$$

$$= \frac{700\cdot 350\cdot\frac{350}{2} - \left[2\cdot 40\cdot(350-165)\left(\frac{350-165}{2}+165\right)\right] - 1256{,}1\cdot 3\cdot 60}{700\cdot 350 - 14800 - 1256{,}1\cdot 3} = 171{,}5 \text{ мм},$$

где $A_{st}' = 2t_{f1}(x-c_2) = 2\cdot 40(350-165) = 14800$ мм^2.

Определяем предельный момент, который может быть воспринят сечением элемента, относительно наиболее растянутого стержня гибкой арматуры:

$$M_y = R_b\left(bx - A_s' - A_{st}'\right)\left(h' - a_4\right) + R_{sc}A_s'(h'-a') +$$

$$+R_y\left[2t_{f1}(x-c_2)\left(h'-c_2-\frac{x-c_2}{2}\right)\right] - R_y\left[2t_{f1}\left(b_{f1}+c_2-x\right)\left(h'-x-\frac{b_{f1}+c_2-x}{2}\right)\right] =$$

$$= 15{,}3\cdot(700\cdot 350 - 1256{,}1\cdot 3 - 14800)(640-171{,}5) + 435\cdot 1256{,}1\cdot 3\cdot(640-60) +$$

$$+310\left[2\cdot 40(350-165)\left(640-165-\frac{350-165}{2}\right)\right] -$$

$$-310\left[2\cdot 40(370+165-350)\left(640-350-\frac{370+165-350}{2}\right)\right] = 3422{,}5 \text{ кНм}.$$

Отсюда предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением элемента при заданном эксцентриситете:

$$N_z = \frac{M_y}{e_{1,y}} = \frac{3422{,}5}{0{,}3155} = 10\,848{,}6 \text{ кН}.$$

Определяем предельное значение продольной силы, которая может быть воспринята элементом по СП 266.1325800.2016 (формула (7.4)):

$$N_{ult} = \frac{1}{\varphi}\left(R_bA_b + R_{sc}A_{s,tot} + R_yA_{st}\right) =$$

$$= \frac{1}{0{,}92}(15{,}3\cdot 440986{,}2 + 435\cdot 8\cdot 1256{,}1 + 310\cdot 38965) = 25214{,}6 \text{ кН}.$$

где φ принимаем по СП 266.1325800.2016 (табл. 7.1) $\varphi = 0{,}92$;

$$A_b = bh - A_{st} - A_{s,tot} = 700\cdot 700 - 38965 - 8\cdot 1256{,}1 = 440986{,}2 \text{ мм}^2.$$

Выполняем проверку прочности по СП 266.1325800.2016 (условию (7.3)):

$$N \le \frac{1}{\frac{1}{N_y}+\frac{1}{N_z}-\frac{1}{N_{ult}}} = \frac{1}{\frac{1}{12949{,}9}+\frac{1}{10848{,}6}-\frac{1}{25214{,}6}} = 7708 \text{ кН} < 7700 \text{ кН}.$$

Прочность поперечного сечения колонны обеспечена.

Контрольные вопросы к разделу 8.1

1. Назовите виды сталежелезобетонных конструкций
2. Что такое трубобетонные конструкции?

3. Какие профили можно использовать в качестве жесткой арматуры для сталежелезобетонных колонн.
4. Назовите расчетные ситуации для сталежелезобетонных колонн с жесткой арматурой в виде двутавра, работающих на сжатие с изгибом. Какие основные расчетные случаи при этом рассматриваются.
5. Для чего в сталежелезобетонных конструкциях используют стад-болты?
6. Опишите расчетные случаи для полностью обетонированной балки двутаврового сечения
7. Допускается ли изготавливать сталежелезобетонные колонны без гибкой арматуры? Как в этом случае обеспечивается совместная работа жесткой арматуры и бетона?
8. Какие виды профнастила используют в сталежелезобетонных плитах с использованием гофрированных листов?
9. Какие конструкционные бетоны используют в сталежелезобетонных конструкциях?

Варианты заданий на расчётно-графическую работу № 1 «Расчёт сталежелезобетонной колонны»

Задача

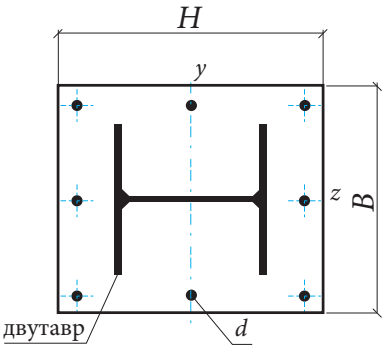


Рис. 8.1.30

1. Выполнить проверку заданного сталежелезобетонного сечения на заданные усилия (рис. 8.1.30).
2. Сечение колонны принять по табл. 8.1.4. Гибкую арматуру принять класса А500. Сталь для двутавра принять класса С345.
3. В ходе решения задания требуется проверить прочность заданного сечения и сравнить полученные усилия с заданными.
4. Сделать вывод о работоспособности сечения.

Таблица 8.1.4.

Исходные данные к РГР № 1

AB	Размеры сечения колонны		Класс бетона	**C**	Жесткая арматура	Гибкая арматура	Длина колонны L, м	**D**	Усилия		
					Номер двутавра ГОСТ 57837	Диаметр, *d*, мм			*N*, кН	M_y, кНм	M_z, кНм
	H, мм	*B*, мм									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
01 11 21	500	500	B30	1	I40K2	16	3,0	1	4000	410	35

Продолжение таблицы 8.1.4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
02 12 22	600	600	B25	2	I35K3	28	5,0	2	5850	64	370
03 13 23	700	700	B40	3	I40K1	18	4,0	3	4300	480	200
04 14 24	500	600	B35	4	I40K2	22	3,2	4	1750	170	130
05 15 25	600	700	B30	5	I40K3	24	3,5	5	6100	540	430
06 16 26	600	800	B25	6	I40K4	28	6,0	6	4200	75	68
07 17 27	700	600	B40	7	I40K5	36	4,5	7	3400	0	0
08 18 28	800	600	B35	8	I40K8	20	3,8	8	2800	350	0
09 19 29	750	750	B30	9	I40K9	40	4,2	9	4700	0	210
00 10 20	600	900	B25	0	I40K10	32	5,4	0	5100	150	150

Примечание. Четырехзначный шифр ABCD (например, «Иванов И. И. — 0892») выдается преподавателем каждому студенту в начале изучения дисциплины/раздела или семестра. При этом параметр «А» меняется от 0 до 3. И студент выполняет все расчетно-графические работы по исходным данным, сформированным для каждой из них по шифру. При наличии в учебном плане курсовой работы или проекта несколько РГР могут быть объединены в единую работу.

Варианты заданий на расчётно-графическую работу № 2 «Расчёт сталежелезобетонного балочного перекрытия»

Задача:

1. Определить прочность нормального сечения стальной балки на стадии монтажа.
2. Определить прочность нормального сечения сталежелезобетонной балки на стадии эксплуатации, вертикальные деформации балки от постоянных и длительных нагрузок, прочность соединения плиты со стальной

балкой. Здание общественное. Двутавровая балка по ГОСТ Р 57837—2017. Сталь по ГОСТ 27772. Профилированный лист по ГОСТ 24045—2016. Для стад-болтов принять шпильки упоры типа SD по ГОСТ Р 55738—2013. Варианты заданий приведены в табл. 8.1.5.

Таблица 8.1.5.

Исходные данные к РГР № 2

AB	Пролет балки L, м	Шаг балок B, м	Профиль	**C**	Класс бетона	Балка Двутавр	Сталь	**D**	Тип помещения	Тип упора	Толщина жб над профлистом, мм
01 11 21	8.5	3.0	Н 114-750-0,8	1	В25	35*Б*2	С345	1	Класс	Стад-болт (шпильки)	80
02 12 22	8.4	2,7	Н 114-750-0,9	2	В30	35*Б*1	С345	2	Спортзал	Уголковый упор	90
03 13 23	7.5	2.6	Н75-750-0,7	3	В25	40*Б*1	С345	3	Кабинет	Стад-болт (шпильки)	100
04 14 24	8.5	2.9	Н75-750-0,8	4	В35	35*Б*1	С345	4	Офис	Стад-болт (шпильки)	100
05 15 25	7.7	3.0	Н 114-600-0,8	5	В30	35*Б*3	С345	5	Спортзал	Уголковый упор	110
06 16 26	8.2	2.8	Н 114-600-0,9	6	В30	35*Б*4	С345	6	Класс	Уголковый упор	115
07 17 27	8.3	2.4	Н 114-750-1,0	7	В30	35*Б*2	С345	7	Спортзал	Стад-болт (шпильки)	85
08 18 28	7.9	3.5	Н75-750-0,8	8	В30	35*Б*3	С345	8	Кухня	Уголковый упор	90
09 19 29	7.8	3.6	Н75-750-0,9	9	В30	35*Б*4	С345	9	Офис	Стад-болт (шпильки)	105
00 10 20	8.0	3.3	Н 114-750-0,9	0	В30	35*Б*1	С345	0	Спортзал	Уголковый упор	100

1. Примерный объём пояснительной записки: 15—30 страниц печатного текста.
2. Перечень графического материала (с указанием обязательных чертежей и плакатов).
3. Рабочие чертежи марки АС и КМ:
   • план балочной клетки, расположения вертикальных конструкций;
   • узлы, спецификация на конструктивные элементы по указанию преподавателя.

8.2. О СТЕСНЕННОМ КРУЧЕНИИ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

8.2.1. Тонкостенный стержень как элемент расчетной модели сооружений

Экспериментально и теоретически установлено, что возможность применения того или иного расчетного метода зависит от соотношения размеров тела. Поэтому в строительной механике по геометрическому признаку все элементы расчетных моделей традиционно классифицируются на четыре типа:

1. Стержень (рис. 8.2.1*а*) — прямолинейный элемент, у которого один из размеров намного больше двух других. В расчетной схеме стержень представляют его осью и геометрическими характеристиками поперечного сечения. Частным видом стержня является балка — прямолинейный стержень, работающий на поперечный изгиб.
2. Оболочка (рис. 8.2.1*б*) — элемент, у которого один из размеров значительно меньше двух других. В расчетной схеме оболочку представляют срединной поверхностью (поверхностью, расположенной посередине толщины) и толщиной.

Частным случаем оболочки являются пластина (плита) — оболочка, срединная поверхность которой представляет собой плоскость (рис. 8.2.1*в*).

3. Трехмерное тело (массив, рис. 8.2.1*г*) — элемент, у которого все три габарита соизмеримы, т. е. находятся в пределах одного порядка.
4. Тонкостенный стержень (рис. 8.2.1*д*) — брус призматической или цилиндрической формы, у которого толщина стенок профиля значительно меньше размеров контура поперечного сечения, а размеры контура значительно меньше длины стержня.

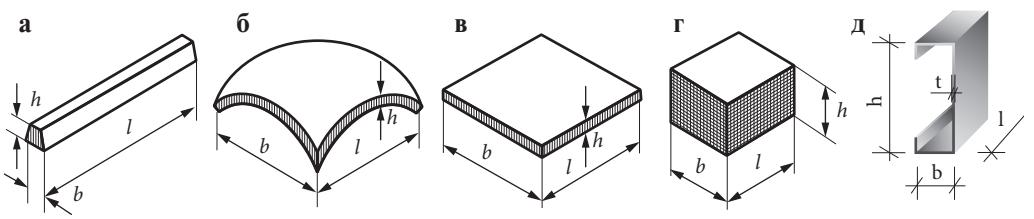


Рис. 8.2.1. Основные виды расчетных элементов:
а) стержень; *б*) оболочка; *в*) пластина; *г*) твердое тело; *д*) тонкостенный стержень

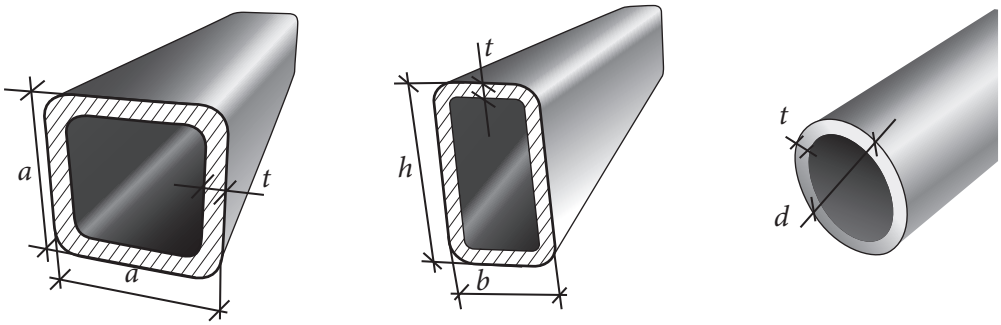


Рис. 8.2.2. Замкнутые профили:
а) квадратный; *б*) прямоугольный; *в*) круглого сечения

Приведенная классификация является в известной мере условной. Тем не менее, она позволяет установить, какой метод для данного тела способен дать доверительные результаты расчета.

Все тонкостенные стержни можно разделить на 2 типа:

1) стержни замкнутого (закрытого) профиля (рис. 8.2.2), для расчета которых применима теория А. А. Уманского [7].
2) стержни незамкнутого (открытого) профиля (рис. 8.2.3), для расчета которых используется теория В. З. Власова [8].

Следует отметить, что уголки и тавры (как прокатные, так и холодногнутые), несмотря на большое отношение размеров профиля к толщине, с точки зрения теории тонкостенных стержней, к тонкостенным профилям не относятся, поскольку у них прямолинейные оси полок или стенок сходятся в одной точке

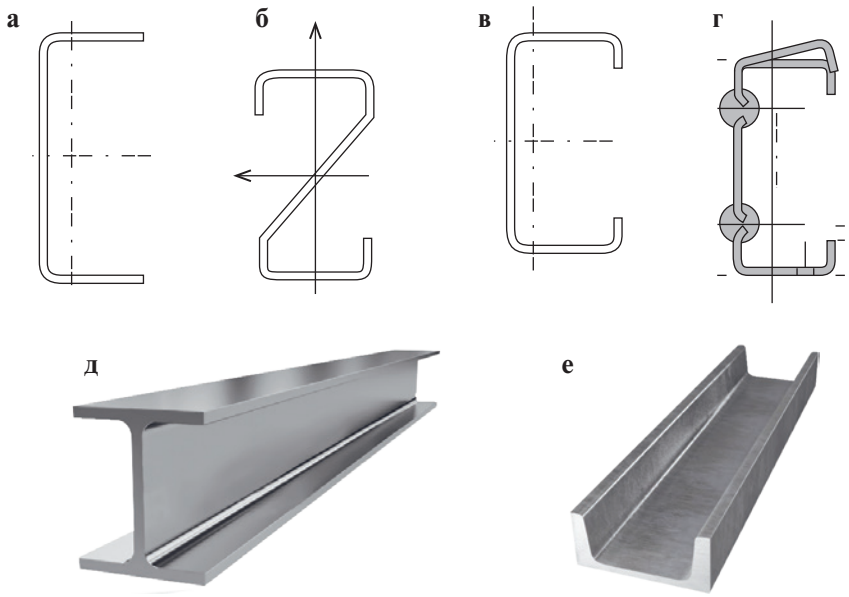


Рис. 8.2.3. Основные виды тонкостенных профилей открытого типа: холодногнутые (*а*) швеллер; *б*) z-образный; *в*) С-образный; *г*) Е-образный) и прокатные ((*д*) двутавр; *е*) швеллер))

(так называемые «лепестковые» профили, [33]). В этих профилях при кручении не возникают нормальные напряжения и их рассчитывают на кручение по известным формулам сопротивления материалов (разделы 3, 4, 5).

Как показали исследования элементы замкнутого профиля можно рассчитывать по обычным формулам сопротивления материалов, основанных на гипотезе плоских сечений. Работа стержней открытого профиля существенно отличается от работы стержней со сплошным и замкнутым сечением. Для тонкостенных стержней открытого профиля гипотеза плоских сечений неприменима и при отсутствии свободы депланации в них возникают нормальные напряжения. В комбинированных сечениях, составленных из нескольких холодногнутых или прокатных профилей, при кручении, также возникают нормальные напряжения, поэтому они относятся к тонкостенным.

8.2.2. Стесненное кручение, депланация, бимомент и их учет в нормативных документах

Загружение тонкостенного стержня открытого профиля может привести к тому, что первоначально плоское поперечное сечение искривится. Искривление плоского поперечного сечения, обусловленное продольным перемещением точек сечения из плоскости, называется депланацией (рис. 8.2.4).

При деформации прямолинейные участки сечений остаются прямолинейными, но выходят из поперечной плоскости.

Если продольные перемещения точек происходят беспрепятственно (свободная депланация), то нормальные напряжения в сечении не возникают. В таком случае кручение называют свободным или чистым.

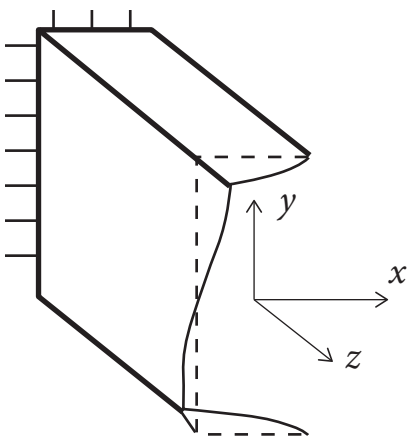


Рис. 8.2.4. Депланация поперечного сечения тонкостенного стержня открытого профиля

Если же свободная депланация отсутствует, то в тонкостенных стержнях открытого профиля наряду с касательными возникают и нормальные напряжения. Такое кручение носит название стесненного (в некоторых источниках встречается термин — изгибное кручение).

Так же как углу поворота соответствует изгибающий момент (при изгибе в каждой из двух плоскостей), углу сдвига — поперечная сила (также в двух плоскостях), относительному удлинению/укорочению — продольная сила (при осевой деформации), углу закручивания — крутящий момент (при чистом кручении), депланации (так называемой «седьмой» степени свободы) соответствует еще один (седьмой) силовой фактор — бимомент.

Бимомент можно представить в виде двух равных по абсолютной величине и противоположно направленных моментов расположенных на некотором расстоянии друг от друга (рис. 8.2.5).

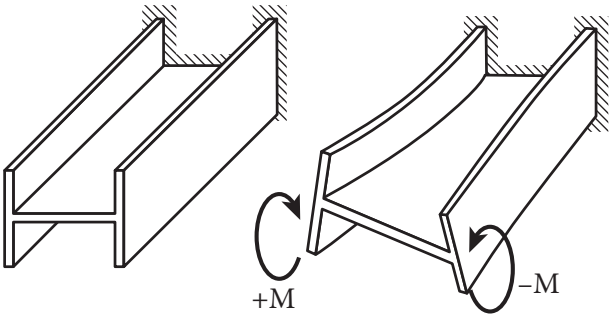


Рис. 8.2.5. Иллюстрация действия бимомента

На рисунке 8.2.6, где в качестве примера внецентренно-сжимающая сила, приложенная с двумя эксцентриситетами, представлена как суперпозиция четырех силовых факторов: продольной силы P, изгибающих моментов M_x и M_y и бимомента B_ω:

Размерность бимомента: единица силы, умноженная на квадрат единицы длины. Таким образом, единицы измерения бимомента могут быть кН · м^2, тс · м^2 и др. В отличие от уже известных внутренних силовых факторов бимомент является самоуравновешенным фактором (— $M + M = 0$) и поэтому из условий равновесия отсеченной части стержня быть определен не может.

Иными словами, внецентренное сжатие/растяжение в двух плоскостях заменяется на совокупность четырех видов деформаций: центральное сжатие/растяжение, изгиб в одной и другой плоскости и депланацию.

Для учёта влияния стеснённого кручения на работу тонкостенного стержня открытого профиля используют разработанную в середине XX века техническую теорию Власова Василия Захаровича (1906—1958) [8]. В ней использованы следующие гипотезы:

- недеформирование контура поперечного сечения;
- отсутствие сдвига в срединной поверхности;
- продольные волокна не давят друг на друга;
- по толщине нормальные напряжения распределены равномерно, касательные напряжения линейно.

Власов предложил использовать ещё одну координату точек сечения секториальную координату ω или секториальную площадь, а также производные

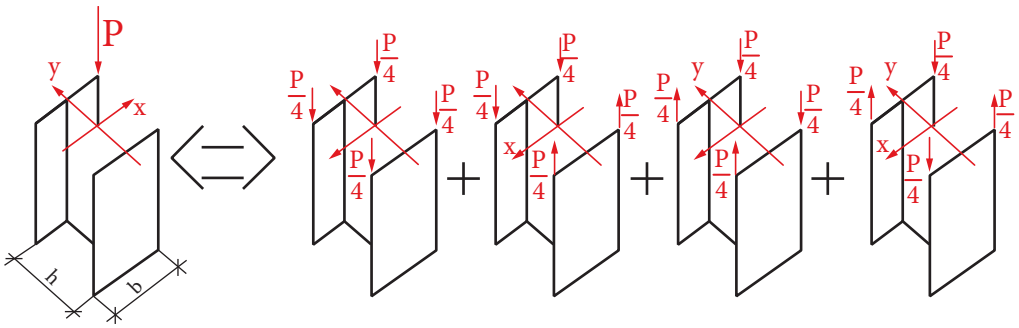


Рис. 8.2.6. Иллюстрация статического разложения внецентренной сжимающей силы

от этой координаты секториальные характеристики — секториальный момент инерции I_ω, секториальный момент сопротивления W_ω и секториальный статический момент инерции S_ω.

Известная формула для определения нормальных напряжений, справедливая при использовании гипотезы плоских сечений, имеет только три слагаемых (осевая деформация, изгиб в плоскостях *OXZ* и *OYZ*); с учётом стеснённого кручения гипотеза плоских сечений нарушается, и формула приобретет следующий вид:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{B_\omega}{W_\omega}. \qquad (8.2.1)$$

Первые три слагаемых в правой части формулы (8.2.1) соответствуют обычной теории сложного сопротивления, базирующейся на гипотезе плоских сечений. Последний член этой формулы определяет величину дополнительных секториальных напряжений σω:

$$\sigma_\omega = \frac{B_\omega}{W_\omega} = \frac{B_\omega}{I_\omega}\omega, \qquad (8.2.2)$$

которые возникают вследствие переменной по длине депланации сечения. Напряжения σ_ω распределяются в сечении по закону секториальных координат ω (см. рис. 8.2.7, 8.2.8), образуют самоуравновешенную систему внутренних усилий, приводящуюся к двум равным противоположно направленным парам.

При этом следует сделать оговорку, что знаки слагаемых в уравнении могут быть как положительными, так и отрицательными, в зависимости от физического их смысла, характеризующегося эпюрами внутренних силовых факторов.

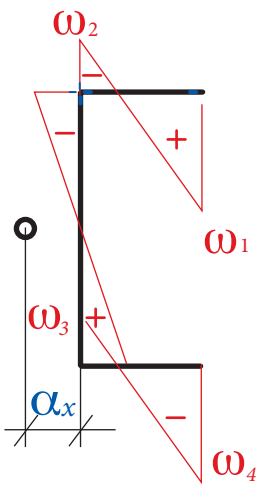


Рис. 8.2.7. Эпюра секториальных координат в швеллера

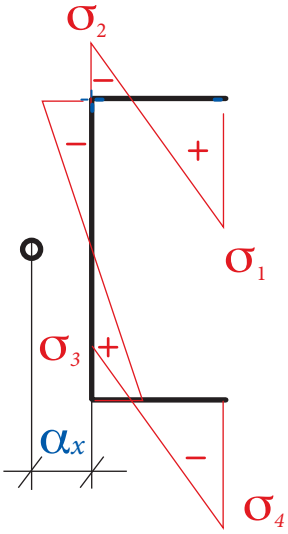


Рис. 8.2.8. Эпюра распределения составляющей нормальных напряжений от бимоментов швеллере

Отметим, что данная формула сопротивления материалов встречается в действующем своде правил СП 16.13330.2017 [10] в видоизмененном различными коэффициентами виде несколько раз (Приложение А, табл. А1)

В действующей редакции СП 260.1325800.2016 [11] вопрос учета и вычисления бимомента не освещен, основная идея свода правил заключается в том, чтобы конструктивно избежать возникновение его и депланации. Поэтому в случае его фактического возникновения (например, при обследовании зданий) необходимо использовать формулы Приложения А.

Также следует отметить, что при стесненном кручении в поперечном сечении тонкостенного стержня открытого профиля возникают и касательные напряжения τ, которые в общем случае складываются из напряжений чистого (свободного) кручения $\tau_к$ и касательных напряжений τ_1, которые представляют собой сумму касательных напряжений поперечного изгиба в обоих направлениях $\tau_{изг(x)}$ и $\tau_{изг(y)}$ соответственно и касательных напряжений τ_ω, вызванных стесненным кручением):

$$\tau_к = \frac{M_t t}{I_t}. \tag{8.2.3}$$

или

$$\tau_1 = \tau_{изг(x)} + \tau_\omega = \frac{Q_x S_y}{I_y t} + \frac{M_\omega S_\omega}{I_\omega t}$$

$$\tau_1 = \tau_{изг(y)} + \tau_\omega = \frac{Q_y S_x}{I_x t} + \frac{M_\omega S_\omega}{I_\omega t} \tag{8.2.4}$$

Следует отметить, что в формулах (8.2.3) и (8.2.4) фигурируют две составляющие крутящего момента M_t — момент чистого кручения; M_ω — секториальный крутящий момент (момент стесненного кручения), которые не могут быть по отдельности определены из уравнений статики, но в сумме равны общему крутящему моменту $M_t = M_t + M_\omega$.

Применение первого, второго или обоих вариантов выражения 8.2.4 зависит от того в какой части профиля суммируются касательные напряжения от изгиба и стеснённого кручения. Так в двутавре это возможно только в одной из полок, где касательные напряжения от поперечной силы, действующей вдоль полок и стеснённого кручения, имеют одно направление. Поэтому для двутавра будет использоваться только один из вариантов выражения 8.2.4. Выбор конкретного

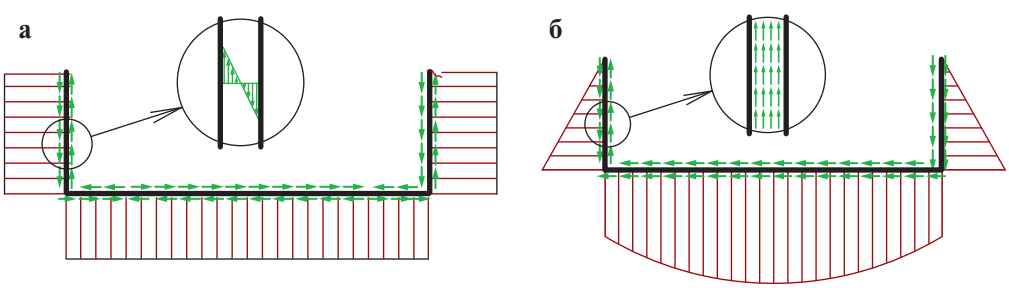


Рис. 8.2.9. Касательные напряжения:
а) кососимметричные; *б*) равномерные по толщине профиля

варианта зависит от ориентации осей двутавра. В швеллере совместное действие изгиба и стеснённого кручения имеет место и в полках, и в стенке. Поэтому для швеллера следует использовать оба варианта выражения 8.2.4.

Характерно, что составляющая от момента чистого кручения (8.2.3) распределена по толщине кососимметрично (рис. 8.2.9 *а*), а три составляющие τ в (8.2.4) распределены по толщине профиля равномерно (рис. 8.2.9 *б*).

При этом для касательных напряжений, так же как и для нормальных, справедлива оговорка, что знаки слагаемых в уравнении могут быть как положительными, так и отрицательными, в зависимости от физического их смысла, характеризующегося эпюрами внутренних силовых факторов.

Учёт касательных напряжений на сегодняшний день при расчете стержневых систем четко и однозначно не регламентирован действующими нормативными документами. Более подробно и с примерами расчета данный вопрос рассмотрен в [6].

При учёте стеснённого кручения наибольшую сложность представляет вычисление секториальных геометрических характеристик сечения, бимомента и составляющих крутящего момента.

8.2.3. Краткие сведения о строительной механике тонкостенных стержней. Секториальные геометрические характеристики

В данном разделе приведем самые общие сведения теории стесненного кручения В. З. Власова [8]. Рассмотрим тонкостенную балку (тонкостенный стержень) под воздействием произвольных нагрузок: q_x, q_y, q_z, m_z, m_B — распределенные по длине внешние силовые факторы соответственно: 3 линейных силовых нагрузки вдоль осей *x, y* и *z*, крутящий момент вдоль оси *z* и внешний распределенный бимомент (на рис.8.2.10 условно не показан).

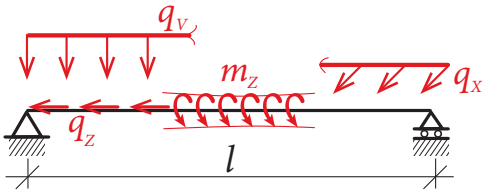


Рис. 8.2.10. Расчетная схема

С учетом нагрузок на стержень по всем семи степеням свободы (осевая деформация, сдвиг в двух плоскостях, изгиб в двух плоскостях, кручение и депланация), система дифференциальных уравнений равновесия в перемещениях принимает следующий вид:

$$\begin{cases} EA\xi'' = q_z \\ -EI_y\zeta^{IV} + q_x = 0 \\ -EI_x\eta^{IV} + q_y = 0 \\ -EI_\omega\theta^{IV} + GI_t\theta'' + m_z - m_B' = 0 \end{cases} \qquad (8.2.5)$$

где EA, EI_x, EI_y — жесткости на растяжение-сжатие и изгиб в двух плоскостях; EI_ω и GI_t — жесткости на депланацию и чистое кручение, соответственно.

Неизвестными системы (8.2.5) являются: функции перемещений — продольных $\xi = \xi(z)$ по оси z; поперечных $\zeta = \zeta(z)$, $\eta = \eta(z)$ соответственно по осям x и y, а также θ — угол закручивания (его производная θ' — мера депланации).

Остановимся более подробно на четвертом уравнении системы (8.2.5), связанном только со стесненным кручением, и перепишем его в виде:

$$\theta^{IV} - k^2\theta^{II} = \frac{m_z - m_B'}{EI_\omega}, \tag{8.2.6}$$

где k — изгибно-крутильная характеристика стержня, обозначенная как

$$k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}}. \tag{8.2.7}$$

Данное уравнение является линейным и неоднородным. Решив данное уравнение, можем получить все неизвестные функции ($\zeta(z)$, $\xi(z)$, $\eta(z)$ и $\theta(z)$), а также необходимую для обоснования прочности функцию бимомента (см. далее формулу 8.2.14).

Решение уравнения (8.2.7) имеет вид:

$$\theta = \theta_0(z) + \theta(z), \tag{8.2.8}$$

где $\theta_0(z)$ — общий интеграл однородного дифференциального уравнения (8.2.6), равный

$$\theta_0(z) = Ash(kz) + Bch(kz) + Cz + D; \tag{8.2.9}$$

$\theta(z)$ — частное решение уравнения (8.2.6), зависящее от характера загружения стержня, а произвольные постоянные интегрирования A, B, C, D зависят от граничных условий; $sh(kz)$ и $ch(kz)$ — гиперболические функции (гиперболический синус и гиперболический косинус, соответственно), вычисляемые по формулам:

$$sh(kz) = \frac{e^{kz} - e^{-kz}}{2}; \; ch(kz) = \frac{e^{kz} + e^{-kz}}{2}.$$

Аналитические решения уравнения (8.2.6) в готовом виде для наиболее распространенных в инженерной практике расчетных схем приводятся далее в табл. 8.2.1.

Определив функции $\zeta(z)$, $\xi(z)$, $\eta(z)$ и $\theta(z)$ из системы уравнений (8.2.5), можно найти нормальные и касательные напряжения, а также крутящие моменты, возникающие в поперечном сечении стержня:

$$\begin{cases} \sigma = E(\xi' - \zeta''y - \eta''x - \theta''\omega) \\ \tau = E(\zeta''' \dfrac{S_x(s)}{t} + \eta''' \dfrac{S_y(s)}{t} - \theta''' \dfrac{S_\omega(s)}{t}), \\ M_t = GI_t\theta' \end{cases} \tag{8.2.10}$$

где t — толщина профиля; S_x и S_y статические моменты относительно осей x и y; S_ω — секториальный статический момент инерции:

$$S_\omega = \int_A \omega\, dA, \tag{8.2.11}$$

зависящий от секториальной координаты $\omega(s)$.

Отметим, что первое уравнение системы (8.2.10) в дифференциальном понимании полностью соответствует формуле (8.2.1) в инженерном, а второе и третье — формулам (8.2.4) и (8.2.3), соответственно.

Более подробно о теории стесненного кручения можно прочитать в специализированной литературе по строительной механике тонкостенных стержней [6, 8 и др.]

Секториальные геометрические характеристики

Секториальная координата (секториальная площадь, функция кручения Сен-Венана) представляет из себя удвоенную площадь, описываемую радиус-вектором PA при движении точки A по контуру от начала отсчета O до некоторого значения дуги s. Если радиус-вектор r вращается по часовой стрелке, приращение площади ds имеет знак плюс, против часовой стрелки — минус. Секториальная площадь является функцией дуги s и зависит от начала отсчета s и положения полюса P (рис. 8.2.11).

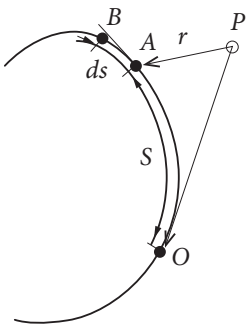


Рис. 8.2.11. Определение секториальной площади

$$\omega = \int_0^s r\, ds, \tag{8.2.12}$$

где: ω — секториальная площадь; r — радиус-вектор; s — дуга.

Аналогично линейным координатам точек сечения для секторриальной координаты (секториальной площади) секториальной площади можно определить следующие геометрические характеристики поперечного сечения стержня:

- секториальный статический момент инерции (формула 8.2.11)
- секториальный момент инерции:

$$I_\omega = \int_A \omega^2\, dA\ [\text{см}^6]. \tag{8.2.13}$$

Напомним, что данные характеристики нужны для вычисления компонент нормальных (формулы 8.2.1 и 8.2.2) и касательных (формула 8.2.4) напряжений, соответственно.

Сопоставив (8.2.2) и четвертое слагаемое первого уравнения системы (8.2.10), нетрудно получить связь бимомента и угла закручивания:

$$B_\omega = -EI_\omega \theta''. \tag{8.2.14}$$

Центр изгиба

Существует такая точка поперечного сечения, относительно которой при отсутствии крутящего момента момент поперечных сил в сечении равен нулю.

Эта точка называется центром изгиба. Если момент поперечных сил в сечении относительно центра изгиба не равен нулю, то стержень будет не только изгибаться, но и закручиваться. Поэтому под крутящим моментом следует понимать момент относительно центра изгиба.

Координаты центра изгиба (в главных центральных осях) определяются по формулам:

$$y = \frac{1}{I_y}\int_A \omega\, dA; \tag{8.2.15}$$

$$x = \frac{1}{I_x}\int_A \omega\, dA, \tag{8.2.16}$$

где $\omega(x, y)$ — секториальная площадь.

Рассмотрим секториальные геометрические характеристики на примере наиболее простого и в то же время распространенного профиля — швеллера (или С-образного профиля)

Пусть b и t_1 — соответственно ширина и толщина полок, а h и t — ширина и толщине стенки швеллера (рис. 8.2.12). Центр изгиба для швеллера лежит на оси симметрии Ox. Расстояние до этого центра от центра стенки определяется по формуле (8.2.17).

$$\alpha_x = -\frac{b^2 t_1}{2bt_1 + \frac{ht}{3}}. \tag{8.2.17}$$

Эпюра главных секториальных площадей ω представлена на рис 8.2.14. Началом отсчета площадей служит точка В, лежащая на оси симметрии. Секториальные площади для точек стенки, лежащих ниже оси Ox, будут иметь положительные значения, поскольку эти площади описываются движением радиус-вектора АМ по часовой стрелке. Секториальные площади для стенки

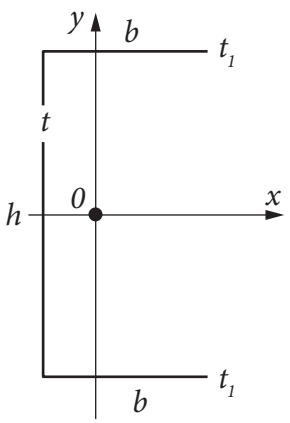


Рис. 8.2.12. Поперечное сечение швеллера

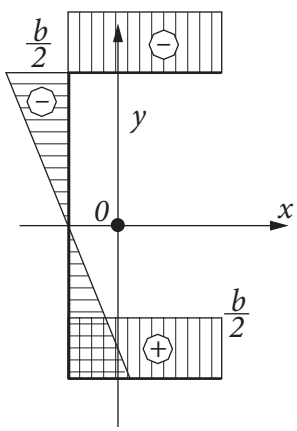


Рис. 8.2.13. Эпюра ординат y

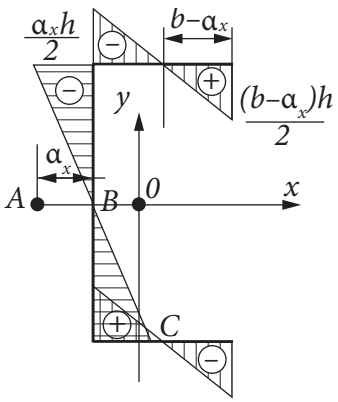


Рис. 8.2.14. Эпюра секториальных координат

по мере удаления от начальной точки возрастают. В точке примыкания полок к стенке эти площади достигают наибольших значений, что указывает на то, что при кручении в углах швеллера будут возникать наибольшие (дополнительные) напряжения.

Секториальная площадь для полок по мере удаления от стенки убывает и в точке С, находящейся от стенки на расстоянии, равном расстоянию до центра изгиба от стенки, принимает нулевое значение. Относительно оси симметрии ОА эпюра секториальных площадей имеет антисимметричный вид.

Секториальный момент инерции I_ω вычисляется по формуле 8.2.13. Пользуясь приемами строительной механики, получим:

$$I_\omega = \frac{1}{6}\left(b - 3\alpha_x\right)t_1 b^2 h^2 + \alpha_x^2 I_x;$$

$$I_x = -\frac{h^3 t}{12} + \frac{h^2 b t_1}{2}, \qquad (8.2.18)$$

где I_x — момент инерции относительно оси x.

В заключение отметим, что для профилей более сложного очертания на практике удобно определять геометрические характеристики (которые, как правило, не содержатся в сортаментах фирм-изготовителей профилей, ТУ и ГОСТ) в программных комплексах.

8.2.4. Вычисление бимомента

Рассмотрим тонкостенный стержень с открытым профилем поперечного сечения, имеющий на концах определенные закрепления. Выберем начало координаты z на левой опоре (табл. 8.2.2) и приложим нагрузку с эксцентриситетом e — сосредоточенную на расстоянии $z = t$ (примечание 1) либо равномерно распределенную.

Согласно (8.2.1), нормальные напряжение определяются четырьмя силовыми факторами (продольная сила N, изгибающие моменты в двух плоскостях M_x, M_y и бимомент B_ω), из которых при действии поперечной нагрузки с эксцентриситетом неравными нулю будут только M_x, и B_ω.

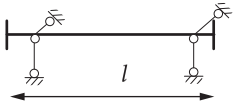
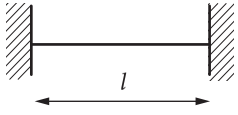
Вычисление значений изгибающего момента и построение соответствующих эпюр для простых балок производится согласно методам строительной механики стержневых систем, либо по справочным данным.

Для определения значений бимомента и построения соответствующих эпюр, согласно (8.2.14), необходимо решение дифференциального уравнения (8.2.6) с подстановкой граничных условий и последующего двукратного дифференцирования (8.2.9), что является сложной и трудоемкой процедурой.

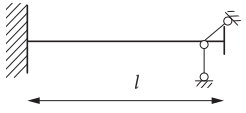
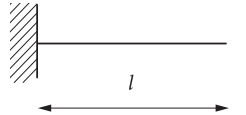
Однако для некоторых типов тонкостенных стержневых систем (простых балок) — данная задача была решена в [8]; в табл. 8.2.1 приведены готовые решения для функций бимомента $B_\omega(z)$, максимальные значения которых можно получить графическим, либо аналитическим путем.

Таблица 8.2.1.

Формулы для определения бимомента

Расчетная схема	Вид нагрузки		
	Равномерно распределенная	Сосредоточенная	
		для участка $0 \le z \le t$	для участка $t \le z \le l$
1	2	3	4
	$B_\omega = -\frac{m}{k^2}\left[1 - \frac{ch(k(\frac{l}{2} - z))}{ch\frac{kl}{2}}\right]$	$B_\omega = -\frac{Pe}{k}\frac{1}{sh(kl)}sh(kz)\,sh(k(l-t))$	$B_\omega = -\frac{Pe}{k}\frac{1}{sh(kl)}sh(kt)\,sh\big(k(l-z)\big)$
	$B_\omega = -\frac{m}{k^2}\left[1 - \frac{kl}{2}\frac{ch(k(z - \frac{l}{2}))}{sh\frac{kl}{2}}\right]$	$B_\omega = B_0 ch(kz) + \frac{1}{k}M_{z0}sh(kz)$	$B_\omega = B_{\omega 0}ch(kz) + \frac{1}{k}M_{z0}sh(kz) + \frac{1}{k}L_t sh(k(z-t))$
		$B_{\omega 0} = \frac{t + (l-t)ch(kl) + \frac{1}{k}sh(kt) - \frac{1}{k}sh(kl) + \frac{1}{k}sh(k(l-t)) - l\,ch(k(l-t))}{2ch(kl) - kl \cdot sh(kl) - 2}L_t$	
		$M_{z0} = \frac{1 + sh(kl)\cdot k(l-t) - ch(kl) + ch(kt) - ch(k(l-t))}{2ch(kl) - kl \cdot sh(kl) - 2}L_t$	

Продолжение таблицы 8.2.1.

1	2	3	4
	$B_\omega = \frac{m}{k^2}[1-ch(k(l-z))+$ $+sh(k(l-z))\times$ $\times\frac{1+kl\cdot sh(kl)-ch(kl)-\frac{k^2l^2}{2}}{kl\cdot ch(kl)-sh(kl)}]$	$B_\omega = B_{\omega 0}ch(kz)+\frac{1}{k}M_{z0}sh(kz)$	$B_\omega = B_{\omega 0}ch(kz)+\frac{1}{k}M_{z0}sh(kz)+$ $+\frac{1}{k}L_t sh\big(k(z-t)\big)$
		$B_{\omega 0} = -\frac{\frac{1}{k}(l-t)\cdot sh(kl)-sh(k(l-t))\cdot\frac{l}{k}}{\frac{1}{k}sh(kl)-l\cdot ch(kl)}L_t$ $M_{z0} = -\frac{(l-t)ch(kl)-\frac{1}{k}sh(k(l-t))}{\frac{1}{k}sh(kl)-l\ ch(kl)}L_t$	
	$B_\omega = -\frac{m}{k^2 ch(kl)}\big[kl\cdot sh\big(k(l-z)\big)-$ $-ch(kl)+ch(kz)\big]$	$B_\omega = B_{\omega 0}ch(kz)+\frac{1}{k}M_{z0}sh(kz)$	$B_\omega = B_{\omega 0}ch(kz)+\frac{1}{k}M_{z0}sh(kz)+$ $+\frac{1}{k}L_t sh(k(z-t))$
		$B_{\omega 0} = -\frac{1}{k}\frac{L_t}{ch(kl)}\big[sh(k(l-t))-sh(kl)\big]$ $M_{z0} = -L_t$	

Примечания:

1) $L_t = Pe$ — сосредоточенный крутящий момент, вызываемый эксцентриситетом e силы P;

2) в формулах, приведенных в данной таблице, под параметром t понимается расстояние от начала стержня до места приложения нагрузки

8.2.5. Пример расчета тонкостенной балки

Рассмотрим свободно опертую однопролетную балку с профилем толщиной 1,5 мм (рис. 8.2.16) с геометрическими характеристиками по табл. 8.2.2.

Таблица 8.2.2.

Геометрические характеристики профиля

	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	3,640	см^2
I_t	Момент инерции при свободном кручении	0,0273	см^4
I_ω	Секториальный момент инерции	316,92	см^6
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	15,83	см^3
I_y	Момент инерции относительно оси Y	118,75	см^4
Y_b	Координата центра изгиба по оси Y	−1,682	см

Изгибно-крутильная характеристика, являющая физической постоянной поперечного сечения и математически представляющая собой характеристическое число дифференциального уравнения равновесия 4-го порядка, составит:

$$k = \sqrt{\frac{GI_t}{EJ_\omega}} = 0{,}005764\,\text{см}^{-1}, \qquad (8.2.19)$$

где: $G = 79000$ МПа — модуль сдвига стали; $E = 206000$ МПа — модуль упругости стали.

Так как нагрузка, в большинстве случаев является «штамповой» и более жесткой, чем профиль, то нагрузка не равномерно распределена по полке, а по закону треугольника. Тогда результирующий вектор нагрузки пройдет через центр тяжести эпюры нагрузки, лежащей в точке пересечения медиан треугольника, т. е. на расстоянии $\frac{b}{3}$ от края стенки.

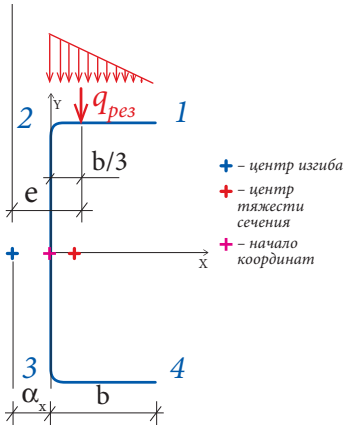


Рис. 8.2.15. Схема приложения нагрузки к профилю

Как видно из рис. 8.2.15, полный эксцентриситет приложения нагрузки будет складываться из эксцентриситета, обусловленного несовпадением центра тяжести и центра изгиба поперечного сечения α_x, (равного Y_b — координате центра изгиба по оси y) и непосредственного эксцентриситета приложения нагрузки, равного:

$$e = \alpha_x + \frac{b}{3} = 1{,}682 + \frac{5}{3} = 3{,}35\,\text{см}. \qquad (8.2.20)$$

Максимальный изгибающий момент окажется в середине пролета и составит:

$$M_x = \frac{ql^2}{8} = \frac{1 \cdot 3^2}{8} = 1{,}125\,\text{кНм} = 112{,}50\,\text{кН} \cdot \text{см}. \qquad (8.2.21)$$

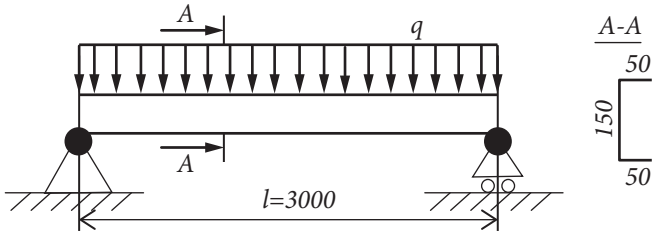


Рис. 8.2.16. Схема балки с распределенной нагрузкой

Бимомент будет распределяться по длине балки по следующему закону:

$$B_\omega = \frac{qe}{k^2}\left(1 - \frac{ch\frac{k(l-2z)}{2}}{ch\frac{kl}{2}}\right). \qquad (8.2.22)$$

Эпюра бимоментов (рис. 8.2.17) имеет очертание, сходное с эпюрой изгибающих моментов.



Рис. 8.2.17. Эпюра бимоментов в шарнирно опертой балке, загруженной равномерно распределенной нагрузкой с эксцентриситетом

Максимальный бимомент составит:

$$B_\omega = \frac{qe}{k^2}\left(1 - \frac{1}{ch\frac{kl}{2}}\right) = \frac{0{,}01 \cdot 3{,}35}{0{,}005764^2}\left(1 - \frac{1}{1{,}398}\right) = 287{,}06 \text{ кНсм}^2 = 28{,}706 \text{ Нм}^2. \qquad (8.2.23)$$

Максимальные нормальные напряжения σ_1, σ_2, σ_3, σ_4, возникающие в наиболее напряженном поперечном сечении, находящемся в середине пролета, окажутся различными в четырех характерных точках (1, 2, 3 и 4 соответственно) поперечного сечения (рис. 8.2.18) и составят:

$$\sigma_1 = \sigma_{x1} + \sigma_{\omega 1} = -\frac{M_x}{W_x} + \frac{B_\omega}{I_\omega}\omega_1, \qquad (8.2.24)$$

$$\sigma_1 = -\frac{112{,}50}{15{,}83} + \frac{287{,}06}{316{,}32} \cdot 24{,}9 = -7{,}107 + 22{,}597 = +15{,}49 \text{ кН/см}^2 = +154{,}9 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = \sigma_{x2} + \sigma_{\omega 2} = -\frac{M_x}{W_x} - \frac{B_\omega}{I_\omega}\omega_2,$$

$$\sigma_2 = -\frac{112,50}{15,83} - \frac{287,06}{316,32}\cdot 12,6 = \tag{8.2.25}$$

$$= -7,107 - 11,434 = -18,54 \text{ кН/см}^2 - 185,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_3 = \sigma_{x3} + \sigma_{\omega 3} = +\frac{M_x}{W_x} + \frac{B_\omega}{I_\omega}\omega_2,$$

$$\sigma_3 = +\frac{112,50}{15,83} + \frac{287,06}{316,32}\cdot 12,6 = \tag{8.2.26}$$

$$= +7,107 + 11,434 = +18,54 \text{ кН/см}^2 + 185,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_4 = \sigma_{x4} + \sigma_{\omega 4} = +\frac{M_x}{W_x} - \frac{B_\omega}{I_\omega}\omega_1,$$

$$\sigma_4 = +\frac{112,50}{15,83} - \frac{287,06}{316,32}\cdot 24,9 = \tag{8.2.27}$$

$$= +7,107 - 22,597 = -15,49 \text{ кН/см}^2 = 154,9 \text{ МПа}.$$

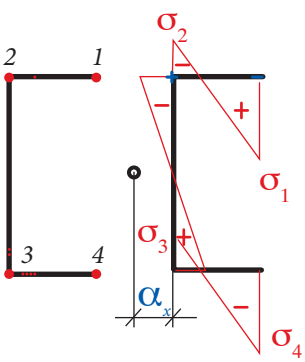


Рис. 8.2.18. Схема поперечного сечения тонкостенного профиля и эпюра нормальных напряжений

На рисунке 8.2.19 рассмотрен случай загружения балки одной сосредоточенной нагрузкой.

Максимальный изгибающий момент окажется в середине пролета и составит:

$$M_x = \frac{Pl}{4} = \frac{1\cdot 3}{4} = 0,75 \text{ кН}\cdot\text{м}. \tag{8.2.28}$$

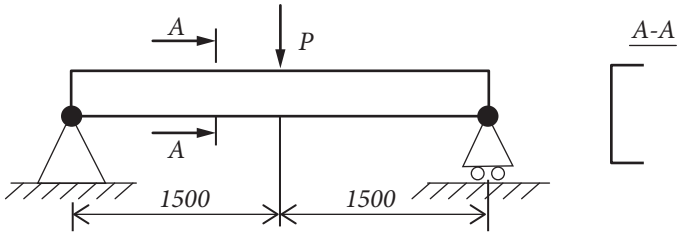


Рис. 8.2.19. Схема балки с одной сосредоточенной нагрузкой

$$B_\omega = \frac{Pe}{k}\frac{sh(kz)sh\frac{kl}{2}}{sh(kl)}, \text{ при } 0 \le z \le \frac{l}{2}. \tag{8.2.29}$$

$$B_\omega = \frac{Pe}{k}\frac{sh(k(l-z))sh\frac{kl}{2}}{sh(kl)}, \text{ при } \frac{l}{2} < z \le l. \tag{8.2.30}$$

Эпюра бимоментов представлена на рис. 8.2.20. Максимальный бимомент составит:

$$B_\omega = \frac{Pe}{k} \cdot \frac{sh^2 \frac{kl}{2}}{sh(kl)} =$$

$$= \frac{1 \cdot 3{,}35}{0{,}005764} \cdot \frac{0{,}976^2}{2{,}729} = 202{,}87 \text{ кН} \cdot \text{см}^2 = 20{,}287 \text{ Н} \cdot \text{м}^2 \qquad (8.2.31)$$

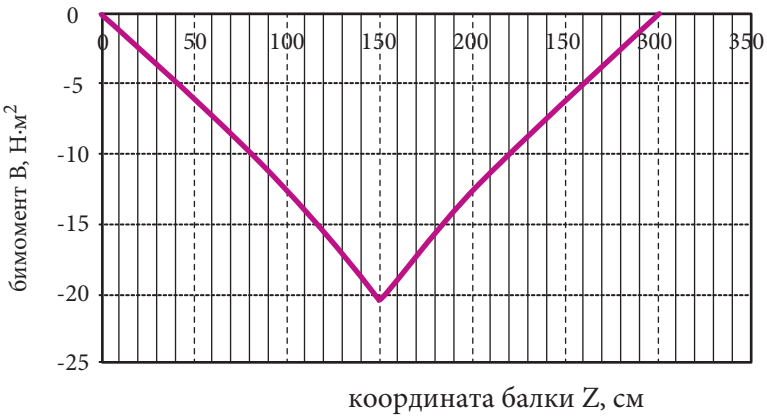


Рис. 8.2.20. Эпюра бимоментов в шарнирно опертой балке, загруженной одной сосредоточенной нагрузкой с эксцентриситетом

Максимальные нормальные напряжения σ_1, σ_2, σ_3, σ_4, возникающие в наиболее напряженном поперечном сечении, находящемся в середине пролета, представлены в табл. 8.2.4.

На рисунке 8.2.21 рассмотрен случай загружения балки двумя сосредоточенными нагрузками — «чистый» изгиб и «чистая» депланация.

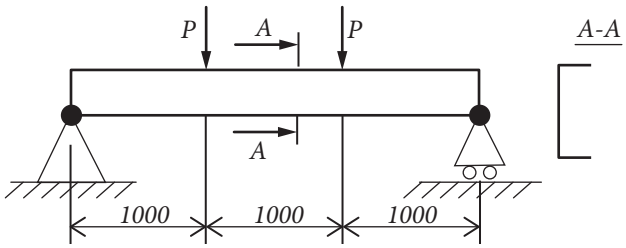


Рис. 8.2.21. Схема балки с двумя сосредоточенными нагрузками

Максимальный изгибающий момент окажется в середине пролета и составит:

$$M_x = \frac{Pl}{3} = \frac{1 \cdot 3}{3} = 1 \text{ кН} \cdot \text{м}. \qquad (8.2.32)$$

Распределение бимомента по длине балки описывается следующими зависимостями:

$$B_\omega = \frac{Pe}{k} \cdot \frac{sh(kz)}{sh(kl)} \left(sh\frac{2kl}{3} + sh\frac{kl}{3}\right), \text{ при } 0 \le z \le \frac{l}{3} \qquad (8.2.33)$$

$$B_\omega = \frac{Pe}{k} \cdot \frac{sh\dfrac{kl}{3}}{sh(kl)} (sh(k(l-z)) + sh(kz)), \text{ при } \frac{l}{3} < z \le \frac{2l}{3} \qquad (8.2.34)$$

$$B_\omega = \frac{Pe}{k} \cdot \frac{sh(k(l-z))}{sh(kl)} (sh\frac{2kl}{3} + sh\frac{kl}{3}), \text{ при } \frac{2l}{3} < z \le l \qquad (8.2.35)$$

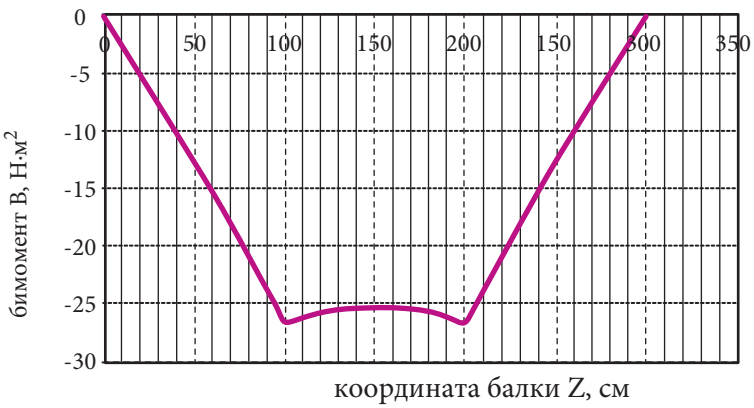


Рис. 8.2.22. Эпюра бимоментов в шарнирно опертой балке, загруженной двумя сосредоточенными нагрузками с эксцентриситетом

После подстановки в формулы (8.2.33—8.2.35) максимальный бимомент составит:

$$B_\omega = \frac{Pe}{k} \cdot \frac{sh^2\dfrac{kl}{2}}{sh(kl)} (sh\frac{kl}{3} + sh\frac{2kl}{3}) = 26{,}377 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \qquad (8.2.36)$$

Таблица 8.2.3.

Сопоставление составляющих напряжений для профиля высотой 150 мм

№ п/п	Вид нагрузки	Номер точки	σ_x, МПа		
			Составляющие напряжения		Суммарное напряжение
			Изгибные напряжения	Секториальные напряжения (от бимомента)	
1	2	3	4	5	6
1	$q = 1$ кН/м	1	−71,2	+226,1	+154,9
		2	−71,2	−114,2	−185,4
		3	+71,2	114,2	+185,4
		4	+71,2	−226,1	−154,9
2	$P = 1$ кН	1	−47,4	+163,6	+116,2
		2	−47,4	−82,8	−130,2
		3	+47,4	+82,8	+130,2
		4	+47,4	−163,6	−116,2

Продолжение таблицы 8.2.3.

1	2	3	4	5	6
3	$P=(1\text{ кН}+1\text{ кН})$	1	−63,2	+207,7	+144,5
		2	−63,2	−105,0	−168,2
		3	+63,2	+105,0	+168,2
		4	+63,2	−207,7	−144,5

Отметим, что во всех трех случаях приложения поперечной нагрузки с эксцентриситетом эпюры бимоментов по очертанию сходны с соответствующими эпюрами изгибающих моментов (форма которых должна быть для читателя очевидной и поэтому в данном разделе не приводится): кривая, описанная гиперболическими функциями (рис. 8.2.17), близка к кривой второго порядка, а кривые на рис 8.2.20 и 8.2.22, близки по очертанию к прямой линии.

Более подробно данная закономерность описана в статьях [35—36].

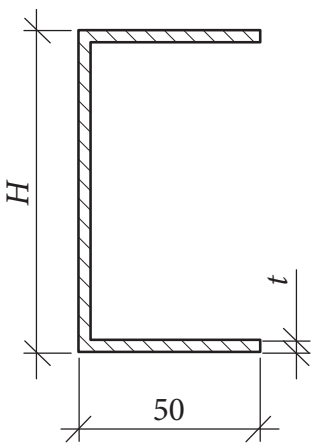
Из таблицы 8.2.3 видно, что вклад бимоментной составляющей в формуле (8.2.1) является существенным: напряжения от бимомента превышают изгибные напряжения в 1,5...3 раза и в некоторых точках даже могут даже менять знак суммарных напряжений на противоположный.

Контрольные вопросы к разделу 8.2

1. Что такое стесненное кручение? Чем оно отличается от изгибного кручения?
2. Почему тонкостенную балку некорректно моделировать стержневыми элементами?
3. Какими элементами целесообразно наполнять расчетную схему тонкостенной балки и почему?
4. Что такое депланация?
5. Что такое бимомент?
6. Почему невозможно определить бимомент, используя уравнения статики?
7. Для чего в инженерных расчетах нужен секториальный момент инерции?
8. Что такое тонкостенный стержень?
9. Назовите 4 вида элементов, из которых могут состоять расчетные модели сооружений.
10. Какая геометрическая характеристика используется при расчете секториальных касательных напряжений?
11. В чем отличие касательных напряжений, возникающих при стесненном кручении от касательных напряжений при свободном кручении?
12. По какому закону происходит распределение нормальных напряжений, возникающих от бимомента?
13. Назовите основные гипотезы, на которых базируется техническая теория тонкостенных стержней.
14. Что такое мера депланации? Какова ее размерность?
15. Что такое секториальная координата?
16. Назовите возможные единицы измерения бимомента
17. Что такое общий крутящий момент?

18. Для чего в расчетах нужна изгибно-крутильная характеристика? Какова ее размерность?
19. Какие гиперболические функции необходимы для расчета тонкостенных балок и как они вычисляются?
20. Какие 4 уравнения равновесия необходимы для решения задачи об общем случае загружения стержня, находящегося в условиях стесненного кручения
21. Назовите 7 неизвестных теории В. З. Власова.
22. Какие 3 группы уравнений необходимы для решения задачи о стесненном кручении.
23. Какие силовые факторы вносят наиболее существенный вклад в НДС балок, находящихся в условиях стесненного кручения?
24. Почему возникает крутящий момент при приложении равномерно распределенной поперечной нагрузки к швеллеровому профилю?
25. Как практически определить эксцентриситет приложения поперечной нагрузки к тонкостенному профилю?
26. Какие из крутящих моментов, возникающих в тонкостенной балке, можно определить из уравнений статики (секториальный, общий и чистого кручения)?
27. Какие известные гипотезы расчета стержней применимы, а какие нет к тонкостенным стержням?
28. Каким образом можно наглядно представить действие бимомента как внешней нагрузки?
29. Какие 4 неизвестные независимые функции перемещений входят в систему уравнений равновесия тонкостенного стержня?
30. Из чего складывается решение линейного неоднородного дифференциального уравнения? (на примере уравнения стесненного кручения)
31. Какие единицы измерения секториального момента инерции Вы знаете?

Варианты заданий на расчетно-графическую работу № 3 «Расчет тонкостенной балки на прочность при изгибном кручении»

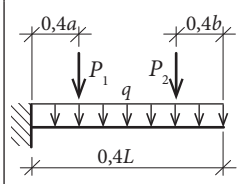
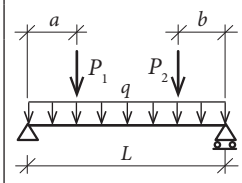
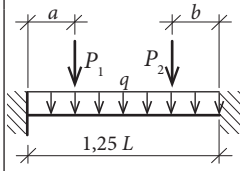
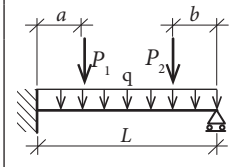


1. Построить эпюру изгибающих моментов по заданной расчетной схеме. Профиль (либо его геометрические характеристики) принять по табл. 8.2.4 либо по результатам РГР № 4 (раздел 8.3).
2. Вычислить вертикальное перемещение в середине пролета либо на конце консоли — в зависимости от типа расчетной схемы. Сравнить перемещение с допустимым
3. Построить эпюру бимоментов. Геометрические характеристики профиля принять по сортаменту либо вычислить с помощью расчетной программы (например, ТОНУС).

4. Выполнить проверку прочности по нормальным напряжениям.
5. Марку оцинкованного проката по ГОСТ Р 52246 принять 350, либо по указанию преподавателя.
6. В случае невыполнения условия прочности и (или) жесткости подобрать другой профиль либо другую марку оцинкованного проката по ГОСТ Р.

Таблица 8.2.4.

Исходные данные к РГР № 2

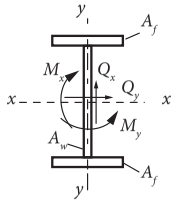
Конструкция балки		Профиль				Размеры балки					Нагрузка			
AB	Расчетная схема	**B**	*H*, мм	**C**	t, мм	**B**	*L*, м	**C**	*a*, м	*b*, м	**D**	P_1, кН	P_2, кН	*q*, кН/м
01		1	120	1	0,8	1	2,5	1	1,0	1,6	1	1,5	2,0	—
05 09 13 17 21 25 29		2	140	2	1,0	2	2,8	2	1,1	1,7	2	—	3,5	0,5
02		3	150	3	1,2	3	3,0	3	1,2	1,8	3	4,0	-	1,0
06		4	175	4	1,5	4	3,2	4	1,3	1,9	4	2,0	1,2	-
10 14 18 22 26 00		5	200	5	2,0	5	3,5	5	1,4	1,0	5	—	1,8	1,2
03		6	220	6	0,8	6	3,6	6	1,5	1,1	6	1,4	-	0,8
07 11 15 19 23 27		7	250	7	1,0	7	4,0	7	1,6	1,2	7	1,0	3,2	—
04		8	275	8	1,2	8	4,2	8	1,7	1,3	8	-	1,6	1,5
08		9	300	9	1,5	9	4,5	9	1,8	1,4	9	2,5	-	2,0
12 16 20 24 28		0	320	0	2,0	0	4,8	0	1,9	1,5	0	5,0	1,3	—

Примечание. Четырехзначный шифр ABCD (например, «Иванов И. И. — 0892») выдается преподавателем каждому студенту в начале изучения дисциплины (раздела, семестра). При этом параметр «А» меняется от 0 до 3. И студент выполняет все расчетно-графические работы по исходным данным, сформированным для каждой из них по шифру. При наличии в учебном плане курсовой работы или проекта несколько РГР могут быть объединены в единую работу.

Приложение А. Учет бимомента, как силового фактора при расчете стальных конструкций

Таблица А1.

Расчетные формулы по СП 16.13330.2017

№	Расчетная ситуация	Расчетная формула
1	2	2
1	При действии моментов в двух главных плоскостях (и наличии бимомента) при расчете на прочность балок 1-го* класса 	$$\frac{M_x}{I_{xn}R_y\gamma_c}y \pm \frac{M_y}{I_{yn}R_y\gamma_c}x \pm \frac{B_\omega}{I_{\omega n}R_y\gamma_c}\omega \le 1$$
2	При изгибе в плоскости наибольшей жесткости (I_x>I_y) и стесненном кручении симметричных двутавров при расчете на прочность разрезных балок 2-го** и 3-го*** классов двутаврового и коробчатого сечений из стали с нормативным сопротивлением R_{yn} ≤440 Н/мм	$$\frac{M_x}{c_x\beta W_{xn,\min}R_y\gamma_c} + \frac{B_\omega}{c_\omega W_{\omega n,\min}R_y\gamma_c} \le 1,$$ где c_x, — коэффициенты, принимаемые согласно табл. Е.1 СП 16.13330.2017 c_ω — коэффициент, принимаемый по табл. А2.
3	При изгибе в двух главных плоскостях (и наличии бимоментов) при расчете на устойчивость двутавровых балок 1-го класса	$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx}R_y\gamma_c}y \pm \frac{M_y}{W_{cy}R_y\gamma_c}x \pm \frac{B_\omega}{W_{c\omega}R_y\gamma_c} \le 1,$$ где φ_b — коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота; W_{cx} — момент сопротивления сечения относительно оси X—X, вычисленный для сжатого пояса; W_{cy} — момент сопротивления сечения относительно оси Y—Y, совпадающей с плоскостью изгиба, вычисленный для наиболее сжатой точки сжатого пояса; W_c^ω — секториальный момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатой точки сжатого пояса.

Продолжение таблицы А1.

1	2	2
4	Расчет на прочность внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \le 440$ Н/мм, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях $\tau < 0{,}5R_s$ и $\sigma = N/A > 0{,}1R_y$	$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn,\min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,\min} R_y \gamma_c} + \frac{B_\omega}{W_{\omega n,\min} R_y \gamma_c} \le 1,$ где n, c_x, c_y — коэффициенты, принимаемые согласно табл. Е.1 СП 16.13330.2017
5	Расчет на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчетом по предыдущей ситуации	$\frac{\left(\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \pm \frac{B_\omega}{I_{\omega n}} \omega\right)}{R_y \gamma_c} \le 1,$ где x, y — расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

Примечание.

Элементы конструкций, в зависимости от напряженно-деформированного состояния (НДС) расчетного сечения подразделяются на три класса:

* 1-й класс — НДС, при котором напряжения по всей площади сечения не превышают расчетного сопротивления стали $|\sigma| \le R_y$ (упругое состояние сечения);

** 2-й класс — НДС, при котором в одной части сечения $|\sigma| < R_y$, а в другой $|\sigma| = R_y$ (упругопластическое состояние сечения);

*** 3-й класс — НДС, при котором по всей площади сечения $|\sigma| = R_y$ (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир)

Таблица А2.

Зависимость коэффициента c_ω, учитывающего депланацию, от коэффициента использования сечения по напряжениям, вызванных изгибающим моментом M_x

$\alpha = \frac{M_x}{c_x W_{xn,\min} R_y \gamma_c}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,99
c_ω	1,470	1,636	1,845	2,054	2,263	2,472	2,681	2,890	3,099	3,308	3,496

8.3. ЛЕГКИЕ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ (ЛСТК)

8.3.1. Общие сведения о легких стальных тонкостенных конструкциях

Строительные конструкции каркасного типа, состоящие из стальных оцинкованных холодногнутых профилей толщиной, как правило, от 0,6 до 3,0 мм, носят название легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК) и широко применяются в качестве несущих (рис. 8.3.1) и ограждающих элементов зданий.

К основными достоинствам ЛСТК можно отнести следующие:

1. Быстровозводимые облегченные строительные конструкции обычно передают на фундамент небольшие, по сравнению с конструкциями других типов, нагрузки и конструкция фундамента может оказаться более простой и менее трудоёмкой.
2. Сборка каркаса здания или сооружения благодаря легкости и точным размерам профилей является относительно простой и быстрой. Так, например, бригада из нескольких человек может собрать полностью каркас дома площадью до 600 м^2 за 2—3 недели.
3. Отсутствие необходимости применения кранов или грузоподъемных механизмов на всех этапах установки каркаса стен, кровли, перегородок.



Рис. 8.3.1. Ферма на основе ЛСТК (пролетом 24 м)

Особое значение этот фактор имеет при строительстве мансард и на труднодоступных объектах.

4. Использование качественной теплоизоляции в стенах и потолочных перекрытиях позволяет добиться высокого сопротивления теплопередаче и экономии тепловой энергии на отопление здания.
5. Многовариантность фасадных систем (облицовочный кирпич, виниловый или металлический сайдинг, имитация под искусственный или натуральный камень, деревянная вагонка или «блок-хаус», профлисты с полимерным покрытием и другие современные фасадные материалы).
6. Машиностроительная точность размеров внутренних стен, перегородок и потолков до минимума сводит затраты времени и материалов на отделочные работы.
7. Отсутствие «мокрых» процессов позволяет вести работы круглогодично без остановки строительного процесса.
8. Применение ЛСТК позволяет свести до минимума неперерабатываемые отходы, а также обеспечить чистоту на строительной площадке, не нанося ущерба окружающей среде.
9. Возможность эффективного ремонта (ремонтопригодность) и реконструкции.
10. Широкие возможности для архитектурных решений. В качестве комплексной строительной системы ЛСТК могут применяться для возведения малоэтажных зданий высотой до трех этажей. На основе ЛСТК можно возводить быстрособираемые модульные дома.

Рассмотрим основные направления применения конструкций данного типа

Наружные ограждающие несущие и самонесущие конструкции

В качестве эффективных и экономичных ограждающих конструкций можно использовать так называемые **термопанели** (рис. 8.3.2).

Термопанели — это панели наружных стен с каркасом из **термопрофилей** (рис. 8.3.2 *в*) — профилей, имеющих прорези/просечки в стенке, которые удлиняют путь, проходимый тепловым потоком, и увеличивают сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции (стены или кровли). Из термопанелей

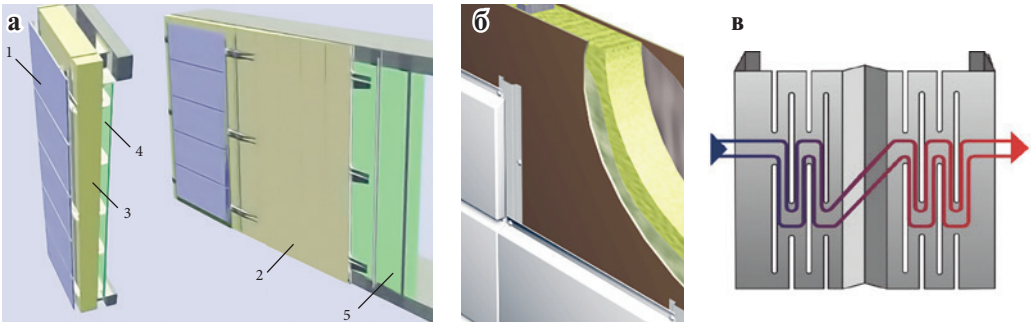


Рис. 8.3.2. Конструкция термопанели:
а) общий вид; *б*) детальный вид; *в*) термопрофиль; 1 — вентилируемый фасад, 2 — пароизоляционная пленка, 3 — каркас из термопрофилей с заполнением эффективным утеплителем,4 — замкнутая воздушная прослойка, 5 — листы гипсовые обшивочные

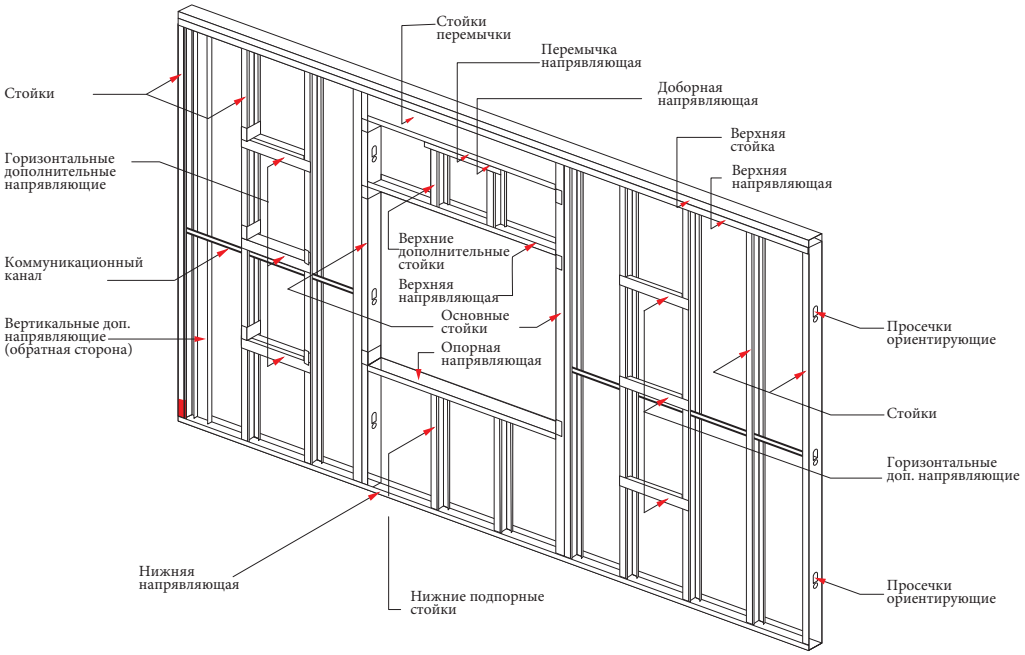


Рис. 8.3.3. Металлический каркас термопанели

строятся наружные стены многоэтажных зданий на железобетонном или стальном каркасе, которые воспринимают ветровую нагрузку, действующую на фасад, и передают её на несущий каркас здания (рис. 8.3.3).

Каркас термопанель образован термопрофилями, соединянёнными между собой винтами-саморезами. Между термопрофилями располагается эффективный утеплитель (минераловатные базальтовые плиты, эковата, пенобетон, пенополистирол и др.). Конструкция обычно обшита гипсо-волокнистыми листами с внутренней стороны стены (возможно применение других материалов). Кроме этого в состав панели входят пароизоляционные и ветрозащитные слои из полимерной плёнки.

Защита термопанели от атмосферных факторов (внешняя отделка) выполняется из кирпича, сайдинга, деревянных панелей, стальных кассет. Для наружной отделки широко используются вентилируемые фасады. Ветрозащита наружной стены формируется из внешних влагостойких гипсовых листов (ГКЛВ/ГВЛВ) или из специальных ветрозащитных пленок. Наиболее важной функцией ветрозащиты является сохранение тепла за счет предохранения теплоизоляции от воздействия потока воздуха.

Термопанель можно считать частным случаем каркасно-обшивной стены, при котором используется именно профиль, имеющий просечки. Более подробно о каркасно-обшивных стенах будет рассказано в разделе 8.3.2.

Малоэтажные здания

Существуют конструктивные решения, позволяющие применить ЛСТК в качестве основных несущих и ограждающих надземных конструкций во всем

здании. Наиболее распространена такая технология в коттеджном строительстве от 1 до 3 этажей, хотя известны реализованные проекты и применительно к многоквартирным жилым домам в 2—3 этажа, полностью смонтированных на каркасе из ЛСТК.

Конструкция здания (рис. 8.3.4) из ЛСТК состоит из следующих элементов:

1. Стеновая система: несущие стены на основе каркаса ЛСТК, выполненного из оцинкованных профилей сплошного и просечного сечения толщиной стенки 1,5—2 мм с заполнением энергоэффективной теплоизоляцией. Более подробно данный материал изложен в разделе 8.3.2.
2. Перекрытия (рис. 8.3.4, *б*): стальные балки из С-образных профилей или ферм с параллельными поясами. Шаг балок и сечение профиля определяется расчетом в зависимости от действующих нагрузок. По низу балок выполняется подшивной потолок из гипсокартонных или гипсоволокнистых листов или других плитных материалов по направляющим из омега-профилей. Напольное покрытие укладывается на листы ГВЛВ, выполненные в разбежку и несущие функцию «сухой» выравнивающей стяжки, которые, в свою очередь, крепятся на несущие профилированный настил по балками перекрытия.
3. Кровля (рис. 8.3.4 *в*): стропильная система из термопрофилей или оцинкованных профилей с толщиной металла от 1,5 до 2 мм (стропильные балки либо фермы, опирающиеся на внутренние и наружные несущие каркасные стены), оснащенная теплоизоляцией, обрешеткой, и покрытием). Поверх обрешетки, в зависимости от типа кровельного покрытия, возможна укладка твердого листового материала, несущего функцию подосновы под покрытие. Кровля, как правило, выполняется с вентилируемым зазором, по которому происходит циркуляция воздуха от карниза к коньку, оборудованных также щелями.

Чертежи и схемы узловых соединений элементов при строительстве малоэтажных зданий на основе ЛСТК подробно проиллюстрированы в приложении 4 книги [9].

Надстройка мансардных этажей

Возведение мансард позволяет не просто продлить срок службы существующих зданий, преобразить их внешний облик, но и создать новые жилые и офисные площади в городах и населённых пунктах.

Конструктивно количество надстраиваемых этажей лимитировано запасами несущей способности фундаментов. И оптимальным вариантом конструктивной схемы, минимизирующей нагрузку на фундамент, являются ЛСТК. В табл. 8.3.1 представлены основные типы конструктивных схем рамного типа

Кроме того, ЛСТК отлично подходят в качестве несущей системы при реконструкции жилых домов фонда первых массовых серий с надстройкой мансардных этажей. В качестве примера можно привести разработанный проект реконструкции пятиэтажного жилого дома по ул. Торжковская дом 16 в Санкт-Петербурге (рис. 8.3.5.). Основными конструктивными элементами несущего каркаса мансарды явились плоские рамы с шагом 0.6...1.0 м. из ЛСТК

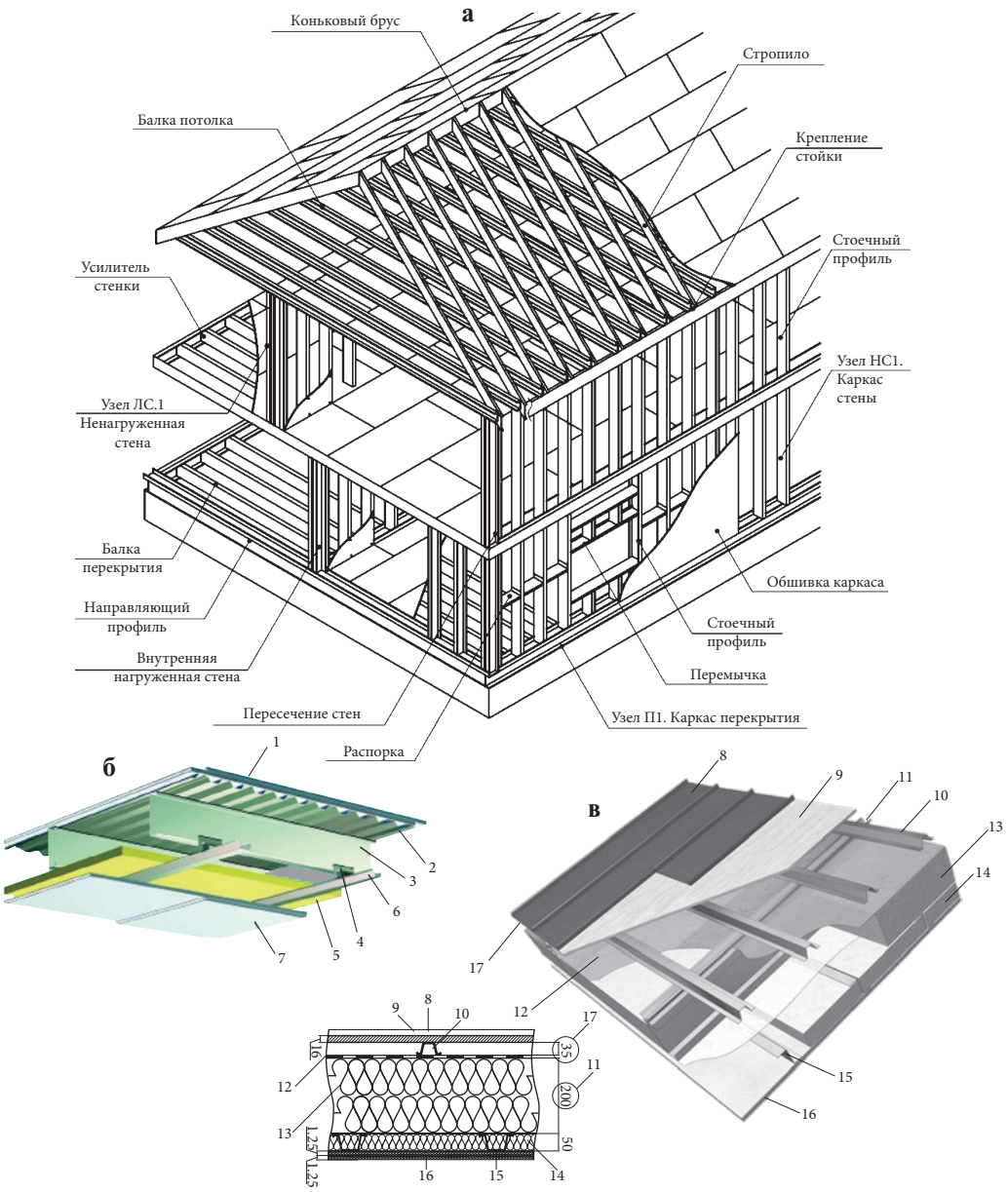
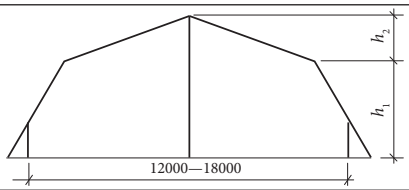
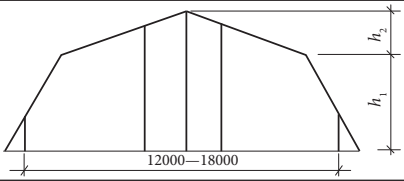
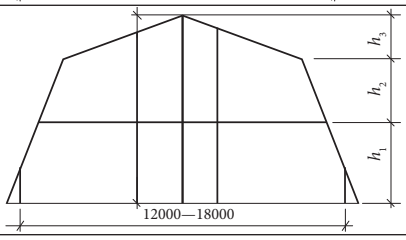


Рис. 8.3.4. Принципиальная схема устройства здания на основе каркаса из ЛСТК (*а* — общий вид; *б* –конструкция перекрытия; *в* — конструкция кровли).
1 —основание пола из двух слоев ГВЛВ (гипсоволокнистый влагостойкий лист); 2 — несущий настил из профилированного стального листа; 3 — несущие балки из С- или Z-образных стальных оцинкованных профилей; 4 — скобы для подвески обрешетки; 5- минераловатные плиты звукоизоляции; 6 — профили обрешетки подвесного потолка; 7 —два слоя листов потолка; 8 — кровельное покрытие (фальцевая кровля и др.); 9 —твердое покрытие (фиброцементные и др листы); 10 — обрешетка (омега-образный профиль); 11 — несущий термопрофиль; 12 — паропроницаемая мембрана; 13 — утеплитель; 14 — дополнительный утеплитель; 15 — профили обрешетки подвесного потолка; 16 — два слоя ГКЛ потолка; 17 —ветилируемый зазор

Таблица 8.3.1.

Варианты конструктивных схем мансард

№ п/п	Область применения	Конструктивные схемы мансард
1	Для зданий с продольными несущими стенами	
2	Для зданий коридорного типа	
3	Для зданий с высокой несущей способностью стен, оснований и фундаментов, позволяющих осуществлять надстройку 2 этажей	

(по типу 1 табл. 8.3.1), за исключением системы стоек с шагом 3 м и коньковых прогонов, которая выполнялась из «черного» металла (двутавровый и прямоугольный замкнутый профили).

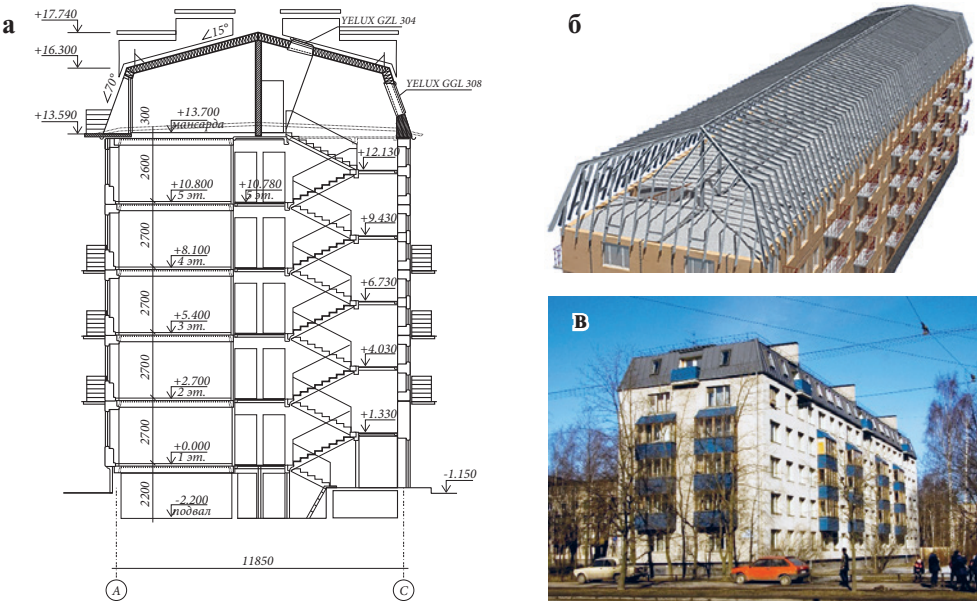


Рис. 8.3.5. Реконструированный жилой дом по ул. Торжковская, д. 16 (Санкт-Петербург)

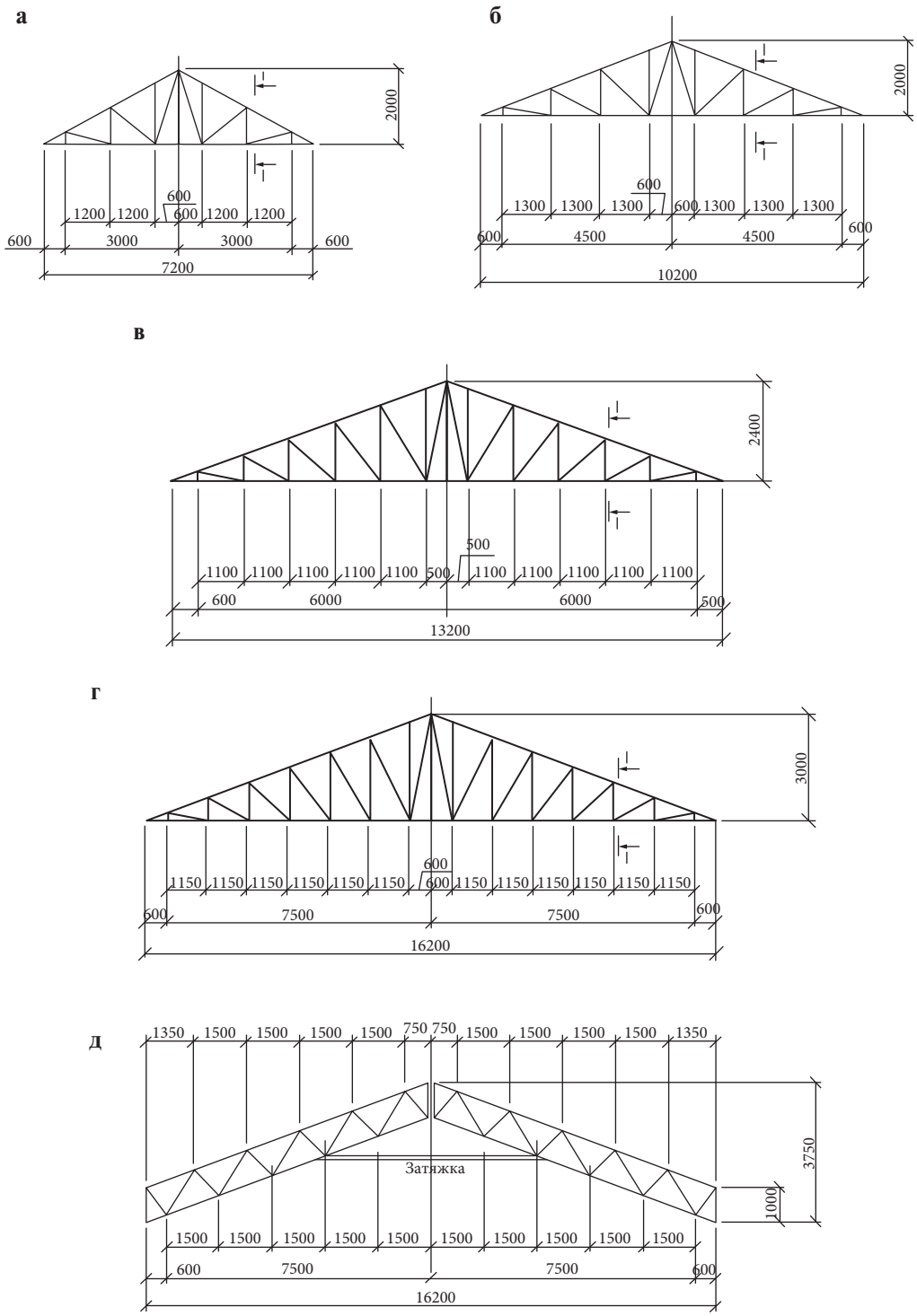


Рис. 8.3.6. Варианты конструктивных решений стропильных ферм: *а — г*) треугольные фермы; *д*) треугольная распорная ферма с двумя сжатыми поясами и затяжкой

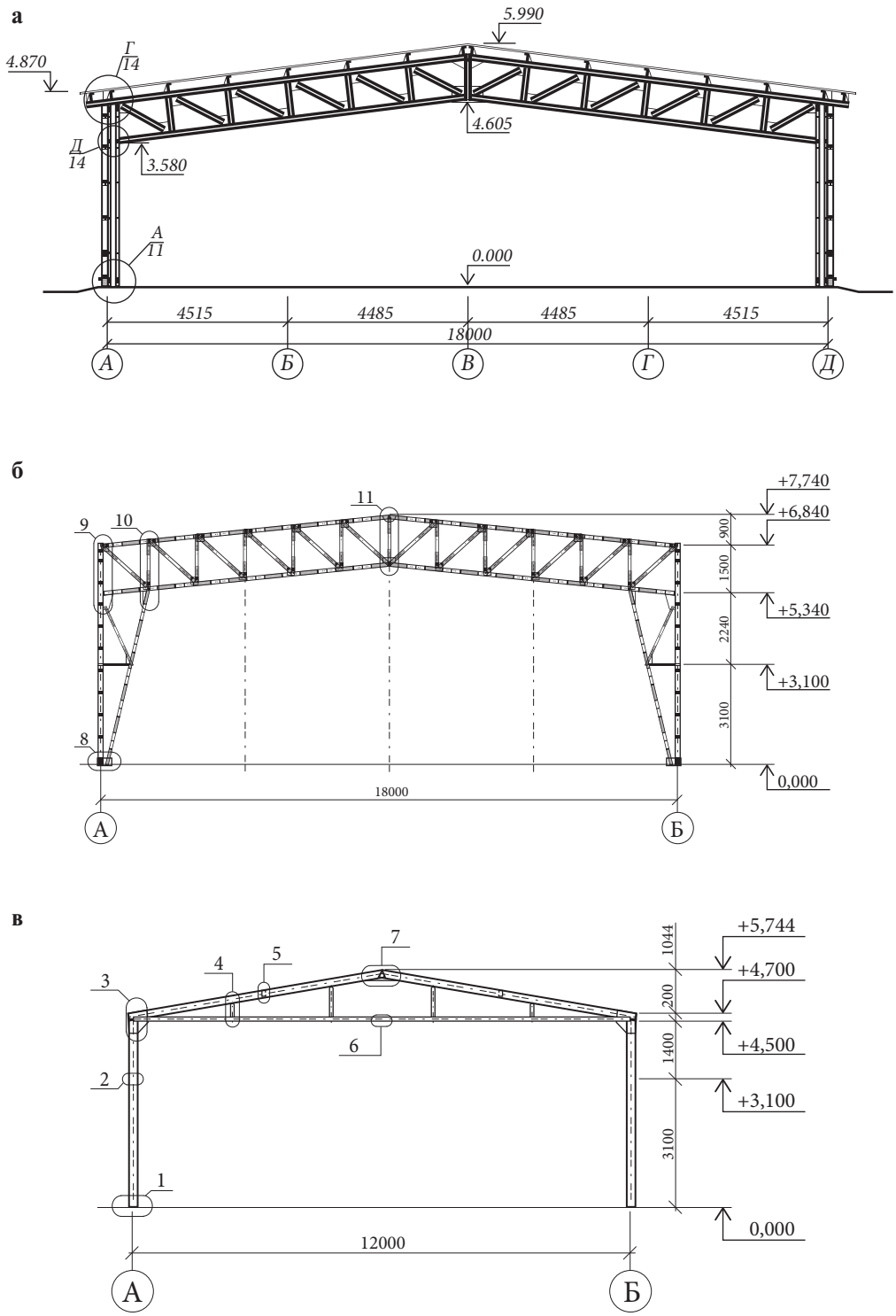


Рис. 8.3.7. Рамы с применением ЛСТК: *а*) сплошные колонны и ригелем в виде фермы, *б*) сквозная рама, *в*) сплошная рама с затяжкой на уровне карниза

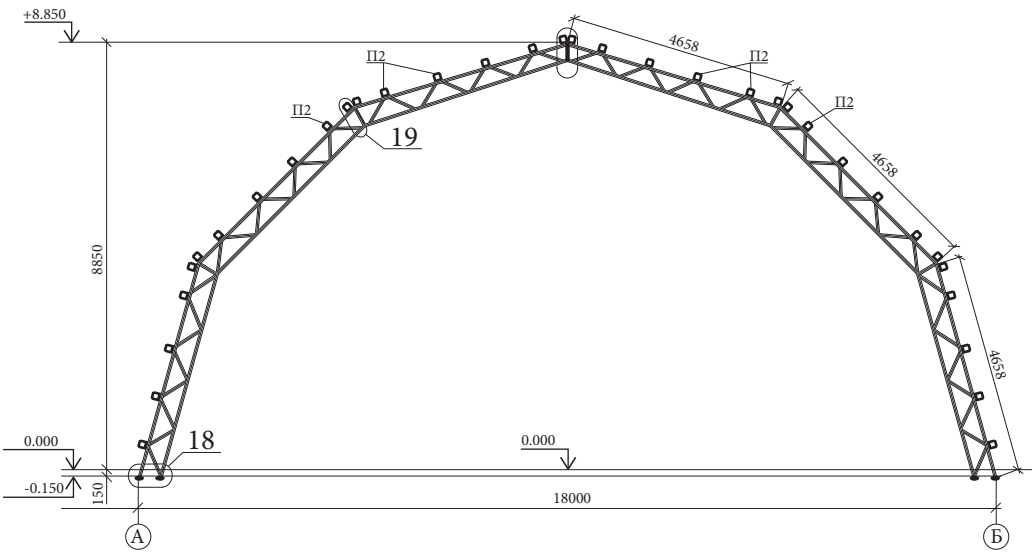


Рис. 8.3.8. Сквозная арка с применением ЛСТК



Рис. 8.3.9. Общий вид узлов конструкции с применением ЛСТК

В качестве наклонных элементов рам (стропил) использованы спаренные направляющие профили высотой 200 мм (рис. 8.3.5 *б*), соединенные через металлические пластины толщиной 6 мм.

Следует отметить, что при проектировании крыш из ЛСТК высота профиля должна определяться из двух условий:

1) несущая способность и жесткость конструктивных элементов (по статическому расчету);
2) теплоизоляционная способность кровельного пирога (по теплотехническому расчету), отдельные слои которого должны заполнять пространство между несущими профилями.

Легкие стальные тонкостенные фермы

Кровельные стропильные фермы (рис. 8.3.1), изготовленные из ЛСТК, имеют различное назначение и конфигурацию. Опирание стропильных ферм должно производиться на вертикальные стойки стен или колонны так, чтобы они были центрально нагружены. Если оси стропильных ферм не совпадают со стойками стены, то под стропилами располагают балку (усиленную перемычку). На рисунках 8.3.6—8.3.8 представлены фермы и рамные конструкции из ЛСТК.

Элементы ЛСТК соединяются в единую конструкцию на самосверлящих самонарезающих винтах, болтах, заклёпках и дюбелях. Узлы конструкций из лёгких стальных гнутых профилей показаны на рис. 8.3.9.

Типовые узлы ферм на основе ЛСТК представлены в приложении А.

8.3.2. Каркасно-обшивные стены

Каркасно-обшивная стена представляет собой многослойную конструкцию, состоящую из каркаса, теплоизоляции, размещённой между элементами каркаса, обшивок стены (наружная и внутренняя), крепежных элементов, пароизоляции и ветрозащиты, наружной облицовки (фасада) (рис. 8.3.10) [13].

Каркасно-обшивные стены делятся на несущие, самонесущие и ненесущие. Несущие КОС применяются в зданиях высотой до 4-х этажей, каркас которых полностью выполнен из стальных холодногнутых оцинкованных профилей (рис. 8.3.1 1 *а*). Такие здания рассмотрены в разделе 8.3.1, это жилые здания, детские сады, сельские школы, АБК и прочее. Самонесущие и ненесущие КОС применяют в многоэтажных и высотных зданиях, каркас которых выполнен из стального проката или монолитного железобетона (рис. 8.3.11 *б*).

В общем виде состав каркасно-обшивной стены представлен на рис. 8.3.12.

Несущие КОС воспринимают нагрузку от перекрытий, которые также выполнены на основе каркаса из холодногнутых профилей, и передают ее на фундамент. Балки перекрытия соединены со стойками каркаса КОС при помощи самонарезаюших винтов. Самонесущие и ненесущие КОС воспринимают нагрузку только от собственного веса и ветра. Ненесущие КОС не предназначены для опирания на них других конструкций здания, за исключением оконных и дверных блоков и легкого навесного оборудования.

Ненесущие стены — это по сути навесные стены, которые крепятся к несущему каркасу из черного металла или монолитного железобетона и передают

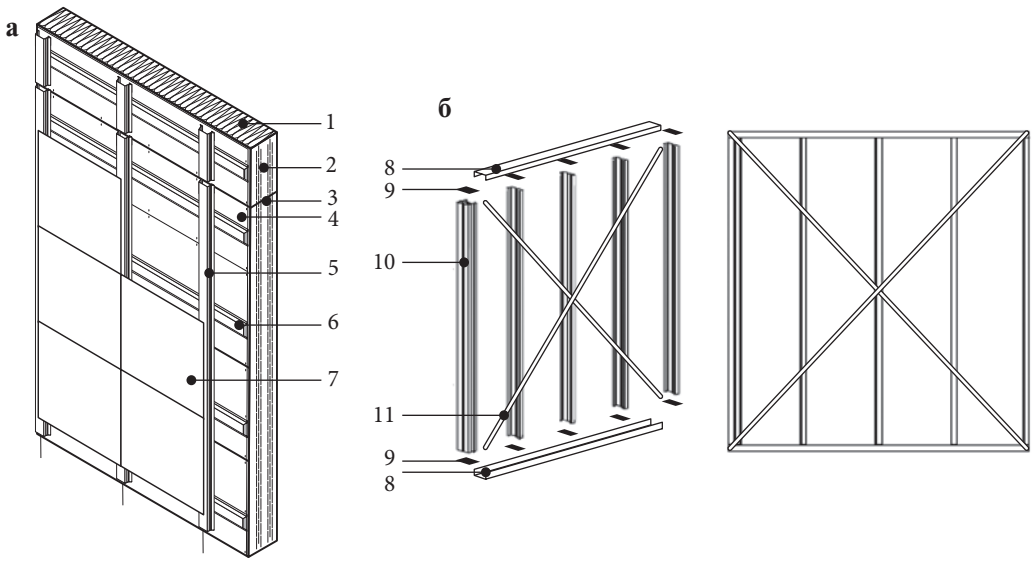


Рис. 8.3.10. Каркасно-обшивная стена (КОС).
а) Схема каркаса панели КОС: 1 — основной теплоизоляционный слой (между стойками каркаса); 2 — стойки каркаса стены; 3 — стык модульной конструкции КОС; 4 — наружная обшивка КОС; 5 — стальные профили обрешетки (вертикальные); 6 — стальные профили обрешетки (горизонтальные); 7 — облицовка (фасадная отделка) ***б)*** общий вид фрагмента КОС: 8 — направляющая стеновой панели (направляющий профиль ТН), 9 —опорное ребро жесткости (торцевой элемент ОР), 10 — стойка стеновой панели (стоечный профиль ТС), 11 — связь СВ1 (стальная лента)



Рис. 8.3.11. Несущие и ненесущие КОС в каркасных зданиях:
а) несущие КОС в малоэтажном здании малоэтажной застройки; *б*) наружные ненесущие КОС в здании с каркасом из монолитного железобетона

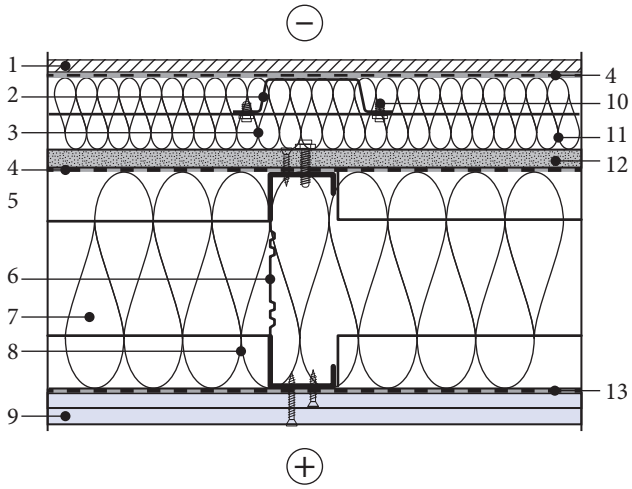


Рис. 8.3.12. Основные компоненты КОС: 1 — облицовка (фасадная отделка); 2 — стальные профили обрешетки (вертикальные); 3 — стальные профили обрешетки (горизонтальные); 4 — диффузионная ветроводозащитная пленка; 5 — самонарезающие винты для соединения обшивок с элементами каркаса; 6 — стойки каркаса стены; 7 — основной теплоизоляционный слой (между стойками каркаса); 8 — противоусадочные уголки; 9 — внутренняя обшивка КОС; 10 — самонарезающие винты; 11 — дополнительный слой наружной теплоизоляции (опционально); 12 — наружная обшивка КОС; 13 — пароизоляция

на него ветровую нагрузку и собственный вес. Самонесущая стена в отличие от навесной, опирается на собственный фундамент, и, как правило, собственный вес на несущий каркас не передает, перемещения стены ограничивают при помощи специальных связей.

Крепление навесных стен происходит при помощи специальных кронштейнов заводского или индивидуального изготовления (рис. 8.3.13). Кронштейны

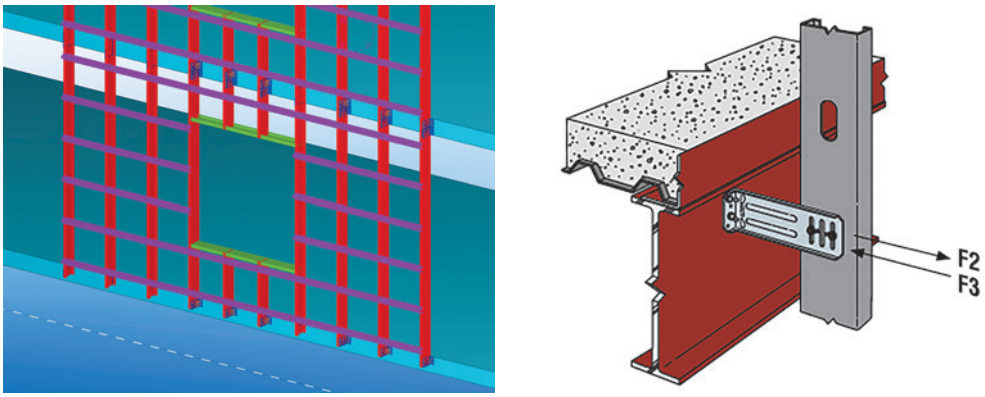


Рис. 8.3.13. Варианты крепления каркаса КОС: *а*) крепление каркаса к несущему остову здания при помощи кронштейнов; *б*) схема крепления стойки каркаса к несущей балке стального каркаса здания через специальный заводского изготовлении кронштейн, США [11]

для крепления КОС крепят к несущим конструкциям анкерными дюбелями (анкерами) через терморазрыв во избежание образования мостиков холода и возможной контактной коррозии кронштейна с материалом несущей конструкции. В качестве терморазрыва используют паронитовые или ПВХ прокладки. Кронштейны должны быть выполнены из оцинкованной или нержавеющей стали, поверхности кронштейнов из тонколистовой низкоуглеродистой стали должны иметь антикоррозионное покрытие.

В зависимости от примыкания самонесущих и ненесущих КОС к несущим конструкциям различают следующие классы КОС (рис. 8.3.14):

- класс А — наружная ненесущая стена с полным опиранием на перекрытие;
- класс В — наружная ненесущая стена с частичным опиранием на перекрытие;
- класс С — наружная самонесущая стена с опиранием на отдельный фундамент;
- класс D — наружная навесная ненесущая стена.

По конструктивному решению КОС делятся на несколько типов (рис. 8.3.15):

- тип 1 — наружная обшивка крепится к термопрофилю без подконструкции;
- тип 1А — разновидность типа 1 с дополнительным утеплением изнутри по гнутым направляющим;
- тип 2 — для крепления наружной облицовки используется подконструкция в виде металлической обрешётки;
- тип 2А — разновидность типа 2 с дополнительным утеплением изнутри по гнутым направляющим;
- тип 3 — для крепления наружной облицовки используется подконструкция в виде металлической обрешётки;
- тип 4 — разновидность типа 1 с дополнительным утеплением изнутри по гнутым направляющим.

Окончательно класс и тип КОС определяется исходя из технико-экономических показателей и этажности здания.

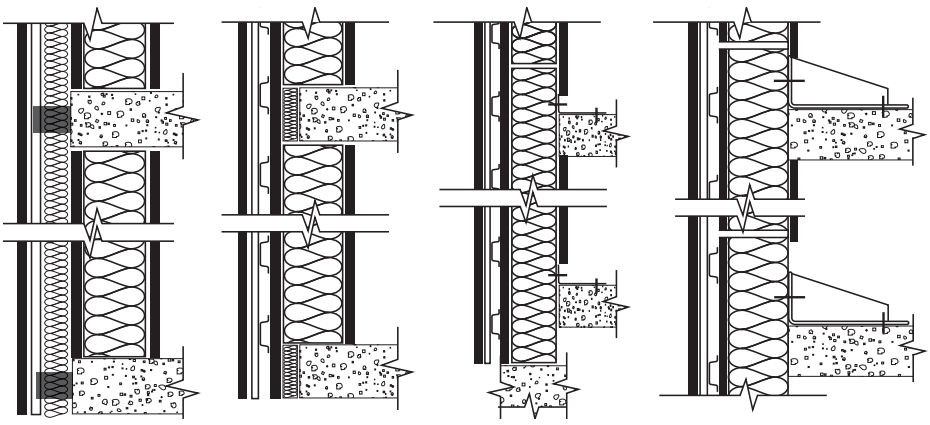
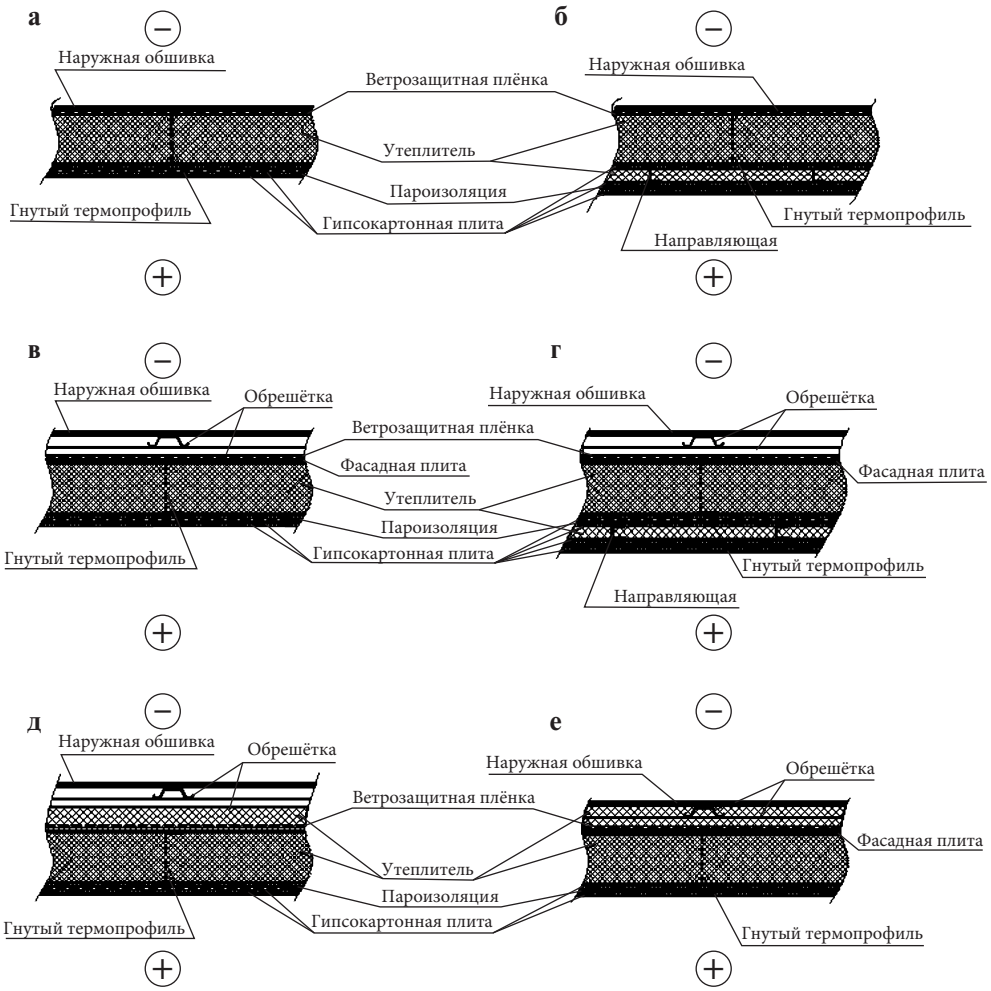


Рис. 8.3.14. Типы КОС в зависимости от примыкания к несущим конструкциям

Ненесущие каркасно-обшивные стены монтируются после возведения несущего каркаса. Они могут собираться на строительной площадке поэлементно или из готовых модулей заводского изготовления размерами на помещение. Устройство КОС на нижних этажах может выполняться одновременно с монтажом несущего каркаса верхних этажей.

Находят применение одно- и двухконтурные стены. Двухконтурные стены имеют повышенное сопротивление теплопередаче и обеспечивают более высокую звукоизоляцию. В одноконтурной стене используется один каркас из термопрофилей. Каркас одноконтурной стены крепится к несущему каркасу. В двухконтурной стене используется два каркаса, первый каркас опирается на несущие конструкции здания, второй крепится к первому. Все возможные мостики холода при устройстве КОС обязательно изолирую от внешней среды дополнительными утепляющими слоями.



8.3.15. Типы конструктивного решения КОС:
а) тип 1; *б*) тип 1А; *в*) тип 2; *г*) тип 2А; *д*) тип 3; *е*) тип 4

Способ сопряжения КОС с перекрытием и способ ее монтажа существенно влияет на конструкцию каркаса КОС. Когда панель полностью опирается на перекрытие, появляются дополнительные работы по заделке торца перекрытия в целях предотвращения появления мостиков холода, и трудоемкость монтажа увеличивается. В случае частичного поэтажного опирания стен на диск перекрытия, предъявляются повышенные требования к самому перекрытию. Навесной метод крепления позволяет исключить появление мостиков холода в области перекрытий, а также сэкономить полезную площадь помещений. Поэлементный способ обеспечивает точный монтаж и более аккуратную стыковку элементов.

Для стоек каркаса применяют профили сплошного сечения для внутренних стен или термопрофили — для наружных. Стойки каркаса КОС изготавливают из одиночных или спаренных стальных холодногнутых профилей. Направляющие (ригели) изготавливают из одиночных стальных профилей швеллерного сечения. Шаг стоек каркаса определяется расчетом и должен соответствовать габаритным размерам листовых материалов обшивки.

Для внутренней обшивки следует применять плитные листовые материалы — гипсокартон и цементные плиты. Морозостойкость внутренних обшивок не нормируется. К наружным обшивкам КОС предъявляются требования по морозостойкости не ниже F75.

Для крепления элементов каркаса КОС между собой и для крепления листов обшивки к стойкам каркаса используют самосверлящие самонарезающие винты или вытяжные заклепки. Крепление элементов каркаса КОС к железобетонным несущим конструкциям здания осуществляют, используя самоанкерующиеся болты по ГОСТ 28778 или другие механические анкеры, соответствующие им по несущей способности на выдергивание и на срез. Крепление элементов каркаса КОС к стальным несущим конструкциям здания выполняют с помощью самосверлящих, самонарезающих винтов или болтов нормальной точности.

Для тепло- и звукоизоляции наружных КОС применяют негорючие минераловатные плиты или теплоизоляционные изделия из стеклянного штапельного волокна различной плотности. В случае применения в составе КОС теплоизоляционного материала плотностью менее 75 кг/м^3 требуется предусматривать дополнительные мероприятия во избежание проседания теплоизоляционного материала, а именно, установку дополнительных стальных элементов жесткости (противоусадочные уголки, планки); укладку теплоизоляционного материала с уплотнением путем его предварительного поджатия по высоте и ширине. В высотных зданиях из-за воздействий пульсационной составляющей ветровой нагрузки может наблюдать усадка утеплителя, поэтому применение в КОС теплоизоляционного материала низкой плотности менее 35 кг/м^3 или не допускается, или требует дополнительных испытаний утеплителя на вибростойкость.

Пароизоляционный материал устанавливается между теплоизоляцией и листами внутренней обшивки для исключения проникновения водяного пара в утеплитель и повышения влажности утеплителя в зимний период. Возможна установка пароизоляционного материала между каркасами. Пароизоляционный слой должен быть непрерывным и водонепроницаемым.

Для облицовки КОС используются различные фасадные материалы — фиброцентные плиты, керамогранит, и прочее. Основное требование к облицовкам — класс пожарной опасности наружных стен должен соответствовать К0. Предел огнестойкости КОС должен соответствовать принятой степени огнестойкости здания и должен быть не менее Е15 для зданий II—IV степени огнестойкости и не менее Е30 для зданий I степени огнестойкости для ненесущих стен и REI 90—120 для несущих стен. КОС должен удовлетворять требованиям, предъявляемым к ограждающим конструкциям по теплоизоляции, по звукоизоляции, по сопротивлению воздухопроницанию и паропроницанию; по обеспечению огнестойкости, пожарной безопасности и требованиям по сейсмостойкости в районах с сейсмической активностью. Основные технические требования к КОС и ее составляющим представлены в [13].

Особенность проектирования и расчета КОС заключается в том, что толщина стены и высота сечения профиля стойки каркаса первоначально определяется теплотехническим расчетом. Для выполнения всех необходимых требований по теплотехнике стены определяется требуемая толщина утеплителя, теплотехнический расчет ведется с учетом требований СП 230.1325800.2015 к теплотехнически неоднородным конструкциям.

Стойки каркаса ненесущих стен, для которых преобладающей является ветровая нагрузка, работают преимущественно на изгиб, влияние сжатия от собственного веса незначительно. Стойки каркаса несущих КОС, кроме ветровой нагрузки, воспринимают еще и нагрузку от вышележащих перекрытий и работают на внецентренное сжатие (сжатие с изгибом). Стойки каркаса имеют шарнирное закрепление на уровне перекрытий.

Стойки каркаса КОС выполняются из стальных холодногнутых профилей. Особенность холодногнутых профилей заключается в их тонкостенности. Особенность работы таких элементов состоит в том, что некоторые сжатые участки стенок и полок могут терять устойчивость, которая начинается еще в упругой стадии нагружения. Поэтому при расчете стоек должны быть учтены особенности расчета тонкостенных сечений согласно СП 260.1325800, использование расчетных геометрических характеристик эффективного сечения, определяемого согласно п. 7.3 СП 260.1325800, и предупреждение потери общей устойчивости профилей.

Расчет стоек ненесущих КОС по первой группе предельных состояний выполняют согласно п. 7.7.3 СП 260.1325800 для изгибаемых элементов:

$$\frac{M}{W_{\min} R_y \gamma_c} \le 1, \tag{8.3.1}$$

где $W_{\min}$ — момент сопротивления эффективного (редуцированного) сечения.

В случае если условие (8.3.1) не выполняется, требуется либо увеличить толщину профиля, либо уменьшить шаг стоек каркаса.

Расчет стоек КОС по второй группе предельных состояний выполняют согласно п. 7.2.3 СП 260.1325800 от воздействия нормативных нагрузок с учетом редукция сечения:

$$f \le f_u, \tag{8.3.2}$$

где f — прогиб (выгиб) или перемещение элемента от внешних воздействий; f_u — предельный прогиб (выгиб) или перемещение элемента, допустимый по условиям эксплуатации (по СП 20.13330.2016).

Для стоек ненесущих КОС влияющим на выбор сечения будет расчет по второй группе предельных состояний.

Ненесущие каркасно-обшивные стены являются ограждающими конструкциями. Согласно п. 11.2 СП 20.13330.2011 для элементов ограждения и узлов их креплений необходимо учитывать пиковые положительные w+ и отрицательные w_ воздействия ветровой нагрузки, нормативные значения которых определяются по СП 20.13330:

$$w_{+(-)} = w_0 k(z_e)\left[1 + \zeta(z_e)\right] c_{\text{p},+(-)} \nu_{+(-)}, \qquad (8.3.3)$$

где w_0 — нормативное значение давления ветра; z_e — эквивалентная высота; $k(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления на высоте z_e; $\zeta(z_e)$ — коэффициент, учитывающий изменение пульсации давления ветра на высоте z_e; $c_{\text{p},+(-)}$ — пиковые значения аэродинамических коэффициентов; $\nu_{+(-)}$ — коэффициенты корреляции ветровой нагрузки.

Индексы у аэродинамических коэффициентов и коэффициентов корреляции назначаются с учётом того, куда направленно ветровое давление. При положительном давлении на ограждение оно направлено внутрь сооружения, а коэффициенты принимаются с индексом «+». При отрицательном давлении оно действует наружу сооружения, и коэффициента берутся с индексом «–».

Перед определением пиковой ветровой нагрузки требуется выполнить модальный анализ системы «стойки каркаса — несущие конструкции — элементы их крепления» в пределах площади сбора ветровой нагрузки и определить собственные частоты системы. Если в результате расчета первая собственная частота вышеуказанной системы составит больше, чем 1,5 Гц, то согласно примечания п. 11.2 СП 20.13330 для определения пиковой ветровой нагрузки не требуется проводить динамический расчет заданной системы.

8.3.3. Местная потеря устойчивости. Способ редуцирования сечений

При определении прочности и жесткости холодногнутых элементов и настилов должны учитываться влияние несовершенства формы и потери местной устойчивости.

Любой элемент строительной конструкции не может быть изготовлен идеально, поэтому нормами регламентируется параметр, характеризующий предельные отклонения фактически изготовленных элементов конструкций от проектных размеров — класс точности конструкции, который указывается в проекте.

Класс точности и номинальный размер конструкции определяют максимальное начальное искривление конструкции, согласно табл. Б. 1 ГОСТ 23118, [34].

Учет данного фактора при расчете элементов ЛСТК ведется дважды:

1) локальные отклонения при изгибе учтены в коэффициентах продольного изгиба φ;

2) в табл. 5.2 СП 260.1325800.2016 [11] нормируется отношение величины отклонения к длине элемента e_o/L в зависимости от типа сечения (*a*, *b* или *c*), установленного СП 16.13330 [10].

Потеря устойчивости элементов ЛСТК может происходить в виде:

- потеря общей устойчивости, так называемая «эйлеровская»;
- местная (локальная) потеря устойчивости отдельных элементов, подвергающихся местной поперечной нагрузке;
- местная потеря устойчивости элементов, имеющих большие сжимающие продольные напряжения;
- потеря устойчивости формы сечения (рис. 8.3.16).

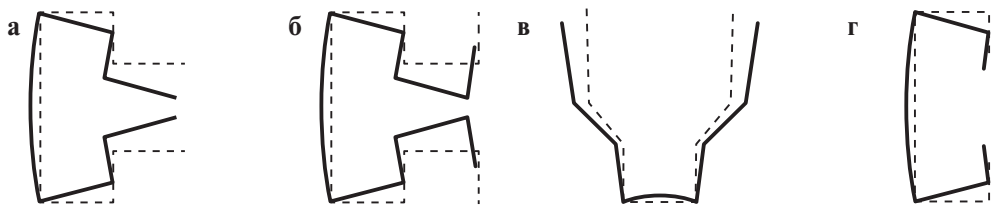


Рис. 8.3.16. Примеры потери устойчивости формы сечения

На рисунке 8.3.17 показана качественная зависимость напряжений (и видов) потери устойчивости от длины полуволны формы потери устойчивости элемента ЛСТК.

С ростом длины элемента при относительно небольшой нагрузке наблюдается местная потеря устойчивости при упругой работе материала, количество волн при этом также увеличивается (рис. 8.3.18). И только при недопустимо большой длине или нагрузке могут возникнуть другие виды потери

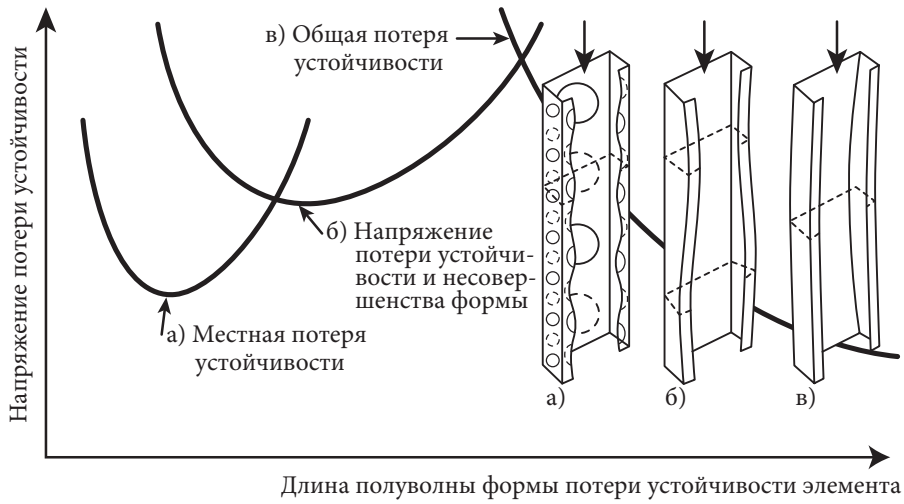


Рис. 8.3.17. Качественная зависимость упругих критических напряжений для различных форм потери устойчивости от длины полуволны и примеры форм потери устойчивости

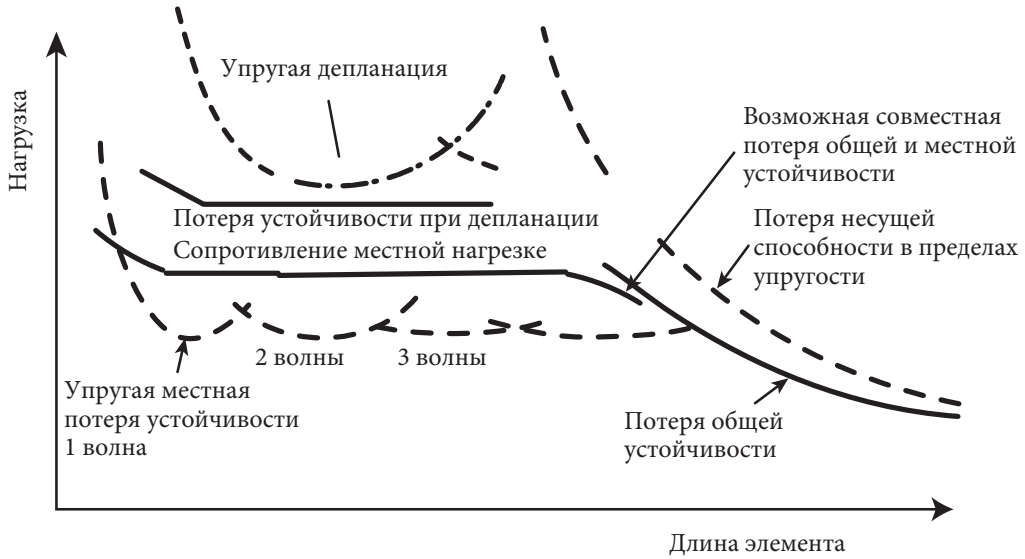


Рис. 8.3.18. Зависимости критической нагрузки и устойчивости от длины элемента

устойчивости, изложенные в предыдущих разделах. Поскольку устойчивость является происходит в упругой стадии, то несмотря на уменьшении несущей способности, конструкция в целом остаётся работоспособной. При этом обязательно нужно учитывать влияние отдельных зон «выпучивания» на напряжённо-деформированное состояние профиля.

Влияние потери местной устойчивости может учитываться с использованием геометрических характеристик эффективного сечения, рассчитанных на основе эффективных ширин и эффективных толщин. Например, перфорированный профиль шириной 50 мм, высотой 150 мм и толщиной 1,5 мм, находящийся в условиях стесненного кручения, по методике Еврокода-3 (часть 1—3), [15], может превратиться в профиль, в котором небольшие части полок имеют пониженную толщину $t_{ef} = 0{,}75$ мм, а стенка вообще не участвует в работе (рис. 8.3.19).

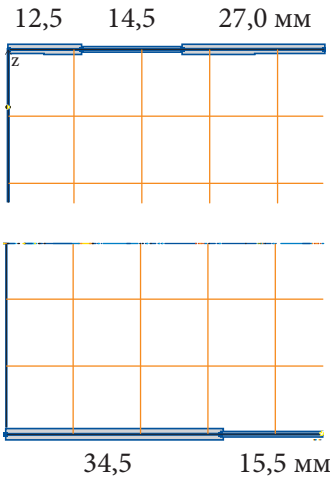


Рис. 8.3.19. Пример редуцированного сечения направляющего профиля высотой 50×150 (мм) и толщиной 1,5 мм

Потеря местной устойчивости элемента, происходящая по типу «а» (рис. 8.3.17), учитывается в расчете путем редуцирования геометрических характеристик поперечного сечения: площади и размеров поперечного сечения (A_{ef} b_{ef}, t_{ef}), моментов сопротивления (W_{ef}) и моментов инерции (I_{eff})

На рис. 8.3.19 *а* проиллюстрирована потеря устойчивости сжатой стенки таврового профиля, находящегося в уловиях поперечного изгиба и имеющего упруго-податливые опоры, по результатам экспериментальных данных, полученных Галямичевым А. В. (научно-испытательная

лаборатория «Политех-СКиМ-тест», Санкт-Петурбергский политехнический университет Петра Великого).

Расчет сжатых элементов с краевыми или промежуточными элементами жесткости (углы сгиба или местные канавки) должен быть основан на допущении, что элемент жесткости работает как сжатый с непрерывным упругим защемлением, жесткость которого зависит от граничных условий и изгибной жесткости соседних плоских элементов (рис. 8.3.20).

Более подробно с данной методикой можно ознакомиться в [11] и [15].

Далее остановимся на случае отсутствия краевых и промежуточных элементов жесткости и рассмотрим конкретные примеры.



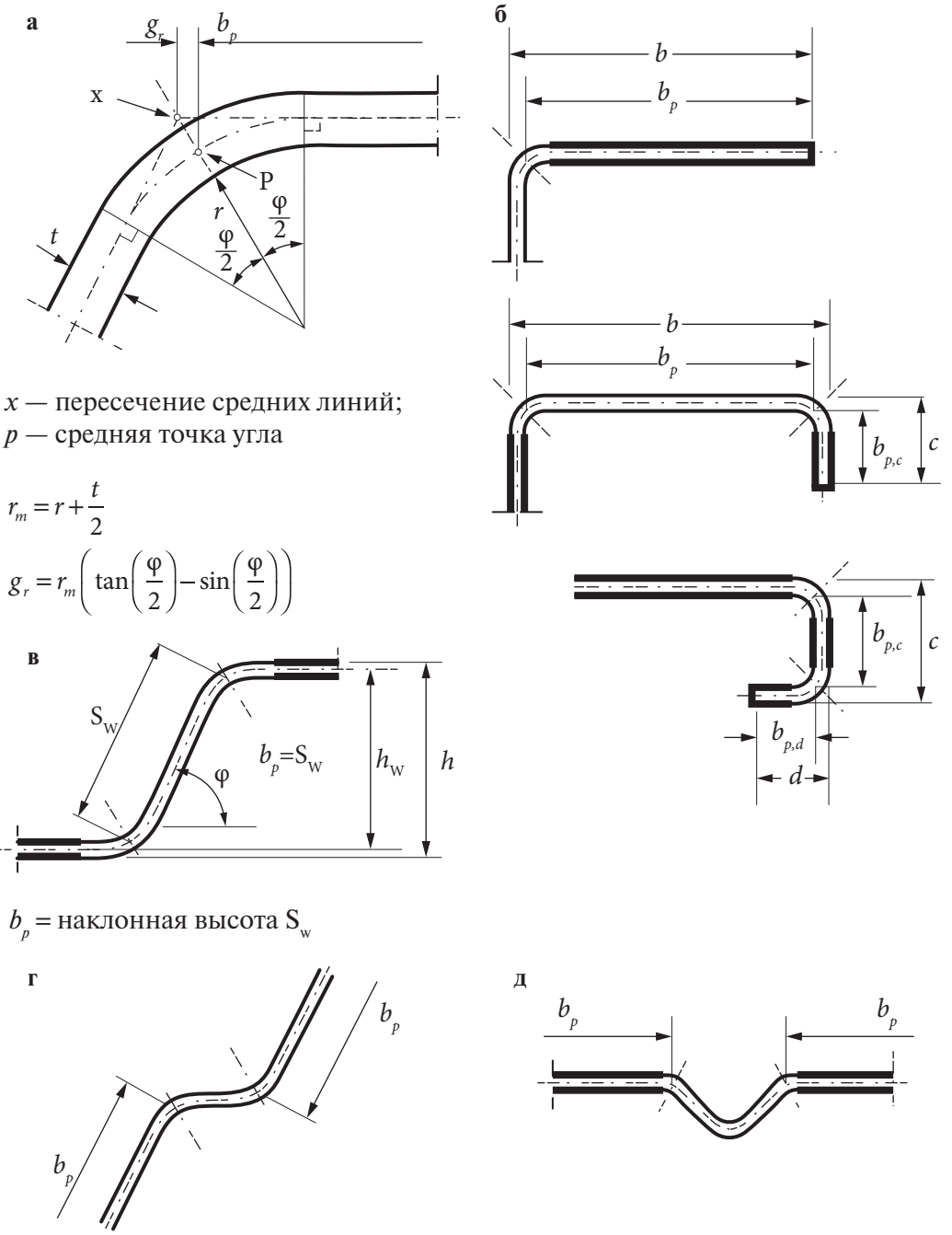
Рис. 8.3.19 *а*. Форма местной потери устойчивости сжатой стенки фрагмента таврового профиля (на изображении — полка ниже стенки)

Методика расчета редуцированных геометрических характеристик

1. Определить геометрические характеристики нередуцированного сечения. Геометрические характеристики можно определить по данным сортаментов, либо с помощью программных комплексов.
2. Выявить соотношение напряжений в опасном сечении тонкостенного элемента и определить зоны редуцирования. Эту процедуру выполняют для всех рассматриваемых расчётных сочетаний усилий. Например, для центрально-сжатых профилей необходимо редуцировать все участки сечения, так как все сечение полностью сжато. В изгибаемых элементах редуцировать только сжатую полку сечения, которая полностью сжата и стенку — сжата наполовину.

Для изгибаемых элементов со знакопеременной эпюрой моментов необходимо рассматривать два варианта редуцирования сечений (рис. 8.3.21 *г*). То же самое следует делать и в случае действия бимомента — но только характер распределения напряжений будет более сложным (рис. 8.3.17 *в*).

3. Разбить тонкостенное сечение на прямолинейные участки.



x — пересечение средних линий;
p — средняя точка угла

$$r_m = r + \frac{t}{2}$$

$$g_r = r_m\left(\tan\left(\frac{\varphi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right)\right)$$

b_p = наклонная высота S_w

Рис. 8.3.20. Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения, примыкающих к радиальному углу:
а) средняя точка угла или сгиба; *б*) теоретическая ширина b_p для плоских частей полок; *в*) теоретическая ширина плоской части стенки; *г*) теоретическая ширина b_p плоских частей соседних с элементом жесткости на стенке; *д*) теоретическая ширина b_p плоских участков, соседних с элементом жесткости на полке

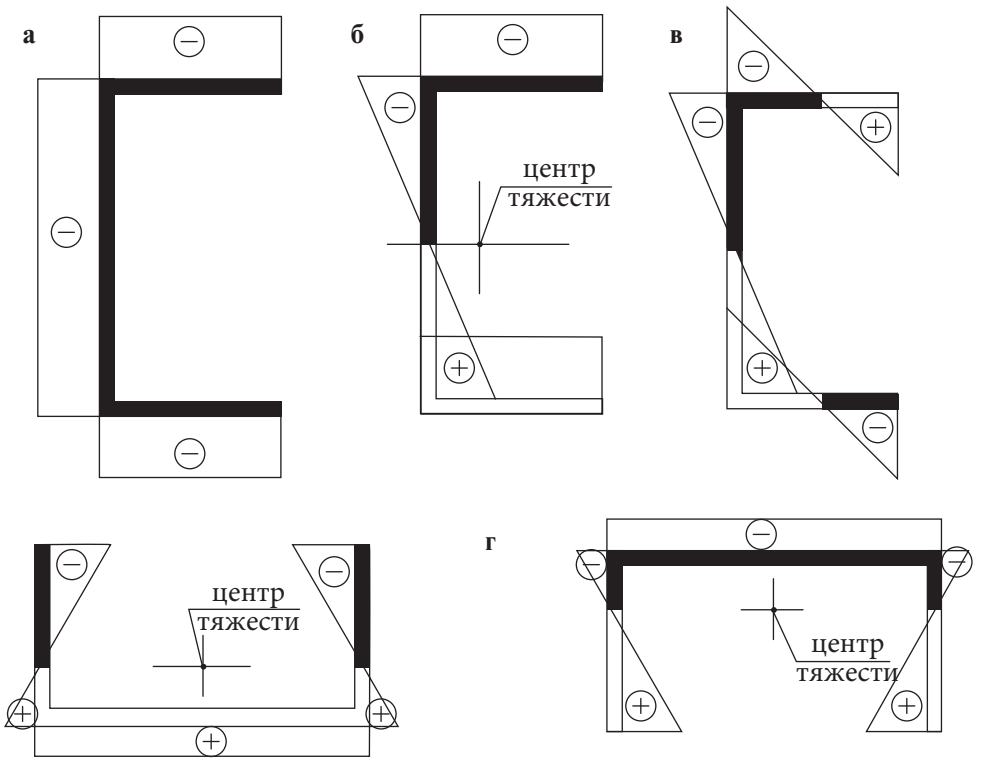


Рис. 8.3.21. Выявление зон редуцирования (сжатые зоны показаны жирным): *а*) сжатие; *б*) изгиб в плоскости, параллельной стенке; *в*) стесненное кручение; *г*) изгиб из плоскости, параллельной стенке

4. Определить коэффициенты соотношений напряжения для каждого участка $\psi = \dfrac{\sigma_2}{\sigma_1}$, где σ_1 и σ_2 — большее и меньшее напряжения в сечении, соответственно. При этом сжатие (только в данной формуле) считается положительным, а растяжение отрицательным. Например, если на одной кромке сжатие величиной 5 МПа, а на другой растяжение величиной 10 МПа, то меньшим будет растяжение $\sigma_2 = -10$ МПа, а большим — сжатие $\sigma_1 = 5$ МПа.

Тогда $\psi = \dfrac{-10}{5} = -2$.

Данный пункт и последующие необходимо выполнять для каждого элемента-отрезка.

5. Определить коэффициент напряжений (коэффициент устойчивости) k_σ — по табл. 8.3.2 и 8.3.3. Данный коэффициент зависит от граничных условий и характера напряжений в пластинке.
6. Определить критическое напряжение потери устойчивости σ_{cr}.

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu)^2 b^2}, \qquad (8.3.4)$$

где b — ширина пластинки, t — толщина пластинки, E — модуль упругости, ν — коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0{,}3$).

7. Определить условную гибкость λ_p

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}}, \tag{8.3.5}$$

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

Таблица 8.3.2.

Коэффициенты снижения (обе кромки защемлены)

Распределение напряжений	по СП 260 (совпадает с Еврокодом-3, частью 1—5)		По Еврокоду-3 (часть 1—3)	
	Эффективная ширина	Коэффициент устойчивости	Эффективные ширина и толщина	Коэффициент устойчивости
(равномерное сжатие по всей длине)	$\psi = 1;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = 0{,}5\, b_{ef};$ $b_{e2} = 0{,}5\, b_{ef}$	$\psi = 1;$ $k_\sigma = 4;$	—	—
(неравномерное сжатие по всей длине)	$0 \le \psi < 1;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi}\rho b_{ef};$ $b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$	$0 \le \psi < 1;$ $k_\sigma = 8{,}2/(1{,}05 + \psi)$	—	—
(знакопеременное напряжение; сжатие слева)	$\psi < 0;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho b}{1-\psi};$ $b_{e1} = 0{,}4\, b_{ef};$ $b_{e2} = 0{,}4\, b_{ef};$	$-1 < \psi < 0;$ $k_\sigma = 7{,}81 - 6{,}29\psi + 9{,}78\psi^2$	—	—
		$\psi = -1;$ $k_\sigma = 23{,}9$	—	—
		$-3 \le \psi < -1;$ $k_\sigma = 5{,}98(1-\psi)^2$	—	—

8. Определить коэффициент редукции ρ. Расчетная формула зависит от способа закрепления пластинки. Рассматривается каждая пластина (прямолинейная составляющая профиля) по отдельности и для каждой пластины принимается одно из двух допущений: либо о жестком защемлении (первая строка табл. 8.3.4) либо вообще об отсутствии закрепления (вторая строка табл. 8.3.4). Данное допущение принимается с учётом реальной конструкции рассматриваемого профиля.

Нормами допускается два способа вычисления коэффициента редукции ρ:

Таблица 8.3.3.

Коэффициенты снижения (одна защемленная кромка)

Распределение напряжений	по СП 260 (совпадает с Еврокодом-3, частью 1—5)		По Еврокоду-3 (часть 1—3)	
	Эффективная ширина	Коэффициент устойчивости	Эффективные ширина и толщина	Коэффициент устойчивости
1	2	3	4	5
(сжатие по всей длине с увеличением к краю)	$0 \le \psi \le 1$; $b_{ef} = \rho c$	$\psi = 1$; $k\sigma = 0{,}43$;	$0 \le \psi \le 1$; $b_{e0} = 0{,}42\, b_p$; $b_{eff} = (1{,}175\rho - 0{,}75)t$; $b_{e0} = 0{,}42 b_p$; $t_{eff} = (1{,}75\rho - 0{,}75)t$	$\psi = 1$; $k\sigma = 0{,}425$;
		$\psi = 0$; $k\sigma = 0{,}57$		$\psi = 0$; $k\sigma = 0{,}57$;
		$0 < \psi < 1$ $k\sigma = 0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2$		$0 < \psi < 1$ $k_\sigma = \dfrac{1{,}7}{3 + \psi}$
(знакопеременное напряжение; сжатие на свободном краю)	$\psi < 0$; $b_{ef} = \rho b_c = \dfrac{\rho c}{1 - \psi}$	$-3 \le \psi < 0$; $k\sigma = 0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2$	$\psi < 0$ $b_{e0} = \dfrac{0{,}42 b_p}{1 - \psi} + b_t < b_p$; $b_t = \dfrac{\psi b_p}{\psi - 1}$; $t_{eff} = (1{,}175\rho - 0{,}75 - 0{,}15\psi)t$	$-2 \le \psi < 0$; $k_\sigma = \dfrac{1{,}7}{3 + \psi}$
		$\psi = -1$; $k\sigma = 0{,}85$		$-3 \le \psi < -2$; $k\sigma = 3{,}3(1 - \psi) + 1{,}25\psi^2$
		$\psi < -3$; Не предусмотрено		$\psi < -3$; $k\sigma = 0{,}29(1 - \psi)^2$

Продолжение таблицы 8.3.3.

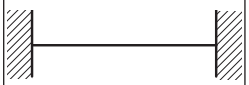
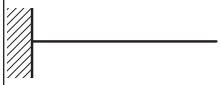
1	2	3	4	5
(сжатие по всей длине с уменьшением к краю)	$0 \le \psi \le 1$; $b_{ef} = \rho c$	$\psi = 1$; $k\sigma = 0{,}43$	$0 \le \psi < 1$; $b_{e0} = 0{,}42\, b_p$; $t_{eff} = (1{,}175\rho - 0{,}75)t$	$0 \le \psi < 1$ $\psi = 1$ $k\sigma = 0{,}425$
		$\psi = 0$; $k\sigma = 1{,}7$		$\psi = 0$; $k\sigma = 1{,}7$
		$0 < \psi < 1$; $k\sigma = 0{,}578(\psi + 0{,}34)$		$0 < \psi < 1$; $k_\sigma = \dfrac{1{,}7}{3+\psi}$
(знакопеременное напряжение; сжатие на защемленном краю)	$\psi < 0$; $b_{ef} = \rho b_c = \dfrac{\rho c}{1-\psi}$	$-1 \le \psi < 0$; $k\sigma = 1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\psi^2$	$\psi < 0$; $b_{e0} = \dfrac{0{,}42 b_p}{1-\psi}$; $b_t = \dfrac{\psi b_p}{\psi - 1}$; $t_{eff} = (1{,}175\rho - 0{,}75)t$	$-1 \le \psi < 0$; $k\sigma = 1{,}7 - 5\psi + 1{,}71\psi^2$
		$\psi = -1$; $k\sigma = 23{,}8$		$\psi = -1$; $k\sigma = 23{,}8$
		$\psi < -1$; Не предусмотрено		$\psi < -1$; $k\sigma = 5{,}98(1 - \psi)^2$

• упрощенный, без учета величин сжимающих напряжений (центральный столбец табл. 8.3.4), при этом учитываются только факт наличия сжимающих напряжений, условная гибкость $\bar{\lambda}_p$ и коэффициент ψ;

• учитывающий величины сжимающих напряжений (правый столбец табл. 8.3.4)

Таблица 8.3.4.

Формулы для коэффициента редукции

Вид закрепления пластинки	**Расчетная формула (с учетом сжимаемых напряжений)**	**Расчетная формула (с учетом сжимаемых напряжений)**
	$\rho = 1$ при $\bar{\lambda}_p \le 0{,}673$; $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} \le 1{,}0$; при $\bar{\lambda}_p > 0{,}673$, где $3 + \psi \ge 0$	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^{2}} + 0{,}18\frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0{,}6} \le 1{,}0$
	$\rho = 1$ при $\bar{\lambda}_p \le 0{,}748$; $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} \le 1{,}0$; при $\bar{\lambda}_p > 0{,}748$	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^{2}} + 0{,}18\frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0{,}6} \le 1{,}0$

где $\bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}$; σ_{com} — напряжения сжатия в редуцированном сечении пластинки от нагрузки

9. Определить эффективную ширину пластинки.

При постоянной толщине редуцируемого элемента редукция ведется за счет изменения ширины пластинки $b_{ef} = \rho b$, допускается также осуществлять редукцию изменением толщины $t_{ef} = \rho t$.

10. Объединить редуцированные участки в единое сечение и определить его новые (редуцированные) характеристики сечения (пример — табл. 8.3.5).
11. В случае, если профиль находится в сложном напряжённо-деформированном состоянии (сжато-изгибаемые элементы или работающие на изгибное кручение), то процесс редуцирования становится итерационным. Новые геометрические характеристики также подлежат редуцированию для определения третьих геометрических характеристик. Процесс необходимо повторять, пока разница величин геометрических характеристик двух ближайших итераций не окажется в пределах инженерной погрешности (3–5%). Минимальное количество итераций — 2.

Рассмотрим расчёт многопролетной неразрезной балки (рис. 8.3.22) С-образного профиля с размерами и ориентацией в пространстве как показано на рис. 8.3.23.

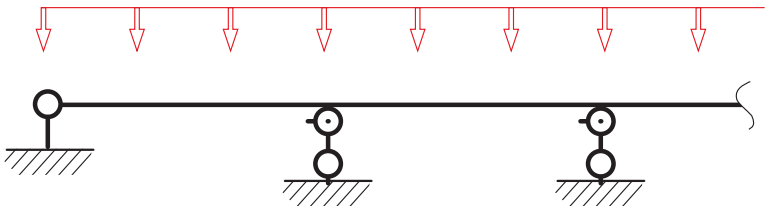


Рис. 8.3.22. Расчетная схема балки

Для редуцирования С-образного профиля необходимо разделить поперечное сечение на пластинки и рассмотреть напряжения, возникающие в элементе. В зависимости от характера напряжений и их отношения найдем коэффициент редукции и эффективную ширину элемента.

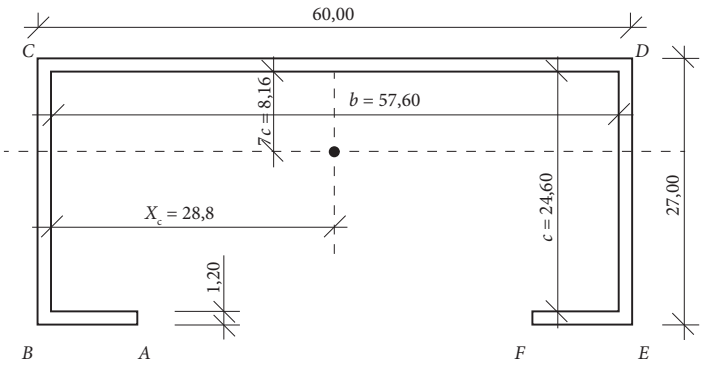


Рис. 8.3.23. Размеры профиля

В конструктивных схемах с использованием С-образного сечения рассмотрены два варианта: на опоре и в пролете.

А) На опоре (сжаты нижние волокна).

Рассмотрим полку С-образного сечения (рис. 8.3.24) как пластинку и проанализируем распределение напряжений в элементе.

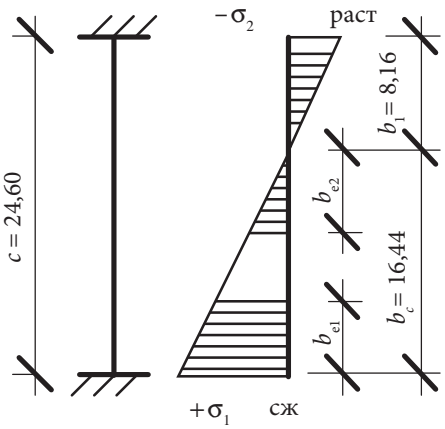


Рис 8.3.24 Распределение напряжений в элементе *BC*(*DE*)

Для определения геометрических характеристик редуцированного сечения (A_{red}, I_{red}, W_{red}) необходимо знать эффективную ширину b_{ef} и коэффициент k_σ.

$$b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho\, b}{1-\psi},$$

$$b_{e1} = 0,4 b_{ef},$$

$$b_{e2} = 0,6 b_{ef},$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-8,16}{16,44} = -0,496$$

на основании подобия треугольных частей эпюр (рис. 8.3.20).

Согласно табл. 8.3.2: $0 > \psi > -1$,

$$k_\sigma = 7{,}81 - 6{,}29\psi + 9{,}78\ \psi^2,$$

$$k_\sigma = 7{,}81 - 6{,}29\ (-0{,}496) + 9{,}78(-0{,}496)^2 = 13{,}336.$$

Критическое напряжение потери устойчивости пластин определяем по формуле (8.3.4):

$$\sigma_{cr} = 13{,}336\frac{3{,}14^2 \cdot 2\ 10^5 \cdot 1{,}2^2}{12 \cdot (1 - 0{,}3^2) \cdot 24{,}6^2} = 5730\ \text{МПа}$$

Условная гибкость по формуле (2.3.5):

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{220}{5\ 730}} = 0{,}196 < 0{,}673.$$

По табл. 8.3.4 коэффициент редукции: $\rho = 1$,

$$b_{ef} = 1\ 16{,}44 = \frac{1\ 24{,}60}{1 + 0{,}496} = 16{,}44\ \text{мм} => \text{элемент не редуцируется.}$$

Рассмотрим отгиб на полке С-образного сечения (рис. 8.3.25) и распределение напряжений в нем.

Эффективная ширина: $b_{ef} = \rho d$.

Коэффициент соотношений напряжения: $\psi = 1$, т. к. напряжения при изгибе в элементах отгиба неизменны по ширине.

Согласно табл. 8.3.3 при $\psi = 1$ параметр $k_\sigma = 0{,}43$.

Критическое напряжение потери устойчивости пластин определяем по формуле (8.3.4):

$$\sigma_{cr} = 0{,}43\frac{3{,}14^2 \cdot 2\ 10^5 \cdot 1{,}2^2}{12 \cdot (1 - 0{,}3^2) \cdot 8{,}8^2} = 1\ 443{,}88\ \ \text{МПа}.$$

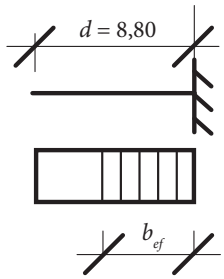


Рис. 8.3.25. Распределение напряжений в элементе *AB*(*EF*)

Условная гибкость по формуле (2.3.5):

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{220}{1\ 443{,}88}} = 0{,}390 < 0{,}748.$$

По табл. 8.3.4 $\rho = 1$:

$$b_{ef} = 1 \cdot 8{,}80 = 8{,}80\ \text{мм} => \text{элемент не редуцируется.}$$

Стенка профиля при данном виде загружения растянута, поэтому не редуцируется.

Б) В пролете (сжаты верхние волокна).

Рассмотрим полку С-образного сечения (рис. 8.3.22) как пластинку и проанализируем распределение напряжений в элементе.

Эффективная ширина:

$$\sigma = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-16{,}44}{8{,}16} = -2{,}015$$

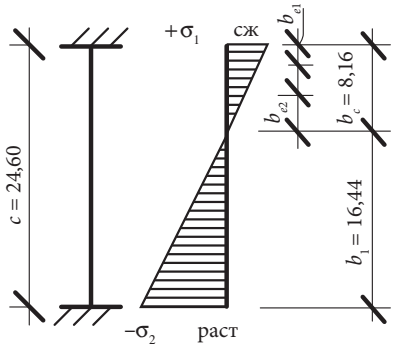


Рис. 8.3.26. Распределение напряжений в элементе *BC*(*DE*)

на основании подобия треугольных частей эпюр (рис. 8.3.22).

Согласно табл. 8.3.2: $-1 > \psi > -3$;

$$k_\sigma = 5{,}98\ (1-\psi)^2;$$

$$k_\sigma = 5{,}98(1+2{,}015)^2 = 54{,}36.$$

Критическое напряжение потери устойчивости пластин:

$$\sigma_{cr} = 54{,}36\frac{3{,}14^2 \cdot 2\ 10^5 \cdot 1{,}2^2}{12\cdot(1-0{,}3^2)\cdot 24{,}6^2} = 23358\ \text{МПа}.$$

Условная гибкость:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{220}{23358}} = 0{,}097 < 0{,}673.$$

По табл. 8.3.4 коэффициент редукции: $\rho = 1$,

$$b_{ef} = 1\cdot 8{,}16 = \frac{\rho b}{1-\psi} = \frac{1\cdot 24{,}60}{1+2{,}015} = 8{,}16\ \text{мм} => \text{элемент не редуцируется.}$$

Рассмотрим стенку С-образного сечения (рис. 8.3.23) как пластинку и проанализируем распределение напряжений в элементе.

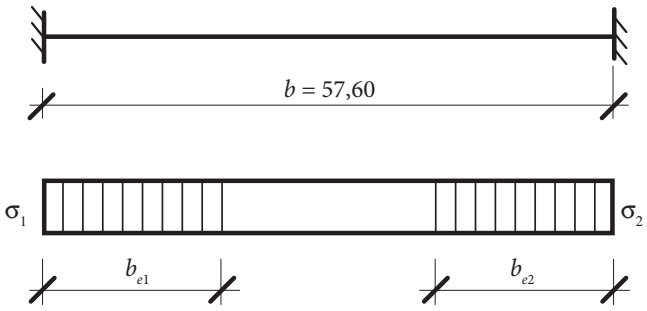


Рис. 8.3.27. Распределение напряжений в элементе *CD*

Эффективная ширина:

$$b_{ef} = \rho\ b;\ b_{e1} = 0{,}5b_{ef};\ b_{e2} = 0{,}5b_{ef};\ \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1;$$

т. к. напряжения при изгибе в стенке профиля неизменны по ширине.

Согласно табл. 8.3.2 при $\psi = 1$ параметр $k_\sigma = 4$.

Критическое напряжение потери устойчивости пластин:

$$\sigma_{cr} = 4\cdot\frac{3{,}14^2 \cdot 2\ 10^5 \cdot\ 1{,}2^2}{12\cdot(1-0{,}3^2)\cdot 57{,}6^2} = 313{,}5\ \text{МПа}.$$

Условная гибкость:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{220}{313{,}5}} = 0{,}838 > 0{,}673.$$

По табл. 8.3.4 коэффициент редукции:

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0{,}055(3+\psi)}{\lambda_p^2};\ \rho = \frac{0{,}838 - 0{,}055(3+1)}{0{,}838^2} = 0{,}880;$$

$$b_{ef} = 0{,}880 \cdot 57{,}6 = 50{,}68 \text{ мм};\ b_{e1} = b_{e2} = 0{,}5 \cdot 50{,}68 = 25{,}34 \text{ мм}.$$

Отгибы профиля при данном виде загружения растянуты, поэтому не редуцируются.

Рассмотрим ту же расчетную схему, что и в примере 1 (рис. 8.3.22), но в качестве профиля примем уголок с размерами и ориентацией в пространстве по рис. 8.3.28.

Для редуцирования уголка необходимо разделить поперечное сечение на пластинки и рассмотреть напряжения, возникающие в элементе. В зависимости от характера напряжений и их отношения найдем коэффициент редукции и эффективную ширину элемента.

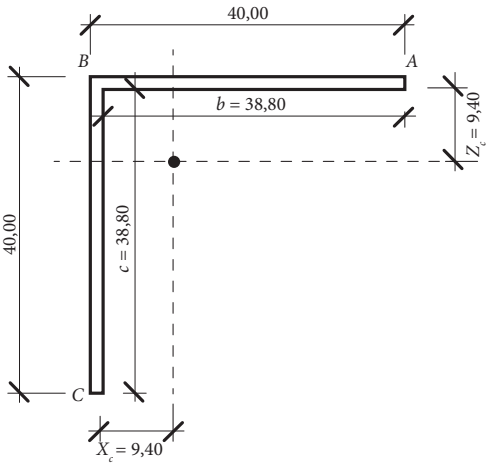


Рис. 8.3.28. Размеры профиля $L\ 40 \times 40 \times 1{,}2$ мм

А) На опоре (сжаты нижние волокна)

Рассмотрим участок уголка (рис. 8.3.29) как пластинку и проанализируем распределение напряжений в элементе.

Эффективная ширина на основании подобия треугольных частей эпюр рис. 8.3.25.

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-9{,}40}{29{,}40} = -0{,}320.$$

Согласно табл. 8.3.3: $1 > \psi > -3$;

$$k_\sigma = 0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2;$$

$$k_\sigma = 0{,}57 - 0{,}21(-0{,}320) +$$

$$+ 0{,}07(-0{,}320)^2 = 0{,}644.$$

Критическое напряжение потери устойчивости пластин составит:

$$\sigma_{cr} = 0{,}644\ \frac{3{,}14^2 \cdot 2\ 10^5 \cdot 1{,}2^2}{12 \cdot (1 - 0{,}3^2) \cdot 38{,}80^2} =$$

$$= 111{,}3 \text{ МПа}.$$

Условная гибкость:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{220}{111{,}3}} = 1{,}406 > 0{,}748.$$

Коэффициент редукции:

$$\rho = \frac{1{,}406 - 0{,}188}{1{,}406^2} = 0{,}616;$$

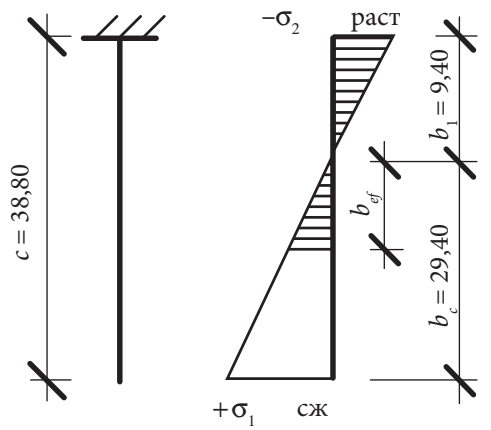


Рис. 8.3.29. Распределение напряжений в элементе *BC*

$$b_{ef} = 0,616 \cdot 29,4 = \frac{0,616 \cdot 38,8}{1+0,320} = 18,11 \text{ мм}.$$

Другая полка при данном виде загружения растянута, поэтому не редуцируется.

Б) В пролете (сжаты верхние волокна).

Рассмотрим участок уголкового сечения (рис. 8.3.30) как пластинку и проанализируем распределение напряжений в элементе.

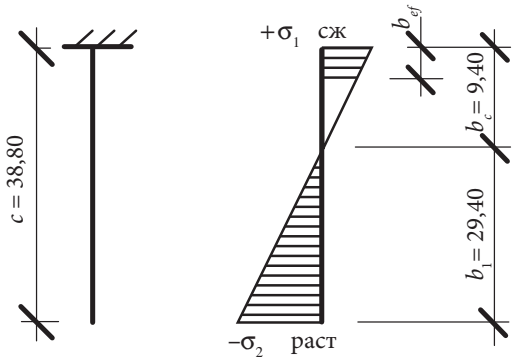


Рис. 8.3.30. Распределение напряжений в элементе *BC*

Эффективная ширина на основании подобия треугольных частей эпюр рис. 8.3.26.

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-29,40}{9,40} = -3,12.$$

Согласно табл. 8.3.3 $\psi < -3$; $k_\sigma = 0,43 =>$ элемент не редуцируется.

Рассмотрим другой участок уголка (рис. 8.3.31) как пластинку и проанализируем распределение напряжений в элементе.

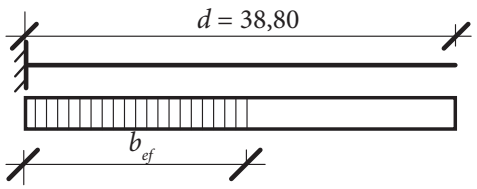


Рис. 8.3.31. Распределение напряжений в элементе *AB*

Эффективная ширина определяется: $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1,$

т. к. напряжения в полке при данном виде загружения окажутся постоянными по ширине.

Согласно табл. 8.3.3: $\psi = 1$; $k\sigma = 0,43$.

Критическое напряжение потери устойчивости пластин:

$$\sigma_{cr} = 0,43 \frac{3,14^2 \cdot 2\ 10^5 \cdot 1,2^2}{12 \cdot (1-0,3^2) \cdot 38,80^2} = 74,28 \text{ МПа}.$$

Условная гибкость:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{220}{74,28}} = 1,721 > 0,748.$$

Коэффициент редукции определяется по табл. 8.3.4:

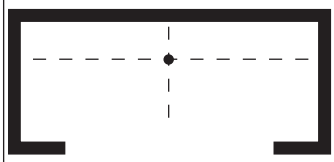
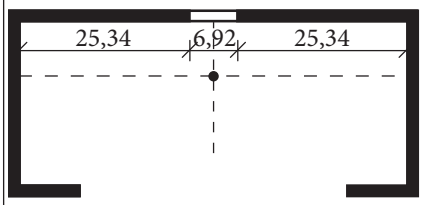
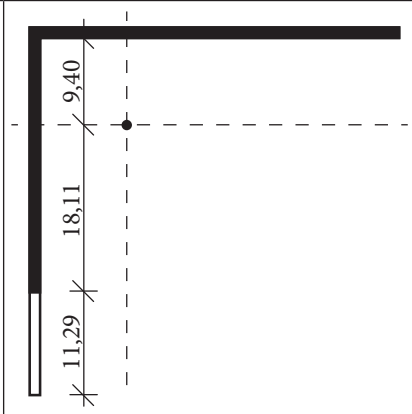
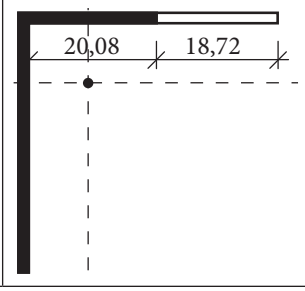
$$\rho = \frac{1,721 - 0,188}{1,721^2} = 0,518;$$

$$b_{ef} = 0,518 \cdot 38,80 = 20,08 \text{ мм}.$$

Результаты расчета по двум примерам сведем в табл. 8.3.5.

Таблица 8.3.5.

Редуцированные сечения

Тип профиля	Элемент сечения, имеющий сжимающие напряжения	Эскиз сечения
С-профиль	Полки, отгибы	
	Стенка	
L-профиль	Вертикальная полка	
	Горизонтальная полка	

Далее для редуцированных сечений вычисляются геометрические характеристики, которые используются для расчета прочности, жесткости и устойчивости элементов конструкций.

Поскольку некоторые части сечений оказываются исключенными, расчет новых геометрических характеристик удобно вычислять в программных комплексах (например, ТОНУС, SCAD Office). Результаты расчета геометрических характеристик редуцированных сечений, указанных в табл. 8.3.5, приведены в табл. 8.3.6.

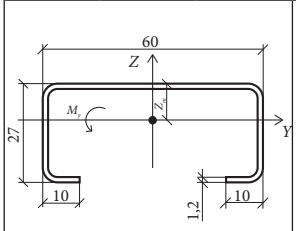
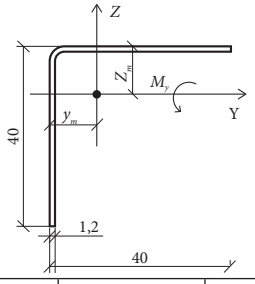
Для сравнения приведены характеристики нередуцированного сечения, а также редуцированного при положительном и отрицательном действии изгибающего моментов на опоре и в пролете). Плоскость действия изгибающего момента показана на рисунке в табл. 8.3.6.

Как видно из постановки задачи (рис. 8.3.22, 8.3.23 и 8.3.28), геометрические характеристики столбцов (4) и (7) предназначены для расчета опорных сечений, а (5) и (8) — пролетных.

В заключение отметим, что, согласно требованиям норм, величины редуцированных характеристик не зависят от величины нагрузки, а только от вида НДС. Далее рассматриваемая балка рассчитывается на прочность по нормальным и касательным напряжениям по формулам (8.2.1) и (8.2.4) с учетом коэффициента условий работы. Бимомент и продольная сила для задачи в данной постановке не учитывается.

Таблица 8.3.6.

Геометрические характеристики сечений

		C 27×60×1,2			*L* 40×40×1,2			
		до редукции	полки, отгибы сжаты	стенка сжата	до редукции	часть вертикальной полки сжата	горизонтальная полка сжата	
								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
A	Площадь поперечного сечения	1,496	1,496	1,413	0,932	0,797	0,707	см^2
I_t	Момент инерции при свободном кручении	0,007	0,007	0,007	0,004	0,004	0,003	см^4
I_w	Секториальный момент инерции	12,732	12,732	12,726	0,00004539	0,00003638	0,0000285	см^6
W_{y+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	1,647	1,647	1,493	1,429	0,924	0,885	см^3

Продолжение таблицы 8.3.6.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
W_{y-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси *Y*	0,874	0,874	0,861	0,515	0,181	0,465	см^3
W_{z+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси *Z*	2,766	2,766	2,765	1,429	1,102	0,616	см^3
W_{z-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси *Z*	2,766	2,766	2,765	0,515	0,49	0,073	см^3
I_y	Момент инерции относительно оси *Y*	1,542	1,542	1,474	1,515	0,606	1,219	см^4
I_z	Момент инерции относительно оси *Z*	8,297	8,297	8,294	1,515	1,356	0,261	см^4
i_y	Радиус инерции относительно оси *Y*	1,015	1,015	1,021	1,275	0,872	1,313	см
i_z	Радиус инерции относительно оси *Z*	2,355	2,355	2,422	1,275	1,305	0,607	см
y_m	Координата центра масс по оси *Y*	—	—	—	1,06	1,23	0,424	см
z_m	Координата центра масс по оси *Z*	0,936	0,936	0,988	1,06	0,656	1,377	см

8.3.4. Краткие сведения об узловых соединениях ЛСТК

Большое влияние на работу конструкции оказывает несущая способность узловых соединений. Чаще всего разрушение конструкций здания происходит именно в узлах, а не по сечению элемента. При проектировании конструкций требуется обеспечить передачу на соединяемые элементы действующих в узле усилий.

В соединениях конструкций из стальных холодногнутых профилей используются следующие типы соединений: на самонарезающих самосверлящих винтах, установленных без предварительного сверления отверстий; на самонарезающих винтах, установленных в предварительно просверленные отверстия диаметром

на 0,5—0,8 мм меньше, чем диаметр стержня винта по резьбе; на болтах нормальной точности с шайбами под головкой винта и гайкой; на вытяжных заклепках со стальным корпусом; на дюбелях, установленных с помощью порохового монтажного пистолета. Дюбели используются для соединений элементов ЛСТК толщиной не менее 3 мм. Возможно применение сварных и клеевых соединений, но для этого требуются специальные материалы и условия.

Винтовые соединения

В основном для соединения элементов из холодногнутых профилей между собой и для крепления к ним обшивок из листовых материалов используются самонарезающие винты.

Винт представляет собой крепежное изделие для образования соединения или фиксации, выполненное в форме стержня с наружной резьбой на одном конце и конструктивным элементом для передачи крутящего момента на другом [17]. Следует отметить, что конструктивный элемент винта для передачи крутящего момента может представлять собой головку со шлицем, головку с накаткой или, при отсутствии головки, шлиц в торце стержня.

Самонарезающий винт — винт, образующий специальную резьбу в отверстии одного из соединяемых изделий, а самосверлящий самонарезающий винт — самонарезающий винт со сверлом на конце.

Как правило, для соединения элементов из ЛСТК используют самосверлящие самонарезающие винты 5,5 × 25 мм, а для крепления к ним листовых материалов 4,8 × 16 мм, 4,8 × 19 мм. Самосверлящими самонарезающими винтами осуществляется соединение холодногнутых профилей между собой, крепление обрешетки к профилям (рис. 8.3.32). Для крепления сэндвич-панелей применяются винты, длина которых определяется толщиной сэндвич-панели.

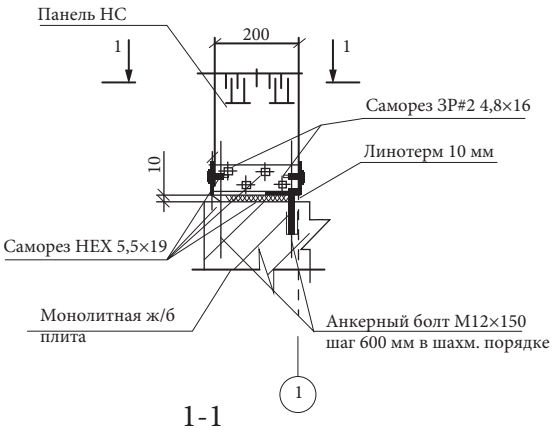
Преимущество винтовых соединений заключается в высокой скорости и удобстве их выполнения. Несущая способность винтового соединения незначительна, поэтому для восприятия заданных усилий требуется в узле размещать большое количество винтов, иногда более двух-трех десятков, что усложняет конструкцию узла.

Болтовые соединения

Болтовые соединения в конструкциях из холодногнутых профилей обладают большей прочностью по сравнению с винтовыми. На рисунке 8.3.33 показаны болтовые соединения в конструкциях здания пролётом 18 м из стальных холодногнутых профилей.

Болтовые соединения обладают определенной податливостью, которая оказывает влияние на напряженно-деформированное состояние конструкции в целом и которую обязательно необходимо учитывать при расчете. Как правило, в узловых соединениях с использованием болтов применяют дополнительные элементы — стальные фасонки толщиной не менее 4 мм.

Исследования несущей способности болтовых соединений ЛСТК, проведенные в ЦНИИСК им. Кучеренко, показали, что разрушение соединения происходит в результате вырыва (среза) более тонкой пластины болтом. Результаты



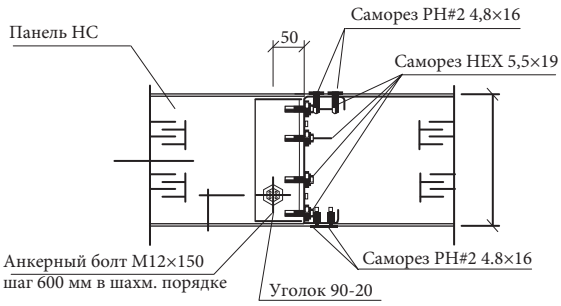


Схема монтажа обрешетки

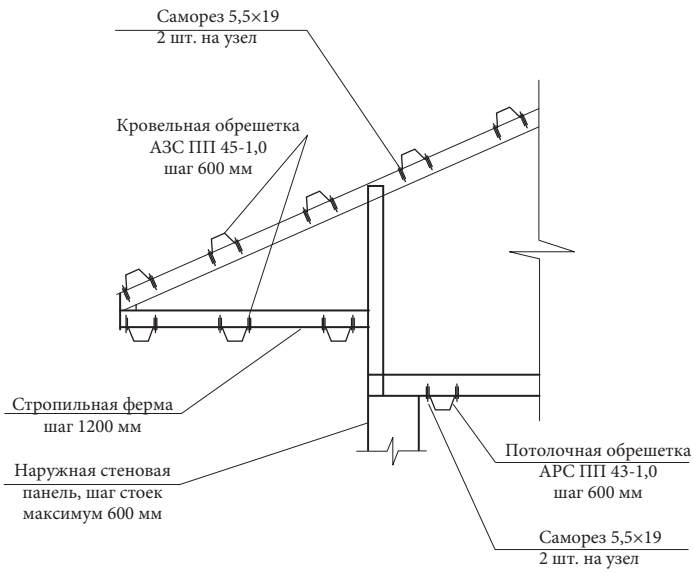


Рис. 8.3.32. Винтовые соединения ЛСТК:
а) крепление стеновой панели на основе каркаса ЛСТК к фундаменту;
б) крепление обрешетки из холодногнутых омега-профилей к ЛСТК-ферме

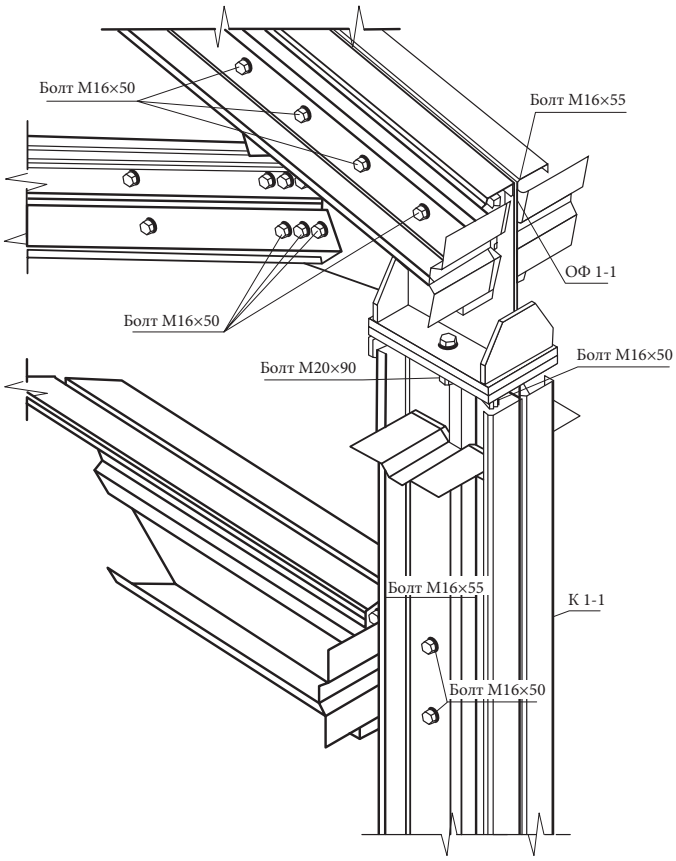


Рис. 8.3.33 Болтовые соединения конструкций в здании пролетом 18 м

исследований показали, что для двухсрезных болтовых соединений тонкостенных холодногнутых профилей из стали толщиной менее 2,0 мм минимальное расстояние вдоль действующего срезающего усилия от центра болтового соединения до края элемента должно быть $3d_n$, что больше, чем по требованию СП 16.13330—$2d_n$, где d_n — диаметр отверстия для болта.

Заклепочные соединения

Заклепки представляют собой круглые стержни диаметром 8—25 мм и более, имеющие на одном конце сферическую головку (закладку). Для соединения конструкций из холодногнутых профилей используются в основном вытяжные заклепки (рис. 8.3.34). Различают следующие виды вытяжных заклепок: стандартная (простая), герметичная (закрытая), лепестковая, распорная, рифленая, многозажимная, усиленная и трубчатая.

Вытяжные заклепки устанавливаются в заранее выполненные сверлением или пробитые отверстия. Заклепочные соединения с пробитыми отверстиями характеризуются меньшей прочностью, чем со сверленными отверстиями.

При проведении испытаний винтовых и заклепочных соединений в МГСУ [21] наблюдалось смятие материала с последующим срезом винта (заклепки) (рис. 8.3.35).



Рис. 8.3.34 Вытяжные заклепки

Заклепочные соединения для ЛСТК эффективны при соединении элементов малых толщин до 1,0 мм, при увеличении толщины металла соединяемых элементов с 1,0 до 3,0 мм эффективными становятся винтовые соединения, при увеличении толщины металла соединяемых элементов более 3,0 мм рекомендуется использовать болты или дюбели.

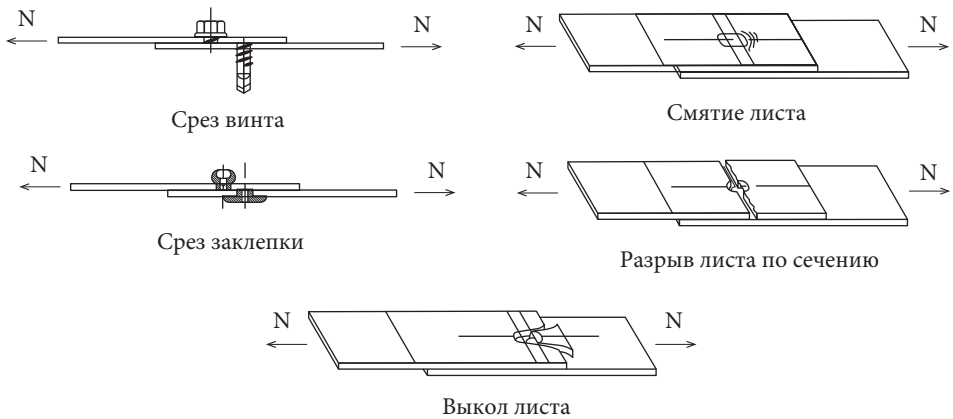


Рис. 8.3.35. Типы отказов соединений ЛСТК, работающих на срез, на вытяжных заклепках и винтах в исследованиях МГСУ

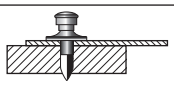
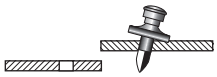
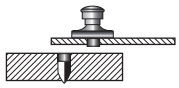
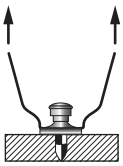
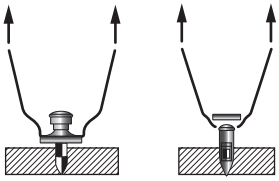
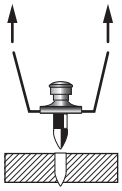
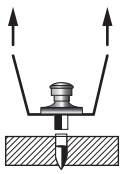
Дюбельные соединения

Дюбель представляет собой крепёжное изделие, которое совместно с другим крепёжным изделием различными способами закрепляется в несущем основании и удерживает какую-либо конструкцию. У дюбеля различают две основные части: нераспорную часть, не участвующую в закреплении, и распорную (рабочую) часть, которая изменяет свои размеры при образовании соединения.

В Европейских рекомендациях по методике проведения испытаний дюбельных соединений тонколистовых стальных элементов приводятся несколько возможных типов отказа таких соединений при срезе и растяжении (табл. 8.3.7).

Таблица 8.3.7.

Возможные типы отказа соединений при срезе и растяжении дюбельных соединений

	Элемент соединения		
Вид нагрузки	**Лист**	**Базовый материал**	**Дюбель**
Срез	 смятие листа	 смятие  поворот дюбеля  вырыв дюбеля	 срез дюбеля
Растяжение	 вытягивание с разрывом листа 	 вырыв дюбеля	 разрыв дюбеля

8.3.5. Расчет узловых соединений ЛСТК

В отечественных нормативных документах требования к расчету соединений ЛСТК приводятся в [11].

Несущая способность соединений на самонарезающих винтах определяется:

- при срезывающем усилии по смятию более тонкого листа соединения —

$$F_{bp} = \alpha R_{bp} d \gamma_c; \quad (8.3.6)$$

- при разрыве соединяемого элемента —

$$F_{bp} = A_{net} R_y \gamma_c; \quad (8.3.7)$$

- при срезе тела винта —

$$F_{vs} = \frac{F_{vsn}}{\gamma_{m2}}; \quad (8.3.8)$$

- при работе соединения на растяжение и отрыве более тонкого элемента через пресс-шайбу при статических нагрузках —

$$F_{vt} = R_y d_w \gamma_c; \quad (8.3.9)$$

• при работе соединения на растяжение и при вырыве из более толстого листа —

$$F_{vt} = 0{,}45\ {}_cR_u dt_{\sup} \text{ при } \frac{t_{\sup}}{S} < 1; \tag{8.3.10}$$

или

$$F_{vt} = 0{,}65\ {}_cR_u dt_{\sup} \text{ при } \frac{t_{\sup}}{S} \geq 1, \tag{8.3.11}$$

где α — коэффициент, определяемый по таблице в СП 260.1325800.2016; R_{bp} — расчетное сопротивление смятию соединяемых элементов; d — номинальный диаметр винта; t —толщина более тонкого элемента в соединении; A_{net} — площадь сечения нетто наиболее тонкого соединяемого элемента; R_y — расчетное сопротивление стали соединяемого элемента; F_{vsn} — прочность на срез винта, устанавливаемая по стандарту производителя или по результатам испытаний; d_w — диаметр пресс-шайбы или головки винта; R_u — расчетное сопротивление стали по пределу прочности; $t_{\sup}$ — толщина более толстого из соединяемых элементов; S — шаг резьбы винта, γ_c — коэффициент условия работы.

Прочность винта на разрыв определяется по стандарту производителя или по результатам испытаний.

Несущая способность одноболтового соединения для стальных холодногнутых профилей определяется:

• при срезе $$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; \tag{8.3.12}$$

• при смятии $$N_{bp} = R_{bp} A_b d_b \Sigma \gamma_b \gamma_c; \tag{8.3.13}$$

• при растяжении $$N_{bp} = R_{bp} A_{bn} \gamma_c, \tag{8.3.14}$$

где R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} — расчетные сопротивления одноболтовых соединений при срезе, смятии и растяжении; A_b, A_{bn} — площадь сечения болта брутто и резьбовой части нетто соответственно; n_s — число расчетных срезов одного болта; d_b — наружный диаметр стержня болта; Σt — наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, смещаемых в одном направлении, γ_b, γ_c — коэффициенты условия работы.

Несущая способность соединений на вытяжных заклепках определяется:

• при смятии более тонкого листа соединения

$$F_{bp} = \alpha R_{bp} dt \gamma_c; \tag{8.3.15}$$

• при работе на срез по прочности наиболее тонкого из соединяемых элементов

$$F_{bp} = A_{net} R_y \gamma_c, \tag{8.3.16}$$

где d — диаметр заклепки; остальное см. формулы (8.3.6—8.3.11).

При работе соединения на растяжение с учетом разрыва тела заклепки несущая способность определяется по результатам испытаний.

Несущая способность соединений на высокопрочных дюбелях-гвоздях, изготавливаемых из стали с временным сопротивлением при растяжении 2000 МПа и при твердости по Роквеллу не менее 55, определяется по формулам, учитывающим предельное состояние соединения:

• при смятии металла наиболее тонкого из соединяемых элементов

$$F_{bp} = 3{,}2\gamma_c R_{bp} dt \text{ при } \frac{t_{\sup}}{S} < 1; \tag{8.3.17}$$

- при разрыве более тонкого из соединяемых элементов

$$F_{bp} = A_{net} R_y \gamma_c; \tag{8.3.18}$$

- при срезе дюбеля

$$F_{ds} = \frac{F_{dsn}}{\gamma_{m2}}, \tag{8.3.19}$$

где F_{dsn} — прочность на срез дюбеля, устанавливаемая по стандарту производителя или по результатам испытаний.

При проектировании узлов конструкций из холодногнутых профилей необходимо определить требуемое число крепёжных элементов и их правильное размещение в соединении. Минимально допустимые расстояния между крепежными изделиями и до краев соединяемых элементов представлены на рис. 8.3.36 и в табл. 8.3.8.

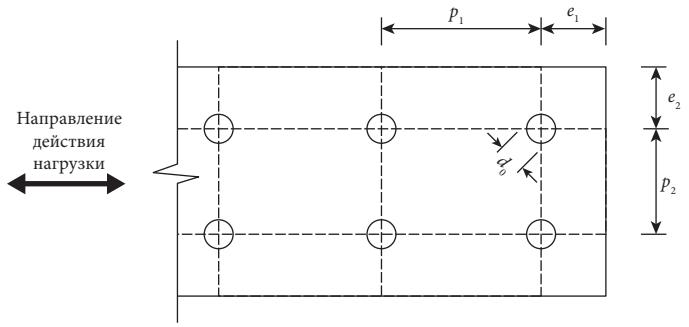


Рис. 8.3.36. Требования к расстоянию между метизами

Таблица 8.3.8.

Минимально допустимые расстояния между крепежными изделиями и от их осей до краев соединяемых элементов (в мм)

Размер по рисунку 10.1	Тип метиза			
	Заклепка $2{,}6 \le d \le 6{,}4$	Винт самонарезающий $3{,}0 \le d \le 8{,}0$	Дюбель $2{,}6 \le d \le 6{,}4$	Болт (минимальный размер М6*)
e_1	$1{,}5d_0$	$3{,}0d_0$	$4{,}5d_0$	$2{,}0d_0$
e_2	$1{,}5d_0$	$1{,}5d_0$	$4{,}5d_0$	$1{,}5d_0$
p_1	$3{,}0d_0$	$3{,}0d_0$	$4{,}5d_0$	$2{,}5d_0$
p_2	$3{,}0d_0$	$3{,}0d_0$	$4{,}5d_0$	$2{,}5d_0$

* По ГОСТ Р ИСО 8765.

Для болтовых соединений принимается, что при действии на болтовое соединение продольной силы N, проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами принимается равномерным, а количество болтов определяется по формуле:

$$n_f \ge \frac{N}{N_{\min}}, \tag{8.3.20}$$

где $N_{\min}$ — наименьше из значений несущей способности определяемое при срезе, смятии или растяжении.

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

Контрольные вопросы к разделу 8.3

1. Что такое термопанель?
2. Что в строительстве подразумевается под ЛСТК? Какой основной нормативный документ по их проектированию?
3. Перечислите коротко основные достоинства технологии ЛСТК.
4. Из каких основных конструктивных элементов состоит каркас термопанели?
5. Из каких конструктивных элементов состоит термопанель?
6. Для чего в профилях термопанелей организуется перфорация стенки?
7. Назовите основные области применения ЛСТК.
8. Что входит в состав межэтажного перекрытия из ЛСТК?
9. Что входит в состав кровельного перекрытия из ЛСТК?
10. Что входит в состав каркасно-обшивной стены?
11. Как назначить толщину кровельного перекрытия из ЛСТК?
12. Какие строительные машины и оборудование используется для возведения ЛСТК в многоэтажных зданиях?
13. Приведите примеры фасадов зданий с каркасом из ЛСТК
14. Какие факторы ограничивают этажность мансард, надстраиваемых над существующими зданиями малой и средней этажности?
15. Какие типы легких стальных тонкостенных ферм вам известны?
16. Как происходит соединение элементов ЛСТ-ферм в узлах?
17. Что такое каркасно-обшивная стена? Чем она отличается от термопанели?
18. Какие типы каркасно-обшивных стен Вы знаете? В каких случаях эти типы применяются?
19. Какие существуют способы крепления каркасно-обшивных стен к несущим конструкциям здания?
20. Какие существуют класса ненесущих каркасно-обшивных стен?
21. Какой из способов крепления каркасно-обшивных стен к перекрытию наименее трудоемок?
22. Как соединяются элементы каркаса КОС друг с другом?
23. Каким образом обеспечивается теплоизоляционная функция каркасно-обшивных стен?
24. Какие виды потери устойчивости могут быть в ЛСТК и их отдельных элементах?
25. Какой из видов возможной потери устойчивости учитывает способ редукции сечений?
26. Что такое несовершенство формы сечения и каким образом это должно быть учтено при проектировании ЛСТК?
27. Какие типы метизов могут быть использованы при соединении элементов ЛСТК? Применение каких из них обеспечивает наибольшую прочность соединений, а каких — наименьшую?

28. От чего зависит прочность элементов соединений ЛСТК, работающих на срез?
29. От чего зависит прочность элементов соединений ЛСТК, работающих на разрыв?
30. Как рассчитать заклепочное соединение ЛСТК?

Варианты заданий на расчетно-графическую работу № 4 «Определение редуцированных геометрических характеристик поперечного сечения»

Задача

1. Определить размеры редуцированного сечения при заданном профиле, его размерах и виде напряженно-деформированного состояния, согласно табл. 8.3.8, и вычислить его геометрические характеристики, соответствующие данному виду напряжённо-деформированного состояния (с помощью расчетной программы, например, ТОНУС). Учесть радиус закругления (везде принять 3 мм).

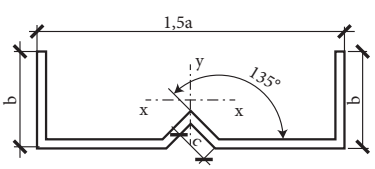
В задачах об изгибе без эксцентриситета приложения нагрузки подразумевается сечение многопролетной неразрезной балки с вертикальной равномерно распределенной нагрузкой.

В задачах об изгибе с эксцентриситетом расчетную схему необходимо принять по исходным данным и результатам РГР-2, либо по указанию преподавателя.

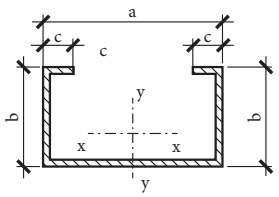
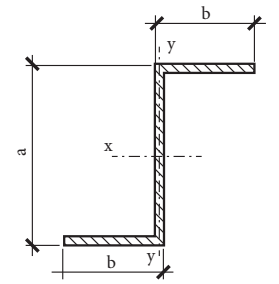
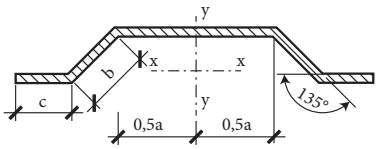
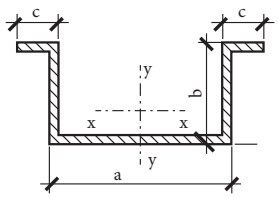
2. Произвести проверку прочности и устойчивости профиля (определить коэффициенты использования), находящегося в условиях указанного НДС. Расчеты провести по формулам СП 260.1325800.2016 с учетом редуцированного сечения. Недостающие данные по нагрузке и длинам принять по дополнительному указанию преподавателя.

Таблица 8.3.9.

Исходные данные к РГР № 4

Расчетная схема					**Размеры профиля**					
AB	Поперечное сечение	**D**	Вид НДС	Марка проката	**C**	*a*, см	*b*, см	*c*, см	**D**	*t*, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
01 06 11 16 21 26		1	Осевое сжатие	220	1	12	4	1,5	1	0,8
		2	Изгиб относительно оси *Y* (опорное сечение)	250	2	14	4,5	2	2	1,0

Продолжение таблицы 8.3.9.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
02 07 12 17 22 27		3	Изгиб относительно оси *Y* (сечение в пролете)	280	3	15	5	2,5	3	1,2
		4	Изгиб относительно оси *X* (сечение в пролете)	320	4	16	5,5	3	4	1,5
03 08 13 18 23 28		5	Изгиб относительно оси *X* (опорное сечение)	350	5	18	6	3,5	5	2,0
		6	Изгиб со стетесненным кручением (эксцентриситет относительно оси X)	250	6	20	6,5	4	6	0,8
04 09 14 19 24 29		7	Осевое сжатие	320	7	22	7	4,5	7	1,0
		8	Изгиб относительно оси *X* (сечение в пролете)	280	8	25	8	5	8	1,2
05 10 15 20 25 00		9	Изгиб относительно оси *X* (опорное сечение)	350	9	28	9	5,5	9	1,5
		0	Изгиб со стетесненным кручением (эксцентриситет относительно оси X)	345	0	30	10	6	0	2,0

Примечание. Четырехзначный шифр ABCD (например, «Иванов И. И. — 0892») выдается преподавателем каждому студенту в начале изучения дисциплины (раздела, семестра). При этом параметр «А» меняется от 0 до 3. И студент выполняет все расчетно-графические работы по исходным данным, сформированным для каждой из них по шифру. При наличии в учебном плане курсовой работы или проекта несколько РГР могут быть объединены в единую работу.

Приложение А. Типовые узлы ферм на основе ЛСТК

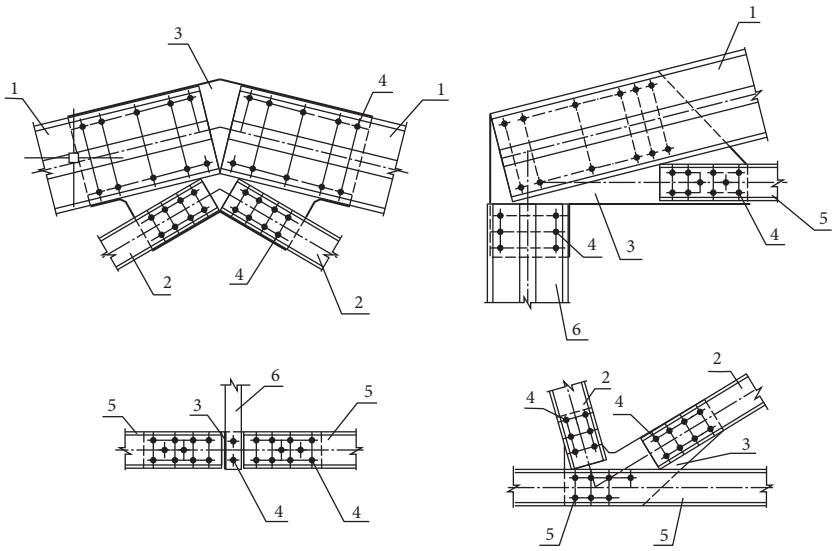


Рис. 8.3.7. Узлы фермы из легких стальных тонкостенных конструкций: *а*) коньковый узел фермы; *б*) узел крепления фермы к колонне; *в*) узел крепления подвеса фермы к нижнему поясу; *г*) Узел крепления раскосов к нижнему поясу; 1 — верхний пояс; 2 — раскосы фермы; 3 — листовая сталь, фасонки фермы; 4 — болты крепления элементов фермы; 5 — нижний пояс фермы; 6 — колонна

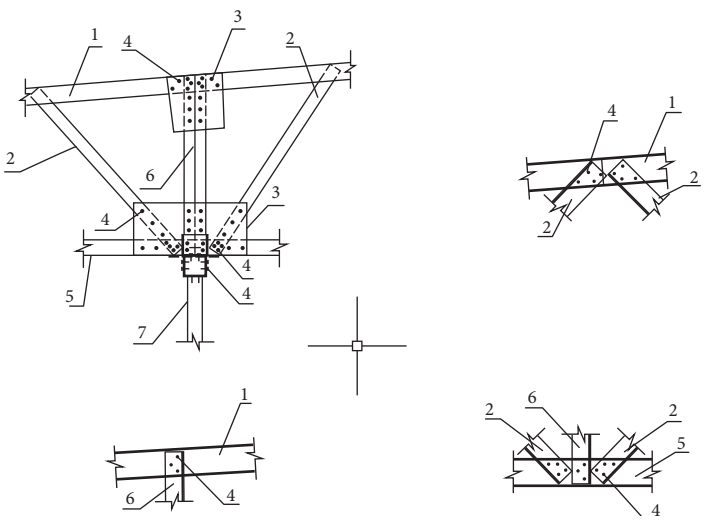


Рис. 8.3.8. Узлы фермы из легких стальных тонкостенных конструкций: *а*) узел соединения верхнего и нижнего пояса фермы к раскосам и стойке; *б*) узел крепления раскосов к верхнему поясу; *в*) узел крепления стойки к верхнему поясу; *г*) узел крепления раскосов и стойки к нижнему поясу. 1 — верхний пояс; 2 — раскосы фермы; 3 — листовая сталь, фасонки фермы; 4 — болты крепления элементов фермы; 5 — нижний пояс фермы; 6 — стойка фермы; 7 — подстропильная ферма

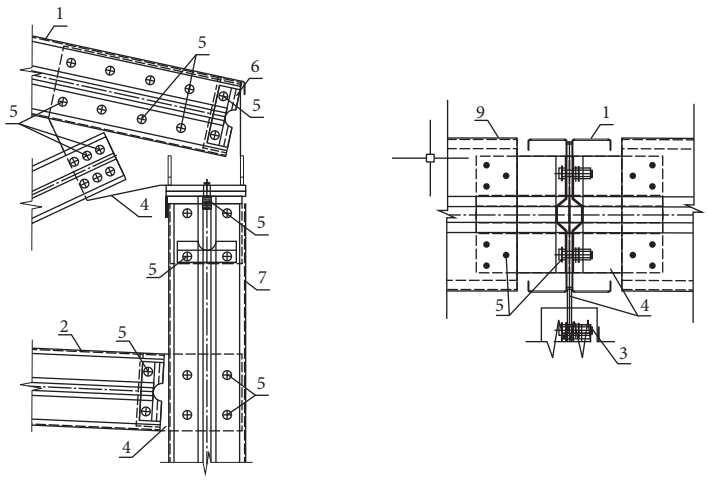


Рис. 8.3.9. Узлы фермы из легких стальных тонкостенных конструкций: *а*) узел крепления верхнего, нижнего поясов и раскоса фермы к колонне; *б*) узел крепления кровельного прогона к верхнему поясу фермы. 1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс фермы; 3 — раскос фермы; 4 — листовая сталь, фасонки фермы; 5 — болты крепления элементов фермы; 6 — уголок; 7 — колонна

8.4. ЛЕГКИЕ СТАЛЕБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ (ЛСБК)

Легкие сталебетонные конструкции (ЛСБК) — вид сталебетонных конструкций (рассмотренных в разделе 8.1), в которых в качестве заполняющего бетона выступает монолитный (заливочный) пенобетон марки D100... D1000, в качестве профильной стали — как правило, легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК), а функцию несъемной опалубки выполняют фиброцементные панели. Расчетные усилия от всех воздействий также воспринимаются пенобетоном и профильной сталью. Аналогичные конструкции из прокатных металлических профилей также могут быть отнесены к ЛСБК.

Монолитный (заливочный) пенобетон — мелкоячеистый, неавтоклавный, безусадочный пенобетон, изготавливаемый в широком диапазоне положительных и отрицательных температур на основе портландцементов, других вяжущих и пенообразователя, а также, при необходимости, минеральных и полимерных наполнителей и добавок, с использованием соответствующих установок и технологии.

Несъемной опалубкой ЛСБК, как правило, служат фиброцементные листы — плоские прессованные и непрессованные листы, полученные в результате застывания жидкой смеси из цемента и хризотилового асбеста с добавлением волокон целлюлозы и различных минеральных наполнителей и предназначенные для наружной и внутренней облицовки строительных конструкций. Частным случаем фиброцементных листов являются хризотилцементные листы (известные как плоский шифер или асбоцементные листы) — плоские прессованные и непрессованные листы, полученные в результате застывания жидкой



Рис. 8.4.1 Пример мансардных ЛСБК:
а) несущий каркас из профильной стали; *б*) установка листового материала; *в*) общий вид ЛСБК



Рис. 8.4.2. Гироторная установка по производству монолитного пенобетона



Рис. 8.4.3. Подача насосом пенобетонной смеси в заполняемое пространство

смеси из цемента и хризотилового асбеста и предназначенные для наружной облицовки строительных конструкций, выпускаются толщиной от 4 до 40 мм.

Облицовка может выполняться из стеклоцементных панелей на основе цементного вяжущего, фракционированного песка, гранулированного пеностекла, керамзита, армирующей щелочестойкой стеклосетки и полифункциональных добавок.

Основными несущими элементами ЛСБК являются стальные элементы из прокатных или оцинкованных гнутых профилей. Обеспечение совместной работы конструкции из профильной стали достигается бетонным заполнением полного объема конструкции, последующего расширения и адгезии. Экспериментально доказано, что монолитный пенобетон также является частично несущим элементом и способен обеспечить до 20—25% несущей способности ЛСБК.

На сегодняшний день нормативно-техническая база в России в этой области недостаточно развита. Основным нормативным документом является СТО 06041112.002—2018 (с изм. 1), [26]. Кроме того, имеется нормативный документ СТО 06041112.001—2018 (с изм. 1), [25], на отдельный подвид ЛСБК — легкие сталебетонные панели (ЛБП)

Легкие сталебетонные панели

Панели из легких сталебетонных конструкций (ЛБП) подразделяются на 2 вида: панели перекрытий (ЛБП-П) и стеновые панели (ЛБП-С) — рис. 8.4.4.

В свою очередь, стеновые панели из легких сталебетонных конструкций подразделяются на наружные панели (ЛБП-СН) и внутренние (ЛБП-СВ) — рис. 8.4.5 *a*. Наружные панели обязательно имеют выступающие части или углубления. Выступы обозначены на рис 8.4.6 как «*a*», «*b*», «*c*», «*d*». Выступы выполняются по всей длине стороны панели и несут определенную функцию.

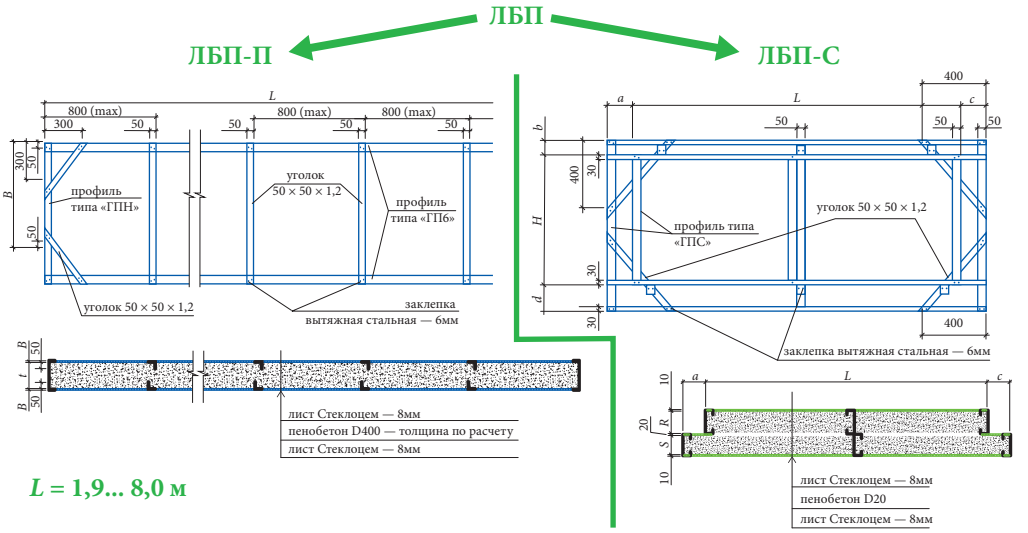


Рис. 8.4.4. Классификация ЛБП

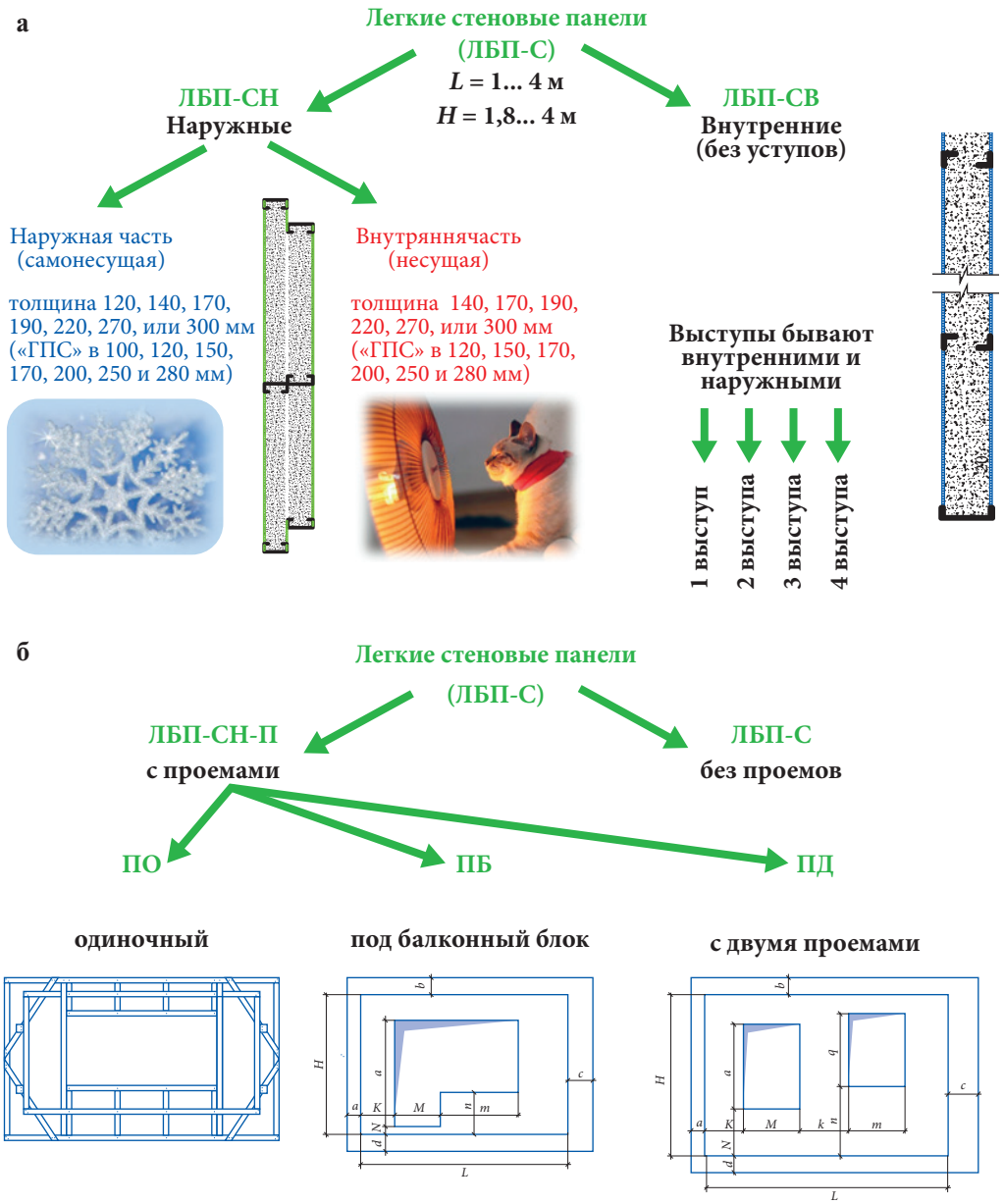


Рис. 8.4.5. Классификации ЛБП-С по несущей функции (*а*) и по виду проёмов (*б*)

1. Боковые выступы (обозначены как «*a*» и «*c*») с одной стороны одной панели и соответствующее углубление (выступ внутрь габарита панели) другой панели. Аналогично решаются стыки панелей по вертикали (верхний и нижний выступ «*b*» и «*d*») и стыки панелей в углах здания. Такое конструктивное решение стыков исключает образование мостика холода. Величины выступов «*a*» и «*c*» изменяются от 150 мм до 800 мм, величина выступов «*b*» и «*d*» изменяется от 0 до 300 мм. Шаг изменения величины выступов 5 мм.

2. Верхний и нижний выступ (обозначены как «*b*» и «*d*»), помимо предотвращения мостиков холода, имеют еще одну важную функцию: на внутреннюю часть панели опирается панель перекрытия и затем прикрывается наружной частью панели. Вертикальные выступы («*b*» и «*d*») могут быть только наружу, т. е. за пределы габаритов внутренней части панели.

Технологически стеновая панель, в отличие от панели перекрытия состоит из двух полупанелей (наружной и внутренней), которые могут иметь отличные друг от друга параметры профилей каркаса и разную тощину. Толщина внутренней полупанели подбирается из условия несущей способности, и эта полупанель является несущей. Толщина наружной полупанели подбирается так, чтобы обеспечить требуемые теплотехнические характеристики стены. Две рядом расположенные по вертикали панели имеют контакт друг с другом только через перекрытие, между наружными частями предусматривается горизонтальный технологический зазор в 1—2 см.

Кроме того, стеновые панели дополнительно подразделяются на два вида — с проемами и без них (рис. 8.4.5 *б*).

В зависимости от видов и количества проемов стеновые панели подразделяются на 3 типа: панели с одиночным проемом (ПО), с двумя проемами в панели (ПД) и совмещенным оконно-дверным проемом для выхода на балкон (ПБ)

Одиночные проемы (ПО) предназначены для устройства окон и дверей.

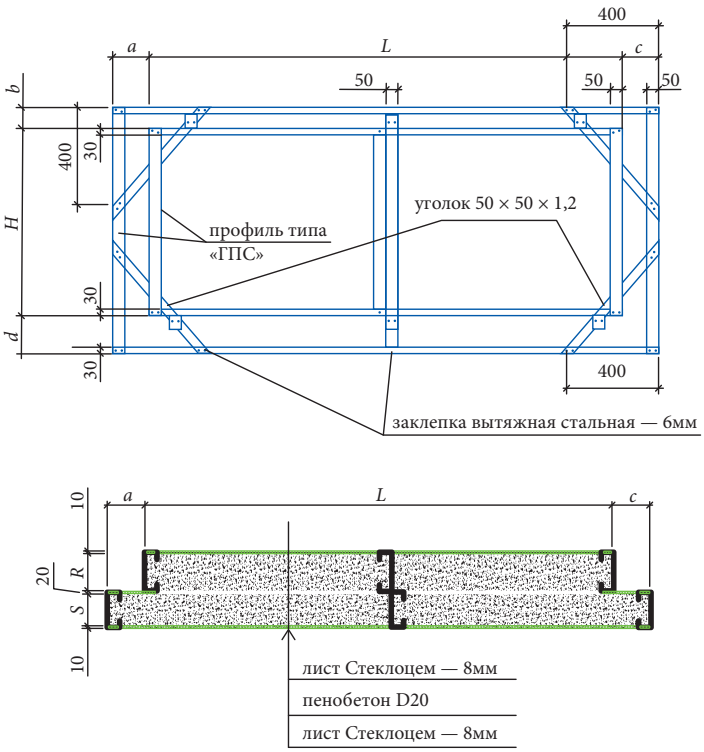


Рис. 8.4.6. Общий вид и состав панели ЛБП-С

При этом ширина таких проемов колеблется от 800 до 1800 мм с интервалом 50 мм, а высота от 1500 до 2500 мм с интервалом 50 мм.

В случае, если проем предназначен для двери, то принимается условная высота от низа панели до низа дверного проема, равная 50 мм («порог»), что соответствует высоте полки направляющего профиля (типа «ГПН»), которая после монтажа панели либо обрезается, либо утапливается в толщину пола пирога. Этот элемент является технологическим — во время транспортировки и монтажа отсутствие «порога» может повлечь за собой дефекты и повреждения стеновой панели в целом

Минимальная высота перемычки над проемом составляет 150 мм.

Минимальный горизонтальный размер от края панели до начала проема составляет 500 мм.

Минимальная ширина панели, в которой возможно устройство проема, составляет 1800 мм.

Двойные проемы (ПД) также предназначены для устройства окон и дверей в количестве двух штук.

Минимальный размер простенка между проемами составляет 800 мм.

Минимальная ширина панели, в которой возможно устройство двух проемов, составляет 3400 мм.

Проемы типа «ПБ» предназначены для устройства балконной двери и прилегающего окна и имеют Г-образную форму.

Максимальная ширина такого проема составляет 1800 мм.

Минимальная ширина панели, с проемом типа «ПБ», составляет 2800 мм.

Панели перекрытий выпускаются длиной (L) от 1900 мм до 8000 мм с шагом 100 мм. Ширина панелей (Н) может быть 600, 700 или 800 мм. Толщина панелей бывает 220, 270 или 300 мм, что соответствует несущему С-образному профилю типа «ГПС» высотой (*t*) 200, 250 и 280 мм, соответственно

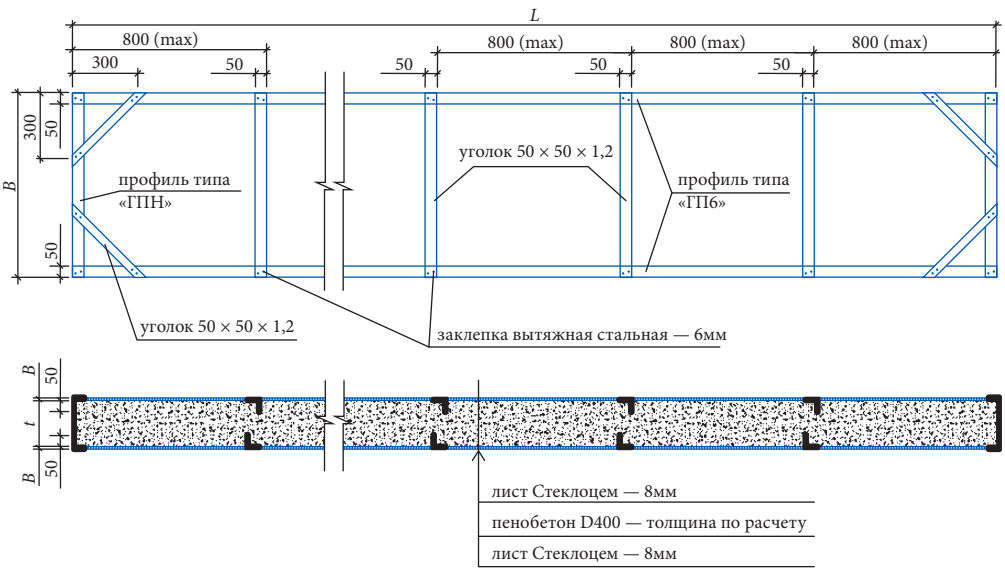


Рис. 8.4.7. Общий вид и состав панели ЛБП-П

Внутренние и наружные стеновые панели выпускаются длиной (L) от 1000 мм до 4000 мм с кратностью 100 мм. Высота панелей (H) может быть от 1800 мм до 4000 мм с шагом 100 мм.

Толщина панелей складывается из двух параметров: внутренняя (R*), выполняющая несущую функцию, и наружная (S*), выполняющая теплоизоляционную функцию, обе из которых определяются толщинами профилей типа «ГПС» — внутреннего (R) и наружного (S).

Внутренняя часть выполняется толщиной 140, 170, 190, 220, 270 или 300 мм, что соответствует несущему С-образному профилю типа «ГПС» в 120, 150, 170, 200, 250 и 280 мм, соответственно.

Наружная часть выполняется толщиной 120, 140, 170, 190, 220, 270 или 300 мм, что соответствует несущему С-образному профилю типа «ГПС» в 100, 120, 150, 170, 200, 250 и 280 мм, соответственно.

Некоторые особенности расчета ЛСБК

Элементы ЛСБК рассчитываются по тем же формулам, что и стальные конструкции (с использование ЛСТК — по СП 260.1325800.2016 [11]; из «черного» металла — по СП 16.13330.2017 [10]).

Однако нужно иметь в виду, что высокая степень адгезионного взаимодействия профильной стали и монолитного пенобетона в элементе ЛСБК положительно влияют на его несущую способность, а именно:

- исключена депланация поперечных сечений и прочие эффекты стесненного кручения;
- невозможна потеря местной устойчивости (как под действием локальной поперечной силы, так и под влиянием сжимающих продольных напряжений) — только общей — всего элемента ЛСБК полностью;
- исключается влияние начальных несовершенств;
- снижается, а в большинстве случаев — исключается, возможность локального смятия.

Кроме того, пенобетон положительно влияет на коррозионную стойкость и огнестойкость.

Указанные особенности ЛСБК подтверждены экспериментально и опытом их эксплуатации.

Теплотехнические и физико-механические характеристики пенобетона представлены в табл. 8.4.1

В табл. 8.4.2 представлены формулы для расчёта ЛСБК под воздействием продольной и поперечной сил, изгибающих моментов относительно осей x и y (N, Q, M_x и M_y, соответственно) при наиболее неблагоприятном их сочетании.

Многое, как мы видим из табл. 8.4.1, упирается в определение коэффициента γ_c, который, в соответствии с п. 9.2. ГОСТ 27751—2014 [5] «допускается... устанавливать на основе экспериментальных данных».

В настоящий момент вопрос определения точных значений этих коэффициентов является не до конца изученным и, возможно, представит научный интерес для читателя при подготовке им выпускных магистерских, аспирантских или иных выпускных квалификационных работ.

Таблица 8.4.1.

Нормативные характеристики заливочного пенобетона

Марка бетона по средней плотности, D	100	150	200	300	400	500	600	700	800	1000
Теплотехнические характеристики										
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии Вт/(м°С), λ	0,045	0,047	0,05	0,065	0,085	0,12	0,15	0,17	0,185	0,21
Коэффициент теплопроводности при равновесной влажности 4%, λ	0,056	0,065	0,065	0,084	0,105	0,145	0,18	0,195	0,20	0,225
Коэффициент теплопроводности при равновесной влажности 6%, λ	0,063	0,067	0,072	0,090	0,109	0,157	0,186	0,21	0,22	0,235
Коэффициент теплопроводности при равновесной влажности 8%, λ	0,074	0,076	0,078	0,094	0,117	0,175	0,192	0,22	0,23	0,25
Физико—механические характеристики										
Класс бетона по прочности на сжатие, В	—	—	—	—	В0,75	В1	В1,5	В2,5	В3	В5
$R_{b,n}$, МПа	—	—	—	—			1,4	2,4		4,6
R_b, МПа	—	—	—	—			0,95	1,6		3,1
Модуль упругости, МПа, E_{bn}	190	240	290	570	960	1850	2800	3650	4400	5650
Коэффициент Пуассона, ν	0,2									
Коэффициент линейной температурной деформации, α_{bt} °С$^{-1}$	$0{,}8 \cdot 10^{-5}$									
Класс бетона (по прочности на растяжение при изгибе, B_{tb})	—	—	—	—	$B_{tb}0{,}4$	$B_{tb}0{,}4$	$B_{tb}0{,}8$	$B_{tb}1{,}2$	$B_{tb}1{,}6$	$B_{tb}2{,}8$, $B_{tb}3{,}2$, $B_{tb}3{,}6$, $B_{tb}4$, $B_{tb}4{,}4$
$R_{bt,n}$, МПа	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
R_{bt}, МПа	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Прочность на растяжение при изгибе, МПа, $R_{btb,n}$	0,024—0,34	0,035—0,05	0,05—0,15	0,2—0,3	0,35—0,55	0,6—0,75	0,75—1,1	1,15—1,35	1,5—1,7	2,8—4,5

Примечания:

1. Прочность на сдвиг по сравнению с прочностью на сжатие меньше на 6—8%
2. Приведены данные для пенобетона, полученного на цементе ПЦ400 Д20. При необходимости могут быть использованы различные добавки, наполнители, более активный цемент. В этом случае производится корректировка табличных данных на основании результатов испытанных образцов.
3. Для промежуточных значений плотности пенобетонов нормируемые показатели определяют интерполяцией.

Таблица 8.4.2.

Расчетные формулы по несущей способности

	Вид загружения (расчетная ситуация)	**Расчетная формула**	**Примечание**
1	2	3	4
		Осевая деформация	
1	прочность при центральном растяжении силой N	$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \le 1$	A_n — площадь сечения профильной стали; γ_c — коэффициент условий работы профильной стали; R_y — предел текучести профильной стали
2	прочность при осевом сжатии силой N	$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c + \gamma_b R_b A_b} \le 1$	A_b— площадь пенобетонного сечения; γ_b — коэффициент условий работы пенобетона; R_b —расчетное сопротивление пенобетона сжатию
3	устойчивость при осевом сжатии силой N	$\frac{N}{\varphi(R_y \gamma_c + \gamma_b R_b A_b)} \le 1$	φ — коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого определяется с использованием СП 260.1325800.2016, либо экспериментальными методами
Примечания: 1) Коэффициент условий работы γ_c при расчете центрально сжатых и растянутых профильных стальных элементов следует определять по табл. 5.1 СП 260.1325800.2016 либо по табл. 1 СП 16.13330.2017 — в зависимости от типа профильной стали. 2) Коэффициент условий работы пенобетона. принимается равным $\gamma_b = 1{,}0$ либо на основе экспериментальных данных.			
		Поперечный изгиб	
4	Расчет на прочность изгибаемых элементов при действии момента в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{W_{\min} R_y \gamma_c} \le 1$ (4)	1) $W_{\min}$ — минимальный момент сопротивления профильной стали, соответствующий наиболее опасной точке сечения; 2) x, y — расстояния от главных осей инерции до рассматриваемой точки сечения профильного стального элемента, расположенного в ЛСБК; 3) В знаменателе — A_n, I_x и I_y — моменты инерций профильной стали
5	Расчет на прочность при действии в сечении поперечной силы	$\frac{QS}{I t_w R_y \gamma_c} \le 1$	
6	Расчет на прочность при действии моментов в двух главных плоскостях	$\frac{M_x y}{I_x R_y \gamma_c} + \frac{M_y x}{I_y R_y \gamma_c} \le 1$	

Продолжение таблицы 8.4.2.

1	2	3	4
7	Расчет прочности стенки профильного стального элемента при одновременном действии момента и поперечной силы	$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma_x^2-\sigma_x\sigma_y+\sigma_e^2+3\tau_{xy}^2}\le 1;$ $\frac{\tau_{xy}}{R_s\gamma_c}\le 1$	
Примечание. Несущую способность пенобетона, воспринимающую изгибные нагрузки, допускается учитывать в расчете введением повышающего коэффициента условия работы профильной стали $\gamma_c \ge 1,0$. В данном случае величину коэффициента γ_b надлежит определять путем проведения испытаний (либо на основании данных, полученных при испытаниях, близких к расчетной модели. В любом случае коэффициент условий работы не должен превышать значение $\gamma_c = 1,25$.			
Сжатие с изгибом			
8	Расчет на прочность внецентренно-растянутых (растянуто-изгибаемых) и внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов	$\frac{N}{A_nR_y\gamma_c}+\frac{M_xy}{I_xR_y\gamma_c}+\frac{M_yx}{I_yR_y\gamma_c}\le 1$	
9	Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов ЛСБК в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии	$\frac{N}{\varphi_e(A_nR_y\gamma_c+\gamma_bR_bA_b)}\le 1$	
10	Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов ЛСБК из плоскости действия момента	$\frac{N}{c\varphi_yA_nR_y\gamma_c}\le 1$	
Работа пенобетона в сжато-изгибаемых легких сталебетонных элементах учитывается коэффициентом $\gamma_c \ge 1,0$, определяемым в соответствии как для изгибаемых элементов			

Если говорить о расчете по второй группе предельных состояний, то образование трещин в применяемом в ЛСБК монолитном пенобетоне марки D500 и ниже допустимо, т. к. ограничение ширины раскрытия трещин существенной роли в работе не играют, поэтому могут не учитываться. К конструкциям из пенобетона более высоких марок предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещин по СП 63.13330.2012.

При расчете перемещений жесткость ЛСБК на изгиб допускается определять путем суммирования жесткости на изгиб профильного стального каркаса и жесткости на изгиб монолитного пенобетона. Сдвиговой и осевой жесткостью монолитного пенобетона в составе ЛСБК следует пренебрегать.

Контрольные вопросы к разделу 8.4

1. Пенобетон какой плотности может быть использован в ЛСБК?
2. Из каких элементов состоит легкая сталебетонная панель?
3. Какие из элементов ЛСБК, с точки зрения методики расчета, являются несущими, а какие — самонесущими?
4. Что такое фиброцементные листы?
5. Что понимается под профильной сталью в легких сталебетонных конструкциях?
6. Какие бывают виды панелей на основе ЛСБК
7. Какие бывают виды стеновых панелей на основе ЛСБК?
8. Для чего часто в стеновых панелях предусматривают 2-слойный каркас?
9. Для чего в некоторых стеновых панелях организованы выступы?
10. Каким образом удается избежать мостика холода при использовании профилей без просечек в стеновых панелях из ЛСБК?
11. Какие типы проемов бывают в стеновых ЛСБ-панелях?
12. Какие требования предъявляются к проемам, которые могут быть в стеновых ЛСБ-панелях?
13. Какие необходимые для ЛСТК виды проверок по несущей способности не нужно производить и какие факторы, выполняемые конструктивно, не нужно учитывать при расчете ЛСБК?
14. Какие преимущества (помимо обеспечения совместности работы) дает высокая степень адгезионного взаимодействия пенобетона и профильной стали?
15. При каких видах НДС может быть учтена работа монолитного пеноьбетона (введением коэффициентов или иным образом)?
16. От чего зависит суммарная толщина наружной стеновой сталебетонной панели?
17. Насколько прочность перекрытия ЛСБК, может быть принята больше прочности аналогичного перекрытия из ЛСТК?
18. Что такое адгезия и как это явление влияет на свойства ЛСБК?

8.5. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О СВЕТОПРОЗРАЧНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ И ОСОБЕННОСТЯХ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

Светопрозрачные фасадные конструкции предназначены для обеспечения естественного освещения помещений при требуемых теплотехнических свойствах, выразительным внешнем виде и надёжности ограждения. Светопрозрачная фасадная конструкция — это наружная ненесущая стена, состоящая из каркаса, крепежных элементов, уплотнителей и светопрозрачного и/или непрозрачного заполнения.

В зависимости от вариантов крепления светопрозрачные фасадные конструкции подразделяют на витражные и навесные.

Витражные светопрозрачные конструкции (строительные витражи) — это крупногабаритные каркасные конструкции со светопрозрачным заполнением. Витражи устанавливаются, как правило, в стеновые проемы. У витражных светопрозрачных конструкции профили рамы витража крепятся непосредственно к откосу стенового проема [27]. Навесные светопрозрачные конструкции устанавливаются на относе от каркаса здания, в проемах стен и между плитами перекрытия при помощи специальных кронштейнов или закладных элементов.

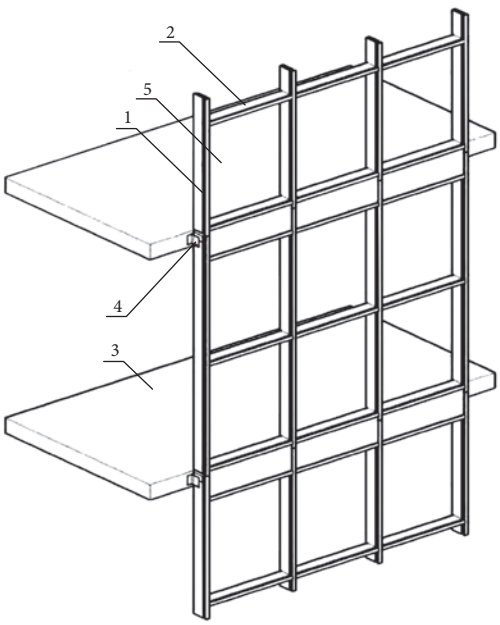


Рис. 8.5.1. Стоечно-ригельная светопрозрачная конструкция: 1 — стойка; 2 — ригель; 3 — конструкции каркаса здания; 4 — кронштейн крепления; 5 — заполнение

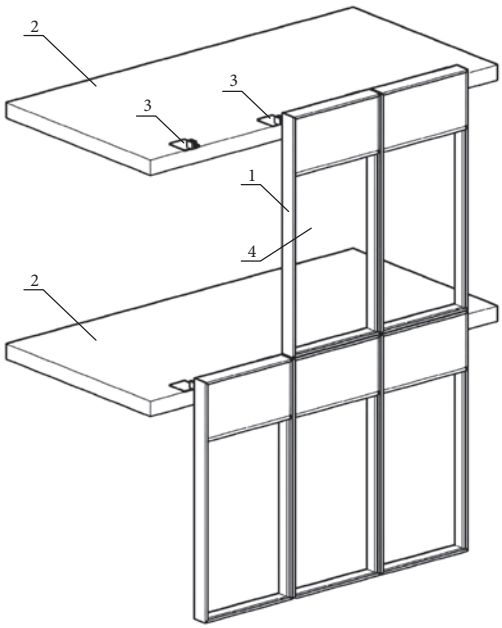


Рис. 8.5.2. Модульная светопрозрачная конструкция: 1 — силовая рама; 2 — конструкции каркаса здания; 3 — кронштейн крепления; 4 — заполнение

Навесные фасадные светопрозрачные конструкции согласно [29] подразделяются по типу несущего каркаса на стоечно-ригельные, модульные, фахверковые, навесные, вантовые, бескаркасные и комбинированные. Наиболее распространенными являются светопрозрачные стоечно-ригельные конструкции.

Стоечно-ригельная светопрозрачная конструкция (рис. 8.5.1) состоит из стоек, ригелей и светопрозрачного заполнения, совместно образующих единую ограждающую конструкцию.

Стоечно-ригельная конструкция поставляется на строительную площадку отдельными элементами или частично укрупненными блоками и собирается непосредственно на строительной площадке.

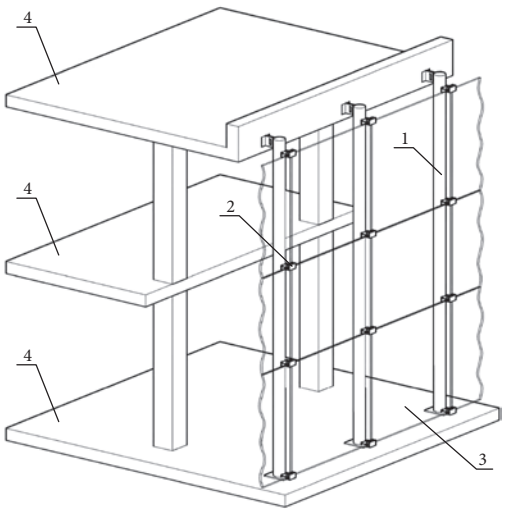


Рис. 8.5.3. Фахверковая светопрозрачная конструкция: 1 — каркас фахверка; 2 — зажим; 3 — заполнение; 4 — конструкции каркаса здания

Модульная светопрозрачная конструкция собирается на строительной площадке из набора модулей (панелей), которые поставляются на строительную площадку в состоянии максимальной заводской готовности (рис. 8.5.2). Отдельный модуль конструкции состоит из внешней силовой рамы, внутреннего каркаса из стоек и/или ригелей, светопрозрачного и/или непрозрачного заполнения.

В фахверковой светопрозрачной конструкции для крепления светопрозрачной конструкции используют систему дополнительных несущих элементов — фахверк (рис. 8.5.3). Фахверк состоит из различных комбинаций стоек, колонн, балок и ферм. Фахверк воспринимает нагрузку от светопрозрачной конструкции и передает ее на каркас. Необходимость установки фахверка определяется конструктивными и/или архитектурными задачами.

В вантовой светопрозрачной конструкции для крепления светопрозрачную конструкции используют силовой каркас из стальных тросов (рис. 8.5.4).

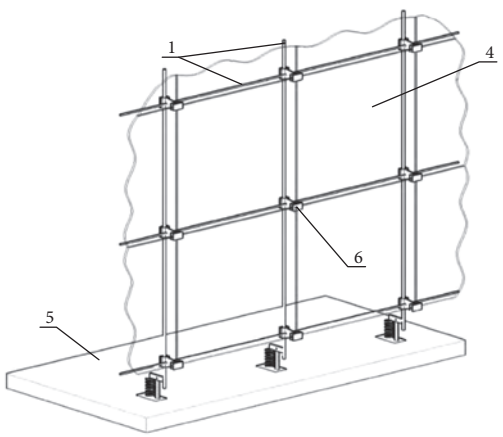


Рис. 8.5.4. Вантовая светопрозрачная конструкция на тросах: 1 — вантовый силовой каркас; 4 — заполнение; 5 — конструкции каркаса здания; 6 — зажим

Для снижения высокой деформативности фасадной поверхности предусматривается возможность

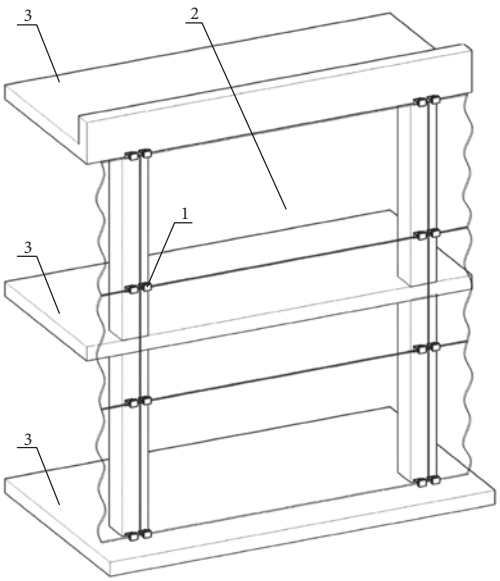


Рис. 8.5.5. Бескаркасная светопрозрачная конструкция: 1 — зажим; 2 — заполнение; 3 — конструкции каркаса здания

преднатяжения вант, а для уменьшения усилий распора на каркас здания применяют специальные пружинные амортизаторы.

Бескаркасная светопрозрачная конструкция (рис. 8.5.5), монтируется без собственного силового каркаса с креплением светопрозрачных элементов с помощью кронштейнов различных видов непосредственно к каркасу здания.

Область применения определяется геометрическими, прочностными, деформационными параметрами каркаса здания.

Комбинированная светопрозрачная конструкция представляет формируется из двух и более видов светопрозрачных конструкций.

По типу крепления светопропускающего заполнения навесные светопрозрачные конструкции подразделяются на стоечно-ригельные со структурным остеклением, с полуструктурным остеклением и рамным остеклением и спайдерные.

Структурное остекление фасадов являет собой технологию соединения стеклопакетов специальными силиконовыми герметиками таким образом, что фасад представляет единую поверхность из стекла без каких-либо видимых прижимных элементов. Такой вид остекления применяется в строительстве офисных зданий и торговых центров.

В стоечно-ригельной светопрозрачной конструкции со структурным остеклением несущие элементы (стойки, ригели) не выступают за наружную плоскость заполнений, в стоечно-ригельной светопрозрачной конструкции с полуструктурным остеклением — элементы крепления в вертикальном или горизонтальном направлении являются видимыми.

Стоечно-ригельная светопрозрачная конструкция с рамным остеклением — разновидность светопрозрачной навесной фасадной конструкции, состоящей из горизонтальных и вертикальных элементов, соединенных между собой в рамы, закрепленные на строительном основании и оснащенные заполнениями.

Спайдерная светопрозрачная конструкция отличается от остальных специальными кронштейнами-спайдерами для крепления светопропускающего или несветопропускающего заполнения (рис. 8.5.6).

В качестве светопрозрачного заполнения светопрозрачной конструкции используют листовое и многослойное стекло, стеклопакеты, стекло строительное профилированное и изделия из светопрозрачных пластмасс.



Рис. 8.5.6. Кронштейн-спайдер для крепления светопропускающего заполнения

Каркас светопрозрачной конструкции выполняют стальным, алюминиевым, деревянным, пластиковым или комбинированным из двух материалов.

Параметры светопрозрачной конструкции определяются теплотехническим расчетом в соответствии с [28] и конструктивным расчетом в соответствии с нормами. Светопрозрачное заполнение и каркас светопрозрачной конструкции должны обеспечивать безопасную эксплуатацию конструкции в целом.

Толщину стекол светопрозрачных конструкций выбирают в зависимости от площади, соотношения сторон поля остекления и величины ветровой нагрузки. На высоте более 75 м толщину наружных стекол принимают не менее 6 мм.

При проектировании светопрозрачных конструкций следует внимательно учитывать особенности отражения света от стекла. Для снижения негативного воздействия отражённого света следует внимательно выбирать форму здания и/или использовать специальные теневые навесы.

Контрольные вопросы к разделу 8.5

1. Что такое светопрозрачная фасадная конструкция?
2. Опишите особенности витражных светопрозрачных конструкций.
3. Приведите схему и опишите состав стоечно-ригельной светопрозрачной конструкции.
4. В чем по вашему мнению преимущества и недостатки спайдерной светопрозрачной конструкции?
5. Какие параметры влияют на толщину стекол светопрозрачных конструкций?

8.6. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О НАВЕСНЫХ ФАСАДНЫХ СИСТЕМАХ (НФС)

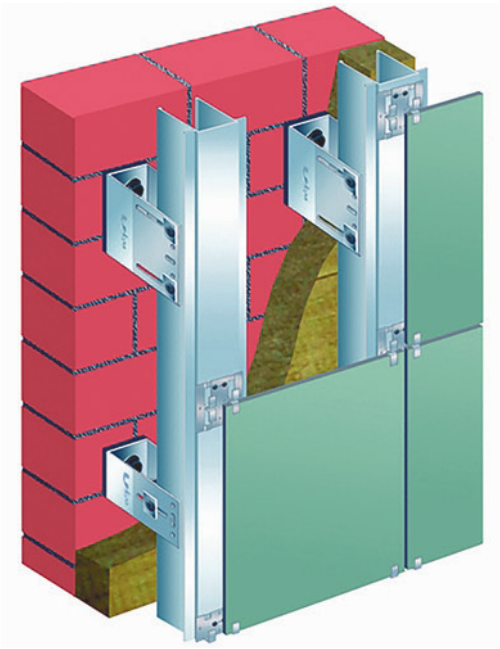


Рис. 8.6.1. Навесная фасадная система (НФС)

Навесная фасадная система, далее НФС [31] или «навесной вентилируемый фасад» — это многослойная конструкция, используемая для отделки и утепления наружных стен. Она состоит из подконструкции, теплоизоляции (при необходимости), ветрозащитной мембраны (при необходимости), наружной облицовки (рис. 8.6.1). Облицовка крепится к подконструкции на относе от наружной поверхности стены основания с образованием воздушного зазора.

Материалы подконструкций НФС должны соответствовать ГОСТ Р 58154—2018, [28].

НФС отличается от других типов фасадов наличием воздушного зазора, который, как правило, варьируется от 40 до 90 мм. Величина зазора зависит от высоты здания и устанавливается по результатам аэродинамического расчета. Тепловлажностный режим здания организован таким образом, чтобы конденсат, образуемый при достижении воздухом, содержащимся в частях конструкции, температуры парообразования — «точки росы», скапливался именно в воздушной прослойке. Данная прослойка обязательно должна «вентилироваться» за счёт создаваемой естественным образом тяги воздуха, проходящего через верхние и нижние щелевые каналы.

Каждый составляющий элемент конструкции выполняет определенные функции:

1) подсистема (подконструкция) — формирует несущую систему для крепления облицовки фасада; как правило, это стальные или алюминиевые конструкции;
2) утеплитель — теплоизоляция стен. Крепится к стене дюбелями или гибкими связями;
3) ветрозащитная мембрана — изолирует утеплитель, имеющий низкое сопротивление воздухопроницанию, от воздействия ветра, что уменьшает теплопотери через ограждающую конструкцию;
4) облицовка — защита от воздействия внешних факторов и погодных условий: атмосферных осадков, грязи и пыли, ветровой нагрузки и солнечной радиации, а также формирование внешнего облика здания;

5) крепеж — крепление подсистемы к стене, соединение элементов между собой (рис. 8.6.3);
6) вентилируемый зазор — удаление влаги из слоя утеплителя.

С каждым годом рынок НФС в России растет и развивается. Разновидность фасадных систем можно квалифицировать в зависимости от:

- вида фасадной системы: фасадная система из оцинкованной, нержавеющей стали и алюминиевого сплава;
- типа крепления подвесной системы;
- вида облицовки: керамогранитные, керамические, металлические, фиброцементные плиты, металлокассеты, плиты из натурального камня;
- вида применяемого утеплителя.

Подсистемы НФС бывают:

- вертикальные (рис. 8.6.2 *а*);
- горизонтальные (применяется крайне редко);
- горизонтально-вертикальная (рис. 8.6.2 *б*).

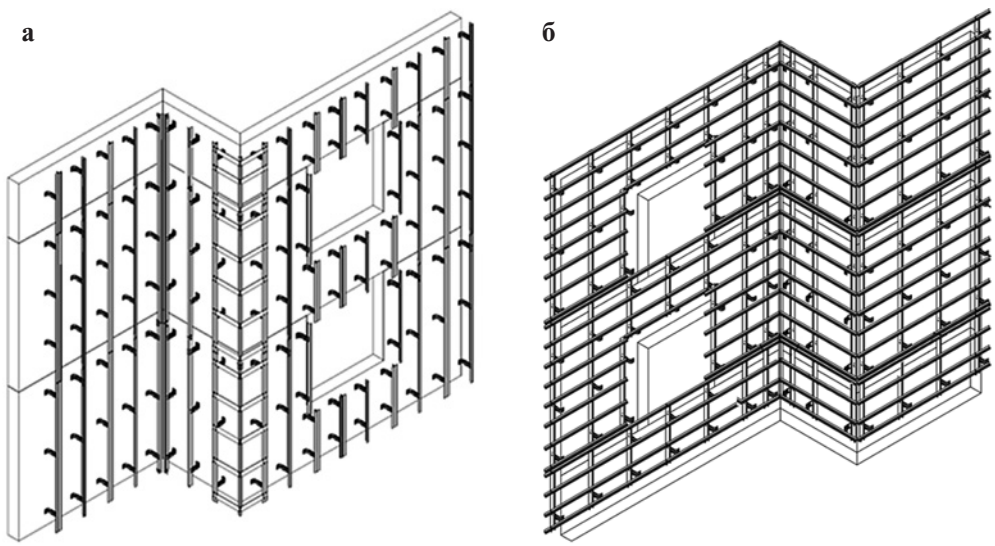


Рис. 8.6.2. *а*) Вертикальная подсистема НФС;
б) горизонтально-вертикальная подсистема, [26]

Фасадная подсистема выполняет несколько важных функций.

1. Выравнивание плоскости. Каркас вентилируемого фасада крепится к стене здания (рис. 8.6.3) и компенсирует неровности, отклонения, образованные при возведении стен и ограждающих конструкций,
2. Создание мест крепления. Отделочный материал крепится к металлическим профилям. На кронштейны устанавливают, а затем и крепят к ним вертикальные профили, которые являются базой для устройства отделочного слоя фасада. Крепление профиля к кронштейну производится заклепками или иными метизами.

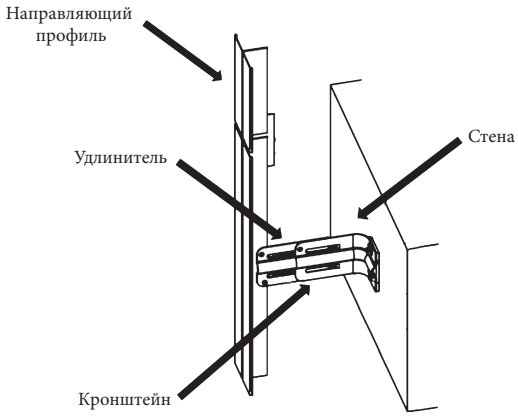


Рис. 8.6.3. Крепление подсистемы НФС к стене

3. Обеспечение воздушного зазора. Между внутренней стороной облицовки и теплоизоляцией по всей поверхности фасада остается свободное пространство для циркуляции воздуха.

Фасадная подсистема является самонесущей конструкцией и должна быть рассчитана по прочности на следующие виды нагрузок:

1) собственный вес подсистемы;
2) вес облицовки (имеющий некоторый эксцентриситет и создающий таким образом дополнительный изгибающий момент);
3) ветровое давление (пиковая нагрузка) — ее учет изложен в разделе 8.3.2;
4) температурная нагрузка;
5) гололедная нагрузка, определяемая по СП 20.13330.2016, [14], более подробно описанная в разделе 2.4.1 (формула 2.4.1) части 2 данного учебника («Металлические конструкции. Специальный курс»).

Исследования [31] показали, что преимущественный вклад в НДС вносит ветровая нагрузка. Расчет ведется на пиковые ветровые нагрузки, величина которых определяется по формуле (8.3.3), рассмотренной ранее. При проектировании одного и того же фасада здания характерной особенностью является возможность использования в экономических целях двух конструктивных схем: для рядовой и для угловой зон, отличающихся аэродинамическими коэффициентами ветрового давления. Поэтому в рядовой зоне может быть использовано меньшее сечение направляющих или больший шаг (направляющих или кронштейнов). Данные зоны имеют различные аэродинамические коэффициенты, почти напрямую влияющие на величину изгибающей ветровой нагрузки и, соответственно, изгибающих моментов и напряжений.

Для вертикальных подсистем рекомендуется принимать расчетную схему многопролетной балки с эксцентричной нагрузкой, либо многопролетной рамы с короткими стойками. Роль стоек в такой схеме выполняют кронштейны, а роль ригелей — направляющие подсистемы (рис. 8.6.4). Наличие или отсутствие шарниров определяется проектировщиком в зависимости от степени

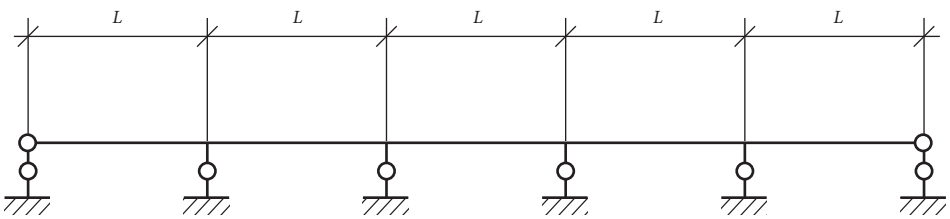


Рис. 8.6.4. Расчетная схема вертикальной подсистемы

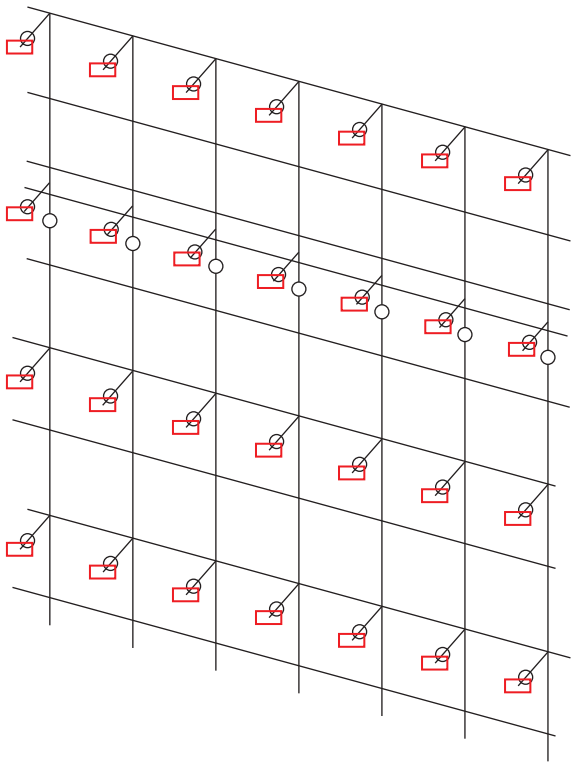


Рис. 8.6.5. Расчетная схема горизонтально-вертикальной подсистемы

податливости конкретного узлового соединения (направляющая — кронштейн; кронштейн — стена и т. д.)

Горизонтально-вертикальные конструктивные схемы рассчитывают с помощью пространственных стержневых систем (рис. 8.6.5), учитывающих пространственную работу элементов подсистемы и их ориентацию друг относительно друга. Вес утеплителя, как правило, также не учитывается — минераловатные плиты обычно крепятся непосредственно к стене и нагрузку на подсистему не передают

При проектировании подсистем необходимо осуществлять следующие прочностные расчеты:

1) на прочность элементов по материалу (направляющих, кронштейнов и удлинителей) — по формулам СП 16.13330.2017, [10] и СП 260.1325800.2016 [11] — в зависимости от типа стальных профилей. В случае использования тонкостенных профилей необходимо учитывать редуцированные значения геометрических характеристик по методике, изложенной в разделе 8.3.3;
2) на прочность соединений элементов, которые могут работать на смятие, срез, вырыв. Более подробно методика расчета узловых соединений изложена в разделе 8.3.5.

Расчеты на жесткость, как правило, не проводятся ввиду небольших пролетов L расчетной схемы, равных шагу кронштейнов по вертикали.

В случае, если конструкция не удовлетворяет требования прочности для данного климатического района и выбрать профиль большего по сортаменту сечения не представляется возможным, шаг кронштейнов уменьшают, тем самым снижая пролет, и соответственно — изгибающий момент.

В заключение отметим, что в последние годы перспективной энергосберегающей технологией в ограждающих конструкциях стало применение термопанелей и каркасно-обшивных стен (см. п. 8.3.1—8.3.2 учебника), которые являются альтернативным вариантом применения НФС.

Контрольные вопросы к разделу 8.6

1. Чем отличаются понятия «навесная фасадная система» и «вентилируемый фасад»?
2. Как называется нормативный документ, регламентирующий требования к материалам НФС?
3. Для чего нужен воздушный зазор в НФС?
4. Что такое подконструкция?
5. Из каких элементов состоит НФС?
6. Из каких элементов состоит подконструкция?
7. Какие существуют типы подконструкций?
8. Какие функции выполняет фасадная подконструкция в работе ограждающей конструкции здания?
9. Какие постоянные нагрузки необходимо учитывать при проектировании подконструкций НФС?
10. Какие кратковременные и длительно действующие нагрузки необходимо учитывать при проектировании подконструкций НФС?
11. От каких величин зависит гололедная нагрузка, действующая на НФС?
12. Как формируется расчетная схема вертикальной подконструкции НФС?
13. Какие виды конструктивных мероприятий можно предпринять в случае, если подконструкция НФС не удовлетворяет требованиям прочности?
14. Как производится расчет подконструкции на жесткость?
15. Как производится расчет подконструкции на прочность?
16. Какие факторы входят в формулу для пиковой ветровой нагрузки?
17. Чем отличается расчет НФС, расположенных в рядовой и угловой зонах?
18. Как определить геометрические характеристики тонкостенных элементов подсистемы с учетом их возможной потери местной устойчивости?

Литература к разделу 8

1. СП 266.1325800.2016 Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования.

2. СТО АРСС 11251254.001-018-4 Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций [И. И. Ведяков, Д. В. Конин, С. Б. Крылов, В. А. Семенов, А. С. Крылов, Л. С. Рожкова]. — Москва: АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. — 116 с.: илл.

3. ГОСТ 24045—2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.

4. ГОСТ Р 58389—2019 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для сталежелезобетонных конструкций. Технические условия.

5. ГОСТ 27751—2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.

6. Рыбаков В. А. Основы строительной механики легких стальных тонкостенных конструкций: учеб. пособие/В. А. Рыбаков — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2018. — 206 с.

7. Уманский А. А. Кручение и изгиб тонкостенных авиаконструкций. — М.: Оборонгиз, 1939.— 112 с.

8. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни: (Прочность, устойчивость, колебания)/В. З. Власов. — Москва; Ленинград: Государственное издательство строительной литературы, 1940. — 276 с.

9. Ватин Н. И. Конструирование зданий и сооружений. Легкие стальные тонкостенные конструкции: учеб. руководство/Н. И. Ватин, Е. Н. Жмарин, В. Г. Куражова, К. Ю. Усанова. — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2012. — 266 с.

10. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» (с Поправкой, с Изменением № 1).

11. СП 260.1325800.2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с Изменением № 1).

12. ТУ 1121-001-1383-0080-2003. Профили стальные оцинкованные для системы каркасного строительства (ООО «Балтпрофиль»). М. 2003.

13. ГОСТ Р 1.13.144—1.056.18 Стены наружные каркасно-обшивные самонесущие и ненесущие с каркасом из стальных холодногнутых оцинкованных профилей. Общие технические условия.

14. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85* (с Изменениями № 1, 2).

15. EN 1993-1-3:2004. Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций. Часть 1—3: Общие правила. Дополнительные правила для холодногнутых элементов и листов. Английская версия, 2004. — 132 с.

16. Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций. Часть 1—5. Пластинчатые элементы конструкций.

17. ГОСТ 27017—86. «Изделия крепежные. Термины и определения»

18. Брудка Я., Лубиньски М. Легкие стальные конструкции. Изд. 2-е, доп. пер. с польск./Под ред. С. С. Кармилова. — М.: Стройиздат, 1974 г. — 342 с.

19. Катранов И. Г. Винты в соединениях легких стальных тонкостенных конструкций. Ассортимент и область применения // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2010. № 3. С. 28—31.

20. Семенов А. С. Ферма из холодногнутых профилей повышенной жесткости с болтовыми соединениями // Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. — Воронеж, 2009 г. — С. 3—4.

21. Катранов И. Г., Кунин Ю. С. Вытяжные заклепки в узлах соединений легких стальных тонкостенных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 3. С. 48—50.

22. Ведяков И. И., Одесский П. Д., Соловьев Д. В. Несущая способность болтовых соединений легких конструкций из холодногнутых профилей малых толщин // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 3. С. 19—22.

23. Айрумян Э. Л., Камынин С. В., Ганичев С. В. Вытяжные заклепки или самонарезающие винты? // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2009. № 3.

24. Катранов И. Г. Испытания и расчет винтовых соединений легких стальных тонкостенных конструкций на растяжение // Вестник МГСУ. 2010. № 2. С. 89—93.

25. СТО 06041112.001—2018 (с изм. 1). Панели из сталебетонных конструкций на основе теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами.

26. СТО 06041112.002—2018 (с изм. 1). Сталебетонные конструкции из теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами. Правила проектирования.

27. ГОСТ 33079—2014 «Конструкции фасадные светопрозрачные навесные».

28. ГОСТ Р 54858—2011 «Конструкции фасадные светопрозрачные. Метод определения приведенного сопротивления теплопередаче.

29. ГОСТ 21519—2003 Блоки оконные из алюминиевых сплавов. Технические условия.

30. «Конструкция навесной фасадной системы с воздушным зазором «VFH GS Fibrocement». Альбом технических решений, АО «HILTY Distribution, Ltd», 2017.

31. Рыбаков В. А., Галямичев А. В., Дерюгин К. С., Пушкарская М. А. Несущая способность фасадных систем при различной ветровой нагрузке // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 35—40.

32. ГОСТ Р 58154—2018 «Материалы подконструкций навесных вентилируемых фасадных систем. Общие технические требования».

33. Сливкер, В. И. Строительная механика. Вариационные основы. Учебное пособие/В. И. Сливкер — М.: Изд-во АСВ, 2005. — 736 с.

34. ГОСТ 23118—2012 Конструкции стальные строительные. Общие технические условия.

35. V. Rybakov, A. Sergey, Mathematical Analogy Between Non-Uniform Torsion and Transverse Bending of Thin-Walled Open Section Beams, Appl. Mech. Mater. 725—726 (2015) 746—751.

36. Павленко А. Д., Рыбаков В. А., Пихт А. В., Михайлов Е. С. Стесненное кручение многопролетных тонкостенных балок открытого профиля // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 7 (67). С. 55—69.

37. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

9. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1. СОСТАВ И ОБЩИЕ ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Проектирование зданий и сооружений может выполняться в одну или две стадии в зависимости от сложности объекта. Для типовых, технически несложных объектов разработка проектно-сметной документации производится в одну стадию, которая называется рабочий проект (РП). Для более сложных с технической точки зрения объектов проектирование выполняется в две стадии — сначала разрабатывается проект (П), затем рабочая документация (Р).

9.1.1. Одностадийное проектирование

Проектирование в одну стадию означает, что принятие проектных решений происходит параллельно с созданием рабочей документации, то есть одновременно решаются общие и частные вопросы. В органах экспертизы при этом утверждается только наиболее значимая часть проекта, и разработка рабочих чертежей начинается до получения экспертного заключения. Документация, разрабатываемая при одностадийном проектировании, называется «рабочий проект».

При проектировании в одну стадию срок проектирования сокращается, также снижается стоимость выполнения проекта, примерно на 40—50%. Недостатком такого подхода является отсутствие гарантии, что рабочие чертежи не потребуется дорабатывать. Поэтому одностадийное проектирование применяется редко, в основном для простых, типовых или повторно строящихся объектов.

9.1.2. Двухстадийное проектирование

При двухстадийном проектировании сначала выполняется разработка проектных решений, затем — формирование рабочей документации. На первой стадии, которая называется «проект», рассматриваются общие и принципиальные вопросы. Готовый комплект проектной документации проходит

государственную или негосударственную экспертизу. При возникновении у экспертов замечаний по стадии «П» («Проект») устраняются недочеты, вносятся замечания.

Вторая стадия «Р» («Рабочая документация») разрабатывается после окончательного согласования стадии «П» в экспертизе. Для выполнения строительно-монтажных работ используются рабочие чертежи стадии «Р».

Для сложных в техническом плане объектов может еще потребоваться выполнение эскизного (концептуального) проектирования.

При двухстадийном проектировании гарантируется высокое качество проекта и практически исключается необходимость переработки рабочих чертежей.

9.1.3. Состав проектной документации

В Российской Федерации проектную документацию следует выполнять согласно требованиям Градостроительного кодекса Российской Федерации (ст. 48, 49) и Постановлениям Правительства Российской Федерации № 87 от 16 февраля 2008 г. «Положение о составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию» и № 145 от 05.03.2007 г. «О порядке организации и проведения государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий».

Здания и сооружения называются объектами капитального строительства и в зависимости от функционального назначения и характерных признаков подразделяются на следующие виды:

а) объекты производственного назначения;

б) объекты непроизводственного назначения (здания, строения, сооружения жилищного фонда, социально-культурного и коммунально-бытового назначения, а также иные объекты капитального строительства непроизводственного назначения);

в) линейные объекты (например, трубопроводы, линии электропередачи, автомобильные и железные дороги).

Проектная документация объектов капитального строительства должна состоять из текстовой и графической частей. Текстовая часть содержит сведения об объекте капитального строительства, описание принятых технических и иных решений, пояснения, ссылки на нормативные и (или) технические документы, используемые при подготовке проектной документации и результаты расчетов, обосновывающие принятые решения. Графическая часть отображает принятые технические и иные решения и выполняется в виде чертежей, схем, планов.

Для уникальных зданий и сооружений может оказаться, что требований по надежности и безопасности, установленных нормативными техническими документами, недостаточно или такие требования не установлены. В этом случае перед разработкой проектной документации необходимо разработать и утвердить специальные технические условия (см. раздел 2.1.2).

В состав проектной документации объектов капитального строительства включаются следующие разделы:

а) пояснительная записка с исходными данными;

б) схема планировочной организации земельного участка;

в) разделы, содержащие архитектурные, функционально-технологические, конструктивные, инженерно-технические решения и (или) мероприятия, направленные на обеспечение соблюдения всех требований, предъявляемых к объекту.

г) проект организации строительства объектов капитального строительства;

д) требования к обеспечению безопасной эксплуатации объектов капитального строительства;

е) сведения о нормативной периодичности выполнения работ по капитальному ремонту.

В «Положении о составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию» подробно описывается, какие разделы должны входить в состав проектной документации, какие сведения должны быть отражены в каждом разделе. Как правило, проектная документация формируется в нескольких томах, содержащих отдельные части проекта — генеральный план (ГП), архитектурные решения (АР), конструктивные решения (КР), отопление, вентиляция, кондиционирование воздуха (ОВ), водопровод и канализация (ВК), электрооборудование и освещение (ЭОМ), технологические решения (ТХ).

9.1.4. Общие требования к проекту металлических конструкций

Расчет и конструирование строительных металлических конструкций относится к разделу конструктивных решений (для некоторых простых объектов к разделу архитектурно-конструктивных решений) и выполняется в две стадии — проект КМ (конструкции металлические) и проект КМД (конструкции металлические деталировочные).

Проект на стадии КМ разрабатывается проектными организациями, имеющими допуск на выполнение таких работ. На этой стадии реализации конструкций решаются вопросы их компоновки и увязки с другими частями проекта (архитектурой, технологией и т. п.), производятся расчеты, на основании которых выполняются чертежи. По чертежам КМ выполняется монтаж конструкций на строительной площадке, также чертежи КМ служат основой для разработки проекта стадии КМД. Чертежи марки КМ должны содержать все данные, необходимые и достаточные для разработки деталировочных чертежей КМД. Рабочая документация разрабатывается с учетом необходимости членения крупногабаритных конструкций на отправочные элементы из условий возможности транспортирования и грузоподъемности монтажных механизмов, которые будут применятся на монтаже.

В состав проекта КМ входят следующие разделы:

а) пояснительная записка, содержащая исходные данные для проектирования, выходные проектные данные, основные технико-экономические показатели и характеристики, являющиеся критическими для безопасной и надлежащей эксплуатации; нагрузки и воздействия на металлические конструкции и другие необходимые данные;

б) чертежи общего вида металлических конструкций здания или сооружения;

в) чертежи узлов металлических конструкций;

г) технические условия (при необходимости), содержание которых должно соответствовать требованиям по ГОСТ 23118;

д) расчеты (расчеты в состав рабочей документации обычно не включают, если это не оговорено в договоре и задании на проектирование).

В состав чертежей марки КМ должны быть включены следующие разделы:

а) общие данные;

б) нагрузки и воздействия на металлические конструкции;

в) нагрузки на фундаменты;

г) чертежи общего вида металлических конструкций;

д) схемы расположения элементов металлических конструкций;

е) чертежи элементов металлических конструкций;

ж) чертежи узлов металлических конструкций;

и) спецификация металлопроката и изделий.

Основными нормативными документами для разработки чертежей КМ являются Единая система конструкторской документации (ЕСКД) и Система проектной документации для строительства (СПДС), в частности ГОСТ 21.101 «Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации», ГОСТ 2.306 «Единая система конструкторской документации. Обозначения графические материалов и правила их нанесения на чертежах», ГОСТ 2.321 «Единая система конструкторской документации. Обозначения буквенные», ГОСТ 2.410 «Единая система конструкторской документации. Правила выполнения чертежей металлических конструкций», ГОСТ 21.001 «Система проектной документации для строительства. Общие положения», ГОСТ 21.101 «Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации», ГОСТ 21.201 «Система проектной документации для строительства. Условные изображения элементов зданий, сооружений и конструкций», ГОСТ 21.501 «Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений», ГОСТ 21.502 «Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций». ГОСТ 2604—2016 «Конструкции строительные стальные. Условные обозначения (марки)».

Общие данные разрабатываются в соответствии с требованиями ГОСТ 21.101, приводятся на первых листах каждого основного комплекта рабочих чертежей и должны содержать ведомости рабочих чертежей основного комплекта, ссылочных и прилагаемых документов, основных комплектов рабочих чертежей, спецификаций; условные обозначения, не установленные национальными стандартами и значения которых не указаны на других листах основного комплекта рабочих чертежей; общие указания. Также согласно указаниям ГОСТ 21.502 в общих данных следует приводить:

- сведения об основных конструктивных особенностях здания и сооружения;
- описание основных параметров здания и сооружения;
- расчетную схему конструкций с необходимыми пояснениями (если это необходимо), сведения о принятых нагрузках и воздействиях;

• ссылки на принятые нормы проектирования, технические задания и технические условия на металлопрокат, метизы и пр.;
• описание принятых монтажных и заводских соединений;
• указания по выполнению сварных соединений;
• указания по выполнению соединений на болтах, винтах и других крепежных деталях;
• указания по защите стальных строительных конструкций от коррозии;
• требования к изготовлению и монтажу, в том числе требования по контролю сварных швов, а также точности в соответствии с действующими нормативными документами, если эти требования выходят за рамки строительных норм и правил по изготовлению и монтажу металлоконструкций;
• другие необходимые сведения.

В учебных проектах, выполняемых студентами (курсовые проекты, дипломные проекты, выпускные квалификационные работы), как правило, общие данные даются в укороченном виде и не выносятся на отдельные листы, а приводятся в примечаниях на листах общего вида металлических конструкций.

Чертежи металлических конструкций рекомендуется выполнять на листах основных форматов по ГОСТ 2.301 (А1, А2, А3, А4).

Типы линий, используемые при выполнении чертежей, приведеныв в ГОСТ 2.303—68 ЕСКД. На чертежах используются следующие линии:

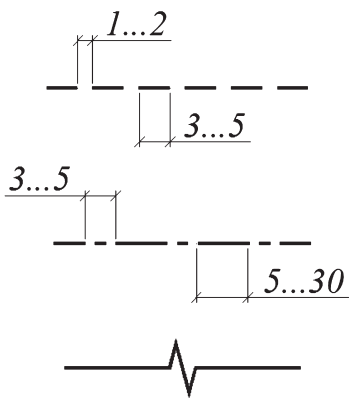


Рис. 9.1.1. Линии штриховые, штрихпунктурные и линия обрыва

• линии видимого контура показываются основной толстой линией (толщина 0,5—1,0 пт);
• линии размерные и выносные; линии штриховки; линии-выноски; подчеркивание надписей, линии для изображения пограничных деталей (например, «обстановка» на чертежах АР); линии ограничения выносных элементов на видах, разрезах и сечениях показываются сплошной тонкой линией, толщина которой в 2—3 раза меньше, чем основной линии (примерно 0,15—0,4 пт);
• линии невидимого контура — штриховой линией, толщина которой совпадает с толщиной сплошной тонкой линией (см. рис. 9.1.1);
• линии осевые и центровые, оси симметрии для наложенных или вынесенных сечений — тонкой штрихпунктирной линией, толщина которой совпадает с толщиной сплошной тонкой линией (см. рис. 9.1.1);
• длинные линии обрыва (например, обрыв элементов конструкций, обрыв части здания) — сплошной тонкой линией с изломами, толщина которой совпадает с толщиной сплошной тонкой линией (см. рис. 9.1.1).

Штриховые и штрих пунктирные линии при пересечении должны пересекаться и заканчиваться штрихами (рис. 9.1.2).

В строительных чертежах в разрезах видимые линии контуров, не попадающие в плоскость сечения, допускается выполнять сплошной тонкой линией.

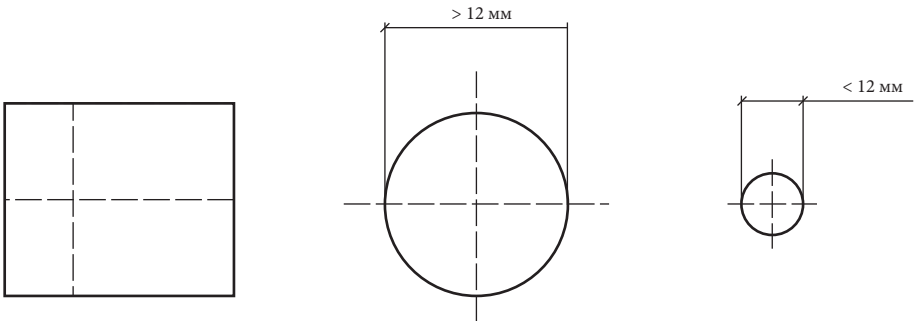


Рис. 9.1.2. Начало и пересечение штриховых и штрих-пунктирных линий

Толщина линий одного и того же типа должна быть одинакова для всех изображений на чертеже. На комплект чертежей допускается не более двух разных толщин линий одного типа.

Штрихпунктирные линии, применяемые в качестве центровых, следует заменять сплошными тонкими линиями, если диаметр окружности или размеры других геометрических фигур в изображении менее 12 мм (рис. 9.1.2).

Шрифты на чертежах должны применяться по ГОСТ 2.304—81 «ЕСКД. Шрифты чертежные». В учебных проектах, в соответствии с внутренними стандартами вуза, допускается использование шрифта Time New Romans. Допускаемые размеры шрифта: 2,5; 3,5; 5,0; 7,0; 10,0; 14,0 мм. На одном чертеже допускается применять не более 3 разных размеров шрифта, например, для заголовков — 7,0 мм, для обозначения осей — 5, мм, для остального текста на чертеже — 3,5 мм. В пределах комплекта чертежей разрешается применять не более 4 размеров шрифта. Высоту букв следует согласовывать с назначением надписи и размерами отдельных видов проекций на чертеже.

Общее количество размеров на чертеже должно быть минимальным, но достаточным для изготовления и контроля изделий. В пределах одного листа все размеры должны быть выполнены в одном размерном стиле и одинаковым шрифтом. В комплекте чертежей применять не более 3 размерных стилей.

Нормальная плотность заполнения листов 70% (то есть 70% листа занято изображениями, текстом и таблицами и т. д.).

Координационные оси на планах, схемах расположения элементов и узлах изображаются тонкими штрихпунктирными линиями с длинными штрихами. Обозначение осей задается при разработке архитектурных решений, при этом для обозначения осей используют арабские цифры (в направлении большего количества осей) и прописные буквы русского алфавита (за исключением букв: Ё, З, Й, О, Х, Ц, Ч, Щ, Ъ, Ы, Ь) в кружках диаметром 6...12 мм. Обычно по плану обозначение осей выполняют слева направо и снизу вверх и, как правило, наносят по левой и нижней сторонам плана (рис. 9.1.3 *а*).

Для отдельных элементов, расположенных между координационными осями основных несущих конструкций, наносят дополнительные оси, которым присваивают обозначение в виде дроби, в числителе которой указывают обозначение предшествующей координационной оси, а в знаменателе — дополнительный порядковый номер в пределах участка между смежными

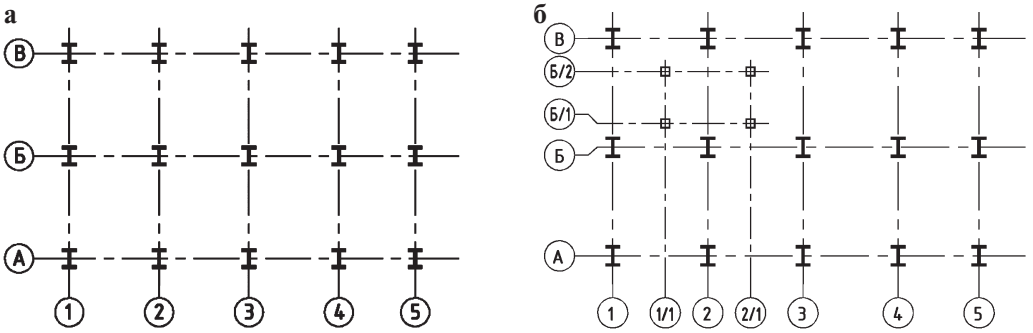


Рис. 9.1.3. Обозначение осей

координационными осями (рис. 9.1.3 *б*). Допускается координационным осям фахверковых колонн присваивать цифровые и буквенные обозначения в продолжение обозначений осей основных колонн без дополнительного номера.

Разрезы здания или сооружения обозначают арабскими цифрами последовательно в пределах основного комплекта рабочих чертежей. Направление взгляда для разреза по плану здания и сооружения принимают, как правило, снизу вверх и справа налево (рис. 9.1.4).

Чертежи общего вида металлических конструкций, как правило, изображают схематично, конструкции и их элементы обозначают упрощенно или условно — линиями или условными обозначениями сечения (рис. 9.1.5). На чертежах общего вида изображают планы (схемы расположения), разрезы и виды.

Схемы расположения конструкций сопровождаются спецификацией замаркированных конструкций — ведомостью элементов (рис. 9.1.6).

На схемах расположения элементов и разрезах указывают:

- координационные оси, расстояния между ними и общее расстояние между крайними осями, привязку осей или поверхностей элементов конструкций к координационным осям или к другим элементам конструкций, другие необходимые размеры;

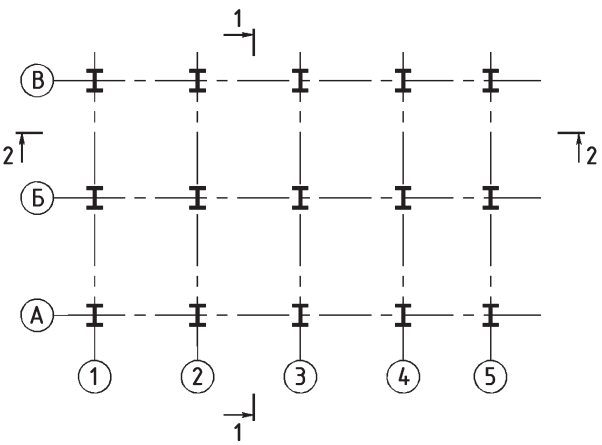


Рис. 9.1.4. Обозначение разрезов

Схема расположения колонн

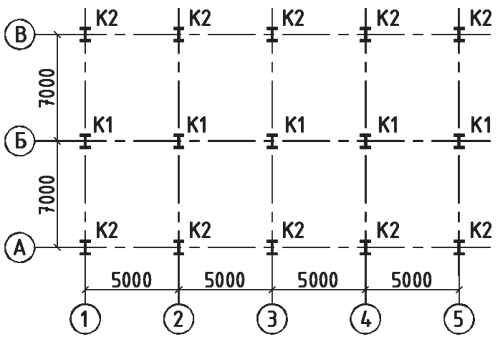


Схема расположения балок на отм. +5.000

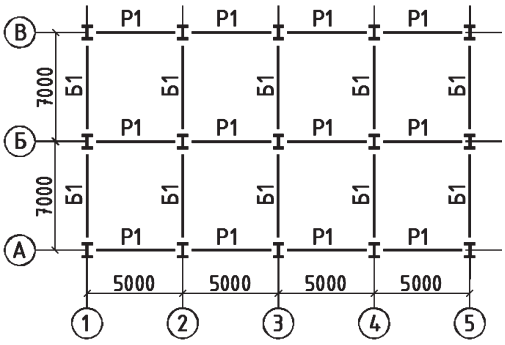


Рис. 9.1.5. Примеры чертежей общего вида

- габаритные размеры конструкций (пролеты, длины, ширина, высота ферм и подкрановых балок и т. д.);
- отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций;
- обозначения (марки) элементов конструкций;
- обозначения узлов и фрагментов;
- примыкающие строительные конструкции, не разрабатываемые в чертежах КМ.

На чертежах КМ элементы стальных конструкций, попавшие в сечение или разрез, как правило, штриховкой не обозначаются. В случаях, когда требуется обозначить материал примыкающих конструкций, применяют типы штриховки по ГОСТ 2.306—68 «ЕСКД. Материалы» (рис. 9.1.7).

Для отдельных частей плана или разреза, которые требуют более детального представления, для узлов соединений конструкций используют выносные

Ведомость элементов									10
Марка элемента	Сечение			Опорные усилия			Сталь	Примечание	10
	Эскиз	Поз.	Состав	M, кНм	N, кН	Q, кН			10
									8
									8

20 | 30 | 10 | 30 | 15 | 15 | 15 | 25 | 25

185

Ведомость элементов								
Марка элемента	Сечение			Опорные усилия			Сталь	Примечание
	Эскиз	Поз.	Состав	*Q*, кН	*N*, кН	*M*,кНм		
К1			I 30К3	32	350	45	С355Б	
Б1		1	−400х12	520			С345	
		1	−200х22					
Ф1	сложный							лист 9

Рис. 9.1.6. Ведомость элементов на чертежах КМ:
а — размеры таблицы; *б* — пример заполнения

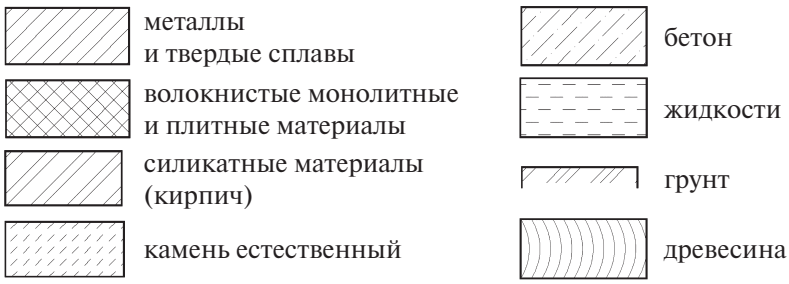


Рис. 9.1.7. Условные обозначения материалов

элементы обозначения — узлы и фрагменты. Соответствующее место отмечают на плане или разрезе, как правило, окружностью или овалом и на полке выносной линии указывают арабской цифрой порядковый номер узла. Если узел размещается на другом листе, то под полкой выноски или в скобках рядом с номером узла указывают номер листа, на котором будет размещен узел (рис. 9.1.8). Над изображением узла указывают в кружке его порядковый номер и, при необходимости, номер листа, на котором узел обозначен.

На чертежах узлов изображают соединяющиеся элементы с привязкой к координационным осям или осям элементов, показывают отметки верха или низа конструкций. Также на узлах приводят толщины деталей, размеры сварных швов, информацию о болтах (тип, класс прочности, диаметр, количество, шаг), усилия в элементах, если они не оговорены в ведомости элементов.

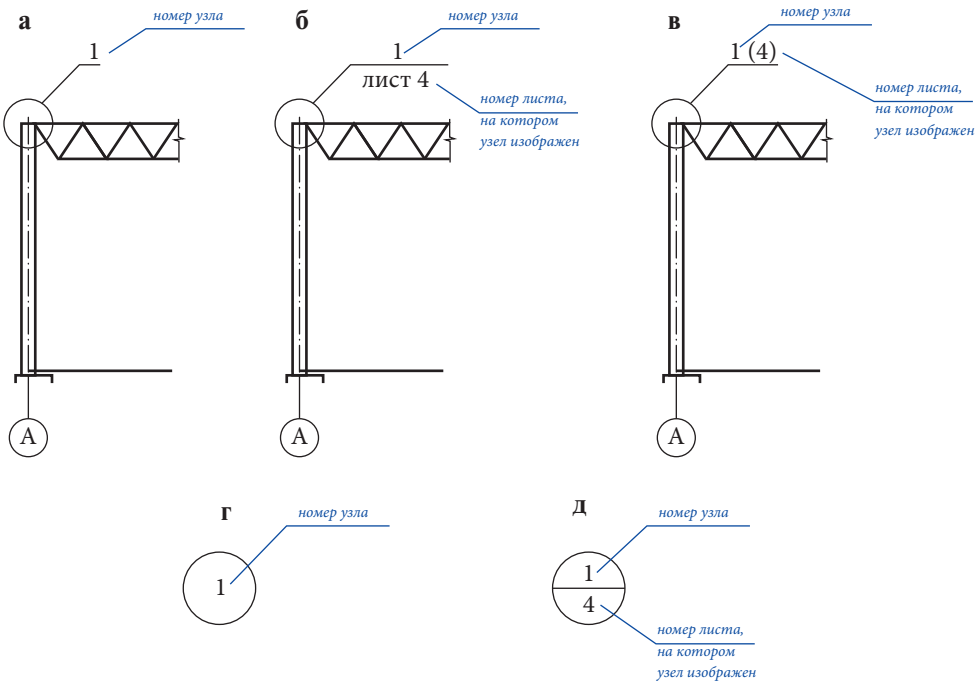


Рис. 9.1.8. Обозначение узлов: *а* и *г* — для узлов, изображенных на том же листе, на котором они замаркированы; *б, в* и *д* — для узлов, изображенных на другом листе

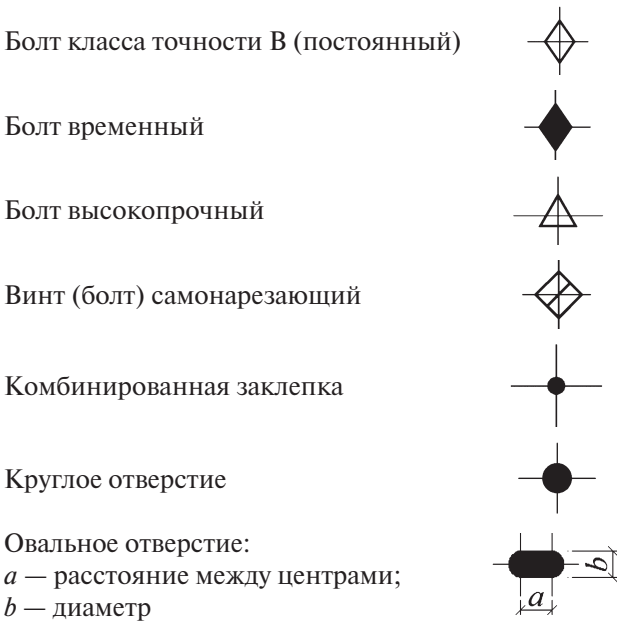


Рис. 9.1.9. Условные обозначения болтовых соединений и отверстий на чертежах серии КМ

Условные обозначения соединений необходимо применять по ГОСТ 21.502 (рис. 9.1.9, 9.1.10).

Рабочий проект КМД разрабатывается, как правило, в конструкторских отделах заводов металлических конструкций с учетом технологических возможностей завода. При необходимости при разработке рабочего проекта КМД на конструкции с разбивкой на отправочные марки предусматривают выполнение контрольной сборки на заводе. В некоторых случаях, при малых объемах производства и неэффективности содержания большого штата проектировщиков в штате завода, чертежи КМД могут по заданию завода разрабатываться специализированными проектными организациями, знакомыми с условиями производства и оборудованием заводов-изготовителей.

В состав чертежей КМД входят:

- заглавный лист со списком чертежей проекта и пояснительной запиской;
- монтажные схемы отправочных элементов с маркировкой и монтажными узлами;
- рабочие чертежи отправочных марок (элементов), то есть части сооружения, которая изготавливается на заводе из одной или нескольких деталей и транспортируется до места монтажа как единое целое, отдельная самодостаточная конструкция;
- сводные ведомости отправочных элементов, монтажных болтов, сварных швов, заклепок и т. п.

Состав и правила оформления чертежей КМД устанавливается во внутренних стандартах организации каждого конкретного производителя. Основу проекта КМД составляют рабочие чертежи конструкций, по которым ведется

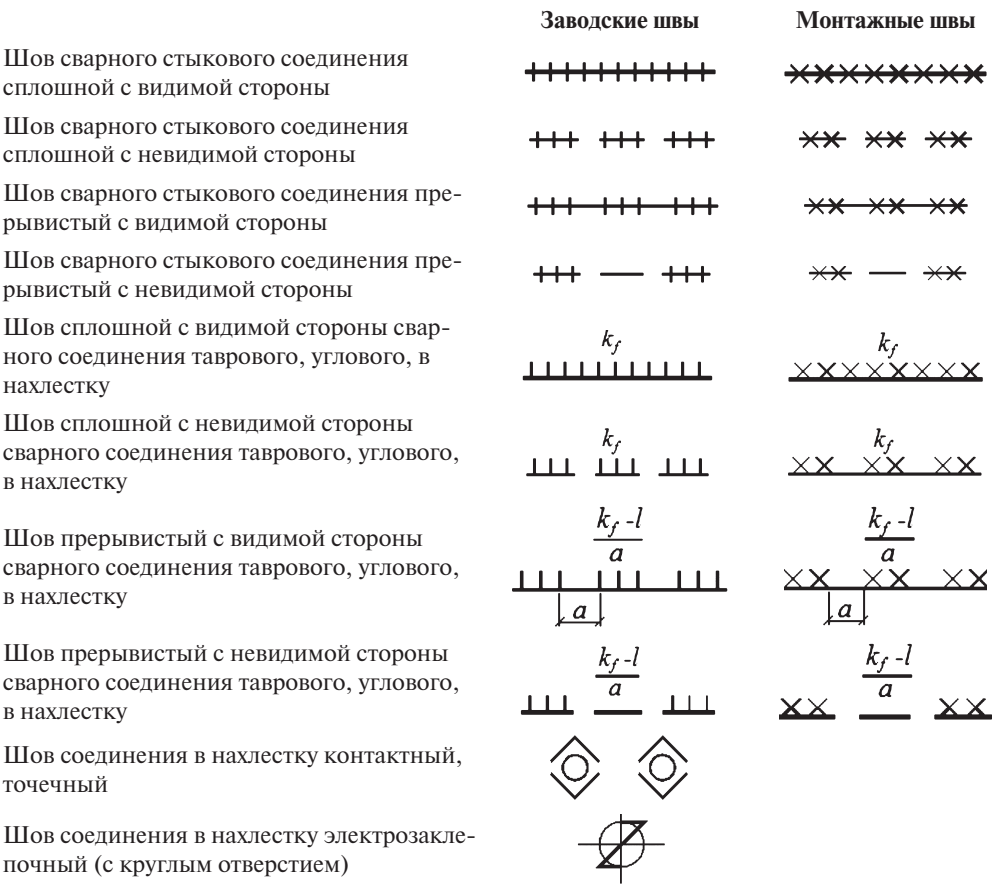


Рис. 9.1.10. Условные обозначения сварных соединений на чертежах стадии КМ: k_f — катет шва; l — длина свариваемого участка; a — расстояние между участками шва

их изготовление и монтажные схемы, предназначенные для их монтажа. Рабочие чертежи конструкций должны быть оформлены таким образом, чтобы они были понятны непосредственным изготовителям в цехе (сварщикам, токарям, фрезеровщикам, операторам станков с числовым программным управлением и т. п.). При выполнении конструкций на автоматизированных и роботизированных поточных линиях чертежи КМД представляют собой электронный документ с трехмерной моделью конструкции и данными для ее обработки и сборки.

Как правило, рабочие чертежи конструкций включают:

- графическое изображение отправочных марок (элементов) в масштабе 1:10—1:20 со всеми размерами и указаниями для изготовления каждой детали, сборки и сварки конструкции;
- геометрическую схему (только для решетчатых конструкций);
- спецификацию деталей для каждой отправочной марки (рис. 9.1.11);
- таблицы отправочных марок, а также таблицы сварных швов;
- примечания, касающиеся особенностей изготовления конструкции.

Пример рабочего чертежа КМД приведен на рис. 9.1.12.



Спецификация стали по ГОСТ 27771-2015

Марка	Поз.	Сечение, мм	Длина, мм	Кол-во т.	Кол-во н.	Масса, кг поз.	Масса, кг всех	Масса, кг марки	Сталь	Общ. масса на черт., кг	Примечание
Ф1	1	∟100х8	6300	2	2	76,9	307,4	393,4	С245	393,4	отв.
	2	∟50х5	1230	6		4,6	27,8		С245		
	1	−400х10	420	3		13,2	39,6		С255		
	1	−300х12	400	1		11,3	11,3		С245		отв., стр.
	наплавленный металл 1%						3,9				

Рис. 9.1.11. Спецификация стали на чертежах КМД:
а — размеры; *б* — пример заполнения

Все детали, формирующие отправочную марку обозначаются порядковыми числами и включаются в спецификацию. В случае, если одна деталь является зеркальным отображением другой, они обычно обозначаются дополнительно буквами т («так», как изображено на чертеже) и н («наоборот», т. е. зеркально), например 13т, 13н. Такие детали также называют иногда прямыми и обратными, правыми и левыми. Нумерация начинается с основных элементов, затем нумеруются второстепенные и более мелкие. При этом рекомендуется группировать детали по профилям.

Размеры деталей в спецификации указываются в окончательном виде, т. е. после обработки. Способ обработки также указывается в спецификации (гибка, строжка, фрезерование, гнутье и т. д.). При расчете веса фасонных деталей из листовой стали учитывается действительная их площадь. К весу всех деталей отправочной марки добавляется вес наплавленного металла (сварных швов) в объеме 1,5—3% от веса всех деталей.

В примечаниях к рабочим чертежам указываются преобладающие на чертеже толщины (катеты) сварных швов, диаметры отверстий, размеры обрезов, а также приводятся данные о марках необходимых электродах, способах сварки и способах образования отверстий. Размеры отдельных отличающихся отверстий и сварных швов указываются на чертежи около соответствующих элементов.

При разработке рабочих чертежей следует стремиться к уменьшению количества типов отправочных марок и деталей каждой марки, а также к укрупнению

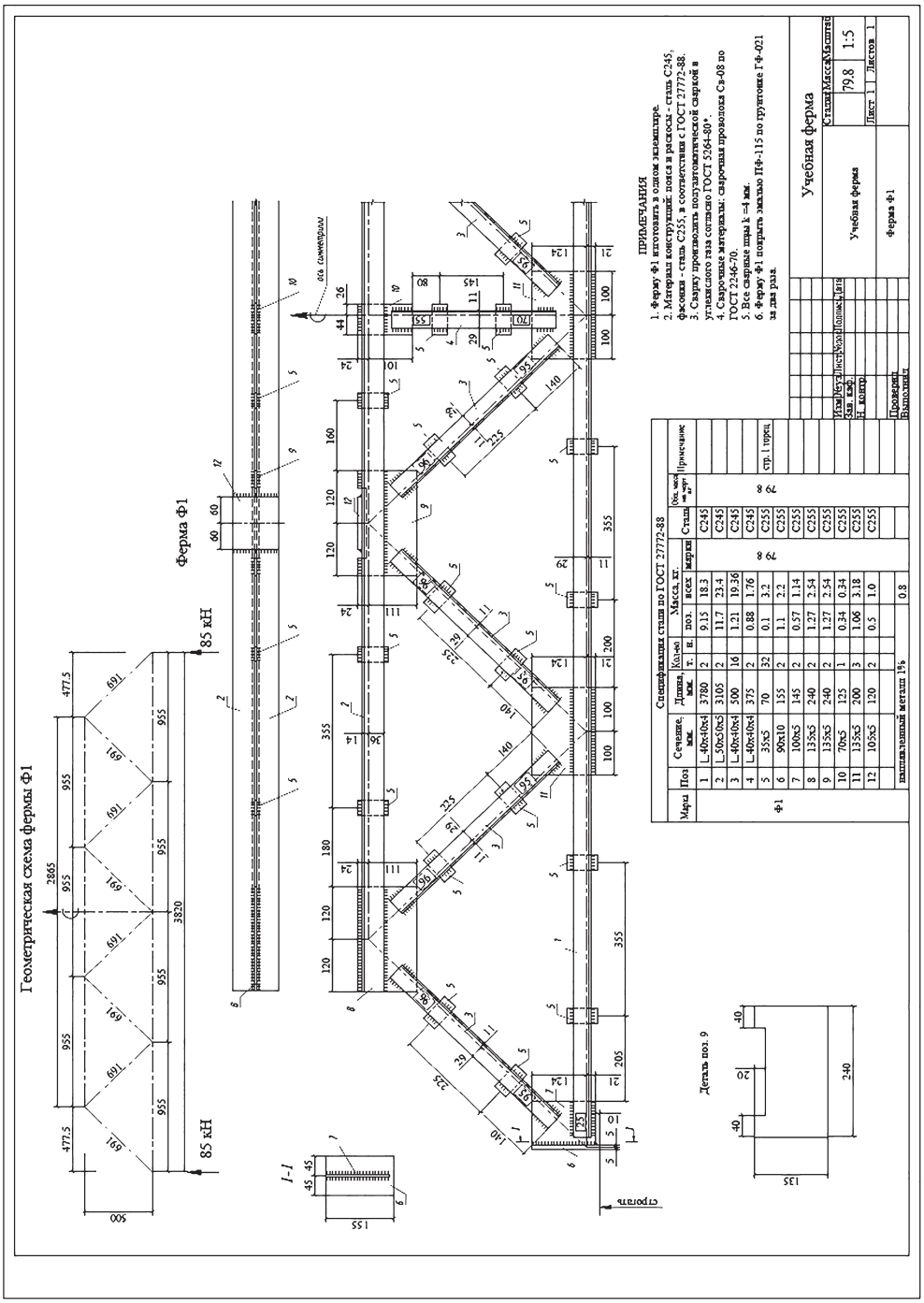


Рис. 9.1.12. Пример чертежа КМД

числа применяемых сортов и профилей металла для упрощения и ускорения технологического процесса и удешевления конструкций.

Монтажные схемы выполняются в масштабе 1:100—1:400 и составляются для каждой группы конструкций, например, схема колонн со связями, схема стропильных ферм и связей в уровне верхних поясов ферм, схема прогонов и т. п. На монтажных схемах показывают: взаиморасположение всех отправочных марок, размеры и отметки, необходимые для установки и выверки конструкций, детали монтажных стыков. Кроме того, монтажные схемы содержат таблицы отправочных марок, монтажных швов и болтов. На монтажной схеме монтажные и отправочные элементы отмечаются своими марками, соответствующими марке на рабочем чертеже.

В примечаниях к монтажным схемам указывают способы выполнения монтажных соединений, принятые способы фиксации элементов при монтаже, маркировку, то есть систему буквенных индексов элементов данной схемы, а также абсолютное значение относительной отметки 0.000.

9.2. ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

9.2.1. Общая схема процесса изготовления стальных конструкций

Технологический процесс изготовления стальных конструкций состоит из следующих основных операций:

- подготовка металла;
- изготовление деталей (сборочных марок);
- сборка и сварка конструктивных элементов (отправочных марок);
- покраска и отгрузка конструкций.

Процесс производства стальных строительных конструкций как правило происходит на специализированных заводах металлоконструкций (ЗМК), состоящих из цехов основного (цех подготовки металла, цех обработки, сборо-сварочный цех, малярно-погрузочный цех) и вспомогательного (транспортный цех, ремонтный цех, кислородная станция, компрессорная, котельная и т. п.) производства. Эти производства могут размещаться как в отдельных зданиях, расположенных на территории завода и связанных путями рельсового транспорта, так и концентрироваться в едином здании (главном корпусе), в каждом из пролетов, которого осуществляются те или иные операции.

В цехе подготовки металла осуществляется приемка металла от поставщиков, его сортировка, маркировка и правка. На некоторых ЗМК в этом же цехе выполняется очистка проката, его резка на заготовки, стыковка листовой стали.

После подготовки стальной прокат передается дальше по технологической цепочке в цех обработки для изготовления отдельных деталей, из которых будет собираться конечная конструкция. Процесс изготовления деталей (сборочных марок) предусматривает резку металла, образование отверстий, гибку, строгание и фрезерование кромок.

Готовые детали (сборочные марки) поступают в цех сборки и сварки, где производят сборку конструкций из заготовленных ранее деталей и сварку соединительных сварных швов. Остаточные деформации отдельных конструкций подлежат дополнительной правке после выполнения сварочных операций. Для сложных и крупногабаритных конструкций выполняют общие или контрольные сборки, при которых проверяется точность изготовления конструкций, подгонка кромок под монтажную сварку, сверление монтажных отверстий.

Собранные и сваренные конструкции поступают в маляропогрузочный цех для нанесения антикоррозийной защиты и последующей отправки заказчикам.

Технологичность, то есть простота и удобство их изготовления в заводских условиях одно из отличительных достоинств строительных металлических конструкций. Чем технологичнее конструкция, тем ниже трудоемкость ее изготовления, а значит и конечная стоимость. Перечень основных операций, выполняемых при изготовлении металлических конструкций, и их средние удельные значения в процессе изготовления приведены в табл. 9.2.1.

Как видно из таблицы наиболее трудоемкими являются операции по резке, сборке и сварке конструкций. Таким образом, автоматизация этих операций дает максимальную отдачу в снижении себестоимости готовой конструкции.

Таблица 9.2.1.

Средняя удельная трудоемкость операций по изготовлению металлических конструкций

Операция	**Удельный расход рабочей силы в %**
Правка	4
Разметка	2
Наметка	5
Резка	12
Образование отверстий	2
Строжка кромок	1
Гибка	4
Сборка	30
Сварка	33
Фрезеровка торцов	1
Сверление монтажных отверстий	2
Окраска	4
Всего:	**100**

9.2.2. Подготовка металла

Поставляемый на ЗМК с металлургических заводов стальной прокат зачастую имеет различные деформации, величина которых порой может превышать допуски, регламентированные ГОСТ 23118—2012. Помимо прочего,

металлопрокат может получить дополнительные повреждения при транспортировке. Наиболее часто встречающиеся деформации стального проката приведены на рис. 9.2.1.

Для получения качественных стальных строительных конструкций выполняется предварительная правка металла. Основные способы правки металла в условиях ЗМК — изгиб и растяжение в холодном состоянии, либо местный нагрев элемента. Правка листового и фасонного проката выполняется на специализированном правильном оборудовании — горизонтальных правильно-гибочные прессах, листоправильных и углоправильных вальцах.

При правке на листоправильных вальцах, стальные листы пропускают между рядами правильных валков. При этом валки верхнего ряда оказывают давление на элемент, а валки нижнего ряда (приводные валки) используются для перемещения проката. В процессе правки стальные листы подвергаются многократному знакопеременному упругопластическому изгибу, вследствие чего начальные напряжения снимаются и элемент выправляется. Листоправильные машины позволяют обрабатывать листы толщиной до 40 мм и шириной до 3200 мм. Тонкие листы можно править одновременно пакетом, состоящим из 2—3 отдельных листов. Также листоправильные вальцы позволяют править серповидность полосовой стали, укладывая на вогнутую зону стальные прокладки толщиной 2—4 мм.

Как правило прокат, поставляемый с металлургических заводов, может иметь на своей поверхности различные загрязнения, следы коррозии, остатки

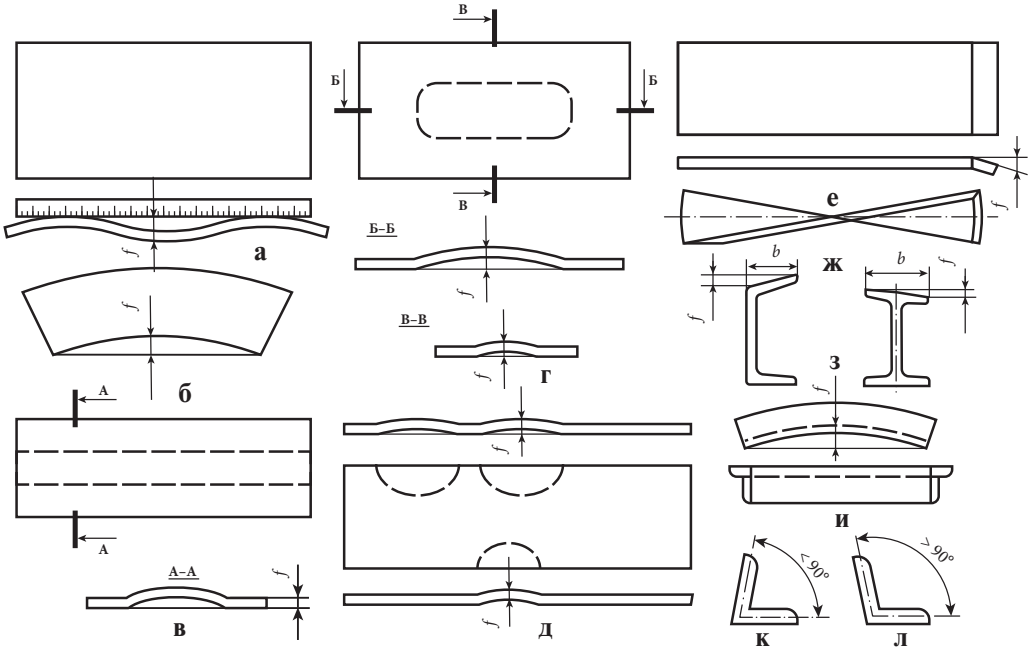


Рис. 9.2.1. Виды деформаций стального проката:
а — волнистость; *б* — коробчатость; *в* — саблевидность; *г* — хлопун;
д — местные выпучины; *е* — заломленная кромка; *ж* — пропеллерность;
з — уклон полки; *и* — кривизна; *к* — смалковка; *л* — размалковка

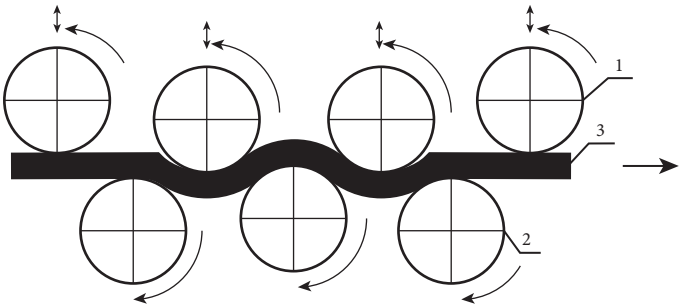


Рис. 9.2.2. Схема правки листа на листоправильных вальцах:
1 — валки машины, имеющие электропривод и вертикальное перемещение; 2 — валки без привода; 3 — выправляемый лист

окалины и т. п. Очистка поверхности металла производится путем обработки сухими абразивами (дробеструйная, дробеметная, металлическим песком) или механизированным инструментом (проволочными щетками, шлифовальными машинками).

При дробеструйной или дробеметной обработке на очищаемую поверхность проката направляется поток дроби или песка из чугуна или стали фракцией 0,3—2 мм. При соударении с поверхностью проката, окалина, ржавчина и другие загрязнения отделяются, поверхность становится шероховатой, приобретает металлический блеск, что обеспечивает при дальнейшей обработке хорошую адгезию лакокрасочных материалов.

Для защиты от возможной коррозии в процессе изготовления, очищенный прокат грунтуется быстросохнущими и не препятствующими сварке грунтовками (ВЛ-023 и др.)

9.2.3. Изготовление деталей

Из конструкторского (проектного) отдела завода рабочие чертежи поступают в отдел подготовки производства. Здесь осуществляют комплектование каждого чертежа металлом, имеющемся на складе, составляют проект технологического процесса изготовления конструкций и документы необходимые для прохождения заказа по цехам (технологические карты, наряды и т. п.).

Процесс изготовления сборочных марок состоит из следующих операций: разметка или наметка (изготовление шаблонов), механическая или термическая резка, образование отверстий, строгание, фрезерование, гибка. Трудоемкость обработки и изготовления деталей конструкций достигает 25% от общей трудоемкости изготовления стальных строительных конструкций.

Шаблон — размеченная в натуральную величину и изготовленная деталь или приспособление, по которому ведется наметка или обработка всех одинаковых деталей. Шаблон должен быть точным, прочным и легким, обычно их изготавливают из стали, дерева, картона. По форме шаблоны могут быть листовые, реечные и рамочные.

Стальные шаблоны обладают наибольшей точность, однако имеют относительно большой вес, что ограничивает условиях их применения, поэтому такие

шаблоны применяют в основном при сверлении отверстий в листах пакетами на радиально-сверлильных станках, а также в качестве универсальных шаблонов.

Деревянные шаблоны также обеспечивают достаточную точность. Их применяют для резки длинных уголков, швеллеров, двутавров, а также для наметки отверстий в них. Деревянные реечные шаблоны применяют для наметки контуров крупных листовых деталей.

Для небольших листовых деталей весом до 20 кг и уголков длиной до 1 м наиболее удобны картонные или фанерные шаблоны толщиной 2—3 мм. Для наметки длинных деталей из двутавров, швеллеров и листовой стали применяют комбинированные шаблоны из деревянных реек и фанеры.

При разметке на картоне и дереве применяют стальные рулетки, стальные линейки, стальной угольник, циркуль, штангенциркуль и набор карандашей и маркеров. При работе на металле вместо карандашей применяют стальные чертилки, а для фиксации проведенных линий и центров отверстий — слесарные и контрольные кернеры.

Разметка шаблонов — трудоемкая и ответственная операция, определяющая в значительной степени качество и быстроту изготовления конструкций, поэтому при выполнении такой операции задействуют опытных работников, обладающих высокой квалификацией. Разметка шаблонов обычно выполняется на специализированных разметочных столах, снабженных сеткой координатных осей, стационарными разметочными линейками, пазами для закладки размеченных шаблонов и другими приспособлениями, облегчающими и ускоряющими процесс работы.

Разметка шаблонов должна выполняться с точностью 0,5 мм в отношении размещения рисок и 1 мм в отношении размеров шаблонов. При разметке шаблонов для деталей сварных конструкций необходимо учитывать уменьшение длины элемента после сварки и оставлять соответствующие припуски к проектным размерам. Припуск на усадку сварных швов принимают в среднем 0,1 мм на 1 п. м. вдоль шва и 1 мм — поперек шва на каждый шов.

Наметка — перенос контуров деталей и центров отверстий с шаблона на стальной прокат. Основные инструменты, применяемые наметчиками, чертилка, рейсмус, угольник и кернер. При наметке шаблон укладывают на намечаемый стальной прокат и плотно прижимают к нему струбцинами или кляммерами, после чего наметчик отмечает чертилкой места поперечных рисок, снимает шаблон, проводит по бортовому угольнику поперечные риски и рейсмусом — продольные риски, кернит точки пересечения рисок и набивает кружки контрольным кернером. Картонные и фанерные шаблоны могут также использоваться для непосредственной резки и продавливания отверстий в деталях на дыропробивном прессе через шаблон.

Точность при наметке должна быть такой же, как и при разметке. При этом стараются снижать объемы наметочных работ, обрабатывая детали на поточных линиях и автоматизированных установках.

9.2.4. Резка

Механическая резка стали выполняется на гидравлических гильотинных ножницах, прессах и пилах. Однако более экономичным решением зачастую оказывается термический способ при помощи кислородной и газоэлектрической резки.

Резка на различного типа ножницах основана на скалывании металла из-за давления ножей. Разрезаемую сталь помещают между двумя ножами. Нижний наглухо закреплен в станине станка, а верхний имеет вертикальное перемещение. Лезвие ножей образовано путем заточки режущей кромки под углом 10—12°. При вдавливании ножей в сталь напряжения в месте реза достигают предела прочности и металл скалывается. В связи с большими пластическими деформациями, получаемыми при вдавливании ножей, сталь при резке сильно наклепывается на ширину 2—3 мм от обрезной кромки. Из-за этого для ответственных деталей конструкций работающих под воздействием динамических нагрузок, обрезанные на ножницах кромки деталей толщиной более 14 мм дополнительно строгают на глубину 3—4 мм.

Для резки листового металла наибольшее распространение получили гильотинные ножницы, отличительной особенностью которых является установка режущего ножа под углом к горизонтальной плоскости, что позволяет облегчить процесс реза и повысить мощность оборудования. Гильотинные ножницы используют для продольной резки листов на ширину 400—3000 мм. Наибольшая толщина разрезаемых листов зависит от мощности оборудования и обычно составляет 25—30 мм. У пресс-ножниц угол режущей поверхности не имеет наклона к горизонту, их используют главным образом для вырезки фасонок, планок и накладок из листов толщиной до 12 мм. Обрезные станки оборудуются роликовыми столами и подвижными упорами, к которым прижимается конец элемента при резке.

Резка фасонного проката осуществляется на универсальных сортовых ножницах, комбинированных пресс-ножницах и специальных уголковых ножницах, а также на специализированных отрезных машинах, оборудованных ленточными и дисковыми пилами.

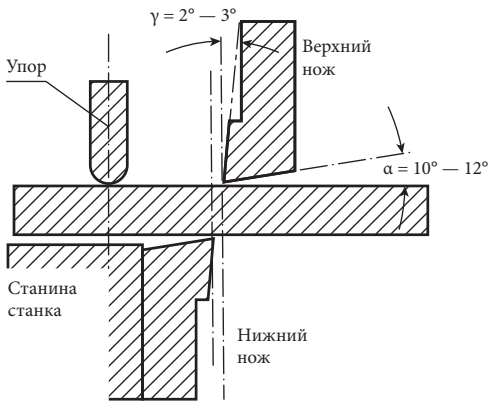


Рис. 9.2.3. Положение ножей в ножницах для резки стали

Механическая резка на ножницах разного типа отличается рядом недостатков — малой точностью реза, низким качеством кромок, большим объемом ручного труда. Резка с использованием ленточных и дисковых пил менее производительна, но обеспечивает лучшую чистоту реза. Кроме того, резка на пиле не оказывает воздействия на структуру металла в зоне реза. Недостатком любого пильного оборудования является сильный шум и искрение металла при резке.

Кислородной резкой можно выполнять обработку стали практически любой толщины (до 300 мм) и выполнять резы любого очертания. Также эта технология допускает резку как листового, так и фасонного проката. Процесс кислородной резки стали хорошо поддается автоматизации. Имеющееся на современных ЗМК оборудование, позволяет, как правило, помимо простой резки выполнять одновременно и обработку кромок под сварку, а также выполнять правку металла местным нагревом. Кислородная резка в настоящее время наиболее распространённый способ раскроя металла и на современных предприятиях так обрабатывается более 50% всей листовой стали.

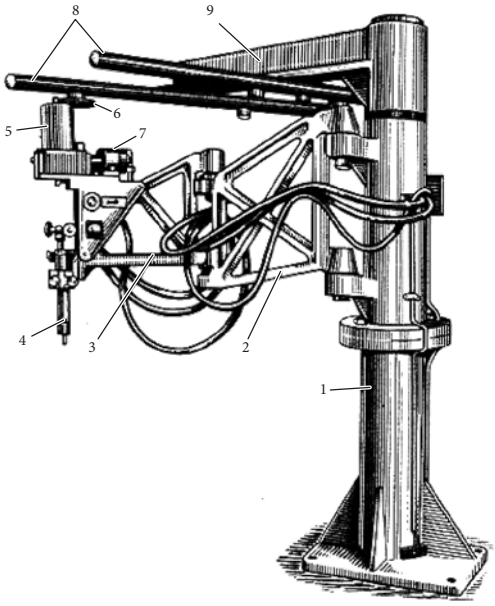


Рис. 9.2.4. Машина для кислородной резки стали АСШ-2: 1 — колонка, 2, 3 — шарнирные рамы, 4 — резак, 5 — магнитная катушка, 6 — копир, 7 — электродвигатель, 8 — штанги, 9 — хобот

Технология кислородной резки основана на способности стали сгорать в струе чистого кислорода при температуре ниже температуры плавления. Разогретая до белого каления (около 1300°С) сталь сгорает в струе кислорода и выдувается из плоскости реза под давлением 2—6 атм. Резак для кислородной резки имеет два сопла — наружное, через которое подается горючая смесь для подогревающего пламени, и внутреннее, по которому к раскаленному месту подается кислород, сжигающий и выдувающий сталь. В качестве горючих газов используют ацетилен, природный газ, пропан, бутан, керосин. Обычная скорость ручной резки 14—30 м/час в зависимости от толщины стали. Ширина реза 2—6 мм в зависимости от толщины разрезаемой стали. Для ускорения и улучшения качества кислородной резки применяют передвижные машины, производящие автоматическую резку по прямой и по окружности.

Кислородная резка вызывает изменение структуры стали на глубину 1,5—2,5 мм, а крайние 0,3—0,6 мм имеют структуру расплавленного и застывшего металла. При этом повышается твердость стали.

Газоэлектрическая резка применяется для обработки проката из легированных сталей и алюминиевых сплавов. Выделяют плазменно-дуговую, воздушно-дуговую и другие виды резки. В качестве плазмообразующих газов используется аргон, азот, их смеси с водородом, углекислый газ, кислород, его смесь с азотом. При использовании сжатого воздуха процесс называют воздушно-плазменной резкой.

9.2.5. Образование отверстий

Наиболее распространенными способами образования отверстий в условиях ЗМК являются их продавливание и сверление. Выбор того или иного способа образования отверстий зависит от требуемого качества и точности изготовления, толщины и марки стали, размеров и массы обрабатываемых деталей, наличия необходимого технологического оборудования. Образование отверстий продавливанием возможно при толщине металла до 25 мм и диаметре отверстия до 26 мм. Сверление отверстий возможно при практически любой толщине стали при этом такой способ в 4—5 раз менее производителен, поэтому отверстия в толстых листах, как правило, сверлятся, а в тонких — продавливаются.

Продавливание отверстий выполняется на дыропробивных прессах при помощи пуансонов (штемпелей) и матриц. Продавленные отверстия имеют некоторую конусность и заусенцы, а также наклеп на участках вблизи отверстия на глубину 2...3 мм, поэтому в деталях, предназначенных для работы при динамических нагрузках, а также при повышенных требованиях к точности расположения отверстий, их получают путем сверления, либо продавливанием диаметром на 3...6 мм меньше проектного и последующего рассверливания. При образовании отверстий продавливанием наибольшая затрата времени работы оборудования уходит не на пробивку отверстия, а на передвижку и установку деталей.

Сверление заключается в постепенном снятии стружки режущим инструментом — двухпёрым спиральным сверлом. Обычно используются сверла диаметром 6—60 мм. В процессе работы сверло нагревается и требует искусственного охлаждения поливкой его водой с примесью соды. Сверление отверстий на ЗМК выполняется на вертикально-сверлильных и радиально-сверлильных станках, установленных стационарно или на перекатных тележках (порталах). В настоящее время путем сверления образуют отверстия под высокопрочные болты в полках швеллеров и двутавров.

9.2.6. Строгание и фрезерование

Путем механической обработки стали строганием и фрезерованием обеспечивается необходимая поверхность кромок деталей, точные размеры деталей, выполняется подготовка скоса кромок (снятие фасок) под сварку, выполняется удаление зоны наклепа после резки на гильотинных ножницах, а также зон термического влияния после кислородной резки. В некоторых случаях при помощи строгания и фрезерования кромок удается добиться удаления серповидности полосовой стали. Например, в тех случаях, когда деталь невозможно выправить на листоправильной машине, правильно-гибочном прессе или местным нагревом.

Строжка кромок производится на кромкострогальных станках после резки листов для подготовки кромок к сварке. При строжке резец перемещается поступательным движением суппорта, а сама обрабатываемая деталь или пакет зажимается на столе станка. Листы, когда это представляется возможным, строгают пакетами. Для этого пакет листов перед строжкой плотно стягивают струбцинами и болтами. Размеры строганых деталей могут отличаться от проектных не более чем на ±2 мм.

Строжка кромок является операцией малопроизводительной, дорогой и по возможности заменяется полуавтоматической и автоматической кислородной резкой, не требующей последующей обработки кромок, а также фрезерованием.

Рабочим инструментом при фрезеровании является фреза. Вращающейся фрезе придаются прямолинейные движения вдоль обрабатываемой поверхности для снятия стружки. Чистота и точность фрезерования такая же, как и при строгании, но производительность выше.

На ЗМК фрезерование деталей и торцов элементов стальных конструкций производят на торцефрезерных станках, оборудованных сборными торцевыми фрезами с 8—12 резцами. Торцефрезерные машины позволяют обрабатывать торцы конструкций с размерами 3600 × 1300 мм.

Как правило, фрезерование необходимо в следующих случаях:

- в узлах стропильных ферм (контактные поверхности торцов опорных ребер, торцы поясов ферм в местах примыкания к фланцам, торцы стержней решетки ферм в бесфасоночных узлах примыкания их к поясам);
- при передаче усилий в стойках и колоннах на ниже расположенный элемент или опорную плиту через смятие торца.

При разметке деталей подлежащих в дальнейшем фрезерованию или строганию оставляют припуск 3—5 мм.

9.2.7. Гибка

Холодная гибка применяется при изготовлении деталей трубопроводов, резервуаров, газгольдеров, бункеров, кожухов доменных печей, монорельсов, гнутых профилей.

Холодная гибка стали может производиться по радиусу (вальцовка) и под углом. Вальцовка применяется преимущественно при изготовлении листовых конструкций и осуществляется в основном на гибочных вальцах.

Холодная гибка цилиндрических и конических листовых деталей выполняется на трех- или четырехвалковых листогибочных машинах (вальцах) и листогибочных (кромкогибочных) прессах. Гибка уголков, двутавров, швеллеров — на углоправильных машинах и горизонтально правильно-гибочных прессах.

При гибке происходит упруго-пластическая деформация металла в зоне гиба и значительный ее наклеп, поэтому минимальные радиусы холодной гибки ограничены 2,5-кратным размером сечения, перпендикулярного осям валков (роликов), а при сгибании уголка или швеллера на перо — 4,5-кратной ширине полки.

Операции, которые невозможно выполнить при холодном состоянии металла, например, гибка сортовой и фасонной стали под углом или по малому радиусу, размалковка, смалковка и высадка уголков и т. п., производятся путем нагрева стали в специальных печах или в кузнечных горнах до светлокрасного каления (1100 °С). Кузнечные работы нарушают нормальный ход технологического процесса, усложняют и удорожают изготовление стальных строительных конструкций, а потому их следует избегать при проектировании.

9.2.8. Сборка

Сборка отправочного элемента (конструкции) заключается в последовательном соединении сборочных деталей между собой электроприхватками. Сборка является одной из наиболее трудоемких и ответственных операций, так как на этом этапе изготовления фиксируется форма и габаритные размеры конструкции. Трудоемкость операций по сборке составляет около 30% общей трудоемкости изготовления конструкции.

Сборка производится на стеллажах, расположенных в зоне действия мостовых кранов. Стеллаж — выровненный помост, состоящий из уложенных параллельно на расстоянии 1—1,5 м друг от друга швеллеров или рельсов, укрепленных на неподвижных или подвижных козелках. Высота стеллажей составляет 700—800 мм для обеспечения удобных условий для рабочих при сборке конструкции.

В зависимости от формы и габаритных размеров элемента на ЗМК применяют следующие основные способы сборки конструкций:

- по предварительной разметке;
- по шаблонам-копирам;
- в кондукторах;
- на автоматизированных поточных линиях.

При сборке по разметке положение каждой детали в общей конструкции определяется рисками, нанесенными на смежных деталях по чертежным размерам. Такой способ сборки является достаточно медленным и дорогим, а потому применяется только при изготовлении единичных отправочных марок, главным образом, легких ферм, или же в тех случаях, когда первый экземпляр конструкции, собранный по разметке, затем используется в качестве шаблона для изготовления партии идентичных отправочных марок.

Сборка по шаблонам-копирам отличается тем, что первоначально изготовляют шаблон, имеющий форму конструкции (копир). Сборочные марки совмещают с шаблоном и скрепляют между собой прихватками. Сборка по копиру применяется преимущественно при сборке легких ферм с сечениями из парных уголков и заключается в том, что на стеллажах по разметке собирается часть фермы, состоящая из одиночных уголков и фасонок, образующих половину сечения поясов, стоек и раскосов. Уголки привариваются к фасонкам по рискам, полученный таким образом не законченный сборкой экземпляр фермы (без вторых уголков поясов и раскосов) кантуется и служит шаблоном. Сборка второй фермы начинается с раскладки фасонок и прокладок («сухариков») на одноименные детали шаблонной фермы (копира). На фасонки и прокладки укладывают уголки, положение которых определяется соответствующими деталями копира. Собранную и сваренную половину второго экземпляра фермы снимают с копира, кантуют на 180°, переносят и укладывают рядом. На снятой полуферме устанавливают вторые уголки, а на освободившемся копире собирают следующую ферму.

Наиболее производительным методом сборки является сборка конструкции в стационарном устройстве, обеспечивающем взаимное расположение деталей

в соответствии с чертежом — кондукторе. При этом сборочные марки в кондукторе удерживаются гидравлическими упорами и прижимами. На подавляющем большинстве ЗМК в настоящее время сборка составных двутавров выполняется в кондукторе с передвижным порталом, на котором закреплено оборудование по автоматической сварке поясных листов.

Допускаемые отклонения и зазоры при сборке должны соответствовать значениям, указанным в стандартах на швы сварных соединений. При сборке конструкций электроприхватки выполняются в местах будущего расположения сварных швов и при последующей сварке они перекрываются ими.

9.2.9. Сварка

Сварка является наиболее трудоемкой операцией при изготовлении сварных стальных конструкций ее доля достигает 30% от общей трудоемкости изготовления. К сварке допускаются конструкции, прошедшие проверку правильности выполнения предшествующих операций (обработки деталей и сборки) контролером отдела технического контроля (ОТК) завода.

Выбор технологии выполнения сварочных операций зависит от конструктивной формы соединения, толщины свариваемых деталей, расположения сварных швов, их протяженности и сечения. Ручная сварка в условиях ЗМК применяется главным образом только при сборке для временной прихватки деталей. Автоматическая сварка под слоем флюса целесообразна при длине сварного шва более 1,5 м. Полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа применяется для выполнения прерывистых коротких швов и швов, не доступных для сварки автоматом. Детали толщиной более 45 мм соединяют электрошлаковой сваркой, позволяющей выполнять сварной шов за один проход без дополнительной обработки кромок. На ЗМК также может применяться контактная точечная и стыковая сварка.

Сварочные материалы для выполнения соединений металлических конструкций выбираются в соответствии с действующими нормами и указываются на рабочих чертежах КМ и КМД.

Для выполнения ручной сварки строительных конструкций применяют штучные электроды. Диаметр электрода выбирается в зависимости от способа сварки, толщины стали и положения шва. Ходовые диаметры электродной проволоки 4—6 мм. Длина электродов 450 мм. Для сварки обычных малоуглеродистых сталей (С235, С245) применяют электроды марки Э42, для сварки спокойных сталей рекомендуется применять электроды Э46. Низколегированные стали сваривают электродами марок Э50.

Для автоматической и полуавтоматической сварки в среде углекислого газа или его смеси с аргоном применяется сварочная проволока Св-08Г2С. Для автоматической сварки под слоем флюса применяют сварочные проволоки разных марок (Св-08А, Св-10ГА и др.), а также флюсы разных марок (АН-60, АН-43 и др.).

Сварочные агрегаты для ручной электродуговой сварки могут быть постоянного и переменного тока, однопостовые и многопостовые, стационарные

и передвижные. Для изготовления стальных строительных конструкций наибольшее распространение получили однопостовые передвижные агрегаты.

Сварочные аппараты переменного тока состоят из трансформатора, дросселя (регулятора тока) и иногда осциллятора — искрового генератора высокой частоты, обеспечивающего при переменном токе спокойное горение дуги, сварку тонкой стали и выполнение потолочных швов. Сварочные аппараты постоянного тока состоят из генератора и электродвигателя, вращающего генератор. Сварочные аппараты переменного тока портативны, дешевы, просты в обслуживании, а также расходуют меньше электроэнергии. Однако у сварочных аппаратов, работающих на постоянном токе, дуга горит более устойчиво, а процесс сварки проще. Аппараты постоянного тока целесообразно применять при наложении вертикальных и потолочных швов, при сварке тонких (до 4 мм) и толстых (более 20 мм) листов, а также при сварке низколегированных сталей. При сварке в нижнем положении малоуглеродистой стали средних толщин (от 4 до 20 мм) рациональнее применение переменного тока.

Автоматическая сварка повышает производительность труда в несколько раз по сравнению с ручной сваркой и улучшает качество соединений, т. к. все процессы, выполняемые при ручной сварке сварщиком, производит автоматически сварочная головка. При автоматическом способе сварки требуется более точная и тщательная обработка и сборка деталей, чем при ручной сварке. Обычным положением шва при автоматической сварке является нижнее. Применение автоматической сварки целесообразно при наличии массовой однотипной продукции с длинными прямыми или круговыми швами.

Сварочные головки по способу регулирования длины дуги делятся на головки с автоматически регулируемой скоростью подачи электродной проволоки и головки с постоянной скоростью подачи проволоки. В головках первого типа длина дуги поддерживается постоянной путем регулирования напряжения дуги. Для этого применяются сложные электромеханические системы. В головках второго типа, получивших наибольшее распространение, саморегулировка длины дуги происходит за счет изменения скорости плавления электрода. Головки с постоянной скоростью подачи проволоки могут работать как на постоянном, так и на переменном токе.

9.2.10. Контроль качества сварных соединений

Качество сварных швов контролируется следующими основными методами, применяемыми в различном сочетании в зависимости от назначения конструкции, условий эксплуатации и степени ответственности: внешним осмотром и измерением, так называемый визуально-измерительный контроль (ВИК), ультразвуковым контролем (УЗК), радиографическим контролем (РГК), капиллярным, пузырьковым, механическими испытаниями контрольных образцов и др. Методы и объемы контроля применяются в соответствии с табл. 9 СП 53-101-98 в зависимости от конструктивного оформления, условий эксплуатации и степени ответственности сварного соединения.

При визуальном контроле сварные швы должны соответствовать следующим требованиям:

• иметь гладкую или равномерно чешуйчатую поверхность без резких переходов к основному металлу;

• швы должны быть плотными по всей длине и не иметь видимых прожогов, сужений, перерывов, наплывов, а также недопустимых по размерам подрезов, непроваров в корне шва, несплавлений по кромкам, шлаковых включений и пор;

• металл шва и околошовной зоны не должен иметь трещин любой длины и любой ориентации;

• кратеры швов в местах остановки сварки должны быть переварены, а в местах окончания — заварены.

Наиболее надежным, но и наиболее дорогим способом контроля швов является радиографический контроль. При просвечивании рентгеновскими лучами внутренние поры и непровары выявляются на снимке в виде темных точек и полосок. Наиболее удобно просвечивание стыковых швов, просвечивание же угловых швов представляет большие трудности.

Лабораторные испытания сварных швов по образцам, вырезанным из припусков на изделиях, производятся в особо ответственных случаях, предусмотренных проектом и специальными техническими условиями.

В конструкциях, соединения которых, помимо условий прочности, должны удовлетворять еще и условиям непроницаемости (резервуары, газгольдеры, баки и т. п.), применяются следующие способы контроля: испытание керосином; гидравлическое испытание; испытание сжатым воздухом; испытание вакуум-прибором и испытание методом химических реакций.

При испытании плотности швов по первому способу все швы с наружной стороны конструкции окрашивают меловой краской, после чего с внутренней стороны обильно смачивают керосином. Если в течение 20—30 мин. (в зависимости от толщины стали) на закрашенной мелом поверхности не обнаружится темных жирных пятен, швы считаются выполненными удовлетворительно.

Гидравлическое испытание производится при давлении, указанном в проекте, этим способом проверяется не только плотность, но и прочность шва. Во избежание повторных гидравлических испытаний следует производить предварительное испытание плотности швов керосином и исправлять дефектные места.

При испытании сжатым воздухом швы снаружи промазывают мыльной пеной, наличие пузырей указывает на дефектные места, подлежащие исправлению, заварке и последующему вторичному испытанию.

Проверка при помощи вакуумприбора заключается и в том, что на исследуемый участок шва длиной 40—50 см устанавливают герметичный ящик без дна в котором ручным вакуумнасосом создается небольшой вакуум. Если в шве имеются неплотности, то манометр через 3—4 мин. показывает увеличение давления. Испытание вакуумприбором требует больше времени, чем другие методы контроля плотности швов, и применяется только в тех случаях, когда одна сторона листовой конструкции недоступна.

Метод химических реакций основан на свойстве некоторых химических препаратов-индикаторов менять свой цвет в щелочной среде. Для целей

испытания шов с доступной стороны поливают тонкой струей индикатора (фенолфталеина), а к другой — подводят летучий щелочной газ, например, аммиак, который, проникая сквозь неплотность шва, окрашивает индикатор. Для того чтобы газ не мог улетучиться из-под испытываемой конструкции, он подводится в специально устраиваемое замкнутое пространство. Метод этот особенно удобен при проверке плотности швов днищ, вертикальных наземных резервуаров и мокрых газгольдеров, свариваемых непосредственно на монтаже.

9.2.11. Отделочные операции для стальных конструкций

К отделочным операциям, выполняемым после сварки конструкции, обычно относят:

- фрезерование торцов при необходимости обеспечить точную дину готового элемента, а также гладкий и перпендикулярный оси элемента торец конструкции для выполнения монтажных соединений;
- образование монтажных отверстий путем рассверловки, продавленных заранее отверстий меньшего диаметра, либо сверление на проектный диаметр по кондуктору в отдельных отправочных элементах;
- выполнение общих сборок для обеспечения проектных размеров и подгонки отправочных элементов друг к другу, подготовки кромок под монтажную сварку;
- выполнение контрольных сборок в объеме 5—15% от общего количества однотипных элементов для проверки точности их изготовления, точности кондукторов и приспособлений;
- нанесение антикоррозийной защиты из лакокрасочных материалов, горячего цинкования и др. в соответствии с требованиями проекта;
- нанесение маркировки, включающей как правило номер заказа, номер чертежа КМД, обозначение элемента, место и ориентировку положения отправочного элемента в сооружении.

9.2.12. Транспортировка строительных конструкций

Доставка стальных строительных конструкций к месту строительства может выполняться железнодорожным, автомобильным, водным или воздушным видами транспорта в зависимости от конкретных условий. Зачастую приходится использовать несколько транспортных средств, но каждая перегрузка (так называемая «перевалка») конструкции, например, с железнодорожной платформы на автомобиль приводит к существенному удорожанию доставки. Таким образом, выбор схемы и способа транспортирования существенно влияет на конечную стоимость стальных строительных конструкций.

Водный и воздушный виды транспорта применяют для перевозки строительных конструкций крайне редко и только в случае специального технико-экономического обоснования. Как правило, такая необходимость возникает при транспортировке негабаритных и специальных конструкций, либо в случае доставки конструкций в отдаленные регионы, куда другими видами транспорта

добраться просто невозможно. Подавляющее же большинство стальных строительных конструкций перевозится по железным и автомобильным дорогам.

В связи с хорошо развитой в РФ сетью железных дорог, связывающей ЗМК и районы массового строительства, железнодорожные перевозки по сравнению с любыми другими видами транспортирования наиболее экономичны, особенно на значительные расстояния. По российским железным дорогам большинство строительных конструкций перевозятся на 4-осных железнодорожных платформах грузоподъемностью 62 и 63 т или в полувагонах грузоподъемностью 63 т. Кроме того, зачастую используют полувагоны грузоподъемностью 93—94 и 125 т (6- и 8-осные).

Все строительные конструкции, транспортируемые по железной дороге, в зависимости от их ширины и высоты подразделяют на габаритные и негабаритные. Габаритной называется конструкция, контур поперечного сечения которой после погрузки на подвижной состав (с учетом упаковки и крепления) вписывается в габарит погрузки.

Для перевозки грузов, имеющих высоту более, чем габарит погрузки, используют специальные железнодорожные транспортеры грузоподъемностью до 400 т с пониженной высотой уровня погрузки перевозимых конструкций. Перевозка негабаритных грузов должна быть дополнительно согласована с ПАО «РЖД», причем за нее взимается дополнительная оплата от 50 до 300% основного тарифа. Соблюдение заданного габарита погрузки на выходе из маляропогрузочного цеха ЗМК проверяют габаритными воротами, сооружаемыми над железнодорожным путем и повторяющими очертание габарита погрузки.

В зависимости от конструктивных особенностей транспортного средства максимальная длина конструкций может быть 13774—14200 мм (при погрузке на железнодорожную платформу) и 13500, 15700 и 20000 мм (при погрузке в полувагон грузоподъемностью 63,93, 125 т, соответственно). Длинномерные конструкции перевозятся на платформах с прикрытиями или на сцепах.

Транспортировка стальных строительных конструкций автомобильным транспортом практически незаменима при перевозке с заводов-изготовителей, находящихся вблизи района строительства, и для подачи конструкций со складов и площадок укрупнительной сборки в монтажную зону. Автомобильные перевозки наиболее рациональны на расстояния до 200 км, но возможно транспортирование автомобильным транспортом и на большие дистанции в зависимости от специфических местных условий.

Для перевозки строительных конструкций используют грузовые автомобили общего назначения, автомобили повышенной проходимости и седельные тягачи различной мощности. Автомобили могут быть оборудованы прицепами, полуприцепами или платформами.

Предельный габарит нормального подвижного состава равен 2,5 м по ширине и 3,8 м по высоте (от покрытия проезжей части). Масса перевозимых конструкций определяется грузоподъемностью транспортного средства и характеристиками трассы следования. Если габариты превышают предельные значения, а также в случае, когда конструкция выступает за заднюю точку габарита транспортного средства более чем на 2 м, необходимо согласование с ГИБДД,

администрацией субъекта РФ, службами эксплуатации высоковольтных сетей, линий связи, освещения и других встречающихся по трассе движения воздушных и подземных коммуникаций.

Все строительные конструкции, погруженные на подвижной состав, должны быть надежно закреплены от продольного и поперечного смещения и от опрокидывания.

9.3. МОНТАЖ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Качество строительного объекта зависит не только от качества проектирования и изготовления, но и от качества строительно-монтажных работ. При монтаже строительных конструкций основными целями являются обеспечение требуемого по проекту пространственного положения элементов строительных конструкций, взаимное соединение конструкций между собой, обеспечение безопасности проведения монтажных работ.

В настоящее время существует большое количество видов и способ монтажа, поэтому монтаж строительных конструкций выделяют в отдельную отрасль строительного производства.

Монтаж строительных конструкций — это комплексный процесс сборки зданий из отдельных, заранее изготовленных элементов. Процессы, из которых состоит монтаж, делятся на транспортные, подготовительные и собственно монтажные. Для выполнения всех этих процессов в комплексе используются монтажные, такелажные и транспортные средства.

Транспортные процессы включают погрузку на месте изготовления, перевозку, разгрузку на строительной площадке, складирование и перемещение элементов в зону работу грузоподъемных механизмов. Подготовительные процессы на строительно-монтажной площадке состоят из укрупнения и оснастки элементов конструкций необходимыми монтажными элементами — такелажными приспособлениями, подмостями, устройствами для временного закрепления, выверки, окраски и т. д. К монтажным процессам относятся захват конструкций грузоподъемным механизмом, подъем или перемещение на место установки, непосредственно установка на опоры, выверка правильности пространственного положения, временное и постоянное закрепление.

Строящиеся объекты с каждым годом становятся все сложнее и сложнее, и объем монтажных работ в строительстве увеличивается.

Повышение эффективности монтажных работ основано на применении прогрессивных методов производства работ, повышении уровня автоматизации и механизации работ.

Для обеспечения основных целей монтажа конструкций необходимо решить следующие задачи:

- выбор наиболее рационального способа монтажа и грузоподъемных механизмов;
- выбор наиболее рационального способа складирования конструкций;
- разработка графика поставки материалов и элементов на объект;
- разработка графика движения рабочих кадров на объекте;

• обеспечение проектного положения монтируемых элементов с заданной точностью;
• обеспечение надежного временного закрепления элементов в процессе монтажа;
• обеспечение проектного закрепления элементов между собой;
• обеспечение безопасного производства строительно-монтажных работ.

9.3.1. Организационно-технологическая структура монтажа

Организация процесса монтажа должна строиться с учетом последовательности и характера отдельных монтажных операций, технологии укрупнения монтажных элементов, их транспортирования и подачи в зону монтажа, с учетом необходимой механизации отдельных процессов, технологии оснастки, строповки, наводки и установки элементов конструкций в проектное положение, их выверки, фиксации и закрепления. Также организация монтажных работ должна учитывать работы по антикоррозионной защите конструкций, герметизации или заделке стыков и т. п.

Основные монтажные характеристики, на основании которых строится организация монтажа, это строительный габарит объекта, монтажная масса конструкций, высота подъема и глубина подачи конструкций.

От выбора метода монтажа зависят нагрузки, которые будут действовать на элементы конструкций в процессе транспортировки и монтажа. Монтажные нагрузки и расчетная схема в процессе монтажа может существенно отличаться от нагрузок и расчетной схемы в стадии эксплуатации.

Монтажной массой конструкции называют массу конструкции с учетом массы необходимых элементов строповки и оснастки (монтажные стропы, оттяжки для наведения конструкции, подмости или площадки для монтажников и т. д.), то есть общая масса конструкции со всеми дополнительными элементами, которую необходимо поднимать монтажными механизмами.

Высота подъема — это расстояние по вертикали от уровня площадки, на которой установлен монтажный кран, до нижней точки крюка крана (или другого грузозахватного органа), находящегося в верхнем положении. Высота подъема зависит от максимальной отметки монтажного горизонта, габаритов монтируемой конструкции и размеров строповочных приспособлений.

Глубина подачи определяется расстоянием от центра тяжести монтируемого элемента до оси вращения крана. Для конструкций разной массы один и тот же монтажный механизм может обеспечивать разную глубину подачи — для более тяжелых элементов глубина подачи будет меньше.

9.3.2. Поставка конструкций

Для качественного и успешного выполнения монтажных работ также необходимо своевременное изготовление и доставка конструкций на строительную площадку. В большинстве случаев стальные конструкции изготавливаются в специализированных цехах и доставляются на строительную площадку в готовом виде. В случае крупногабаритных конструкций на стройплощадку

их доставляют отправочными марками, которые уже на стройплощадке укрупняются в монтажные марки.

Монтаж металлических конструкций выполняется в соответствии с монтажными схемами, приведенными на чертежах КМД. На монтажных схемах все отдельные монтажные и отправочные марки имеют свою маркировку, которая наносится и на сами элементы на заводе изготовителе. Эта маркировка должна быть хорошо заметна.

9.3.3. Документация

Заводы-изготовители стальных конструкций перед их отправкой на строительную площадку выполняют проверку качества в отделе технического контроля продукции (ОТК). По результатам проверки на готовые к отправке элементы конструкций составляется паспорт или сертификат, в котором подтверждается соответствие самих конструкций и использованных для их изготовления материалов проекту, действующим стандартам и нормам.

В сертификате или паспорте, как правило, приводят следующие данные:

- наименование конструкции;
- вес по чертежам КМД;
- даты начала и конца изготовления;
- наименование организаций, выполнивших чертежи КМ и деталировочные чертежи КМД, индексы и номера этих чертежей;
- нормативный документ, по которому изготавливались данные конструкции;
- классы и марки сталей, примененные при изготовлении, и их соответствие требованиям проекта;
- материалы, примененные для выполнения сварных соединений (электроды, сварочная проволока, флюс, защитные газы);
- наименование правил, по которым производилось испытание сварщиков;
- описание порядка проверки сварных швов.

Сертификаты и паспорта при сдаче выполненных работ монтажная организация предъявляет заказчику.

9.3.4. Укрупнительная сборка конструкций

Перевозка крупногабаритных конструкций (например, пролетом более 12 м) автотранспортом или по железной дороге может быть затруднена, а иногда невозможна. В этом случае с завода-изготовителя конструкцию доставляют отдельными частями (отправочными марками), а затем на монтажной площадке собирают их в целую конструкцию (укрупняют конструкцию).

Как правило, деление на отправочные марки необходимо для стальных конструкций, длина которых превышает длину четырехосной железнодорожной платформы (13,77 м) или полувагона (12 м), а также для тяжелых элементов, вес которых превышает грузоподъемность платформ. Чаще всего отправочными марками доставляют фермы пролетом 24 м и более, колонны и подкрановые балки длиной более 13,77 м, негабаритные листовые конструкции.

Для укрупнительной сборки на строительной площадке обустраиваются специальные сборочные площадки, на которых устанавливаются стенды

или кондукторы, позволяющие закреплять, выверять и рихтовать конструкции в процессе сборки. Стенды могут быть стационарные, переставные или передвижные. В целом на укрупнительной площадке можно собирать как однотипные, так и разнотипные элементы, но для укрупнительной сборки конструкций каждого типа нужен свой сборочный стенд.

Как правило, фермы покрытий, подкрановые балки, колонны укрупняются в горизонтальном положении. Такие конструкции часто обладают большой гибкостью и их укрупнение в вертикальном положении без дополнительных приспособлений для временного закрепления не рационально.

Укрупнительные стыки могут выполняться на болтах или на сварке. Для фиксации взаимного расположения сборочных элементов используют при наличии сборочных отверстий болты и пробки, а при отсутствии сборочных отверстий фиксацию выполняют при помощи фиксаторов, закрепленных на сборочных стендах или стеллажах. Сварные соединения стыков выполняют в горизонтальном положении конструкции, сначала заваривают с одной (верхней) стороны, потом сварки с обратной стороны конструкцию перекантовывают, то есть переворачивают на другую сторону.

Для сокращения сроков монтажа и его трудоемкости можно применять крупноблочный монтаж. Такой способ применяется, например, для монтажа покрытия. В этом случае на площадке укрупнительной сборки собирают блок покрытия, состоящий из двух ферм, объединенных постоянными или временными связями, с установленными прогонами и кровельными конструкциями. Затем блок поднимается в проектное положение. В этом случае сокращается объем работ на высоте, так как большинство соединений выполняется на земле.

Характер укрупнительных работ на монтажной площадке зависит от принятых монтажных кранов, особенностей монтируемых конструкций, а также целесообразности монтажа укрупненными монтажными элементами.

9.3.5. Подготовка конструкций к монтажу

Перед подъемом конструкции в проектное положении ее необходимо полностью подготовить к установке, по максиму выполнив на земле все работы, которые затруднительно выполнять на высоте. Также все дефекты конструкций необходимо устранить до подъема.

Для стальных конструкций до подъема нужно выполнить следующие работы:

- проверить правильность расположения отверстий под болты и их диаметр;
- проверить наличие и комплектность соединительных элементов — накладок, косынок и т. д.;
- очистить конструкции от ржавчины, мусора, снега, грязи и т. д.
- зачистить места под монтажные сварные соединения;
- привести конструкции в положение, удобное для монтажа;
- проверить наличие всех необходимых для монтажа рисок, а при их отсутствии нанести риски;
- исправить дефекты, в частности погнутости элементов (если эти дефекты в пределах допусков).

При наличии в элементах дефектов, которые нельзя исправить, необходимо усилить поврежденные элементы, при этом способы усиления должна разрабатывать проектная организация.

Для обеспечения безопасности монтажников необходимо применять подмости, ограждения и выполнять другие мероприятия, соответствующие требованиям техники безопасности. Для удобства наведения конструкции на проектное положение и для временного ее раскрепления к конструкциям цепляют оттяжки, расчалки и т. д. Установку всех этих приспособлений лучше также выполнять на земле, до начала подъема. Эти дополнительные приспособления также создают нагрузки на конструкции в период монтажа.

9.3.6. Учет конструкций

Стальной каркас состоит из множества разнообразных элементов, а следовательно, отправочных марок. Балки одного и того же перекрытия могут отличаться друг от друга длиной, деталями или отверстиями для примыкания связей, узлами опирания на колонны и т. д. Еще более разнообразны могут быть фермы покрытия, даже при одинаковом пролете они могут отличаться узлами под крепление горизонтальных и вертикальных связей, фонарных рам, узлами опирания — на колонну или подстропильную ферму. Также присутствуют различные некрупные элементы — надколонники, соединительные элементы, накладки и т. д.

Стальные конструкции, применяемые для строительства, характеризуется большим разнообразием входящих в них элементов, а следовательно, и отправочных марок. В одном и том же покрытии одноэтажного здания могут быть стропильные фермы, отличающиеся друг от друга величиной пролета, наличием или отсутствием примыкания фонарной фермы, деталями для примыкания горизонтальных и вертикальных связей и распорок, условиям опирания ферм на колонны и подстропильные фермы. Разнообразны и марки связей между фермами: горизонтальные по нижнему поясу, горизонтальные по верхнему поясу, вертикальные связи, распорки. Кроме того, имеется много отдельных мелких деталей — надколонники для стропильных и подстропильных ферм, соединительные детали и т. д.

Такое разнообразие элементов, которые могут отличаться друг от друга только мелкими деталями, требует подуманной системы учета, сортировки и хранения конструкций на строительной площадке.

В основном, учет элементов ведут по монтажным схемам конструкций, которые являются частью проекта КМД. На монтажных схемах приводят всю необходимую для учета информацию — наименования марок конструкций и их количество.

При отсутствии монтажных схем приходится производить учет поступления на основании приемки и осмотра конструкций по факту, что осложняет учет, так как не известно, сколько и каких конструкций должно поступить.

Заводские накладные на отгрузку конструкций — это второй документ, на основании которого производится учет конструкций. Накладные дают

информацию о датах привоза конструкций, по маркам и количеству элементов в каждой отгружаемой партии.

При прибытии конструкций на строительную площадку производят сверку их марок и количества по факту и регистрируют в специальном журнале. Кроме этого, рекомендуется отмечать поставку конструкций на монтажных схемах.

9.3.7. Способы монтажа строительных конструкций

Способы монтажа конструкций отличаются технологическими приемами, при этом учитываются конкретные условия строительной площадки, размеры конструкций, используемые монтажные машины и механизмы.

Выделяют следующие способы монтажа конструкций:

- наращиванием,
- подращиванием,
- подъемом со сложным перемещением в пространстве,
- поворотом,
- поворотом со скольжением,
- надвижкой,
- вертикальным перемещением.

Для повышения точности установки конструкций в проектное положение применяют так называемый принудительный способ монтажа, при котором применяют дополнительные приспособления и кондукторы. Разновидностью такого способа монтажа является безвыверочный монтаж, при котором элементы устанавливаются на заранее выверенные опорные поверхности. Например, при безвыверочном монтаже колонн сначала на фундамент устанавливают опорную плиту с верхней строганой поверхностью и нанесенными рисками, выполняют геодезическую проверку соответствия планового и высотного положения опорной плиты проектному, выполняют подливку плиты цементным раствором, затем на опорную плиту с совмещением по рискам устанавливают колонну, у которой нижний торец фрезерован. Такой способ монтажа обеспечивает проектное положение колонны по вертикали и горизонтали и не требует выверки самих колонн и других конструкций, опирающихся на колонны. В этом случае монолитный фундамент заливают на 50—60 мм ниже отметки нижней поверхности опорной плиты базы колонны и после выверки плиты подливают цементным раствором.

9.3.8. Технологическое обеспечение точности монтажа конструкций

При монтаже возможно появление погрешностей при установке конструкций в проектное положение как по горизонтали, так и по вертикали. Погрешности, которые укладываются в допускаемые нормы, называются допусками. Допуски геометрических размеров в строительстве разделяют на функциональные и технологические.

Назначение допусков требуется для обеспечения точной сборки конструкций из независимо изготовленных элементов в соответствии с предъявляемыми требованиями в стадии эксплуатации.

Функциональные допуски назначают с учетом требований к конструкциям по прочности, изоляционном свойствам или по эстетическим соображениям. Функциональные допуски устанавливают требования по точности геометрических параметров в узлах соединения конструкций, точности их взаимного расположения.

Технологические допуски определяют точность при изготовлении и установке элементов. К технологическим допускам изготовления относятся допуски линейных размеров элементов, формы и взаимного положения поверхностей. Допуски линейных размеров регламентируют точность их изготовления по длине, ширине, высоте, толщине, а также точность наносимых на элементы ориентиров. Точность формы поверхностей характеризуют допусками прямолинейности и допусками плоскостности, а допуски взаимного положения поверхностей — допусками перпендикулярности.

Точность разбивочных процессов характеризуется допусками разбивки осей (точек) в плане, передачи осей по вертикали, а также допусками разбивки и передачи высотных отметок.

Точность установки элементов сборных конструкций контролируется допусками совмещения ориентиров (точек, линий и поверхностей) и допусками симметричности установки элементов.

Точность установки элементов здания при свободном методе монтажа зависит от применяемых технологических приемов выполнения процессов, монтажных приспособлений и инструментов, а также методов и средств контроля точности. Установлены шесть классов контроля точности монтажа.

Первый класс точности обеспечивается при установке верха элемента в проектное положение путем доводки в несколько приемов с помощью регулируемых монтажных приспособлений (подкосов, торцевых стоек, кондукторов, домкратов и т. п.). При этом точность совмещения установочных рисок контролируется при помощи теодолита.

Второй и третий классы точности достигаются при контроле точности установки элементов с помощью отвеса, рейки-отвеса, рейки-уровня и других простых измерительных средств и доводке их с помощью регулируемых монтажных приспособлений или монтажного ломика.

Четвертый и пятый классы точности обеспечиваются при использовании для выверки элемента монтажного крана. При этом контроль производится с помощью отвеса.

Для шестого класса характерна установка элемента в один прием без доводки при визуальном контроле качества.

9.3.9. Выверка конструкций

Выверка конструкции — это процесс установки монтируемого элемента в проектное положение по отметкам и разбивочным осям, который имеет большую трудоемкость.

Обычно выверка состоит из последовательных операций по перемещению верхнего и нижнего сечений монтируемой конструкции относительно

разбивочных осей и высотных отметок. Обычно требуется не менее шести таких перемещений, что и является причиной большой трудоемкости.

Выверку, как правило, производят при помощи геодезических приборов или в процессе установки, когда конструкция удерживается монтажным краном, или после установки при закреплении.

При выверке проверяется вертикальность установки элементов в двух плоскостях и горизонтальность установки по отношению к разбивочным осям. В период выверки должна быть обеспечена устойчивость конструкции на действие ее собственного веса, монтажных и ветровых нагрузок, для чего в случае необходимости предусматривают временные раскрепления конструкций.

Допуски на отклонение конструкций от проектных положений устанавливаются в проекте производства работ (ППР) на основании принятых конструктивных решений, применяемых приспособлений и оснастки и других условий в пределах, предусмотренных нормами. По результатам проверки оформляют акты промежуточной приемки смонтированных конструкций с исполнительной схемой геодезического контроля.

Литература к разделу 9

1. ГОСТ 21.502—2016. Система проектной документации для строительства (СПДС). Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций.

2. ГОСТ 23118—2012. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия.

3. СП 12-133-2000. Безопасность труда в строительстве. Положение о порядке аттестации рабочих мест по условиям труда в строительстве и жилищно-коммунальном хозяйстве

4. СП 53-101-98. Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций.

5. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции.

6. Абаринов А. А., Петров В. П. Технология изготовления металлических конструкций. — М.: Высшая школа, 1969.

7. Абаринов А. А. Составление деталировочных чертежей металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1977. — 60 с.

8. Сахновский М. М. Технологичность строительных сварных стальных конструкций. — Киев: Будивельник, 1970.

9. Васильченко В. Т., Рутман А. Н., Лукьяненко Е. П. Конструирование и изготовление рабочих чертежей строительных конструкций. — Киев: Будивельник, 1977. — 136 с.

10. Васильченко В. Т., Рутман А. Н., Лукьяненко Е. П. Справочник конструктора металлических конструкций. — Киев: Будивельник, 1990. — 312 с.

11. Пешковский О. И. Технология изготовления металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1978. — 316 с.

12. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика)/Под общ. ред. В. В. Кузнецова. — М.: изд-во АСВ, 1998. — 576 с.

13. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения: под. ред. В. В. Горева. — М.: Высшая школа, 2002. — 544 с.

14. Металлические конструкции: под. ред. Ю. И. Кудишина. — М.: Академия, 2011. — 688 с.

15. Крохалев В. Г., Чебыкин А. А. Технология изготовления металлических конструкций. — Екатерибург: Изд-во Урал. Ун-та, 2017. — 180 с.

16. Стаценко А. С. Монтаж стальных и железобетонных конструкций: Учебник/Стаценко А. С. — Электрон. текстовые данные. — Минск: Республиканский институт профессионального образования (РИПО), 2016. — 468 с.

10 ЗАЩИТА КОНСТРУКЦИЙ

10.1 ТРЕБОВАНИЯ ПОЖАРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ К МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ, ПОЖАРНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ

В основном документе, регламентирующим вопросы пожарной безопасности, Федеральном законе от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» [1] и в нормативных документах по пожарной безопасности, требования предъявляются к характеристикам конструкций, а не к виду материала.

Для строительных конструкций нормируются такие показатели как огнестойкость и пожарная опасность. При этом огнестойкость должна обеспечиваться за счёт свойств материала самой строительной конструкции, а также, при необходимости, с учётом огнезащиты. Орошение (охлаждение) конструкции водой от автоматических систем тушения пожара не учитывается при нормировании и расчёте огнестойкости.

10.1.1 Пожарная опасность

По пожарной опасности строительные конструкции подразделяются на следующие классы [1]: не пожароопасные (К0); мало пожароопасные (К1); умеренно пожароопасные (К2) и пожароопасные (К3).

В зависимости от конструктивной пожарной опасности, т. е. от класса пожарной опасности строительных конструкций, все здания и сооружения, а также пожарные отсеки делятся на классы: С0, С1, С2 и С3.

Стальные конструкции являются негорючими (обозначаются — «НГ»), относятся к классу конструктивной пожарной опасности К0 (не пожароопасные), и могут применяться во всех зданиях и сооружениях без ограничений по данному критерию. Поэтому в дальнейшем более подробно будет изложен вопрос только их огнестойкости.

Примечание: для более подробной информации по классам конструктивной пожарной опасности можно ознакомиться со ст. 31, ст. 57, п. п. 5, 6 ст. 87, таблицей 22 [1].

10.1.2 Огнестойкость строительных конструкций

Стальные конструкции, не подверженные огнезащитной обработке, имеют низкую огнестойкость, как правило, не превышающую 15 минут.

Например, в торговом центре «Адмирал» в г. Казань, 11 марта 2015 года произошёл пожар с обрушением стальных конструкций встроенных антресолей, которые, по данным Следственного комитета России, сразу после начала пожара обвалились и перегородили людям пути эвакуации. В результате пожара погибло 19 человек более 70 пострадало с различной степенью тяжести. Причина обрушения стальных конструкций — отсутствие требуемой по нормам огнезащиты.

Для возможности оценки и сравнения строительных конструкций по их огнестойкости применяют понятие предел огнестойкости. Предел огнестойкости это «промежуток времени от начала огневого воздействия в условиях стандартных испытаний до наступления одного из нормированных для данной конструкции предельных состояний» [1].

Предельные состояния конструкций по огнестойкости следующие:

1) потеря несущей способности (*R*);
2) потеря целостности (*E*);
3) потеря теплоизолирующей способности (*I, W*).

Несущие конструкции (колонны, балки, фермы, арки и рамы) оцениваются только по потере несущей способности (*R*) вследствие обрушения конструкции или возникновения предельных деформаций.



Рис. 10.1.1 Последствия пожара в ТЦ «Адмирал», г. Казань, 2015 г.

Предельное состояние для изгибаемых элементов считается наступившим, если выполняется хотя бы одно из условий [2]:

- прогиб достигает величины $L/20$, пролёт
- скорость нарастания деформаций достигла $L^2/(9000h)$ см/мин.

В рассмотренных условиях L— пролёт, h — высота сечения конструкции, см.

В случае вертикальных конструкций достижение предельного состояния оценивается по вертикальной деформации, когда она достигает $L/100$, либо скорость нарастания указанных вертикальных деформаций составляет 10 мм/мин для образцов высотой $(3 \pm 0{,}5)$ м.

При этом пределом огнестойкости может быть названо не любое числовое значение, получившееся при испытании, а только следующие числовые значения (с округлением в меньшую сторону) [1]: 15; 30; 45; 60; 90; 120; 150; 180; 240; 360 (минут, не менее).

Обозначаются пределы огнестойкости буквами *R, E, I, W* в зависимости от рассматриваемых предельных состояний, и цифры, характеризующей времени достижения этого предельного состояния в минутах [3].

Например:

R 90 — предел огнестойкости 90 мин по потере несущей способности;

RE 120 — предел огнестойкости 120 мин по потере несущей способности и потере целостности.

Во всём мире, в том числе в России, для испытаний применяется температурный режим международного стандарта ISO 834—75* «Fire resistance test — Elements of building constructions», аутентичный текст которого в нашей стране представляет ГОСТ 30247.0—94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования» [3].

Согласно стандарту в печах должен быть создан следующий температурный режим (см. рис. 10.2.1):

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1), \qquad (10.1.1)$$

где T — температура в печи, соответствующая времени t, °С; T_0 — температура в печи до начала теплового воздействия (принимают равной температуре окружающей среды), °С; t — время, исчисляемое от начала испытания, мин.

Также, при необходимости, допускается создавать иные температурные режимы, учитывающие реальные условия пожара, например по ГОСТ Р ЕН 1363-2-2014 «Конструкции строительные. Испытания на огнестойкость. Часть 2. Альтернативные и дополнительные методы» [4], который идентичен европейскому региональному стандарту EN 1363—2:1999* «Испытания на огнестойкость. Часть 2. Альтернативные и дополнительные процедуры» (EN 1363—2:1999 «Fire resistance tests — Part 2: Alternative and additional procedures»). Например, там приведён углеводородный температурный режим пожара, который описывает процесс горения нефтепродуктов. Следует отметить, что в действующих нормативных документах альтернативные режимы для нормирования огнестойкости не применяются, но некоторые крупные организации нефте- и газодобычи и переработки требуют испытания по данной температурной кривой.

10.1.3. Требуемые пределы огнестойкости конструкций

Основные требования пожарной безопасности в части огнестойкости и пожарной опасности строительных конструкций для зданий и сооружений различного назначения изложены в разделе 6 СП 2.13130 [5].

Степень огнестойкости, класс конструктивной пожарной опасности, допустимую высоту зданий и площадь этажа в пределах пожарного отсека жилых и общественных зданий следует принимать по таблицам 6.8—6.13 СП 2.13130.

Соответствие степени огнестойкости зданий и предела огнестойкости, применяемых в них строительных конструкций, приведено в таблице 10.1.1 (таблица 21 приложения к [1]).

Таблица 10.1.1

Пределы огнестойкости строительных конструкций

Степень огнестойкости здания	**Предел огнестойкости строительных конструкций***, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные ненесущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				Настилы (в т. ч. с утеплителем)	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	Не нормируется						

Предел огнестойкости по несущей способности конструкции, являющейся опорой для других конструкций, должен быть не менее предела огнестойкости опираемой конструкции. Конструкции, участвующие в общей устойчивости и геометрической неизменяемости здания при пожаре, должны по признаку R относиться к несущим элементам здания. Например, если перекрытие является одновременно несущей конструкцией здания, обеспечивающей его устойчивость и геометрическую неизменяемость при пожаре, то предел огнестойкости по признаку R будет определяться по второму столбцу таблицы 10.1.1, а по признакам EI — по четвертому. Для I степени огнестойкости обозначение предела огнестойкости в этом случае будет R120/EI60.

Также при определении степени огнестойкости здания учитывают требования применительно к конкретным типам зданий. Для общественных зданий следует учитывать высоту расположения и вместимость залов. Свои

дополнительные требования по огнестойкости есть для медицинских учреждений, промышленных зданий и т. д.

Пример определения пределов огнестойкости для здания школы приведён в разделе 10.2.4. При этом следует отметить, что степень огнестойкости зданий, сооружений и пожарных отсеков, классы их функциональной и конструктивной пожарной опасности указываются в проектной документации на объекты капитального строительства (ст. 28 [1]). Для более точного определения степени огнестойкости следует сверяться с данными, приведёнными в проектной документации в разделе по пожарной безопасности.

10.1.4. Методы повышения огнестойкости стальных конструкций

Для повышения пределов огнестойкости применяют обетонирование, оштукатуривание (в том числе огнестойкими штукатурными составами), обкладка гипсокартонном, кирпичами, нанесение вспучивающихся красок.

Вспучивающиеся (тонкослойные) огнезащитные краски (покрытия) содержат компоненты, которые образуют на поверхности конструкции вспененный угольный слой с низкой теплопроводностью, который замедляет прогрев конструкции при пожаре.

При проектировании, в зданиях I и II степеней огнестойкости для обеспечения требуемого предела огнестойкости несущих элементов здания, отвечающих за его общую устойчивость и геометрическую неизменяемость при пожаре, тонкослойные огнезащитные покрытия применяются для конструкций с приведенной толщиной металла согласно ГОСТ Р 53295 не менее 5,8 мм. В нормативных документах могут содержаться и другие ограничения по огнезащитным покрытиям.

Выбор строительных конструкций со средствами огнезащиты и систем противопожарной защиты при проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах следует проводить с учетом устойчивости при пожаре, воздействии землетрясения и после него согласно СП 14.13330.

В тех случаях, когда средства огнезащиты применяются одновременно с дополнительными покрытиями, обеспечивающими декоративный вид, устойчивость к агрессивной среде, защиту от климатических воздействий, либо нанесение огнезащиты поверх антикоррозионных составов, огнезащитная эффективность должна указываться с учетом совместимости и адгезии всех слоёв.

10.2 ИСПЫТАНИЯ И РАСЧЁТЫ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

10.2.1 Собственная огнестойкость стальных конструкций

Сталь, хоть и является негорючим материалом, но не может в течение длительного времени выдерживать воздействие высокой температуры, возникающей внутри здания при пожаре. Фактический предел огнестойкости стальных конструкций, как правило, не превышает 15 мин.

При нагреве металла подвижность атомов повышается, увеличиваются расстояния между атомами и связи между ними ослабевают. При температуре плавления количество дефектов, увеличение межатомных расстояний и ослабление связей достигает такой степени, что кристаллическая решетка разрушается. Металл переходит в жидкое состояние.

С ростом температуры уменьшается прочность металла при этом, чем ниже температура плавления, тем при более низких температурах происходит снижение прочности. При высоких температурах также увеличивается пластичность металла, что ведёт к росту деформации ползучести. Из-за высокой теплопроводности металла температурный градиент по сечению и по длине элементов конструкции не учитывается. С увеличением объёма металлической конструкции или уменьшением поверхности её обогрева температура конструкции повышается медленнее.

Температура, при которой металлическая конструкция перестаёт выполнять свои несущие функции (см. п. 10.1.2), называется критической температурой. Критическая температура зависит, в общем случае, от свойств металла, размеров конструкции, граничных условий и нагрузки. Время достижения критической температуры при стандартных испытаниях и будет являться пределом огнестойкости. Критическая температура для большинства стальных конструкций может быть принята равной 500 °С.

Фактический предел огнестойкости стальных конструкций зависит от толщины элементов и величины действующих напряжений. Чем больше толщина стали и меньше напряжения, тем предел огнестойкости выше. Однако, когда мы говорим о толщине, следует учитывать, что многообразие различных видов стальных конструкций, их профилей, не дают представления о том, что это за толщина. Например, невозможно напрямую сравнить толщину двутавра и швеллера. Для возможности сравнения и расчёта стальных конструкций, все конструкции приводят к единому критерию по толщине — приведённой толщине металла ($\delta_{пр}$), по формуле:

$$\delta_{пр} = \frac{F}{П}, \qquad (10.2.1)$$

где F — площадь поперечного сечения стержня, м^2; $П$ — обогреваемый периметр сечения стержня, м.

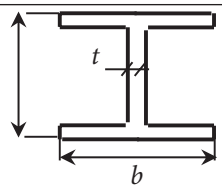
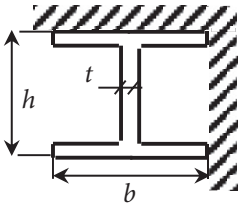
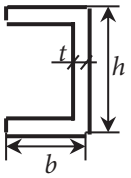
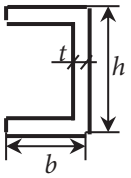
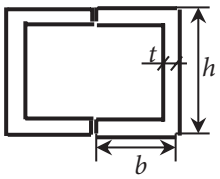
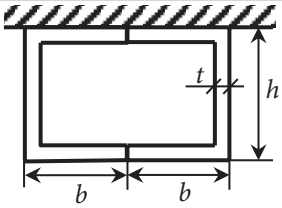
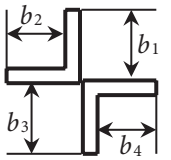
Обогреваемый периметр стальных конструкций определяется без учета поверхностей, примыкающих к плитам, настилам перекрытий и стенам при условии, если предел огнестойкости этих конструкций не ниже предела огнестойкости обогреваемой конструкции.

Физический смысл приведённой толщины металла — это приведение металлических конструкций любой конфигурации поперечного сечения к простой неограниченной пластине толщиной $\delta_{пр,}$ одна поверхность которой имеет идеальную теплоизоляцию.

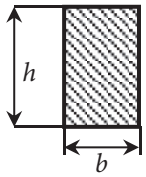
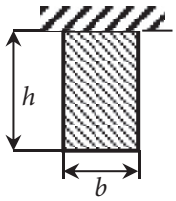
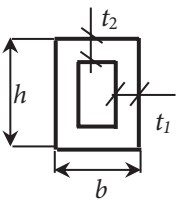
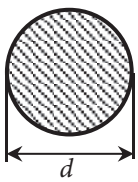
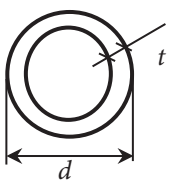
Примеры формул для расчёта приведённой толщины некоторых типовых сечений представлены в таблице 10.2.1

Таблица 10.2.1

Формулы расчёта приведённой толщины металла

Схема сечения элемента	Формула
1	2
	$\delta_{пр} = \frac{F}{2(h+2b-t)}$
	$\delta_{пр} = \frac{F}{2(h+3b-2t)}$
	$\delta_{пр} = \frac{F}{2(h+2b-t)}$
	$\delta_{пр} = \frac{F}{2(h+2b-t)}$
	$\delta_{пр} = \frac{F}{h+2b}$
	$\delta_{пр} = \frac{F}{h+b}$
	$\delta_{пр} = \frac{F}{b_1+b_2+b_3+b_4}$

Продолжение таблицы 10.2.1

1	2
	$\delta_{пр} = \dfrac{hb}{2(h+b)}$
	$\delta_{пр} = \dfrac{hb}{2h+b}$
	$\delta_{пр} = \dfrac{ht_1 - 2t_1 \cdot t_2 + b + t_2}{h+b}$
	$\delta_{пр} = 0{,}25\, d$
	$\delta_{пр} = \dfrac{t(d-t)}{d}$

Зависимость температуры стальных конструкций от приведённой толщины металла приведены на рис. 10.2.1 [6].

Выбрав номограмму, соответствующую приведённой толщине стальной конструкции и определив критическую температуру, на поле номограммы находится график соответствующий приведенной толщине исследуемой конструкции. Отложив по вертикальной оси номограммы значение критической температуры, на выбранном графике находится точка, проекцией которой на горизонтальную ось является предел огнестойкости конструкции.

Для поиска промежуточных значений приведенной толщины металла допускается использовать линейную интерполяцию графиков номограммы. Экстраполяция не допускается.

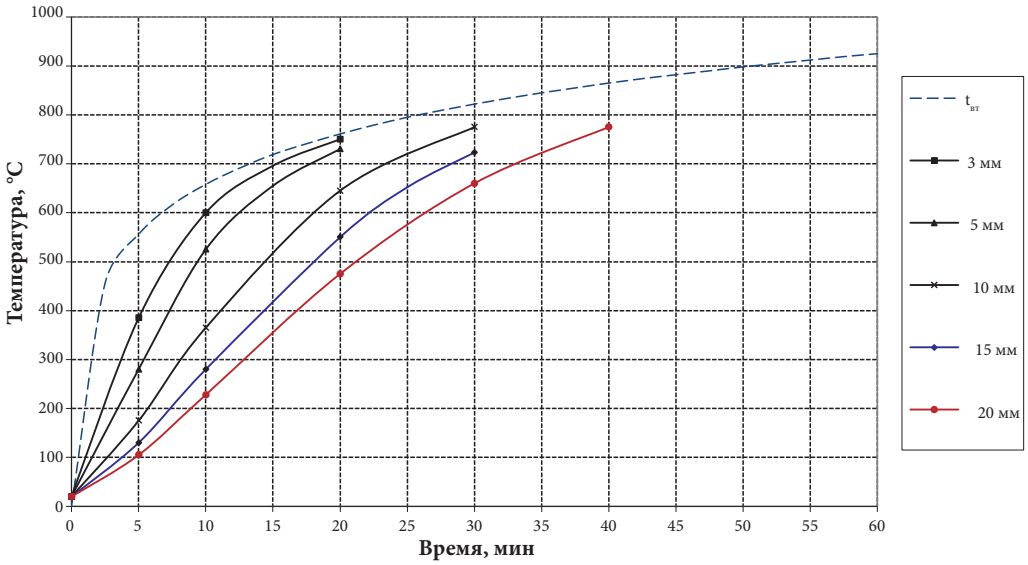


Рис. 10.2.1 Номограмма прогрева незащищенных стальных конструкций. $t_{вт}$ — стандартная температурная кривая по ГОСТ 30247.0; $\delta_{пр}$ — приведенная толщина металла: 3, 5, 10, 15, 20 мм

Аналогичным образом данные номограммы могут использоваться для решения обратных задач: поиска минимальной приведенной толщины металла конструкции для обеспечения заданного предела огнестойкости.

10.2.2. Испытания стальных конструкций с огнезащитой

Испытания стальных конструкций с огнезащитой проводятся по ГОСТ Р 53295—2009 [7]. В качестве образцов, на которые наносится (монтируется) средство огнезащиты, должны использоваться стальные колонны двутаврового сечения профиля № 20 по ГОСТ 8239 (см. рис. 10.2.2) или профиля № 20Б1 по ГОСТ 26020.

Огнезащита стальных конструкций должна выполняться составами, обеспечивающими замедление прогрева металла до критической температуры 500 °С в течение времени, соответствующеготребуемому пределу огнестойкости по признаку *R*.

Пример построения графика по результатам испытаний стальной конструкции с огнезащитой представлен на рис. 10.2.3.

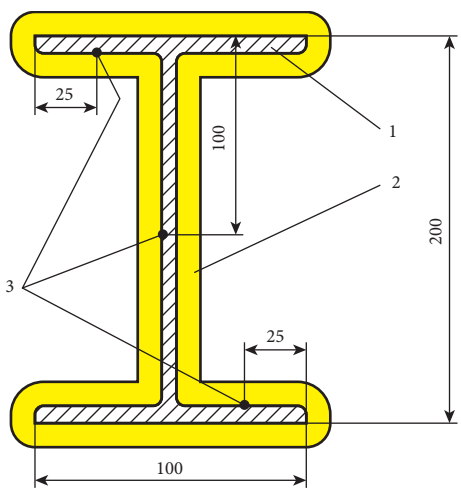


Рис. 10.2.2. Схема расстановки термоэлектрических преобразователей в среднем сечении на поверхности опытного образца. 1 — двутавр № 20; 2 — огнезащитное покрытие; 3 — термоэлектрические преобразователи (термопары)

Как видно из рис. 10.2.3, температура в 500 °С на стальной колонне достигается за время около 47 минут, что соответствует ближайшему меньшему пределу огнестойкости R45 (см. раздел 10.1.2 по обозначению пределов огнестойкости).

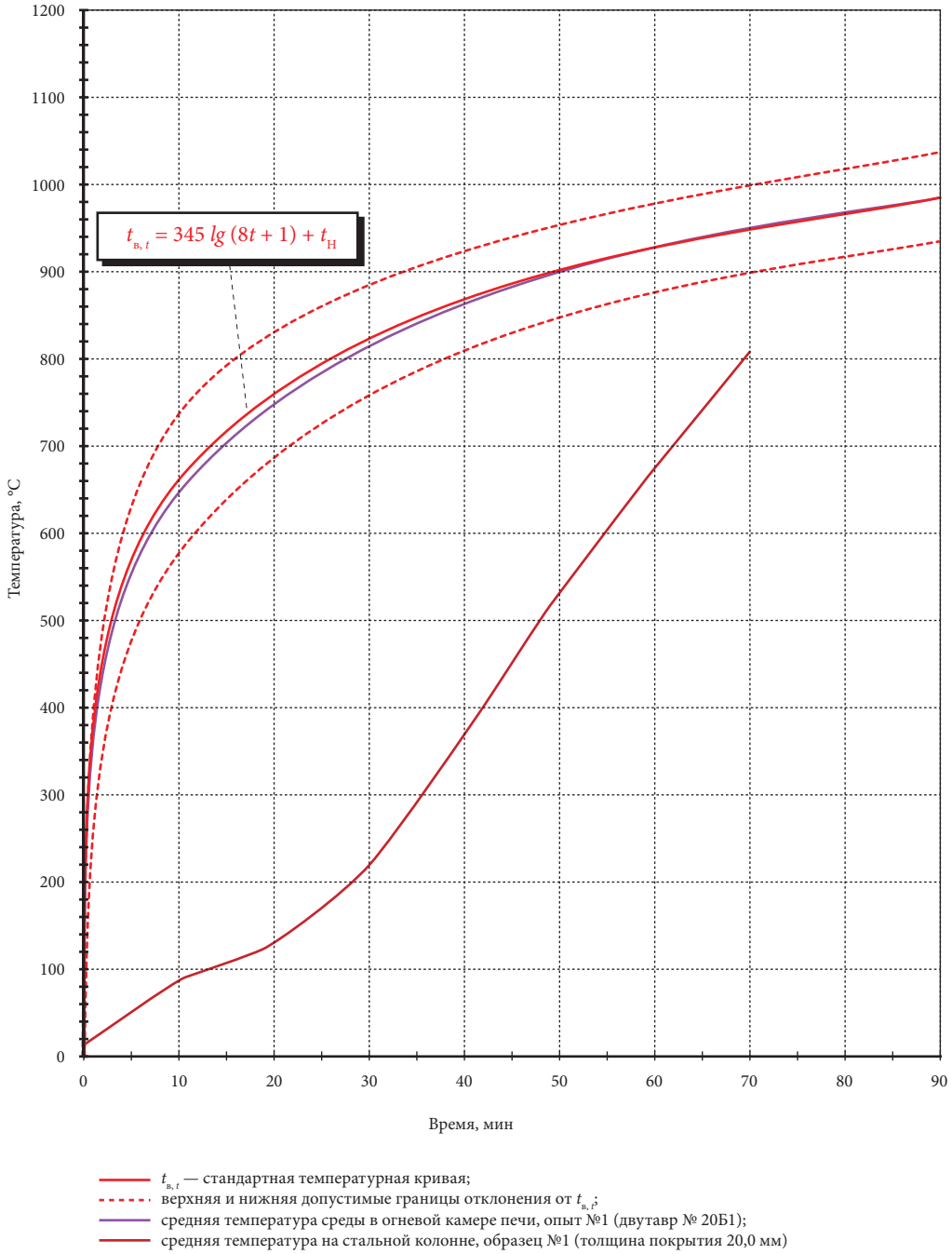


Рис. 10.2.3. Температурная кривая прогрева опытного образца стальной колонны (двутавр № 20Б1) с огнезащитным штукатурным составом «Панцирь-О» [8]

При расчёте или испытании стальных несущих конструкций под нагрузкой следует принимать критическую температуру стали в соответствии с маркой стали по справочным данным.

В СТО АРСС 11251254.001-018-03 «Проектирование огнезащиты несущих стальных конструкций с применением различных типов облицовок (ВНПБ 73—18)» [6] приведены номограммы прогрева стальных конструкций с различными типами облицовок, выполненными из плитных, листовых и штукатурных материалов.

Стандартные испытания нужны для оценки и сертификации огнезащиты. Для оценки пределов огнестойкости в зависимости от приведённой толщины металла и параметров огнезащиты, могут понадобиться опытные данные и построение по результатам соответствующих зависимостей. Такие испытания проводятся в добровольном порядке. При построении зависимостей допускается применять метод линейной интерполяции для заданного постоянного параметра (приведенная толщина металла, толщина огнезащитного покрытия, время) при наличии не менее трех экспериментально установленных значений двух других параметров. При этом экстраполяция не допускается [7].

Пример построения вышеописанных зависимостей при использовании цементно-песчаной штукатурки из раствора марки не ниже М150 приведены на рис. 10.2.4 [6].

Каждая точка номограммы соответствует пределу огнестойкости стальной конструкции с определенной приведенной толщиной металла и толщиной штукатурки. Точки номограммы, соответствующие конструкциям с одной и той же толщиной штукатурки, соединены линиями одного цвета.

10.2.3. Расчёт огнестойкости стальных конструкций с огнезащитой.

Расчет предела огнестойкости сводится к решению двух задач: статической и теплотехнической. Статическая задача имеет целью определения несущей способности конструкции с учетом изменения свойств металла при высоких температурах, т. е. определения критической температуры в момент наступления предельного состояния при пожаре. В результате решения теплотехнической задачи определяется время нагрева металла от начала действия пожара до достижения в расчетном сечении критической температуры, т. е. решение этой задачи позволяет определить фактический предел огнестойкости конструкции.

Проектирование огнезащиты стальных конструкций выполняется в несколько шагов:

1. разложение каркаса на составляющие стержневые конструкции (составление ведомости стальных конструкций);
2. установление требуемых пределов огнестойкости и определение элементов каркаса, для которых требуется огнезащита;

Расчет фактических пределов огнестойкости незащищённых стальных конструкций с целью определения критических температур каждого элемента (Допускается принимать критическую температуру стальных элементов равной 500 °С. См. [6] для более детальной информации);

3. подбор вида огнезащиты с учетом особенностей эксплуатации;
4. расчет требуемой толщины огнезащиты.

Прочностной расчет выполняется на основании исходных данных, полученных из проектной документации, либо взятых в результате обследования объекта защиты.

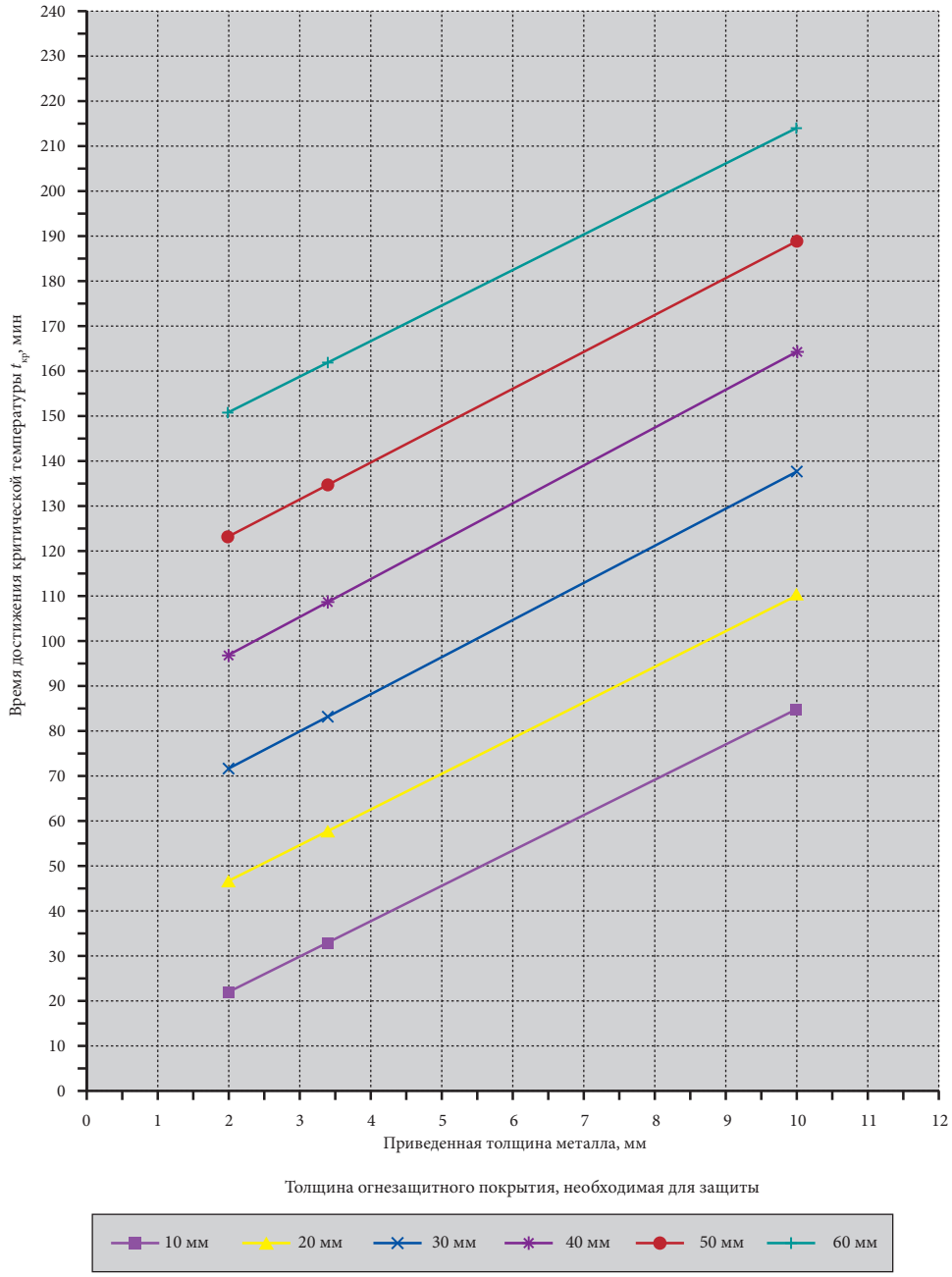


Рис. 10.2.4. Номограмма прогрева стальных конструкций с огнезащитной облицовкой из цементно-песчаной штукатурки марки не ниже М150 при $t_{кр} = 500$ °С



Рис. 10.2.5. Алгоритм определения необходимости огнезащитного покрытия для стальных конструкций

Теплотехническая часть расчета состоит в расчете нагрева стальных неограниченных пластин с огнезащитой. Для этого предварительно должны быть построены номограммы нагрева стальных конструкций с исследуемой огнезащитой, на основании ранее проведенных экспериментов (см. рис. 10.2.4). Далее определение предела огнестойкости производится с помощью номограмм аналогично п. 10.2.1.

Алгоритм определения необходимости огнезащиты для стальных конструкций приведён на рис. 10.2.5. Если $R_{собст}$ (собственный предел огнестойкости) меньше $R_{тр}$ (требуемый нормативный предел огнестойкости), требуется либо выполнить огнезащиту конструкции, либо увеличить площадь поперечного сечения конструкции.

Существуют методики прямого теплотехнического расчёта облицовок методом конечных элементов [6], однако такой расчёт применяется крайне редко. Как правило, производители составляют вышеописанные номограммы, либо представляют информацию о проведённых испытаниях в другой форме, например в виде таблиц. При этом следует обращать внимание, чтобы приведённые производителем номограммы (таблицы и т. д.) основывались на реальных испытаниях.

10.2.4 Пример расчёта огнестойкости стальных конструкций.

Рассмотрим расчёт огнестойкости стальных конструкций здания общеобразовательной школы на 500 мест учащихся, высотой 3 этажа, с площадью одного этажа до 1000 кв. м. Рассмотрим один из несущих элементов каркаса — двутавровую балку — двутавр № 20 (см. рис. 10.2.2).

Основные требования пожарной безопасности в части огнестойкости и пожарной опасности строительных конструкций для общеобразовательных зданий (класс функциональной пожарной опасности Ф4.1) изложены в СП 2.13130 [5] (см. раздел 10.1.3).

Степень огнестойкости, максимальная площадь этажа здания, класс конструктивной пожарной опасности определяется по табл. 10.2.2 [5] как для общественных зданий. Однако, помимо общих требований к общественным зданиям, степень огнестойкости, класс конструктивной пожарной опасности и наибольшую высоту зданий школ (общеобразовательных и дополнительного образования детей), учебных корпусов школ-интернатов, учреждений начального образования (Ф4.1) следует принимать в зависимости от числа учащихся или мест в здании и по табл. 10.2.3 [5].

Таблица 10.2.2.

Допустимые площади пожарных отсеков общественных зданий

Степень огнестойкости здания	**Класс конструктивной пожарной опасности**	**Допустимая высота здания,** м	**Площадь этажа в пределах пожарного отсека,** м, **при числе этажей**					
			1	2	3	4, 5	6—9	10—16
I	С0	50	6000	5000	5000	5000	5000	2500
II	С0	50	6000	4000	4000	4000	4000	2200
II	С1	28	5000	3000	3000	2000	1200	—
III	С0	15	3000	2000	2000	1200	—	—
III	С1	12	2000	1400	1200	800	—	—
IV	С0	9	2000	1400	—	—	—	—
IV	С1	6	2000	1400	—	—	—	—
IV	С2, С3	6	1200	800	—	—	—	—
V	С1—С3	6	1200	800	—	—	—	—

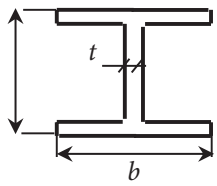
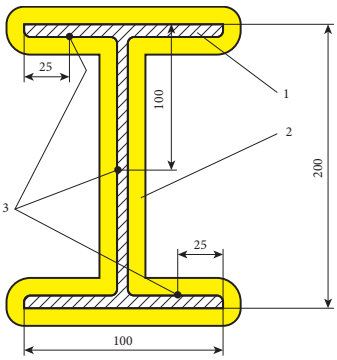
Таблица 10.2.3.

Допустимая высота учреждений образования

Число учащихся или мест в здании	**Класс конструктивной пожарной опасности**	**Степень огнестойкости, не ниже**	**Допустимая высота здания,** м **(этажность)**
До 270	Не норм.	Не норм.	3* (1)
	С1	III	3* (1)
До 350	С0	III	7 (2)
	С1	II	7 (2)
До 600	С0	II	11 (3)
До 1600	С1	I	11 (3)
Не норм.	С0	I	15 (4)

Таблица 10.2.4.

Приведённая толщина металла

Схема сечения элемента	Формула Приведённая толщина металла двутавра № 20 по ГОСТ 8239
	$\delta_{пр} = \frac{F}{2(h + 2b - t)}$
	$\delta_{пр} = \frac{2680}{2 \cdot (200 + 2 \cdot 100 - 5{,}2)} = 3{,}4$

Из приведённой толщины металла по рис. 10.2.1 [6] определяем, что при критической температуре 500 °С и приведённой толщине металла 3 мм, предел огнестойкости равен 7 минут, а при 5 мм — 9 минут.

Определяем промежуточные значения собственных пределов огнестойкости металлоконструкций методом линейной интерполяции по следующей формуле:

$$Пф = \frac{Пф2 - Пф1}{ПТМ2 - ПТМ1}(ПТМ - ПТМ1) + Пф1\ (ПТМ - ПТМ1) \qquad (10.2.2),$$

где Пф — искомый предел огнестойкости; ПТМ1 и ПТМ2 — ближайшее нижнее и верхнее значение приведённых толщин металла; Пф1 и Пф2 — пределы огнестойкости, соответствующие значениям приведённых толщин ПТМ1 и ПТМ2.

Получаем:

$$Пф = \frac{9-7}{5-3} \cdot (3{,}4 - 3) + 7 = 7{,}4.$$

Соответственно, при требуемом пределе огнестойкости 90 минут и фактическом 7,4 минуты требуется огнезащита.

Для примера возьмём штукатурный состав конструктивной огнезащиты строительных конструкций «Панцирь-О» (ТУ 23.20.13-002-51086397-2017) [6].

Предел огнестойкости строительных конструкций с толщиной огнезащитного состава «Панцирь-О», при приведённой толщине металла, приведен в табл. 10.2.5 [9]

Таблица 10.2.5.

Зависимость толщины покрытия «Панцирь-О» от требуемого предела огнестойкости и приведенной толщины металла* (мм)

Приведенная толщина металла*, мм	Предел огнестойкости					
	REI 60	REI 90	REI 120	REI 150	REI 180	REI 240
3,4	15	20	30	40	45	55
5,8	10	15	20	30	40	52
8,8	10	10	18	28	38	50
10,4	10	10	15	25	30	45

Промежуточные значения толщин огнезащитных покрытий для обеспечения требуемого предела огнестойкости определяются методом линейной интерполяции по следующей формуле:

$$\delta = \frac{\delta_{\text{покр}}2 - \delta_{\text{покр}}1}{\text{ПТМ2} - \text{ПТМ1}} (\text{ПТМ} - \text{ПТМ1}) + \delta_{\text{покр}}1 \qquad (10.2.3)$$

где: δ — искомое значение толщины покрытия; ПТМ1 и ПТМ2 — ближайшее к ПТМ нижнее и верхнее значение приведённых толщин металла; $\delta_{\text{покр}}1$ и $\delta_{\text{покр}}2$ — толщины огнезащитного покрытия, соответствующие ПТМ1 и ПТМ2 для требуемого предела огнестойкости.

В соответствии с таблицей 10.2.5 при приведённой толщине огнезащитного покрытия 3,4 мм толщина огнезащитного состава будет равна 20 мм (интерполяция в данном случае не требуется).

Пример оформления графической части проекта огнезащиты представлен на рис. 10.2.6.

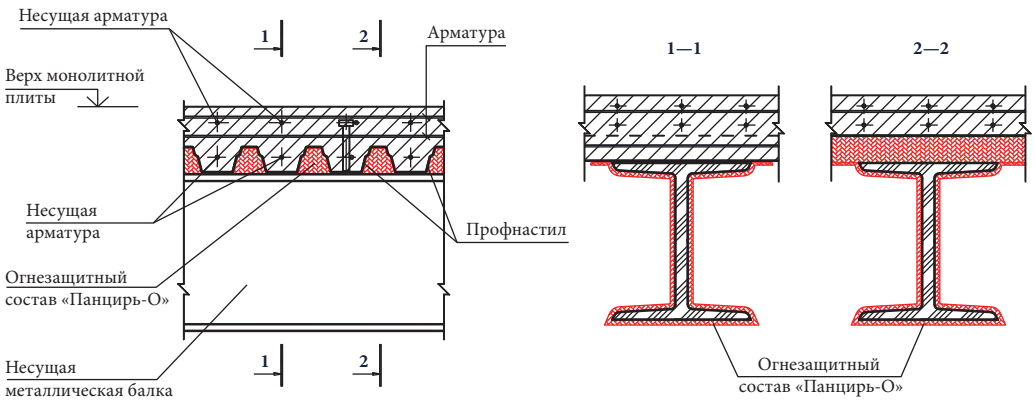


Рис. 10.2.6. Двутавровая балка перекрытия с нанесением «Панцирь-О»

10.3 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

10.3.1 Последствия пожаров в высотных зданиях

Наиболее частая причина повреждения конструкций высотных зданий — это воздействие пожара [10].

Например, на пожаре в офисном здании «WindsorTower's» высотой 106 м, в 2005 году в Мадриде, стальной внешний каркас частично обрушился из-за отсутствия огнезащиты (рис. 10.3.1). Огнезащита отсутствовала из-за того, что строительными нормами Испании 1970 г., по которым здание было запроектировано, огнезащита не требовалась.



Рис. 10.3.1. Здание «WindsorTower's» в Мадриде после пожара (Фото с сайта www.elnortedecastilla.es)

Во Всемирном торговом центре (ВТЦ) в Нью-Йорке (США) при теракте 11 сентября 2001 и последующем за ним пожаре погибло 2451 человек, а ущерб составил 33,4 млрд. долл. [11]. Обрушение зданий ВТЦ — это первый случай полного разрушения высотного здания, а также первый известный случай разрушения высотного здания со стальными несущими конструкциями.

Башни-близнецы являлись частью комплекса ВТЦ и имели высоту 411 м каждая. Несущая система здания состояла из стальных колонн, установленных вдоль наружных стен с шагом 1,02 м. Все 59 колонн наружного периметра объединены между собой пластинами высотой 1,32 м в уровне каждого этажа. Колонны воспринимали все нагрузки от ветра и возможных землетрясений и часть вертикальных нагрузок от перекрытий. Внутренние колонны здания, установленные в месте расположения лифтов и лестничных клеток, воспринимали только вертикальные нагрузки от перекрытий [12].

С внутренней стороны огнезащита колонн обеспечивалась вермикулитовыми плитами, а фермы перекрытий и наружная часть колонн защищались при помощи напыляемого материала (рис. 10.3.2).

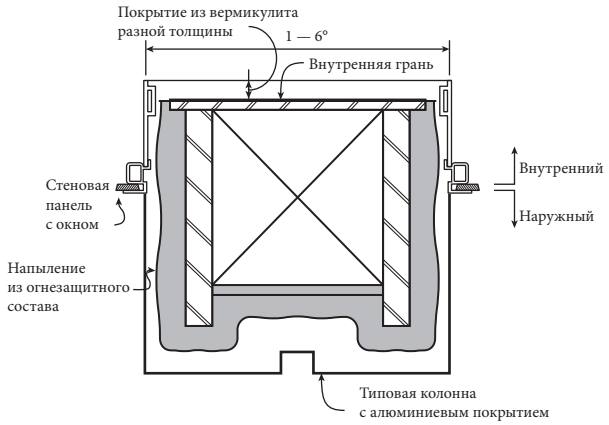


Рис. 10.3.2. Огнезащита и отделка наружной коробчатой колонны [13]

По результатам разбора последствий обрушения [13] не дается отрицательных оценок тому или иному материалу несущих конструкций. При этом особо отмечается, что если бы на конструкциях было бы достаточное количество огнезащиты, то с большой вероятностью обрушения не произошло. Однако, ввиду нарушения проектных решений, конструкции перекрытий не обладали требуемым пределом огнестойкости [12].

10.3.2. Повышенные нормативные требования к огнестойкости высотных зданий.

В нормативных документах по пожарной безопасности содержатся требования к жилым зданиям высотой до 75 метров, а к общественным и производственным — до 50 метров (высота определяется от проезда для пожарных автомобилей до нижней границы открывающегося проёма верхнего этажа,

не считая технического, либо, при наличии эксплуатируемого покрытия, до верхней границы ограждений покрытия). На все здания и сооружения выше этих отметок разрабатываются специальные технические условия в части обеспечения пожарной безопасности. В них назначаются пределы огнестойкости для различных конструкций. Они, как правило, превышают установленные техническим регламентом [1] (см. табл. 10.1.1).

Вместе с тем, на основании ранее разработанных специальных технических условий, вышел СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования» [14], утверждённый Минстроем России, который устанавливает следующие требования к огнестойкости.

Таблица 10.3.1.

Требования к огнестойкости высотных зданий

Высота здания, м	**Предел огнестойкости строительных конструкций**		
	Основные несущие конструкции здания (несущие стены, колонны и другие несущие элементы)	Противопожарные стены и перекрытия для деления здания на пожарные отсеки	Шахты лифтов и стены лестничных клеток
до 100	R 150	REI 150	REI 150
от 100 до 150	R 180	REI 180	REI 180
от 150 и выше	R 240	REI 240	REI 240

Свод правил по высотным зданиям по пожарной безопасности [15] дополняет данную таблицу требованиями к различным конструкциям, не меняя заложенных требований к несущим конструкциям здания.

Литература к разделам 10.1—10.3

1. Федеральный закон «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» от 22.07.2008 № 123-ФЗ.

2. ГОСТ 30247.1—94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.

3. ГОСТ 30247.0—94 (ИСО 834—75) Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.

4. ГОСТ Р ЕН 1363-2-2014 «Конструкции строительные. Испытания на огнестойкость. Часть 2. Альтернативные и дополнительные методы»

5. СП 2.13130.2012 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты.

6. СТО АРСС 11251254.001-018-03 Проектирование огнезащиты несущих стальных конструкций с применением различных типов облицовок (ВНПБ 73—18)./Ассоциация развития стального строительства; [Д. Г. Пронин, С. А. Тимонин, В. И. Голованов]. — Москва: АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. — 72 с.: илл.

7. ГОСТ Р 53295—2009 Средства огнезащиты для стальных конструкций. Общие требования. Метод определения огнезащитной эффективности.

8. Отчёт об испытаниях на пожарную опасность № 475—3.2 от 26.06.2018 ФГБУ ВНИИПО МЧС России «Огнезащитная эффективность штукатурного состава «Панцирь-О» ТУ 23.20.13-002-51086397-2017 для стальных конструкций».

9. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ РЕГЛАМЕНТ № М 23.20.13/002—2017 по устройству и эксплуатации огнезащитного покрытия на основе состава для конструктивной огнезащиты строительных конструкций «Панцирь-О» (ТУ 23.20.13-002-51086397-2017).

10. Stafford Smith B., Coull A. Tall building structures: analysis and design — New York: John Wiley & Sons, Inc., 1991. — 537 p.

11. Fire in the United States 1995—2004. —14th ed. — Washington, U. S.: FEMA, August 2007. — 65 p.

12. Пронин Д. Г., Конин Д. В. Проблемы применения стальных и железобетонных несущих конструкций высотных зданий с точки зрения их огнестойкости/Пожаровзрывобезопасность. 2018 — Т. 27, № 1, — С. 50—57.

13. Sunder S. S., Gann R. G., Grosshandler W. L., Lew H. S., Bukowski R. W., Sadek F., Gayle F. W., Gross J. L., McAllister T. P., Averill J. D., Lawson J. R., Nelson H. E., Cauffman S. A. Final report on the collapse of the World Trade Center towers/NIST NCSTAR 1. Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster. — Washington: U. S. Government Printing Office, 2005. — 248 p. DOI: 10.6028/nist. ncstar. 1.

14. СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования» (Утверждён приказом Минстроя № 1032/пр от 30.12.2016).

15. СП 477.1325800.2020 «Здания и комплексы высотные. Требования пожарной безопасности».

10.4 ЗАЩИТА ОТ КОРРОЗИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сам термин «коррозия» происходит от латинского «corrosio» − разрушать, разъедать. И характеризует не только разрушение, как процесс (коррозионный процесс), но и результат разрушения (коррозионное разрушение). Термин «коррозия» может использоваться в отношении не только металлических, но и неметаллических материалов.

Коррозия металлов — это их разрушение (ухудшение свойств) вследствие химического или электрохимического взаимодействия с коррозионной средой. Скорость разрушения определяется многими факторами, в том числе: окружающей средой и природой самого металла. Свойства коррозионностойкого проката и пути повышения коррозионной стойкости описаны в разделе 1.5.8.

Окружающая среда, если речь идет об атмосферной коррозии, наиболее часто встречающейся в строительстве, классифицируется по загрязненности, как:

условно-чистая, городская, промышленная, приморская, морская. По агрессивности атмосферы классификация окружающей среды имеет следующий вид: неагрессивная, мало-, средне- и сильноагрессивная. В зависимости от комбинаций условий эксплуатации металлоконструкций и используемого материала (например, марки строительной стали) могут протекать различные виды коррозионных процессов, в конечном счете приводящих к нарушению целостности конструкции и последующему разрушению.

Согласно стандартной классификации, известны почти 40 видов коррозии, схематичное изображение самых распространенных видов приведен на рис. 10.4.1.

Одним из самых наиболее распространённых методов повышения коррозионной стойкости металлов является нанесение защитного покрытия — цинкового (алюмоцинкового) или полимерного. Компания Северсталь выпускает металлургическую продукцию с полимерным покрытием стальной бархат, стальной шелк, стальной кашемир. Кроме этого, для защиты от коррозии в качестве покрытий используют различные эмали, лаки и краски, которые получили общее название — лакокрасочные покрытия (ЛКП). Также находят применение битумно-мастичные, полимерные ленточные и т. п. изоляционные покрытия.

Основная функция покрытий — формирование защитной пленки на поверхности металла, которая снижает активность взаимодействия металла с окружающей коррозионной средой. Дополнительно покрытия используют и для получения декоративного внешнего вида конструкций. Примеры использования лакокрасочных покрытий в различных условиях эксплуатации приведены в табл. 10.4.1.

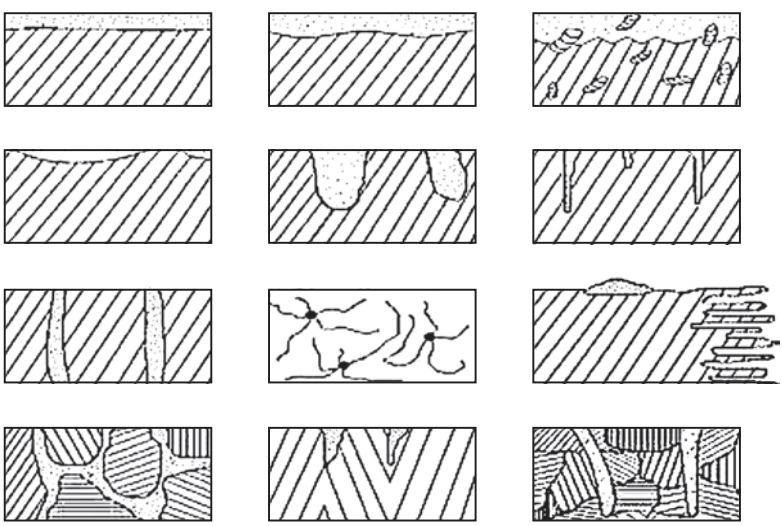


Рис. 10.4.1. Виды коррозии: *а — в*) сплошная коррозия (*а* — равномерная, *б* — неравномерная; *в*) избирательная), *г — м*) локальная коррозия (*г* — коррозия пятнами, *д* — язвенная коррозия, *е* — питтинг, *ж* — сквозная, *з* — нитевидная, *и* — расслаивающая, *к* — межкристаллитная, *л* — ножевая, *м* — коррозионное растрескивание)

Таблица 10.4.1.

Свойства смол лакокрасочные покрытий при различных условиях эксплуатации

Смола	Достоинства	Недостатки	Применение
На открытом воздухе			
Акриловая	Бесцветность, долговечность, химическая и термическая стойкость	Низкая адгезия, хрупкость	Покрытие рулонного проката, алюминиевая наружная облицовка зданий, бытовая техника, общее промышленное применение
Алкидная	Блеск, эластичность, универсальность	Склонность к пожелтению, низкая твердость, нестойка в щелочах	Общая финишная обработка металлической поверхности, потребительские эмали
Нитроцеллюлозные лаки	Очень высокая стоимость сушки, высокая твердость и сопротивление абразивному износу	Низкая долговечность, низкая температура вспышки органических растворителей	Ремонтные лаки, аэрозольные лаки, отделка поверхности в целом
Морская атмосфера			
Фенольная	Высокая твердость, адгезия, химическая стойкость	Может быть применена только для тёмных покрытий	Ремонтные краски для металлов, береговые сооружения
Эпоксидная	Высока адгезия, эластичность, химическая стойкость, твердость	Желтизна, на открытом воздухе быстрая деструкция, низкая стойкость к кислотам	Ремонтные краски, бытовая техника, окрашивание металлических изделий, береговые сооружения
Виниловая	Химическая стойкость, способность к деформации, высокая адгезия	Низкая температура вспышки органических растворителей	Покрытие емкостей и жестяных банок, ремонтные краски, декоративные краски для металлов, береговые сооружения

Цинковые покрытия в свою очередь делятся в основном по способу их нанесения — горячее цинкование, термодиффузионные и газотермические покрытия. Горячее цинкование получило наибольшее развитие, данный метод повышение коррозионной стойкости встроен в металлургическую цепочку производства в виде агрегатов непрерывного горячего цинкования (рис. 10.4.2).

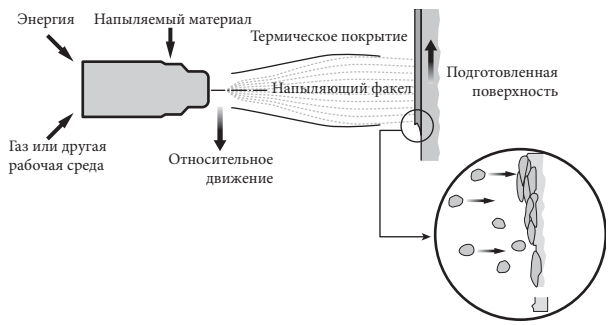
При горячем цинковании полосовой прокат окунается в ванну предварительно расплавленного цинка (температура расплава порядка 460 °С), на поверхности металла путем химической реакции формируется защитный слой, который даже при появлении царапин и сколов будет выполнять защитные функции, в отличие от лакокрасочных и изоляционных покрытий.



Рис. 10.4.2. Агрегат непрерывного горячего цинкования

Газотермическое напыление (*thermal spaying*) — процесс переноса предварительно нагретых частиц распыляемого материала (цинка) газовым (плазменным) потоком, на металле формируется защитный слой, а толщина этого слоя регулируется продолжительностью нанесения (рис. 10.4.3).

Основным документом, регламентирующим защиту строительных конструкций от коррозии, является свод правил 28.13330.2017, в котором описаны различные классификации материалов по коррозионной стойкости, ранжирование окружающей среды по агрессивности воздействия на материалы, а также приведены мероприятия по снижения аварийности конструкций из-за коррозионных процессов. Особое внимание в данном своде правил помимо описанных выше методов уделено защите конструкций от биокоррозии.



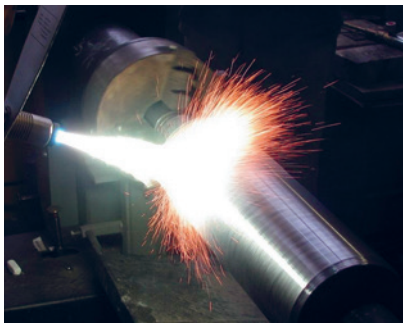


Рис. 10.4.3. Схема процесса газотермического напыления

Микробиологическому воздействию биодеструкторов в последнее время уделяется больше внимание в научно-исследовательских работах, особенно в нефтегазовом секторе — нефтяной биоценоз коррозионными опасными бактериями.

Понимание коррозионных процессов, особенностей окружающей среды и коррозионной стойкости строительных материалов обязательно при проведении конструкторских расчетов. Известны случаи, когда именно коррозионные процессы приводили к разрушению целых зданий и конструкций с серьёзными последствиями и человеческими жертвами. Для предотвращения повторения подобных случаев необходимо проводить комплекс мероприятий по определению состояния противокоррозионной защиты конструкций, так называемую коррозионную диагностику. Постоянный коррозионный мониторинг металлоконструкций и сооружений позволяет оценить их коррозионное состояние. Основным методом коррозионного мониторинга является неразрушающий контроль: визуальный осмотр, акустические методы (ультразвуковая дефектоскопия и акустическая эмиссия), магнитный и капиллярный методы, метод вихревых токов.

При возникновении несчастных случаев и чрезвычайных происшествий проводится коррозионная экспертиза, которая призвана составить заключение о текущем состоянии сооружений, причинах разрушения и виде коррозионных поражений. Коррозионное обследование позволяет дать прогноз по дальнейшей эксплуатации сооружений, составить мероприятия по ремонту либо рекомендовать полное прекращение эксплуатации.

На предприятиях комплекс работ по коррозионной диагностике прописан в отраслевых стандартах (например, СТО ПАО Газпром 2—2.3-310-2009 «Организация коррозионных обследований объектов ПАО «Газпром»). Эти стандарты включают в себя требования к организации работ по диагностике, нормативному и методическому обеспечению работ, квалификации сотрудников и техническому оснащению. Также в этих стандартах прописываются правила оформления протоколов коррозионных обследований и рекомендации к принятию решений о дальнейших мероприятиях для обеспечения противокоррозионной защиты металлоконструкций.

Контрольные вопросы к разделу 10.4

1. Каким видам воздействия подвергается металл при взаимодействии с коррозионной средой?
2. Назовите классификацию окружающей среды по загрязненности.
3. Назовите основные виды коррозии. Какой вид коррозии наиболее опасен для строительных конструкций?
4. Основные виды защиты металлических изделий от коррозионных поражений? Приведите примеры свойств и варианты применений.
5. Какой способ нанесения цинкового защитного покрытия наиболее распространен на металлургических предприятиях? Расскажите особенности этого процесса.
6. Нефтяной биоценоз. Механизм коррозионных поражений?
7. Опишите мероприятия по предотвращению аварийных случаев металлоконструкций, вызванных коррозией.

Литература по разделу 10.4

1. Берукштис Г. К., Кларк Г. К. Коррозионная устойчивость металлов и металлических покрытий в атмосферных условия. — М.: Наука, 1971. — 159 с.

2. Неразрушающий контроль и диагностика: Справ./Под ред. В. В. Клюева. — М.: Машиностроение, 1995. — 488 с.

3. Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ Технический регламент о требованиях пожарной безопасности.

4. ПБ 03-246-98 Правила проведения экспертизы промышленной безопасности.

5. ГОСТ 9.908 Единая система защиты от коррозии и старения. Металлы и сплавы. Методы определения показателей коррозии и коррозионной стойкости. — М.: ИПК Издательство стандартов, 1999.

6. ГОСТ 9.039 Единая система защиты от коррозии и старения. Коррозионная агрессивность атмосферы. — М.: Издательство стандартов, 1991.

7. ГОСТ 9.032 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Группы, технические требования и обозначения. — М.: Стандартинформ, 2006.

8. ГОСТ 9.104 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Группы условия эксплуатации. — М.: Стандартинформ, 2006.

9. ГОСТ 9.401 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов. — М.: Стандартинформ, 2018.

10. ГОСТ 9.307 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия цинковые. Общие требования и методы контроля. — М.: ИПК Издательство стандартов, 2005.

11. СП 28.13330.201 Защита стальных конструкций от коррозии.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ССЫЛКИ НА СОРТАМЕНТЫ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

ЕВРАЗ

Каталог продукции ЕВРАЗ:

Сайт компании ЕВРАЗ раздел «Строительство»):

Северсталь
Достичь большего вместе

Каталог продукции Северсталь для строительства:

Сайт компании Северсталь (раздел «Строительство»):

НЛМК

Каталог продукции НЛМК (горячекатаный прокат):

Каталог продукции НЛМК (сортовой прокат):

ОБЪЕДИНЕННАЯ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКАЯ КОМПАНИЯ

Каталог продукции ОМК «Трубы для строительства»:

Сайт компании ОМК со строительным сортаментом:

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ПОД ОБЩЕЙ РЕДАКЦИЕЙ
А. Р. ТУСНИНА

Издательство «Перо»
109052, Москва, Нижегородская ул., д. 29–33, стр. 27, ком. 105
Тел.: (495) 973–72–28, 665–34–36
www.pero-print.ru e-mail: info@pero-print.ru
Подписано в печать 25.09.2020. Формат 70×108/16.
Бумага офсетная. Усл. печ. л. 29,375. Тираж 316 экз. Заказ 678.
Отпечатано в ООО «Издательство «Перо»