

О.В. Мареева, И.И. Попов

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

Москва 2025

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
**«РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ –
МСХА ИМЕНИ К.А. ТИМИРЯЗЕВА»**

**Институт мелиорации, водного хозяйства и строительства
имени А.Н. Костякова**

О.В. Мареева, И.И. Попов

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебное пособие

*Рекомендовано Учебно-методической комиссией Института мелиорации,
водного хозяйства и строительства имени А.Н. Костякова
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по направлениям подготовки
08.03.01 «Строительство»,
20.03.02 «Природообустройство и водопользование»,
35.03.11 – «Гидромелиорация»*

Москва 2025

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4-02

М 25

Металлические конструкции: учебное пособие [Электронный ресурс]. — Электрон. текстовые, граф. данные (9,5 Мб) / О.В. Мареева, И.И. Попов; ФГБОУ ВО «Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А.Тимирязева». — Москва: Изд-во ФГБОУ ВО РГАУ – МСХА имени К.А. Тимирязева, 2025. — 1 электрон. опт. диск (DVD-ROM): цв. — Систем. требования: ПК 500 и выше; 256 Мб ОЗУ; Windows XP; SVGA с разрешением 1024x768; Adobe Acrobat; CD-ROM дисковод; мышь. — Загл. с экрана.

Металлические конструкции. Учебное пособие по изучению дисциплины и выполнению расчетно-графической работы и курсового проекта. Изложены основы конструирования и расчета металлических балочной клетки и каркаса одноэтажного производственного здания. Приводятся справочные материалы.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлениям 08.03.01 – «Строительство», 20.03.02 – «Природообустройство и водопользование», 35.03.11 – «Гидромелиорация».

Ил. 94. Табл. 19. Прил.7. Библиогр.: 11 назв.

Рецензент: заведующий кафедрой гидравлики и гидротехнического строительства ФГБОУ ВО Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, доктор технических наук, профессор **Д.В. Козлов.**

ISBN 978-5-9675-2122-5

© Мареева О.В., Попов И.И., 2025
© ФГБОУ ВО РГАУ – МСХА имени
К.А. Тимирязева, 2025

ВВЕДЕНИЕ

Представленное пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлениям 08.03.01 – «Строительство» направленности: «Промышленное и гражданское строительство», «Гидротехническое строительство», «Инженерные системы водоснабжения и водоотведения», 20.03.02 – «Природообустройство и водопользование» направленности «Цифровизация инженерной инфраструктуры (систем водоснабжения и водоотведения), 35.03.11 – «Гидромелиорация» направленности «Проектирование и строительство гидромелиоративных систем».

Настоящее учебное пособие актуализировано в соответствии с действующими нормативными документами по проектированию стальных конструкций, а также Федеральными государственными образовательными стандартами по подготовке бакалавров. Добавлены рекомендации по ряду вопросов.

В настоящем учебном пособии рассматриваются вопросы расчета и проектирования стальных конструкций производственных зданий.

В первом разделе приведен теоретический материал, касающийся материалов для стальных конструкций. Во втором разделе представлены общие сведения о стальных конструкциях производственных зданий. Третий раздел посвящен разработке стальных конструкций балочной клетки, в разделе даны методические указания по выполнению курсового проекта. В четвертом разделе рассмотрены вопросы расчета и проектирования стального каркаса одноэтажного производственного здания и приведены методические указания для разработки двух расчетно-графических работ.

Каждый из пунктов третьего и четвертого раздела может быть использован для решения задач на рассматриваемую тему.

В приложениях учебного пособия приведены все необходимые справочные материалы.

Материалы пособия также могут быть рекомендованы для использования при работе над выпускной квалификационной работой в той его части, которая связана с расчетом и конструированием металлических конструкций.

1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Общие сведения

Материалами для металлических конструкций является прокатная сталь (95%), стальное литье и алюминиевые сплавы.

Сталь – это сплав железа с углеродом и незначительным количеством примесей, которые попадают в сталь из руды и образуются в процессе выплавки, и легирующих добавок, которые вводят для улучшения свойств стали.

Широкое применение стальных конструкций в строительстве обусловлено их **достоинствами**, к которым относятся:

Надежность стальных конструкций обеспечивается близким соответствием характеристик стали представлениям об идеальном упругом или упругопластическом изотропном материале, для которого строго сформулированы и обоснованы основные положения сопротивления материалов, теории упругости и строительной механики. Сталь имеет однородную мелкозернистую структуру с одинаковыми свойствами по всем направлениям, напряжения связаны с деформациями линейной зависимостью в большом диапазоне. Все это соответствует гипотезам и допущениям, взятым за основу при разработке теоретических предпосылок расчета, поэтому расчет, построенный на таких предпосылках, в полной мере соответствует действительной работе стальных конструкций.

Высокая несущая способность и относительная легкость. Высокая несущая способность при различных видах напряженного состояния (растяжение, сжатие, изгиб), обеспечивает возможность воспринимать значительные нагрузки при относительно небольших размерах сечений, поэтому конструкции из стали, несмотря на ее высокую плотность легче конструкций из других материалов. Критерием конструкционного качества принимают отношение плотности материала к его прочности (относительная легкость). Если принять этот показатель для алюминиевых сплавов за 1, то в среднем он составит для сталей – 1,5…3,4; для древесины – 4,9; железобетона – 16,4…21,8. Доля нагрузки от собственного веса в общей нагрузке, которую может воспринимать конструкция покрытия, для стальных конструкций составляет примерно 10%, а для же-

лезобетонных более 30%, причем эта разница с увеличением пролета увеличивается. Кроме того, эти качества стали снижают затраты на транспортировку и монтаж.

Непроницаемость. Металлы обладают высокой плотностью – непроницаемостью для газов и жидкостей. Плотность металла и соединений позволяет строить водо- и газонепроницаемые конструкции (резервуары, газгольдеры, трубы).

Индустриальность. Стальные конструкции, в основном, изготавляются на заводах, оснащенных современным технологичным оборудованием, а монтаж производится с использованием высокопроизводительных средств механизации, что сводит к минимуму использование ручного труда.

Ремонтопригодность. Для металлических конструкций достаточно просто (технологично) решаются вопросы усиления при ремонте и реконструкции, это качество обусловлено относительной простотой их соединений.

Сохраняемость материального фонда. Металлические конструкции при наступлении физического и морального износа изымаются из эксплуатации, а затем возвращаются в отрасли хозяйства в виде металлического лома и подвергаются переплавке (вторичное использование).

Стальные конструкции имеют и **недостатки**, ограничивающие их применение, для уменьшения влияния этих недостатков необходимы специальные мероприятия [4].

Коррозия – разрушение металла под химическим или электрохимическим воздействием с внешней среды. Стальные конструкции, не защищенные от воздействия влаги в сочетании с солями, агрессивными газами и пылью подвергаются коррозии. Алюминиевые сплавы обладают значительно большей стойкостью против коррозии, при неблагоприятных условиях они также корролируют. Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, периодическим покрытием конструкций защитными пленками (лаки, краски и т. п.), а также вы-

бором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей и пазух, где могут скапливаться влага и пыль), удобной для очистки и защиты.

Небольшая огнестойкость. При температуре 600°C сталь полностью переходит в пластическое состояние и теряет несущую способность. Для повышения предела огнестойкости металлических конструкций необходимо предусматривать их защиту огнестойкими облицовками (бетон, керамика) или специальными покрытиями, которые при контакте с огнем, создают «прослойку», защищающую структуру металла.

Возможность хрупкого разрушения при отрицательных температурах и динамических воздействиях. Наиболее опасным разрушением является хрупкое разрушение, происходящее внезапно, в пределах упругой работы материала без видимых деформаций. Переходу стали в хрупкое состояние способствуют много факторов (п.1.5), для исключения возможности хрупкого разрушения стальных конструкций предъявляются требования к выбору марок стали в зависимости от группы конструкций (п.1.4) и производятся специальные расчеты.

К наиболее важным свойствам стали относятся:

Прочность – способность материала сопротивляться внешним силовым воздействиям без разрушения.

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

Пластичность – способность материала не восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок, т.е. получать остаточные деформации.

Хрупкость – склонность к разрушению при малых деформациях.

Ударная вязкость – способность материала, или конструкции из него, поглощать энергию удара без разрушения.

Свариваемость – возможность проведения сварочных работ при сохранении прочности шва и околосшовной зоны сварного соединения.

Технологичность – податливость металла резке, загибу, строганию, сверлению.

1.2. Химический состав и классификация сталей

По химическому составу стали подразделяются на углеродистые и легированные.

Углеродистые	Легированные
– малоуглеродистые (0,14 – 0,22% C)	– низколегированные (Σ до 5% л.д.)
– среднеуглеродистые (до 0,5% C)	– среднелегированные
– высокоуглеродистые (до 1,2% C)	– высоколегированные

Углерод увеличивает прочность стали, но снижает ее пластичность и свариваемость, поэтому в строительных конструкциях применяют малоуглеродистые стали, обладающие хорошей пластичностью и свариваемостью.

Большинство легирующих добавок в той или иной степени ухудшают свариваемость и удорожают сталь, в строительстве, в основном, применяют низколегированные стали.

Основными легирующими добавками являются:

Кремний (Si) С – раскисляет сталь, связывая кислород, повышает прочность, но снижает пластичность, свариваемость и коррозионную стойкость.

Марганец (Mn) Г – повышает прочность, раскисляет сталь, снижает вредное влияние серы, но повышает хрупкость стали.

Медь (Cu) Д – немного повышает прочность и увеличивает коррозионную стойкость, но избыточное содержание повышает хрупкость и способствует старению.

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

Хром (Cr) Х и **никель (Ni) Н** повышают прочность стали без снижения пластичности и улучшают коррозионную стойкость.

Ванадий (V) Ф и **молибден (Mo) М** повышают прочность стали почти без снижения пластичности и улучшают коррозионную стойкость, предотвращают разупрочнение термообработанной стали при сварке.

Применение хрома, никеля, ванадия и молибдена ограничивается их дефицитностью и высокой стоимостью.

Вредные примеси:

Фосфор повышает хрупкость стали, особенно при низких температурах (хладноломкость), однако при соединении с алюминием повышает коррозионную стойкость.

Сера делает сталь красноломкой, т.е. склонной к образованию трещин при температуре 800-1000°C, что особенно опасно в сварных соединениях.

Кислород, водород и азот, попадая в сталь при выплавке ухудшают качество стали, увеличивают хрупкость и уменьшают пластичность.

Строительные стали в зависимости от **механических свойств** делятся:

1. Стали обычной прочности – малоуглеродистые стали с $\sigma_t < 285\text{МПа}$.
2. Стали повышенной прочности – низколегированные стали или малоуглеродистая С345Т (термоупрочненная) с $285\text{МПа} \leq \sigma_t < 440\text{МПа}$.
3. Стали высокой прочности – низколегированные с $\sigma_t \geq 440\text{МПа}$.

Малоуглеродистые стали обычной прочности

Поставка малоуглеродистых сталей металлургическими заводами производится по трем группам:

А – с гарантией по механическим свойствам;

Б – с гарантией по химическому составу;

В – с гарантией по механическим свойствам и химическому составу.

В строительных конструкциях, как правило, применяется сталь группы **В**.

Марки углеродистой стали различают в зависимости от содержания углерода и механических свойств от **Ст0** до **Ст5**, цифра обозначает условный порядковый номер.

В строительных конструкциях в основном применяется мягкая малоуглеродистая сталь **Ст3** с содержанием углерода от 0,15 до 0,22%.

По степени раскисления сталь может быть:

kp – кипящей;

пс – полуспокойной;

сп – спокойной.

Нераскисленные стали кипят при разливке вследствие выделения газов, такая сталь носит название кипящей и является менее однородной, хуже сопротивляется хрупкому разрушению и старению.

Чтобы повысить качество малоуглеродистой стали ее раскисляют добавками Si от 0,12 до 03% или Al до 0,1%, срезая 15% от головной части слитка, получают спокойную сталь, которая более однородна, лучше сваривается, лучше сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, однако на 12% дороже кипящей.

Полуспокойная сталь по качеству является промежуточной между спокойной и кипящей. Её раскисляют 0,05...0,15% Si и срезают 8% слитка.

Для малоуглеродистых сталей в зависимости от вида испытаний на ударную вязкость (оценивается опасность хрупкого разрушения) установлено **6 категорий**:

- 1 и 2 – испытания на ударную вязкость не проводят;
- 3 – проводят при $t=+20^{\circ}\text{C}$;
- 4 – проводят при $t=-20^{\circ}\text{C}$;
- 5 – при $t=-20^{\circ}\text{C}$ и после механического старения;
- 6 – после механического старения.

В обозначении малоуглеродистой стали указывается группа поставки, порядковый номер марки, степень раскисления и категория, например:

ВСт3кп2, ВСт3пс6, ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, где В – группа поставки с гарантией по механическим свойствам и химическому составу; Ст3 – сталь с содержанием углерода от 0,15 до 0,22%; кп, пс, сп – степень раскисления; 2, 5, 6 – категория по виду испытания на ударную вязкость; Г – марганец до 1%.

Стали повышенной и высокой прочности

Стали повышенной и высокой прочности получают введением легирующих добавок или термоупрочнением малоуглеродистых сталей.

Термоупрочнение сталей производят её нагревом до температуры 800 - 850°C, с последующей выдержкой и охлаждением. При этом улучшается структура стали, повышается прочность и пластичность.

Стали повышенной и высокой прочности поставляются с гарантией по механическим свойствам и химическому составу, имеют мелкозернистую структуру, соответствующую спокойной стали.

Состав легирующих добавок указывается в обозначении стали:

первые две цифры указывают содержание углерода в сотых долях %, следующие далее буквы обозначают легирующие добавки, цифры после букв содержание добавки в %, при содержании добавки от 0,3 до 1% цифра не ставится.

Например: 14Г2 – С - 0,14%, Mn - 2%

15ХСНД – С - 0,15%, Cr, Si, Ni, Cu до 1%.

Для удовлетворения предъявляемых специфических требований к строительным конструкциям применяют атмосферостойкие (коррозионностойкие), хладостойкие (криогенные) и жаропрочные стали.

Нормирование сталей. Основным стандартом, регламентирующим характеристики сталей для строительных металлических конструкций, является ГОСТ 27772-88, согласно которому изготавливают стали: С235, С245, С255, С345, С345К, С355, С355-1, С355К, С355П, С390, С390-1, С440, С460, С550, С590, С690.

Буква С в наименовании обозначает сталь строительную, число показывает значение гарантированного предела текучести в МПа, цифра 1 – вариант химического состава.

Буква К обозначает повышенную коррозионную стойкость.

Буква П – повышенную огнестойкость стали. Стали, поставляемые по разным стандартам взаимозаменяемы. Например, стали С235 соответствует сталь ВСт3кп2, С345 – 09Г2С. Рекомендации по такой замене приведены в ГОСТ 27772-88 приложение 1 или СНиП II-23-81* табл. 51,б.

1.3. Сортамент

Перечень прокатных профилей с указанием формы, геометрических характеристик, веса единицы длины называется **сортаментом**.

Прокатную сталь по типу течения делят на листовой и профильный прокат.

Листовой прокат:

Сталь тонколистовая толщиной от 0,2 до 4 мм и шириной от 600 до 1400 мм, применяется для изготовления гнутых и штампованных тонкостенных профилей и кровельных покрытий.

Сталь толстолистовая толщиной от 4 до 160 мм и шириной от 600 до 3800 мм, длина листов от 6 до 12 м.

Сталь широкополосная универсальная толщиной от 6 до 60 мм, шириной от 200 до 1050 мм, длиной от 5 до 12м.

Сортовой прокат:

Сталь полосовая толщиной от 4 до 60 мм, шириной до 200 мм.

Прокат сортовой стальной горячекатаный круглый диаметром от 5 до 270 мм в прутках (при диаметре более 9 мм) и мотках, длиной от 2 до 12м.

Прокат сортовой стальной горячекатаный квадратный с размером сторон от 6 до 200 мм, длиной от 2 до 12м.

Рифленая сталь толщиной от 2,5 до 8 мм для настилов и площадок.

Профильный прокат:

Угловые профили равнополочные и неравнополочные, имеют параллельные грани полок (рис. 1.1 а, б), длиной от 4 до 12 м.

Швеллеры (ГОСТ 8240-97) от №5 до 40 с уклоном внутренних граней полок У и с параллельными гранями полок П (рис. 1.1 в, г), длиной от 2 до 12 м.

Двутавры (рис 1.2):

Балки двутавровые обыкновенные (ГОСТ 8239-89) от №10 до №60 с уклоном внутренних граней полок. Номер двутавра соответствует его высоте в см. Сегодня на территории РФ не выпускается, но использовался в значительном количестве балочных конструкций. Продлено действие ГОСТ 19425-74 Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные, по этому стандарту изгото-

ляют двутавры с уклоном внутренних граней полок для подвесных крановых путей.

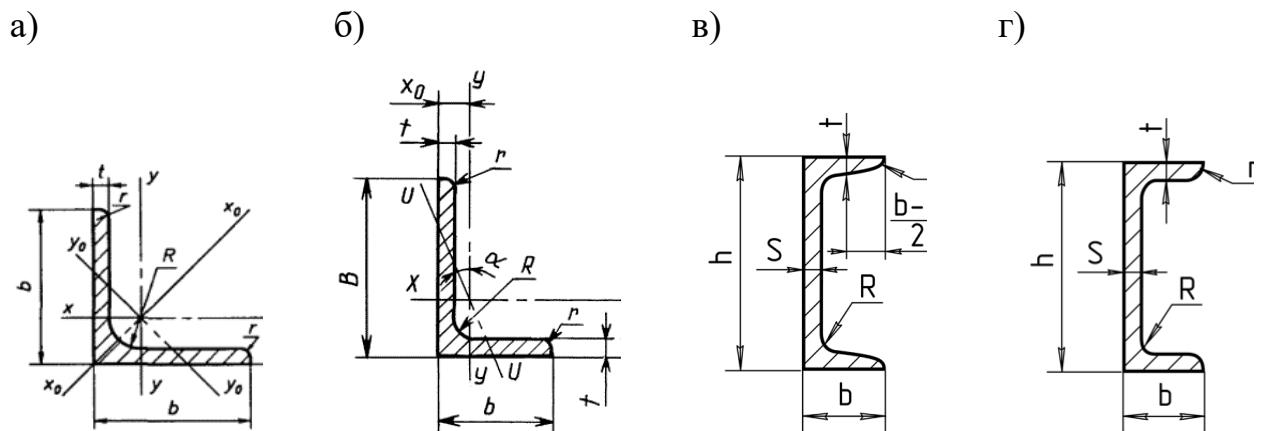


Рис. 1.1 Профильный прокат:

- а) – уголок равнополочный; б) – уголок неравнополочный;
- в) – швеллер У; г) – швеллер П

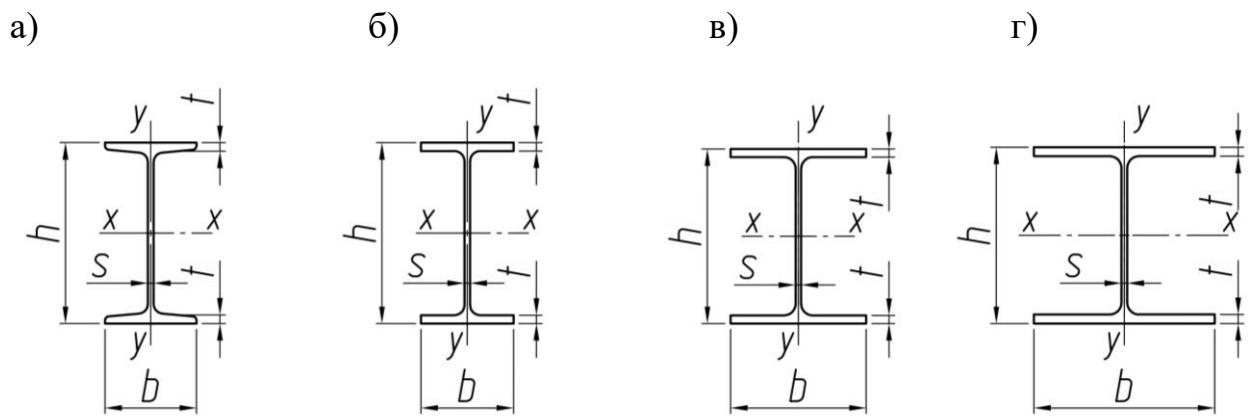


Рис. 1.2 Двутавры прокатные:

- а) – обычновенный; б) – нормальный; в) – широкополочный; г) – колонный

Двутавры стальные горячекатаные (ГОСТ Р 57837-2017) имеют параллельные грани полок и прокатываются четырех типов:

Б – нормальные (балочные) от №10 до №70, применяемые в балочных конструкциях (изгибаемых);

Ш – широкополочные (балочные) от №20 до №70, с увеличенной шириной полок;

К – колонные от №15 до №40, размеры ширины и высоты сечения которых близки;

С – свайные от №13 до №40, обладают повышенной несущей способностью за счет почти одинаковых толщинах полок и стенки, а соотношение габаритных размеров как у К.

Из сечений Б, Ш, К путем разрезки стенки в продольном направлении получают тавровые профили БТ, ШТ, КТ.

Двутавры в соответствии с заказом изготавливают длиной от 6 до 24 м.

Трубы.

По способу изготовления стальные трубы делятся на:

- горячекатаные (без швов);
- электросварные (со швами).

По форме поперечного сечения (рис. 1.3):

- круглые;
- квадратные;
- прямоугольные.

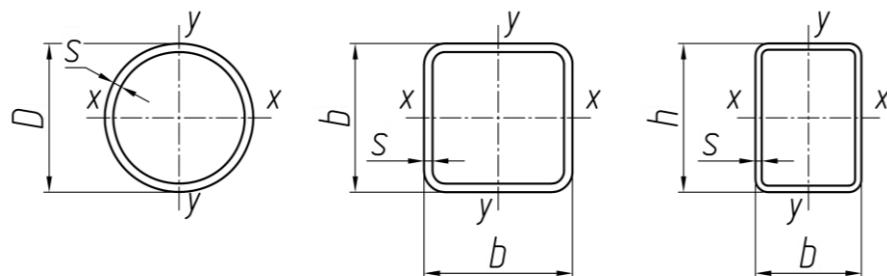


Рис. 1.3 Трубы

Гнутые профили. Гнутые профили изготавливаются из листовой стали толщиной до 8 мм и могут иметь разнообразную форму: уголки, швеллеры, С-образные и Z-образные, профилированные настилы (рис. 1.4).

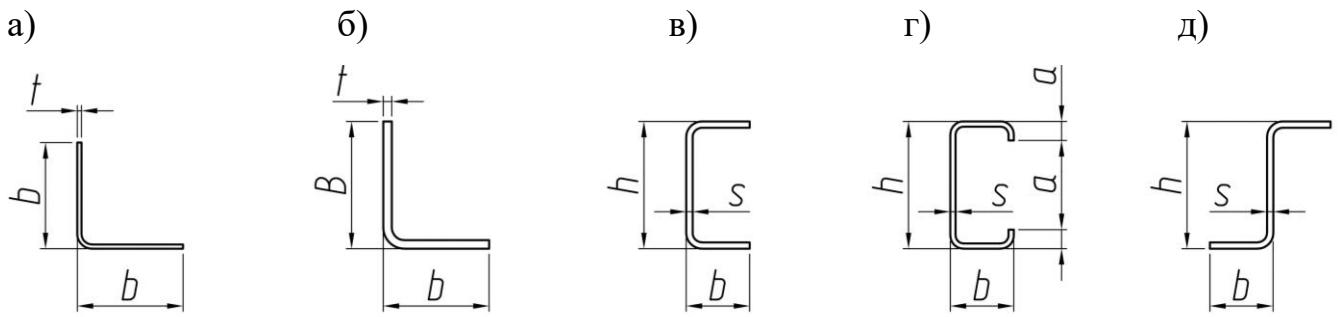


Рис. 1.4 Гнутые профили:

- а) – уголок равнополочный; б) – уголок неравнополочный; в) – швеллер;
- г) – С-образные профиль; д) – Z-образный профиль

Гнуто-сварные профили (ГСП) – это замкнутые профили квадратного и прямоугольного сечения со сварным швом и толщиной стенки от 3 до 14 мм (рис. 1.5).

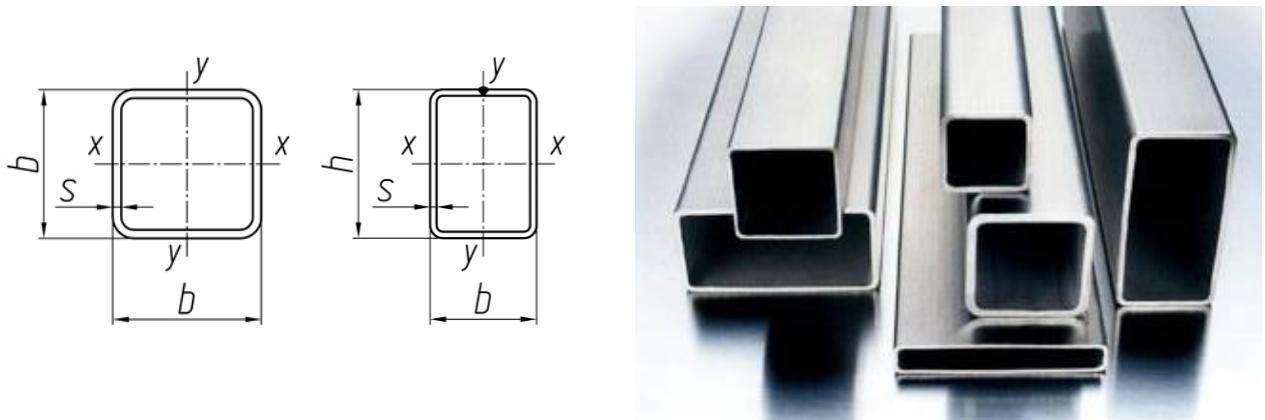


Рис. 1.5 Гнуто-сварные профили

1.4. Выбор сталей для строительных конструкций

Выбор стали производят на основе вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом требований норм и с учетом следующих факторов:

- температуры среды эксплуатации (опасность хрупкого разрушения при пониженных температурах);
- характера нагрузления (динамического, вибрационного, знакопеременного);

- вида напряженного состояния;
- способа соединения элементов.

Кроме того необходимо принимать во внимание ответственность здания и сооружения.

Применение сталей для строительных конструкций регламентируется СП16.13330.2017 «Стальные конструкции» гл. 5 [1]. В зависимости от вышеперечисленных факторов нормами установлено 4 группы конструкций, приложение В [1].

Упрощенно к **1 группе** относятся сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (например, подкрановые балки, балки рабочих площадок, главные балки и ригели рам при динамической нагрузке, пролетные строения транспортерных галерей, фасонки ферм, покрытия резервуаров и газгольдеров и т.д.). К свойствам сталей для этих конструкций предъявляются наиболее высокие требования.

Ко **2 группе** относятся сварные конструкции, работающие на статическую нагрузку при наличии растягивающих напряжений (например, фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и другие растянутые, растянуто-изгибающиеся и изгибающиеся элементы).

К **3 группе** относятся сварные конструкции, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие (например, колонны, стойки, опорные плиты и другие сжатые и сжато-изгибающиеся элементы).

К **4 группе** относятся вспомогательные конструкции зданий и сооружений (элементы фахверка, лестницы, ограждения и т.п.).

В СП указан перечень применяемых сталей в зависимости от группы конструкций и расчетной температуры климатического района.

Окончательный выбор стали в пределах каждой группы производится по технико-экономическим показателям, при этом учитываются требования унификации (сокращение количества марок сталей и типоразмеров профилей) и технологические возможности региональных заводов-изготовителей.

1.5. Физико-механические свойства сталей

К физическим свойствам стали относятся:

плотность – масса вещества, заключенного в единичном объеме, плотность стали составляет $7850 \text{ кг}/\text{м}^3$;

теплопроводность – способность передавать тепло от более нагретых участков к менее нагретым;

электропроводность – способность пропускать электрический ток.

Все металлы и их сплавы обладают высокой тепло- и электропроводностью.

Механические свойства стали определяют такие показатели как: прочность, упругость, пластичность, и склонность к хрупкому разрушению.

Прочность стали, её упругие и пластические свойства определяются при статических испытаниях стандартных образцов на растяжение. Полученная, при этих испытаниях, диаграмма позволяет выявить зависимости между напряжениями σ и относительными деформациями ε (рис. 1.6).

$$\sigma = \frac{N}{A_0}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} 100\%,$$

где N – прикладываемая нагрузка, A_0 – первоначальная площадь поперечного сечения образца, Δl – удлинение рабочей части образца; l_0 – первоначальная длина рабочей части образца.

На участке 0-1 до *предела пропорциональности* $\sigma_{\text{пп}}$ напряжения прямо пропорциональны деформациям и исчезают после снятия нагрузки. В этой *стадии материала работает упруго*, т.е. подчиняется закону Гука ($\sigma = E\varepsilon$), где $E=206000 \text{ МПа}$ – модуль деформаций (модуль упругости) имеющий постоянное значение в упругой стадии работы. При напряжениях равных пределу пропорциональности $\sigma_{\text{пп}}$ величина упругих деформаций составляет примерно 0,02%.

На участке 1-2 начинают развиваться пластические деформации, которые не восстанавливаются после снятия нагрузки, при этом величина этих деформаций очень незначительна. При разгрузке упругая часть деформаций $\varepsilon_{\text{уп}}$ исчезает, а

пластические деформации $\varepsilon_{ост}$ остаются, образуя остаточные деформации. При повторном загружении сталь работает упруго до уровня предыдущего загружения, т.е. область упругой работы увеличивается. Условно принимают участок 0-1-2 зоной упругой работы материала.

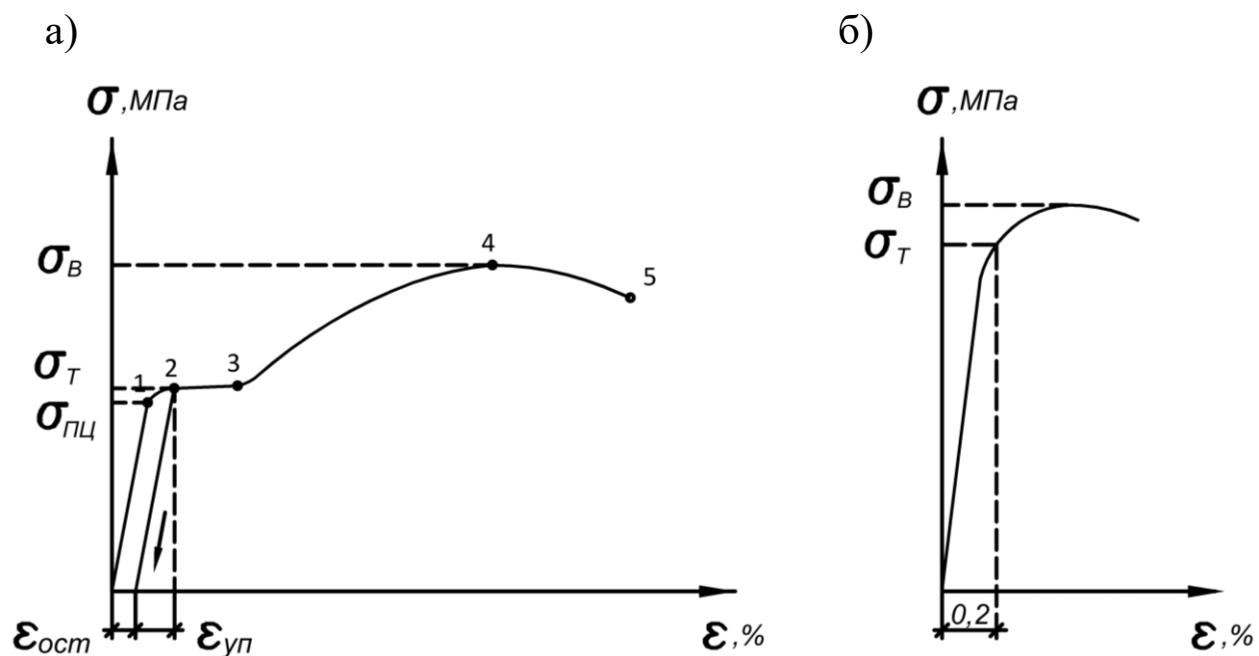


Рис. 1.6 Диаграмма работы стали на растяжение:

а) – малоуглеродистой, б) – легированной

Участок 2-3 составляет физическую площадку текучести. Последующее увеличение напряжений приводит к росту деформаций при постоянной нагрузке, в металле образца начинают происходить необратимые изменения, на диаграмме появляется *площадка текучести*. Напряжение, при котором при постоянной нагрузке наблюдается заметный рост пластических (остаточных) деформаций, не исчезающих после снятия нагрузки, называется *пределом текучести* σ_T . Пределу текучести соответствует остаточная пластическая деформация 0,2%.

Протяженность площадки текучести составляет 1,5...2,5 %, её образование характерно только для сталей с содержанием углерода в пределах 0,15 – 0,3%.

Для металлов, не имеющих площадки текучести (легированные стали), устанавливается *условный предел текучести* $\sigma_t = \sigma_{0,2}$ – напряжение, при котором остаточное относительное удлинение достигает 0,2%.

Участок 3-4 – *зона самоупрочнения*, на этой стадии сталь вновь начинает сопротивляться силовым воздействиям и работает как упруго-пластичный материал до достижения напряжениями максимального значения (точка 4), выдерживаемого образцом при растяжении. Эти напряжения называют *временным сопротивлением или пределом прочности*.

Предел прочности σ_b – наибольшее условное напряжение в процессе разрушения образца (предельная разрушающая нагрузка, отнесенная к первоначальной площади сечения).

По достижении предела прочности деформация образца локализуется в одном месте, образуется сужение поперечного сечения образца (шейка), вследствие чего снижаются напряжения на участке 4-5. В точке 5 происходит разрушение (разрыва образца).

Предел текучести σ_t , предел прочности σ_b и относительное удлинение ε являются основными показателями, характеризующими свойства стали.

Наклеп.

Повторные нагрузления в пределах упругих деформаций (до предела упругости σ_y) не изменяют вида диаграммы работы стали; нагружение и разгрузка будут происходить по одной линии (рис.1.7 а).

Если образец загрузить до пластической стадии и затем снять нагрузку, то появится остаточная деформация ε_{ost} (рис.1.7 б). При повторном нагружении образца он снова работает упруго, повторяя прямую разгрузки, но только до уровня предыдущего нагружения (рис.1.7 в). То же самое будет, если разгрузку начать после того, когда будет пройдена вся площадка текучести, в этом случае при повторных нагрузлениях диаграмма работы стали не будет иметь площадки текучести (рис.1.7 г).

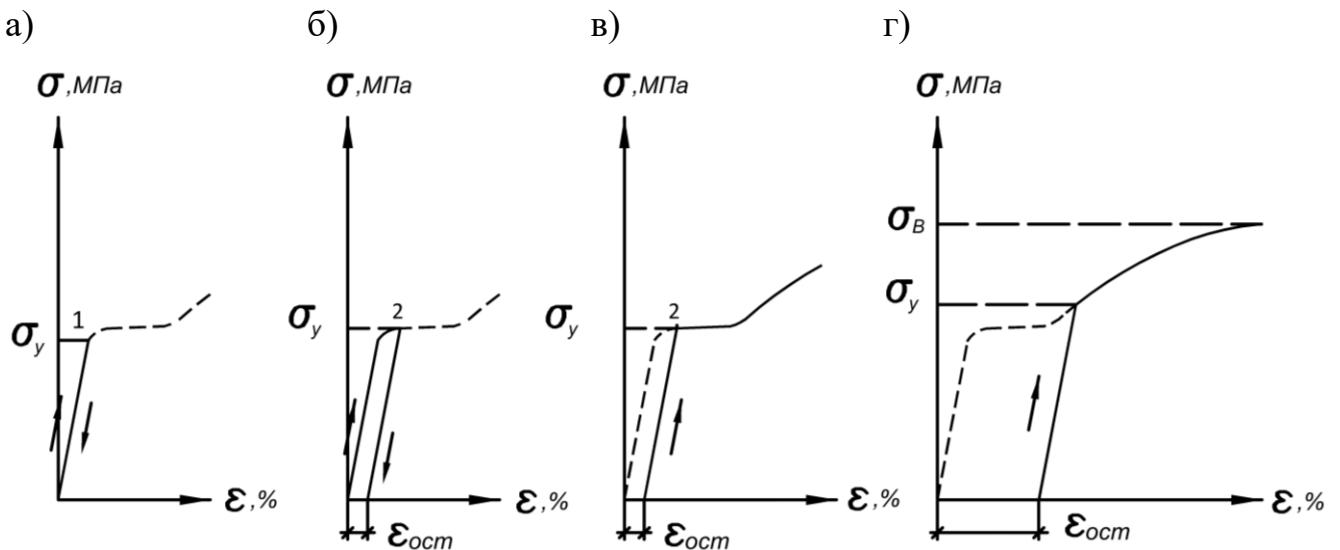


Рис. 1.7 Диаграмма работы стали при повторных нагрузлениях

Повышение упругой работы материала в результате предшествующей пластической деформации называется *наклепом*.

При наклете искажается атомная решетка стали, она закрепляется в новом деформированном состоянии, при этом пластичность стали снижается, сталь становится более жесткой, повышается опасность хрупкого разрушения, что неблагоприятно для строительных сталей.

Наклеп возникает в процессе изготовления конструкций при холодной гибке элементов, пробивке отверстий, механической резке.

Хрупкость стали.

Под хрупким разрушением понимают внезапное разрушение, которое происходит при малых деформациях в пределах упругой работы материала, что очень опасно. При этом происходит разрыв материала.

Основными факторами, способствующими хрупкому разрушению стали, являются:

- низкая температура – сдерживает развитие пластических деформаций, перераспределяющих напряжения по сечению;
- динамические воздействия – характеризуются малым временем нагружения, за которое в материале не успевают происходить пластические деформации;

- многоосное напряженное состояние;
- остаточные сварочные напряжения в сварных швах и окколошовной зоне;
- резкие изменения конструктивной формы, приводящие к резкой неравномерности распределения напряжений по сечению;
- острые углы, надрезы, непровары сварных швов, отверстия и другие концентраторы напряжений;
- химический состав и степень раскисления (например, сера повышает хрупкость при высоких температурах, фосфор при низких; кипящая сталь больше склонна к трещинообразованию);
- наклеп и старение.

Отрицательные факторы воздействуют сильнее, сочетаясь друг с другом.

Склонность стали к хрупкому разрушению определяется результатами испытаний на *ударную вязкость* (ударный изгиб призматических образцов с надрезом) при различных температурах и после механического старения.

Для ее определения из стали изготавливают образцы с надрезом с одной стороны V – образной и U – образной формы. Испытания проводят на маятниковых копрах (рис 1.8).

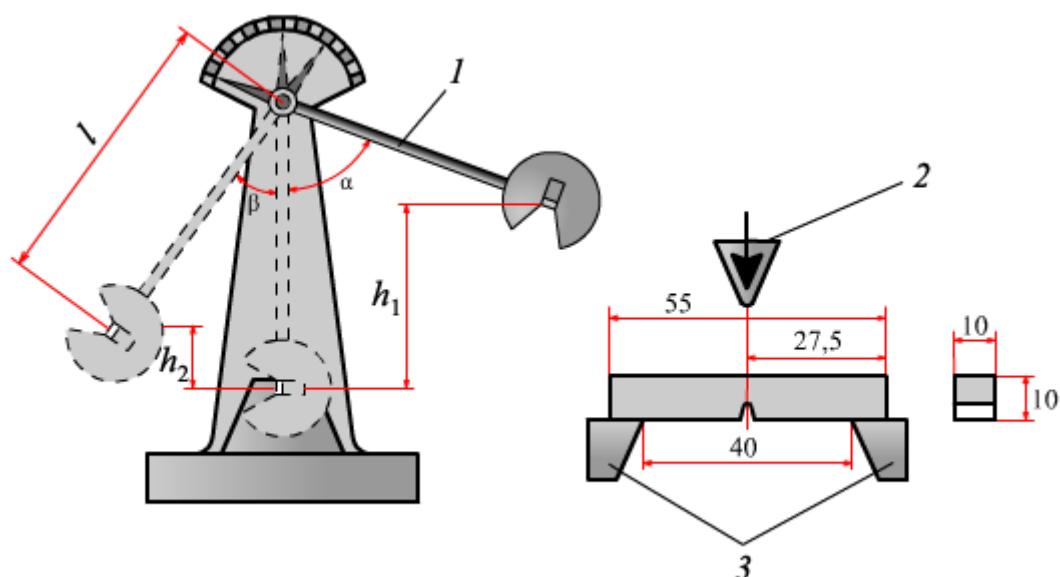


Рис. 1.8 Схема испытаний на ударную вязкость

1 – образец, 2 – опоры, 3 – маятник, 4 – нож маятника

Ударная вязкость (a_h) определяется отношением работы, затраченной на деформацию и разрушение образца при ударном изгибе (A_h) к площади поперечного сечения образца в месте надреза (F). Чем этот показатель выше, тем меньше хрупкость.

$$a_h = \frac{A_h}{F}$$

В СП 16.13330.2017 [1] в таблице В.1 приводятся нормируемые показатели ударной вязкости проката для разных групп конструкций и при определенной расчетной температуре.

Усталость металла.

Если металл подвергается действию циклически меняющихся напряжений (например, чередующиеся растяжение и сжатие), то при достаточно большом числе циклов, разрушение может произойти при напряжении меньше предела прочности и даже предела текучести. Это явление называется *усталостью металла*. Склонность стали к усталостному разрушению устанавливается на основании результатов вибрационных испытаний.

Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называют *выносливостью*, а напряжение, при котором происходит разрушение, называют *вибрационной или усталостной прочностью*.

Старение металла.

Под *старением* понимают изменение механических свойств сталей с течением времени. Естественное старение – это процесс, протекающий при нормальных температурах. Искусственное старение происходит вследствие температурных колебаний (термическое старение) и механических воздействий (деформационное старение).

Процесс старения незначительно увеличивает прочность стали, понижает ее пластичность, сопротивление хрупкому разрушению и динамическим воздействиям, одновременно снижается порог хладноломкости.

Наиболее подвержены старению стали, загрязненные и насыщенные газами, например кипящая сталь.

Температурные воздействия.

Термические воздействия способствуют изменению механических свойств строительных сталей. При нагреве до 600-650°C, сталь полностью теряет несущую способность, от 400°C и выше предел текучести значительно снижается, при 250 – 300°C сталь приобретает крупнозернистую структуру, становится немного прочнее и менее пластичной, 200-250°C практически не влияют на характеристики сталей.

При отрицательных температурах прочность сталей повышается, ударная вязкость падает, и сталь становится более хрупкой. Хладноломкость стали при низких температурах учитывается на стадии проектирования строительных металлоконструкций. Для сталей регламентируются данные о температурных значениях, при которых уменьшается ударная вязкость до заданных параметров, определяется критическая температура, при которой сталь переходит в хрупкое состояние. В зависимости от этих данных, на стали разработаны рекомендации по их применению в различных условиях эксплуатации.

1.6. Нормативные и расчетные сопротивления

Основными величинами, определяющими сопротивление стали силовым воздействиям, являются нормативные сопротивления R_{yn} и R_{un} , которые устанавливаются стандартами и техническими условиями с обеспеченностью 0,95.

R_{yn} – нормативное сопротивление по пределу текучести.

R_{un} – нормативное сопротивление по временному сопротивлению.

Для расчета конструкций зданий и сооружений, где недопустимо развитие значительных пластических деформаций, в большинстве случаев, сопротивление принимают по пределу текучести. В случае если при работе конструкции деформации допустимы (например, трубопроводы) сопротивление материала принимают по временному сопротивлению.

Расчетное сопротивление стали определяется:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}, \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m};$$

где γ_m – коэффициент надежности по материалу, учитывающий отклонение сопротивления материала в неблагоприятную сторону (качество исходного материала, процесс производства стали и выборочный контроль качества, минусовые допуски проката, различие работы стали в образцах и конструкции) $\gamma_m=1,025\dots1,1$ и определяется по табл.3 [1].

Значения нормативных и расчетных сопротивлений при растяжении, сжатии и изгибе приведены в таблицах В.3, В.4 и В.5 СП 16.13330.2017 [1].

Расчетное сопротивление при сдвиге $R_s = 0,58R_y$.

Расчетное сопротивление при смятии торцевой поверхности (при наличии пригонки) $R_p = R_u$.

При проведении расчетов, расчетное сопротивление необходимо умножать на коэффициент условия работы γ_c , который учитывает отклонение от принятой расчетной схемы, неотраженное прямым расчетом. Коэффициенты условий работы зависят от вида конструктивных элементов и характера воздействий и определяются по таблице 1 [1].

2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

2.1. Балки и балочные клетки

Стальные балки, работающие на изгиб, широко применяют в строительных конструкциях для покрытий и междуэтажных перекрытий зданий самого разнообразного назначения, в рабочих площадках, в виде подкрановых балок производственных зданий, в мостах, эстакадах, в конструкциях гидротехнических затворов и шлюзов и в других сооружениях.

По статической схеме балки могут быть разрезные (однопролетные), неразрезные (многопролетные) и консольные. Чаще применяют разрезные балки, так как они требуют минимальных трудозатрат при изготовлении и монтаже, хотя по расходу материала и уступают неразрезным балкам.

Основная форма поперечного сечения стальных балок – двутавр. Балки бывают прокатные (рис. 2.1,а) и составные (рис. 2.1,б). Составные балки используют обычно, когда прокатные оказываются недостаточно мощными.

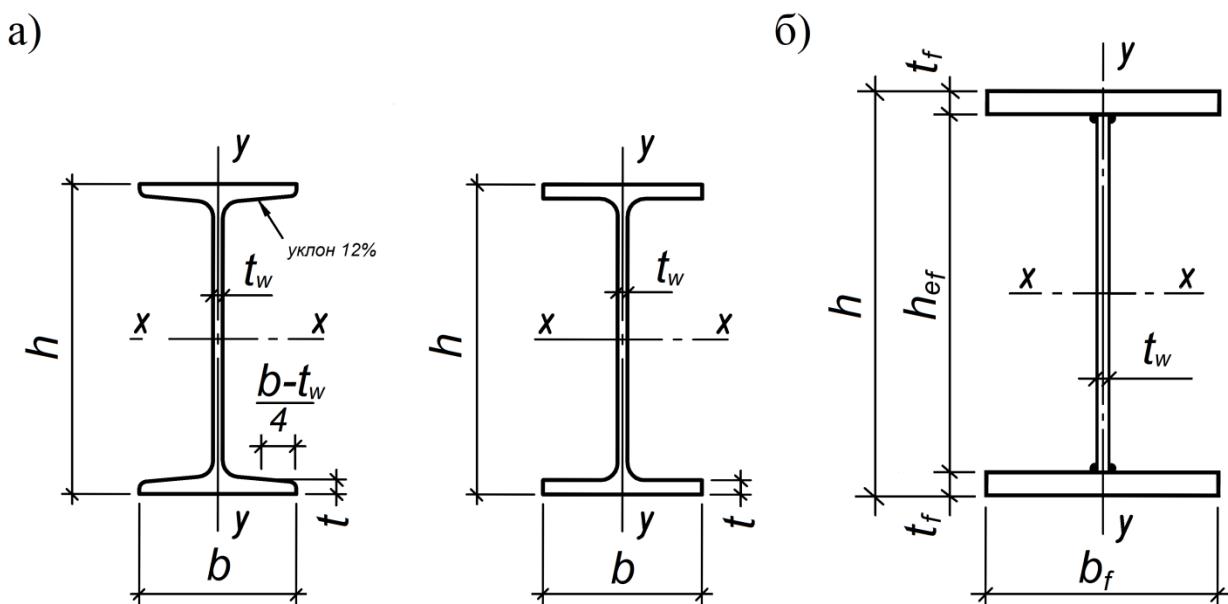


Рис. 2.1 Типы сечений стальных балок:

а) – прокатные; б) – составная

Самыми распространенными являются сварные составные балки (рис. 2.1,б), образуемые из трех листов: одного вертикального, называемого стенкой, и двух горизонтальных, называемых полками, которые привариваются к стенке.

Систему несущих балок, образующих конструкцию, называют *балочной клеткой*. Существует три типа балочных клеток: упрощенная, нормальная и усложненная (рис. 2.2). Нагрузка на балки передается через настил, который может выполняться из железобетонных плит или металлического листа.

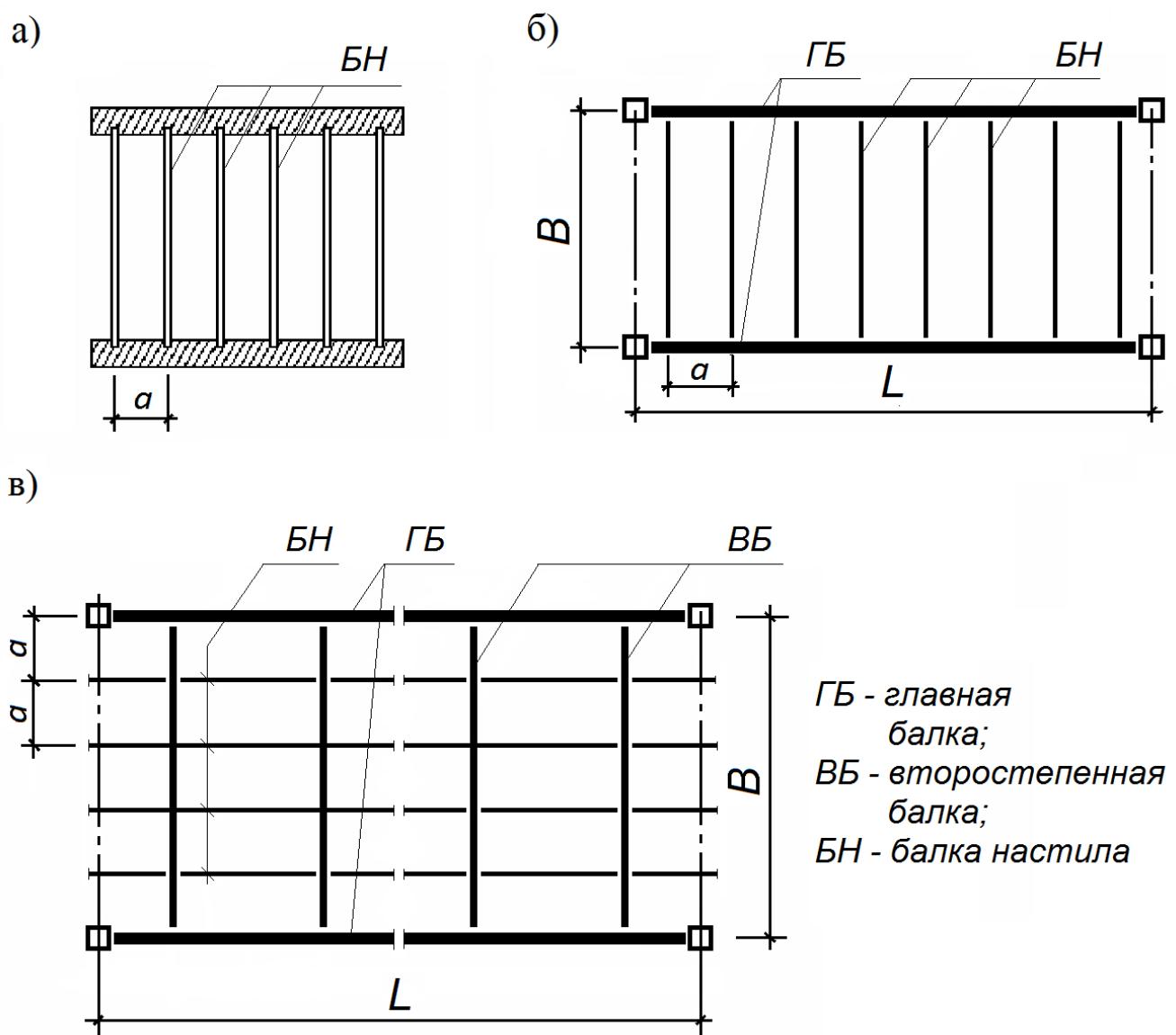


Рис. 2.2 Типы балочных клеток:

а) – упрощенная; б) – нормальная; в) – усложненная

В упрощенной балочной клетке (рис. 2.2,а) нагрузка передается через настил на балки настила, и через них на стены или другие несущие конструкции. Балки настила располагаются обычно параллельно меньшей стороне балочной клетки достаточно часто, так как несущая способность настила не велика.

В нормальной балочной клетке (рис. 2.2,б и 2.3) нагрузка с настила передается на балки настила, которые в свою очередь передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны, стены или другие несущие конструкции.



Рис. 2.3 Балочная клетка нормального типа [*]

В усложненной балочной клетке (рис. 2.2, в и 2.4) используются еще и второстепенные балки, располагаемые между балками настила и главными балками, передающими нагрузку на колонны. Усложненная балочная клетка применяется при значительных пролетах главных балок. Пролеты вспомогательных балок и балок настила принимают такими, чтобы можно было применить профильные двутавры.



Рис. 2.4 Усложненная балочная клетка [*]

Шаг балок настила при использовании стального настила обычно принимают в пределах 0,6 – 1,6 м. При применении ж/б перекрытий шаг балок настила может быть 2 – 3,5 м. Шаг вспомогательных балок располагают с шагом 2 – 6 м.

Сопряжение балок по высоте может быть этажное, в одном уровне и пониженное. При этажном сопряжении балки опираются на верхний пояс нижерасположенных балок (рис. 2.3 и рис. 2.5,а), это наиболее простое сопряжение с точки зрения производства работ, однако оно имеет наибольшую строительную высоту балочной клетки h_{cnp} , (строительная высота это расстояние от низа главной балки до верха настила).

Сопряжение балок в одном уровне (рис. 2.5,б и рис. 2.6) позволяет увеличить высоту главной балки при заданной высоте перекрытия h_{cnp} , но значительно усложняет конструкцию опирания балок. Опирание осуществляется к попе-

речным ребрам стенки или на опорные столики, выполняемые из уголков или сваренных листов.

Пониженное сопряжение (рис. 2.5,в и рис. 2.7) применяют только в балочных клетках усложненного типа. При этом балки настила, опирающиеся на второстепенные балки, располагаются в одном уровне с верхним поясом главной балки.

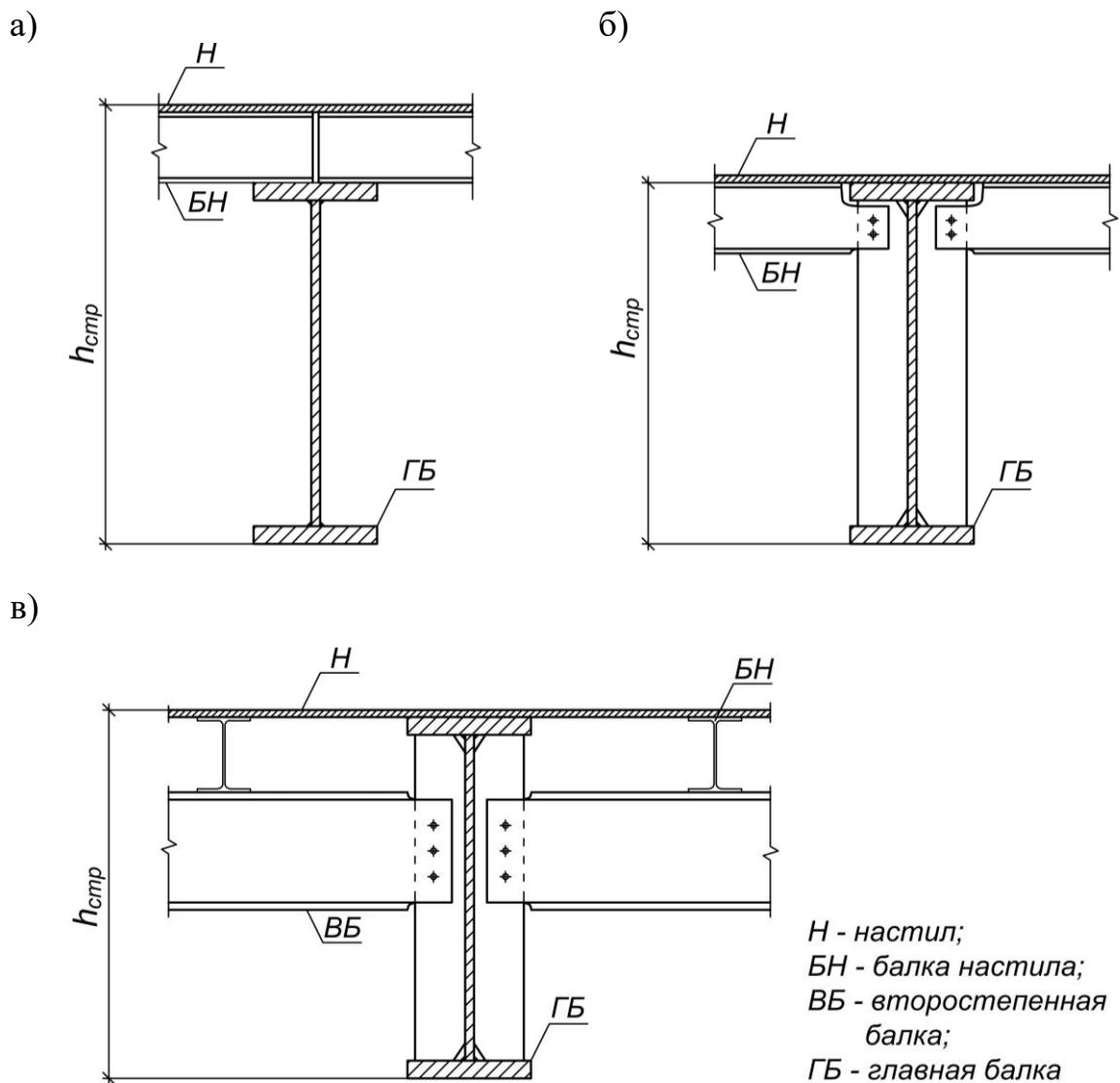


Рис. 2.5 Сопряжение балок:

а) – этажное; б) – в одном уровне; в) – пониженное

В курсовом проекте проектируют нормальную балочную клетку с этажным сопряжением и оборудованную подвесным краном (о кранах см. раздел 2.2).



Рис. 2.6 Сопряжение балок в одном уровне [*]



Рис. 2.7 Сопряжение балок в одном уровне [<https://www.technometal.be/>]

2.2. Общая характеристика каркасов одноэтажных производственных зданий

Современные производства размещаются в одноэтажных и многоэтажных зданиях, схемы и конструкции которых весьма разнообразны. Чаще других применяют одноэтажные производственные здания. По числу пролетов одноэтажные здания могут быть однопролетными и многопролетными.

Комплекс несущих конструкций, воспринимающих воздействие веса ограждающих конструкций здания (кровли, стенных панелей, переплетов, остекления), а также атмосферные (снег, ветер) и крановые нагрузки, называется *каркасом здания*. Каркас может быть стальным, железобетонным или смешанным. Выбор материала каркаса определяется технико-экономическим расчетом.

По виду внутрицехового транспорта производственные здания подразделяются на бескрановые (рис. 2.8), с подвесными (рис. 2.9) и мостовыми опорными (рис. 2.10) кранами. Выбор типа транспорта определяется назначением здания.



Рис. 2.8 Бескрановое здание [*]



Рис. 2.9 Здание с подвесными кранами [*]

Конструктивная схема стального каркаса одноэтажного промышленного здания показана на рис. 2.11.

Основными элементами каркаса являются поперечные рамы (рис. 2.12), состоящие из колонн, обычно жестко защемленных в фундаменте, и ригелей, жестко (рис. 2.11) или шарнирно соединенных с колоннами. Ригели могут быть сплошные (балки) или сквозные (фермы). Сплошные ригели имеют меньшую строительную высоту по сравнению со сквозными, проще в изготовлении и удобнее при транспортировке, однако они значимо уступают сквозным по расходу металла. Поэтому основным типом ригеля в каркасных производственных зданиях является стропильная ферма (см. далее п. 2.4). В необходимых случаях для освещения и вентиляции в зданиях предусматривают фонари.

Жесткость и устойчивость рамного каркаса обеспечиваются работой вертикальных и горизонтальных связей, устанавливаемых по шатру (фермам) здания и между колоннами (сведения о связях между фермами приводятся в гл. 4).



Рис. 2.10 Здание с мостовыми опорными кранами [ФЕРМЕР.РУ ®]

Вертикальные связи между колоннами каркаса (см. рис. 2.11) обеспечивают пространственную жесткость и геометрическую неизменяемость стального каркаса здания в продольном направлении. Они воспринимают усилия от ветрового давления на торцы здания и продольного торможения кранов, а также повышают устойчивость из плоскости рамы. Простейшая и наиболее часто встречающаяся конструкция связей – крестовая.

Вертикальные связи между колоннами устраивают посередине здания, так как установленные у торцов здания эти связи препятствуют свободным температурным деформациям продольных элементов каркаса, что может привести к возникновению дополнительных температурных напряжений.

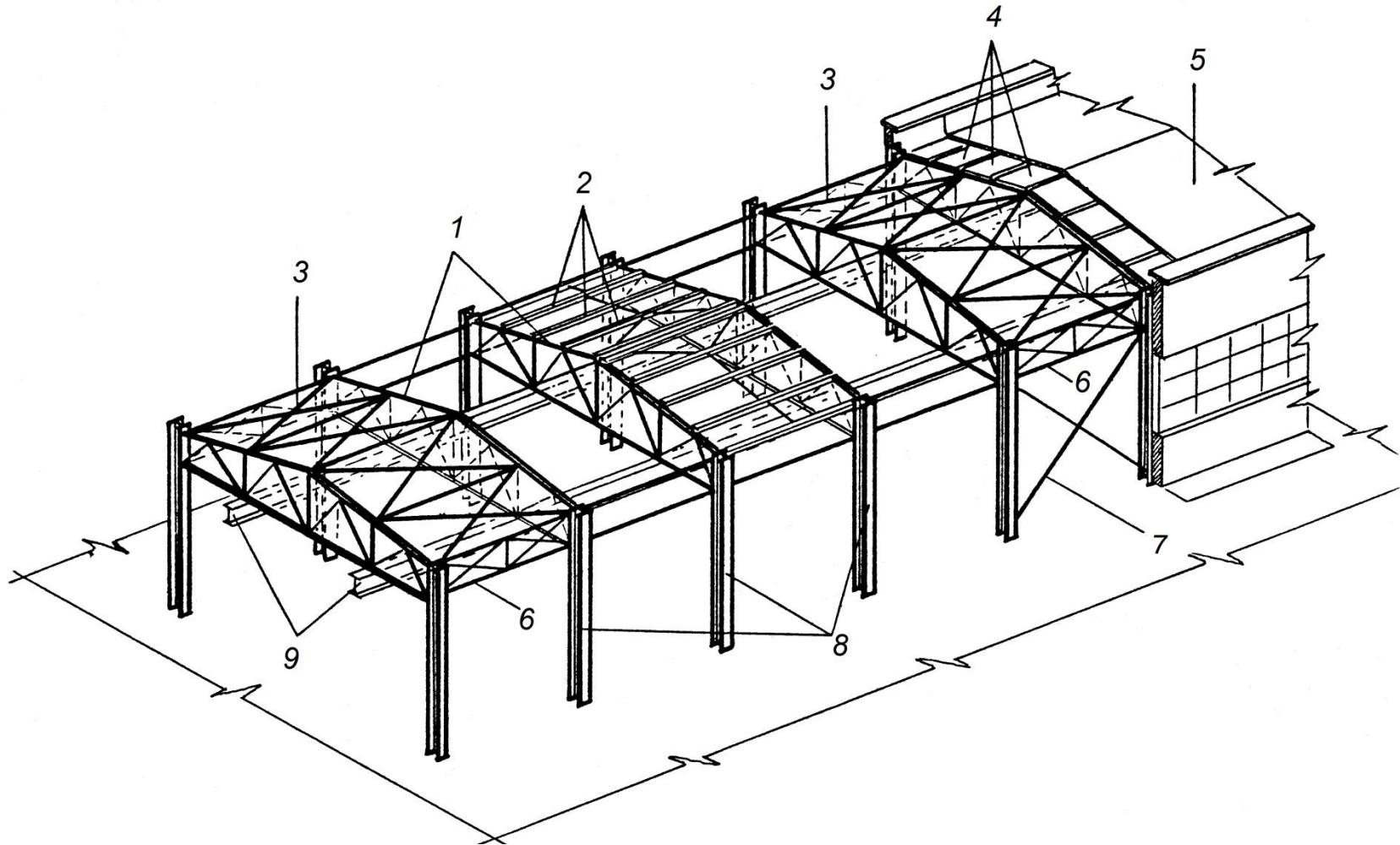


Рис. 2.11 Схема производственного здания:

- 1 – стропильные фермы; 2 – прогоны; 3 – горизонтальные связи по верхним поясам ферм;
4 – железобетонные плиты покрытия; 5 – гидроизоляционный ковер; 6 – вертикальные связи между фермами; 7 – верти-
кальные связи между колоннами

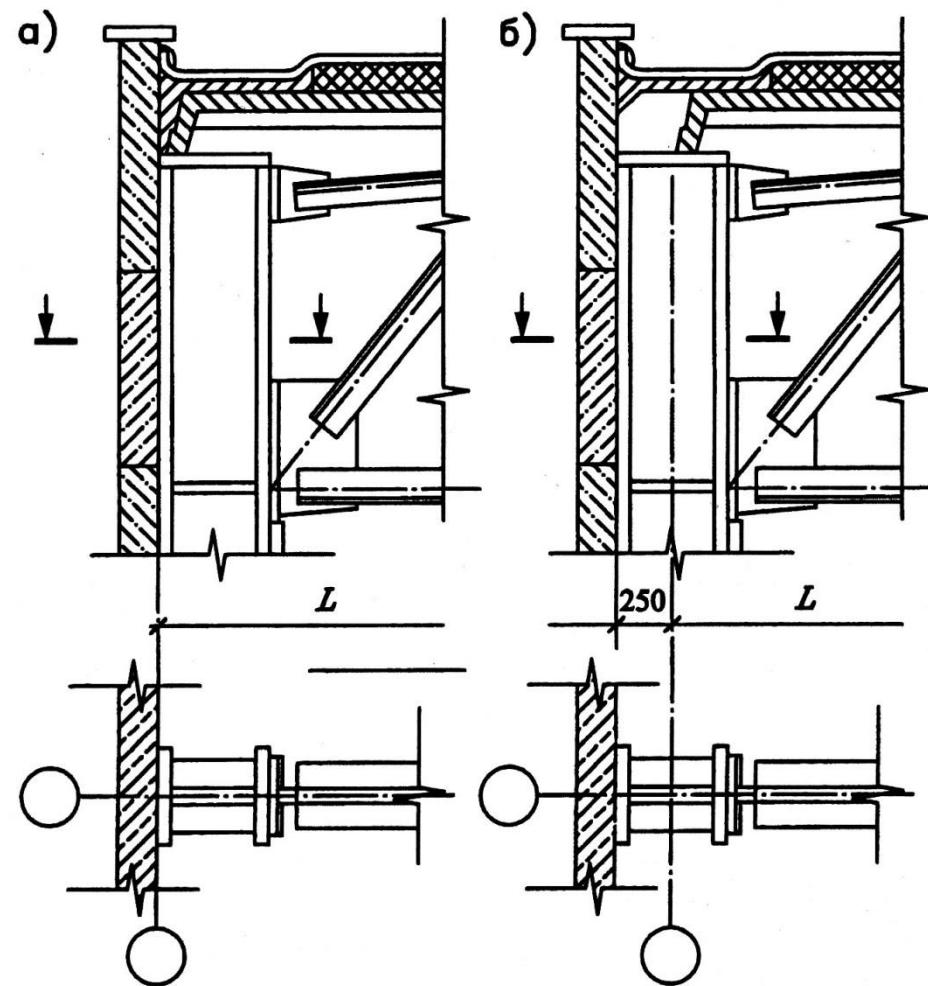
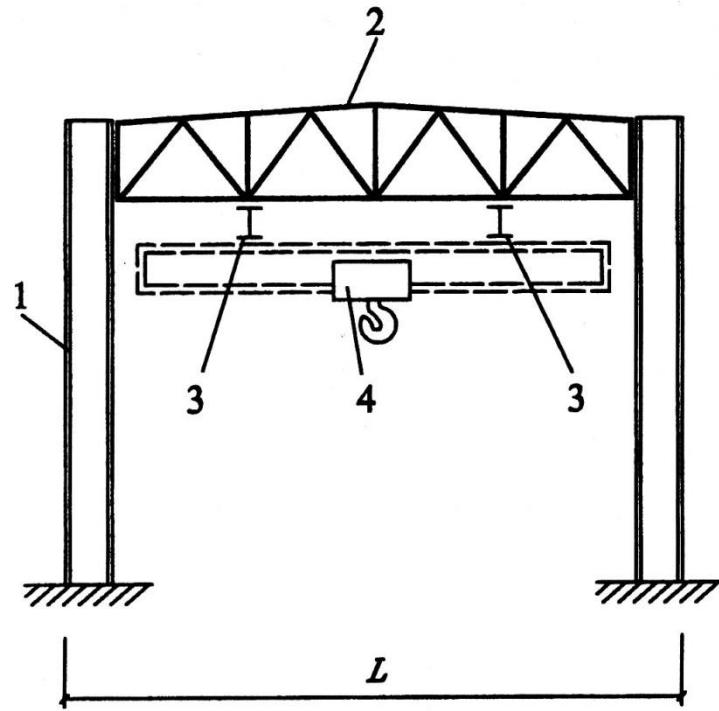


Рис. 2.12 Поперечная рама:

а) – привязка колонны нулевая; б) – привязка 250 мм;

1 – колонна; 2 – стропильная ферма; 3 – подкрановые балки; 4 – кран

Расстояние между осями колонн в поперечном направлении называется *пролетом здания*. При определении горизонтального размера учитывают унифицированные привязки колонн к разбивочным осям. Привязка наружной грани колонны к разбивочной оси может быть нулевой (рис. 2.12,а), 250 мм (рис. 2.12,б) или 500 мм для колонн зданий с мостовыми опорными кранами.

Согласно требованиям унификации производственных зданий, пролет назначают в соответствии с укрупненным модулем, кратным 3 м и, при пролетах от 24 м, – 6 м. Таким образом, стандартные пролеты – 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36 м и более. Но при соответствующем обосновании при пролетах до 24 м могут быть приняты пролеты, кратные 1,5 м.

Расстояние между колоннами в продольном направлении, называемое *шагом рам*, принимают обычно 6 или 12 м.

У торцов зданий колонны обычно смещаются с модульной сетки внутрь на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит и панелей (рис. 2.13).

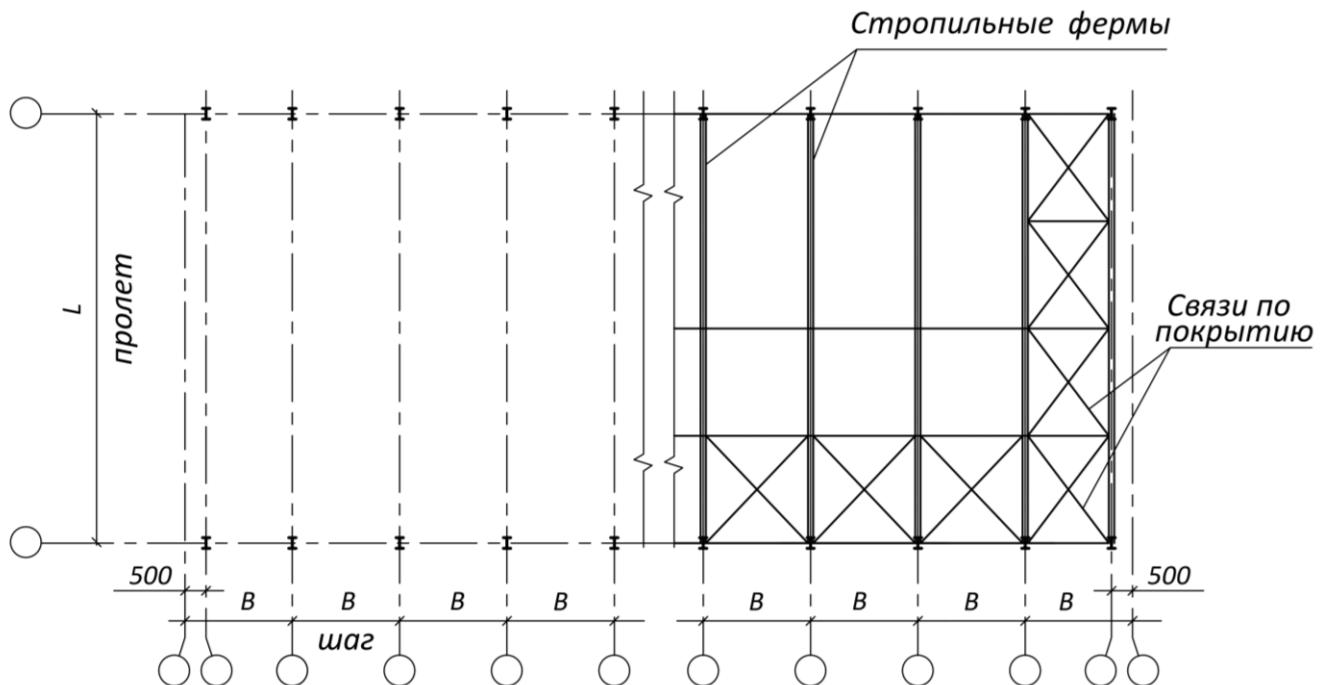


Рис. 2.13 Схема размещения колонн

В многопролетных зданиях в средних рядах расстояние между колоннами в связи с технологической необходимостью может быть увеличено до 12 или 24

м, в этом случае применяют подстропильные фермы, расположенные по осям с разреженным шагом колонн, при этом стропильные фермы опираются одним краем на колонны, другим – на подстропильные фермы (рис. 2.14).

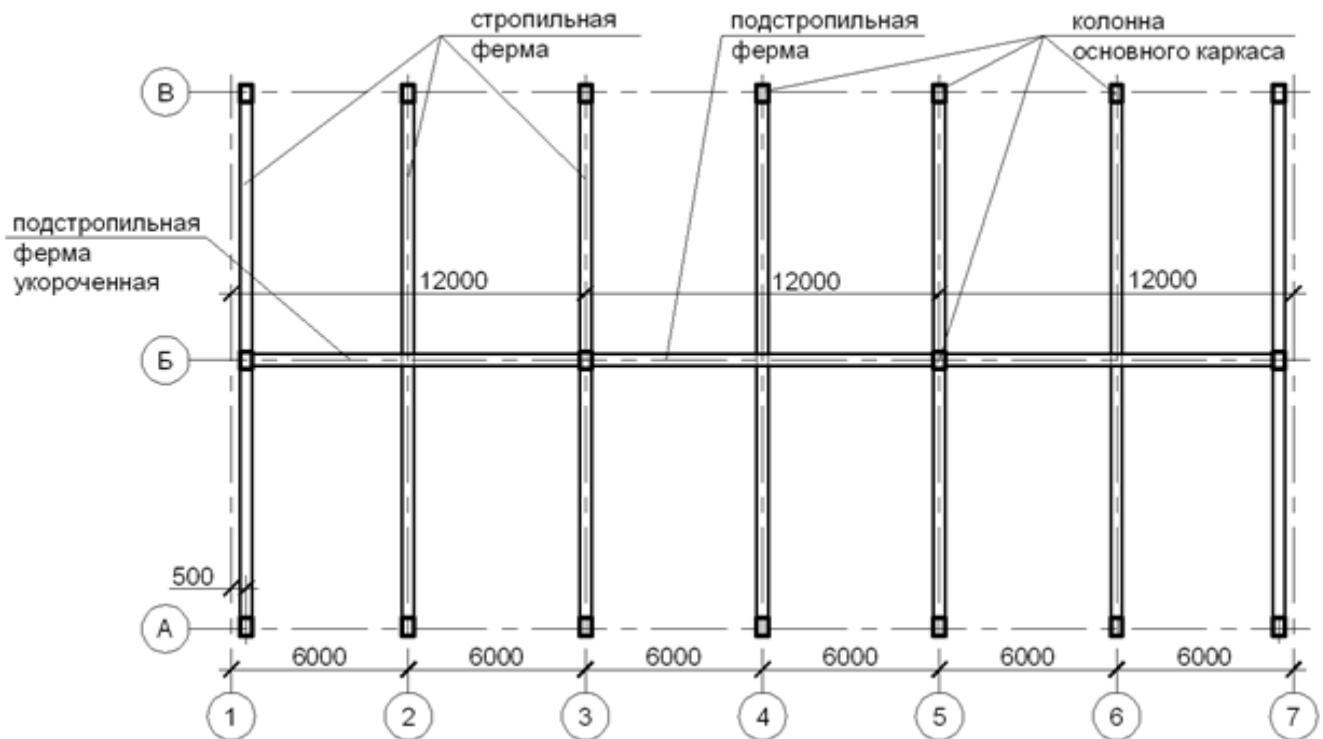


Рис. 2.14 Схема размещения подстропильных ферм

При больших размерах здания в плане в элементах каркаса здания могут возникнуть большие дополнительные напряжения от перепада температур. В необходимых случаях здание разрезают на отдельные отсеки поперечными температурными швами. СП 20.13330.2017 «Стальные конструкции» [1] (табл.44) устанавливает предельные размеры температурных отсеков, при которых влияние климатических температурных воздействий можно не учитывать.

Для поддержания стеклового ограждения, переплетов остекления, ворот и других элементов устанавливают торцевой и, если необходимо, продольный фахверк, состоящий из стоек (колонн), ригелей и распорок. При самонесущих кирпичных стенах, а также при ограждающих конструкциях из стековых сборных панелей и шаге колонн, равном длине панели, продольный фахверк отсутствует. Элементы фахверка воспринимают и горизонтальные ветровые нагрузки.

2.3. Колонны

Колонны – это вертикальные несущие элементы, передающие нагрузку от вышележащих конструкций на фундаменты.

В зависимости от вида их загружения, колонны могут быть *центрально* или *внекентренно сжатыми*. В центральной части балочных клеток колонны при отсутствии горизонтальных нагрузок колонны центрально сжаты. В каркасах одноэтажных производственных зданий колонны внекентренно сжаты.

Основным несущим элементом колонны (рис. 2.15) является стержень (3), который воспринимает нагрузку от вышележащих конструкций. На оголовок (4) опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну, например стропильная ферма (5). База колонны (2) передает давление от стержня на фундамент (1) и закрепляет колонну в фундаменте.

Колонны могут быть *постоянного* или *переменного по высоте сечения*. В бескрановых зданиях и зданиях, оборудованных подвесными кранами, колонны имеют постоянное по высоте сечение (рис. 2.15, а, б, в). При использовании в производственных зданиях мостовых кранов относительно небольшой грузоподъемности (до 15 т) также применяют колонны постоянного сечения, причем нагрузка от кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки (рис. 2.16, а). При мостовых кранах значительной грузоподъемности устраивают ступенчатые колонны (рис. 2.16, б, в), в которых подкрановые балки опираются на уступ нижнего участка колонны и располагаются по оси подкрановой ветви.

По типу сечения колонны различаются на *сплошные* (рис. 2.17 а, рис. 2.18) и *сквозные* (рис. 2.17 б, в, рис. 2.19).

Сплошные колонны могут быть *прокатными* (рис. 2.18 а, в) или *составными* (рис. 2.18 б, г). Для прокатных колонн, как правило, используют дутавры с параллельными гранями полок (нормальные, широкополочные и колонные), редко – обычновенные с уклоном внутренних граней полок, а также трубы.

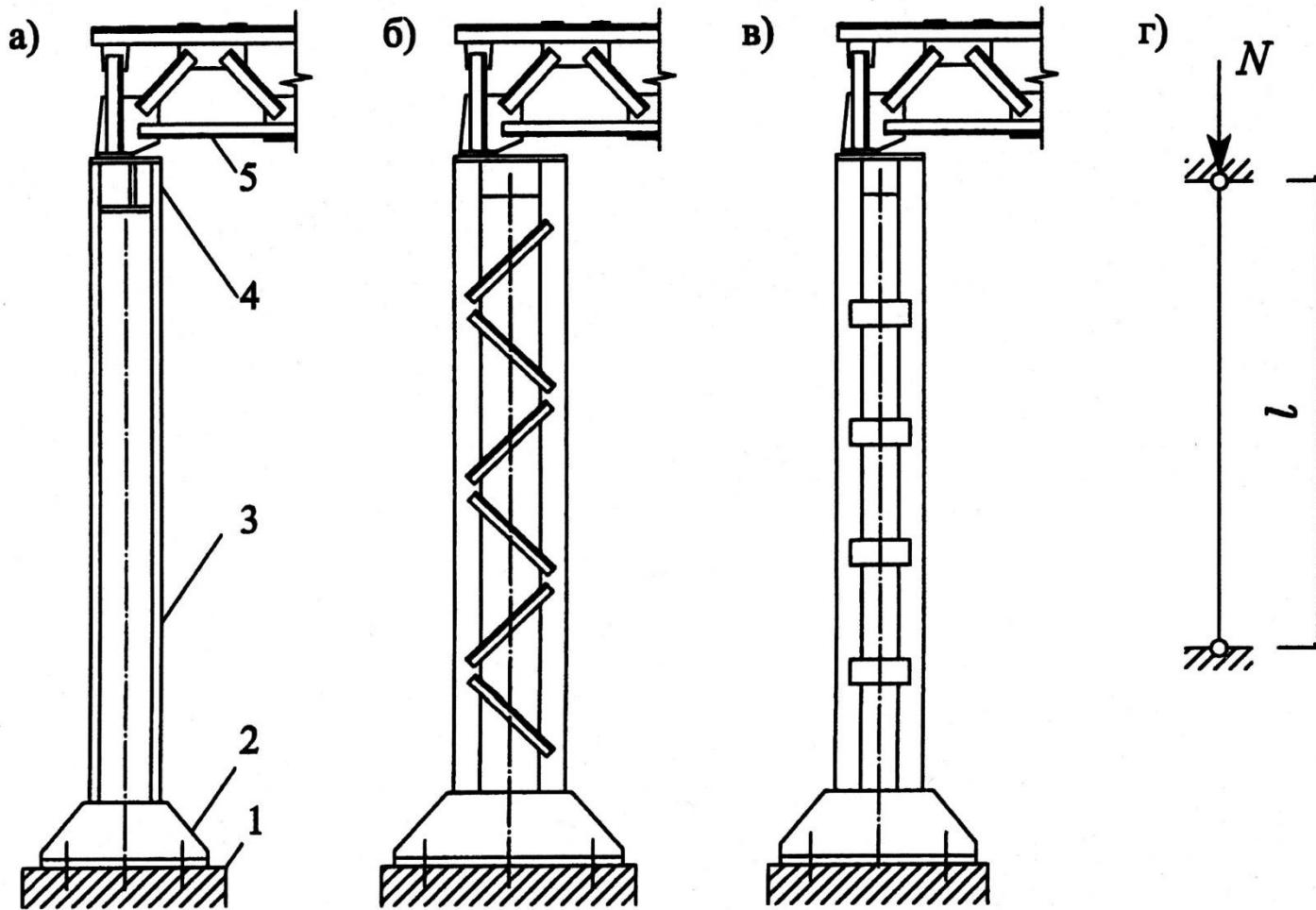


Рис. 2.15 Колонны производственных зданий:

а) – сплошная составная; б), в) – составные сквозные; г) – расчетная схема колонны;

1 – фундамент; 2 – база; 3 – стержень; 4 – оголовок; 5 – ригель

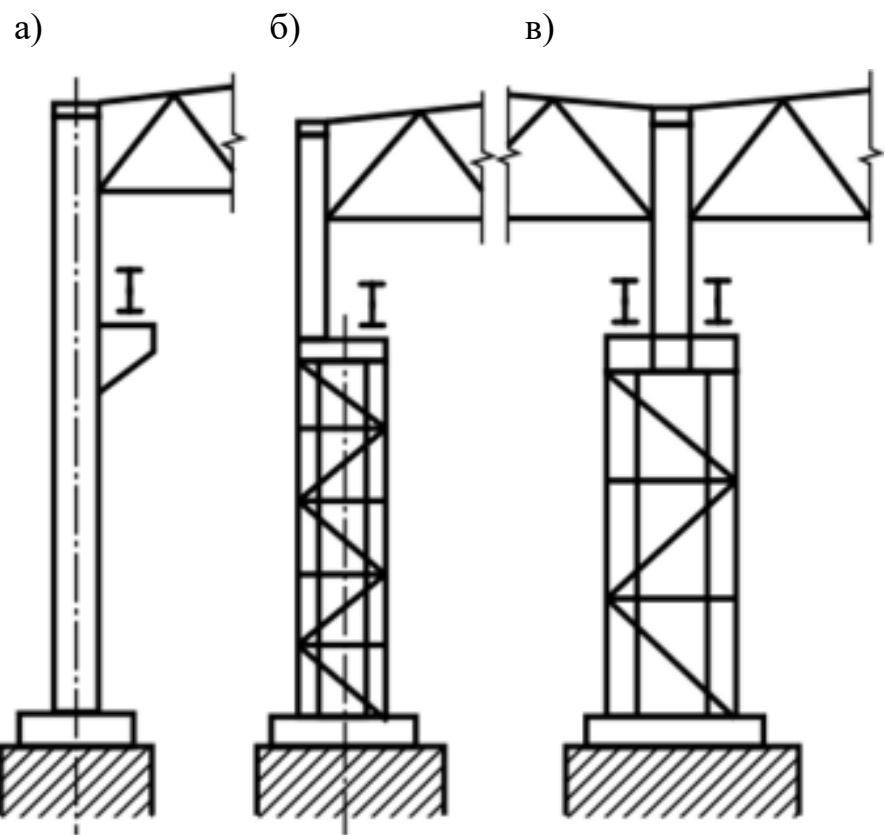


Рис. 2.16 Колонны производственных зданий с мостовыми кранами:
 а) – постоянного по высоте сечения; б), в) – ступенчатая

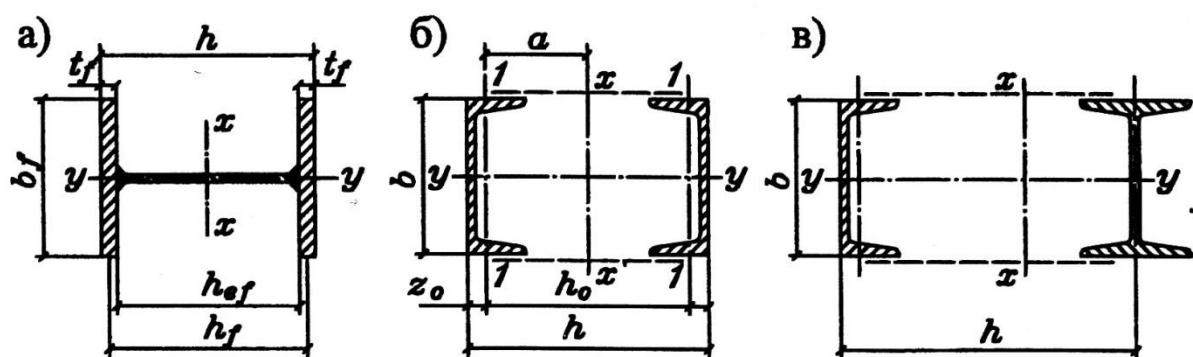
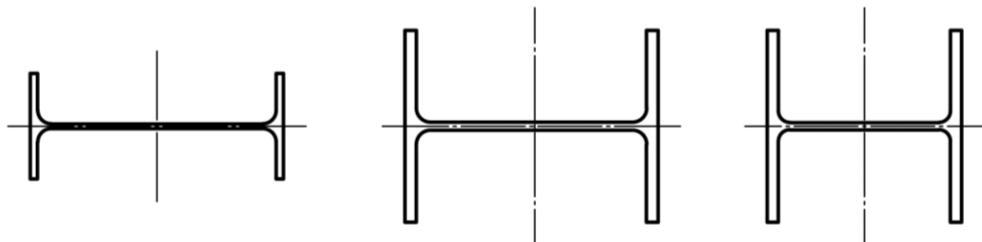


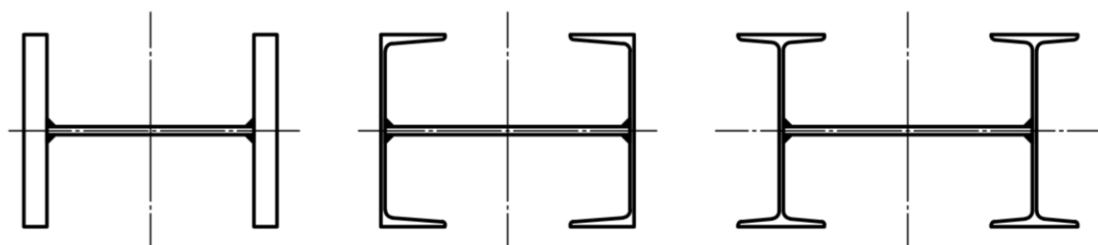
Рис. 2.17 Типы сечений колонн:
 а) – сплошной составной; б), в) – сквозных

Составные сечения образуются из нескольких прокатных профилей или листов, соединяемых обычно с помощью сварки. Наиболее часто они имеют двутавровую (Н-образную) форму поперечного сечения (см. рис. 2.18, б), хотя в нем и не удается выполнить полностью условие равноустойчивости относительно двух главных осей.

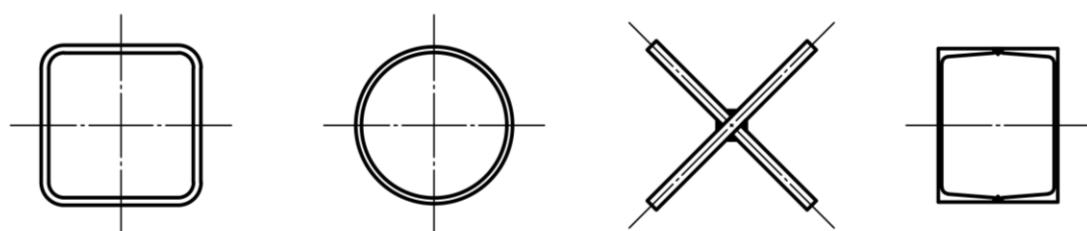
а)



б)



в)



г)

Рис. 2.18 Типы сечений сплошных колонн:

а), в) – прокатные; б), г) – составные

Достоинство колонн из трех листов заключается в получении необходимых по толщине и ширине полок и использовании для стенки более тонких листов, в результате чего достигается определенная экономия материала, так как матери-

ал стенки используется по сравнению с полками менее эффективно. Сварные дутавры могут изготавляться с применением автоматической сварки, что снижает трудоемкость при их изготовлении; кроме того, доступность всех поверхностей стержня упрощает конструкцию узлов сопряжения с примыкающими элементами.

В отдельных случаях (в основном для внецентренно сжатых стержней) применяют сечения, состоящие из прокатных профилей и листов (см. рис. 2.18, б), более развитые в плоскости действия момента.

Сквозные составные колонны состоят из двух прокатных профилей, соединенных в плоскостях полок соединительными решетками. Сечение сквозных центрально-сжатых колонн обычно образуют из двух швеллеров, расположенных полками внутрь сечения (рис. 2.19, а). Такие стержни называют *двухветвевыми*. Расположение швеллеров полками наружу (рис. 2.19, б) при одних и тех же габаритных размерах сечения менее выгодно с точки зрения расхода материала, и такое сечение применяют редко. При значительных нагрузках применяют сечение, составленное из дутавров (рис. 2.19, в). Во внецентренно сжатых колоннах сечения могут быть симметричными (рис. 2.19, а, б, в, е) и несимметричными (рис. 2.19, г, д). Последние обычно применяют для крайних колонн зданий (для удобства примыкания стены). В колоннах под тяжелые краевые нагрузки из-за недостаточной мощности швеллера его заменяют составным сечением из двух уголков, соединенных листом (рис. 2.19, д). На рисунке 2.19 е) изображено сечение *четырехветвевой* колонны, такие сечения применяются при небольшой нагрузке и когда требуется большая жесткость колонны.

Основное достоинство сквозных колонн заключается в более эффективном использовании материала, так как ветви сквозных колонн располагают на расстоянии, обеспечивающем равноустойчивость колонны относительно главных осей как при одинаковых расчетных (приведенных) длинах $l_x=l_y$, так и при значительно различных. Эффективное использование материала ветвей обеспечивает меньший вес сквозных колонн, однако изготовление сквозных колонн более трудоемко и затратно.

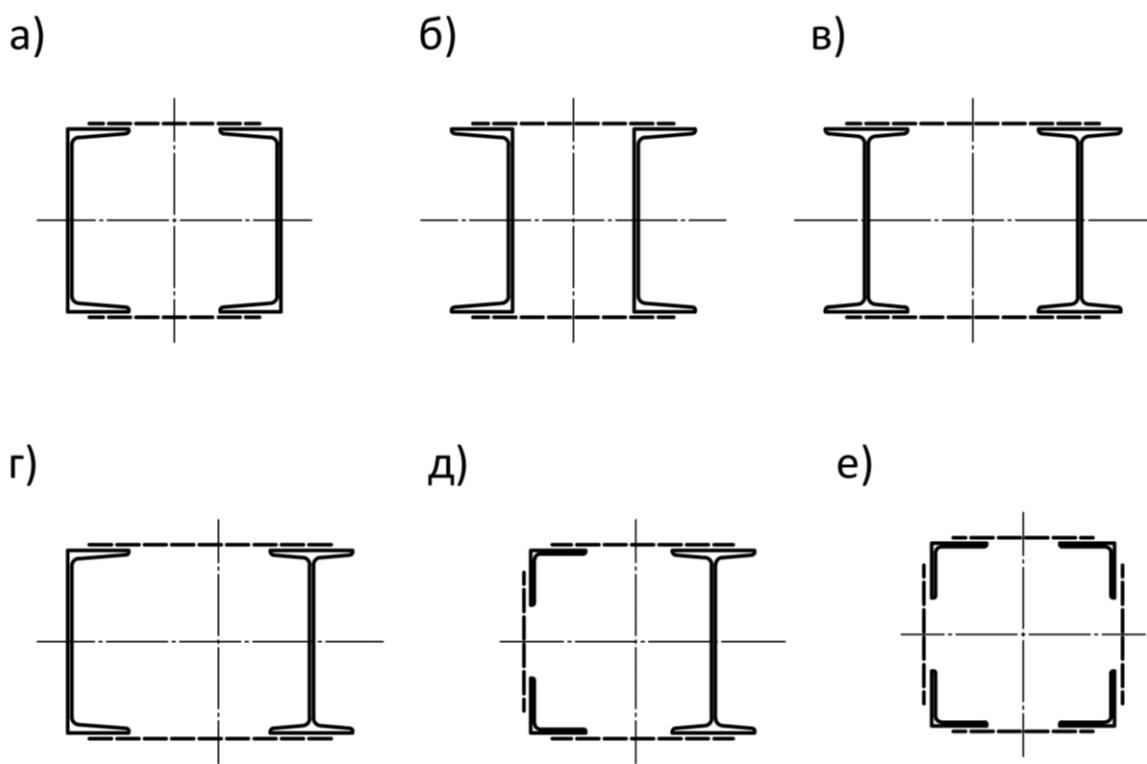


Рис. 2.19 Типы сечений сквозных колонн:

- а), б), в), г) – двухветвевые; д) – трехветвевые;
- е) – четырехветвевые

Совместную работу ветвей обеспечивает соединительная решетка. Тип решетки существенно влияет на устойчивость сквозного стержня в целом. Различают решетки безраскосные, в виде листовых планок (рис. 2.20,а), и раскосные, обычно из одиночных уголков (рис. 2.20,б).

В безраскосной решетке (планках) меньше элементов и узлов, чем в раскосной решетке. Безраскосную решетку легче изготовить, на нее идет меньше металла. Однако безраскосная решетка более податлива и хуже сопротивляется воздействиям больших поперечных сил, чем раскосная. Колонны с безраскосной решеткой получили широкое распространение в инженерных конструкциях при малых и средних усилиях и при очень малых значениях реальных поперечных сил. При больших усилиях, особенно при больших поперечных силах (во внеклентренно сжатых колоннах), а также при тяжелых условиях эксплуатации следует применять колонны с раскосной решеткой.

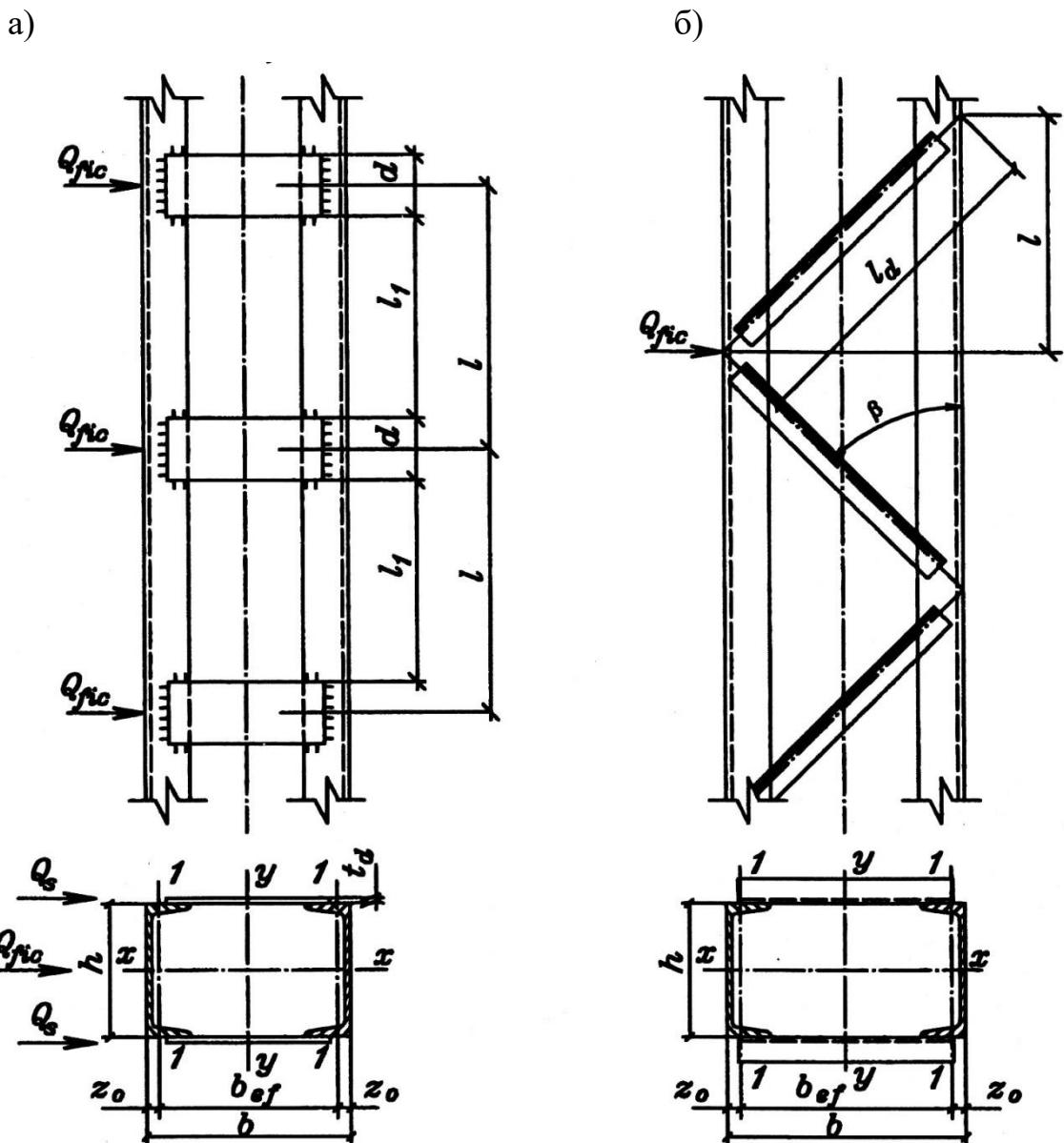


Рис. 2.20 Типы соединительных решеток:

а) – безраскосная (на планках); б) – раскосная

База колонны служит для распределения сосредоточенного давления от стержня колонны по площади фундамента и обеспечивает закрепление нижнего конца колонны в соответствии с принятой расчетной схемой.

Различают два основных типа баз – шарнирные и жесткие. *Шарнирные базы* имеют наиболее простую конструкцию (рис. 2.21, а). Для центрально-сжатых колонн со значительным усилием может быть применена база, состоящая из толстой стальной опорной плиты, на которую опирается фрезерованный торец стержня. Для легких колонн фрезеровать торец нецелесообразно, так как

все усилия могут передаться на опорную плиту через сварные швы, с помощью которых колонна прикреплена к плите. Соединительная траверса создает более равномерную передачу силового потока от колонны к плите. Особенность всех шарнирных баз состоит в том, что анкерные болты (их обычно два) крепят базу к фундаменту непосредственно за опорную плиту.

Жесткие базы центрально-сжатых колонн (рис. 2.21, б) имеют не менее четырех анкерных болтов, которые крепятся к траверсам. Благодаря этому после затяжки болтов исключается поворот колонны на опоре.

Во внерадиально сжатых колоннах устраивают жесткие базы, которые могут передавать изгибающие моменты. С этой целью траверсы приходится разводить в направлении действия момента. При относительно небольших опорных моментах траверсы делают из листов толщиной 10...12 мм) или швеллеров.

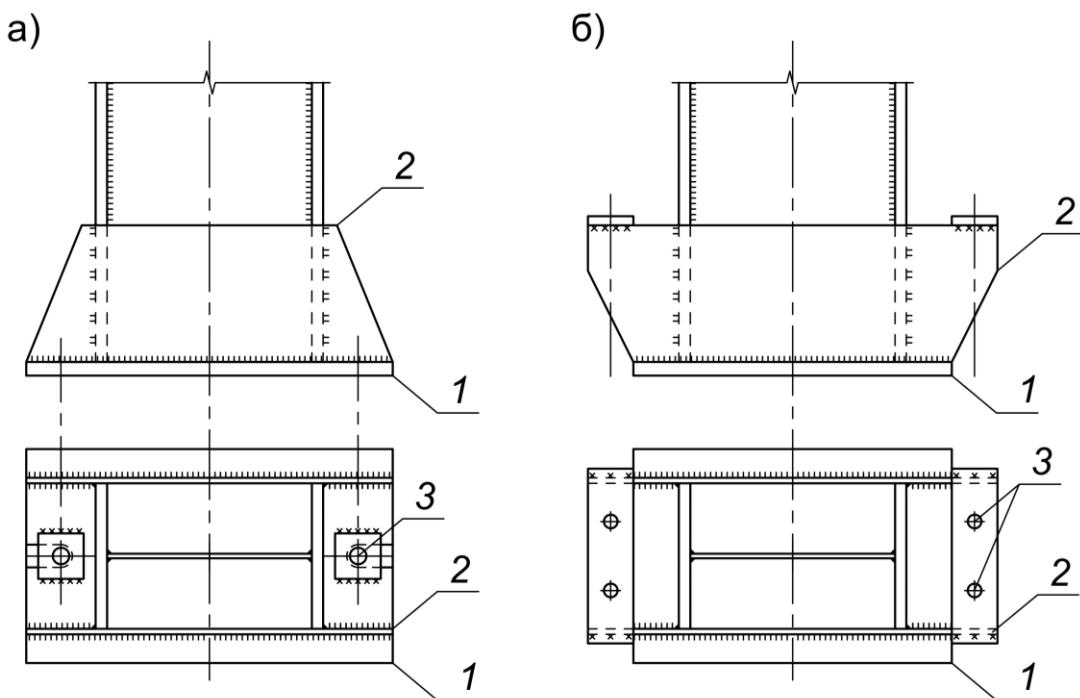


Рис. 2.21 **Базы колонны:**

1 - опорная плита, 2 – траверсы, 3 – анкерные болты

Толщину опорной плиты базы определяют расчетом, однако из конструктивных соображений не принимают менее 20 мм.

Обычно базы колонн устанавливают на 500...700 мм ниже отметки пола здания и бетонируют для защиты от коррозии.

2.4. Фермы

Фермой называют решетчатую конструкцию, образуемую из отдельных прямолинейных стержней, связанных в узлах в геометрически неизменяемую систему.

При узловой передаче нагрузки стержни фермы подвергаются только осевым воздействиям растягивающих или сжимающих сил, что позволяет более целесообразно использовать материал, чем в сплошной балке. Фермы особенно выгодны в таких конструкциях, где по условиям жесткости требуется значительная высота. Это характерное требование предъявляется к каркасам производственного здания.

Фермы условно делят на легкие и тяжелые. К легким фермам относят такие, узлы которых конструируют с помощью одной фасонки или совсем без фасонок. В настоящем пособии и курсовом проекте рассматривают только легкие фермы.

Очертание ферм зависит от назначения сооружения, статической схемы фермы, вида нагрузок, действующих на нее, и других факторов. Теоретически оптимальным является такое очертание фермы, при котором она соответствует очертанию эпюры моментов. Например, в *сегментной* ферме при равномерно распределенной нагрузке и горизонтальном нижнем поясе верхний пояс очерчен по дуге параболы (рис. 2.22, а), в этом случае усилия будут возникать только в поясах, при этом в стержнях решетки усилия теоретически равны нулю. Однако изготовление ферм с криволинейным поясом достаточно сложно и, кроме того, в элементах криволинейного пояса возникают значительные изгибающие моменты, существенно ухудшающие работу пояса.

Полигональные фермы имеют многоугольное очертание верхнего пояса с узлами, расположенными по дуге параболы, в них также возникают малые усилия в стержнях решетки и, как следствие, меньший вес ферм. Такие фермы не требуют изгиба элементов поясов и разметки по кривым. Однако перелом пояса вызывает необходимость устраиватьстыки в каждом узле, что влечет дополнительный расход материалов на стыковые накладки, усложняет изготовление и

увеличивают стоимость полигональных ферм. Поэтому в фермах относительно небольших пролетов полигональные фермы используют редко.

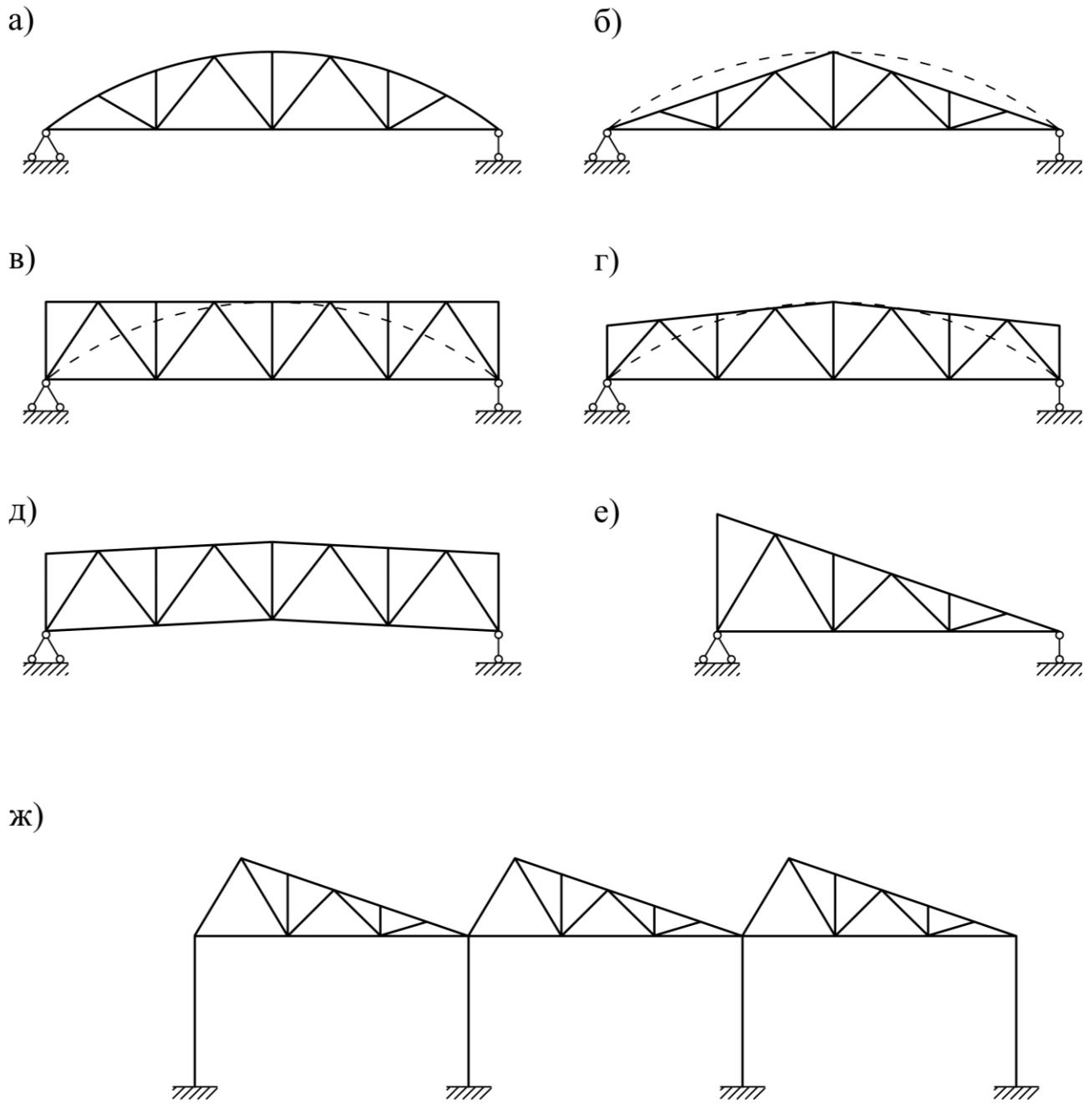


Рис. 2.22 Очертания ферм:

- а) – сегментная; б), е) – треугольная; в), д) – параллельными поясами;
- г) – с трапециевидная; ж) – шедовое покрытие

Треугольные фермы (рис. 2.22, б, е) вследствие весьма больших усилий в поясах всегда значительно тяжелее ферм остальных типов. Поэтому в настоящее время применяются при необходимости создания определенного уклона, обусловленного кровельными материалами, для зданий небольших пролетов и небольших нагрузок, для шедовых покрытий (рис. 2.22, ж), в которых по короткому скату устраивают остекление, навесов, козырьков.

Наиболее часто применяют *трапециевидные фермы* (рис. 2.22, г) и фермы с *параллельными* поясами (рис. 2.22, в). Фермы трапециевидного очертания имеют небольшие уклоны верхнего пояса. Их стали применять вместо треугольных ферм при использовании рулонных кровельных материалов, не требующих больших уклонов кровли. В настоящее время такие фермы являются основным типом стропильных ферм (ферм покрытий).

Трапециевидное очертание ферм достаточно хорошо соответствует эпюре изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки – контур фермы как бы описан вокруг эпюры (см. рис. 2.22, г; пунктир – эпюра изгибающих моментов).

Фермы трапециевидного очертания обычно имеют уклоны верхнего пояса в пределах 1/8...1/12. Такое очертание имеет ряд конструктивных преимуществ: опорный узел фермы кроме шарнирного опирания в сопряжении с колоннами позволяет устраивать жесткие рамные узлы, что повышает жесткость здания. Решетка трапециевидных ферм не имеет длинных стержней в середине пролета.

В фермах с параллельными поясами (рис. 2.22, в) равные длины стержней поясов и решеток, одинаковая схема узлов, и минимальное число стыков поясов обеспечивают наибольшую повторяемость деталей и возможность унификации конструктивных схем, что способствует индустриализации их изготовления, а строительный подъем ферм с параллельными поясами (рис. 2.22, д) делает их еще более эффективными.

Для возможности перевозки ферм по железной дороге наибольший габарит конструкции по вертикали не должен превышать 3,85 м. Поэтому высоту легкой фермы в середине пролета обычно назначают не более этого размера. Ми-

нимальная высота фермы определяется требованиями жесткости – величиной допускаемого прогиба. Чем меньше величина допускаемого прогиба, тем большей должна быть назначена высота фермы. Кроме того, высота фермы должна быть увязана с желательным углом наклона раскосов к поясу и размером отдельной панели.

Длина панели верхнего пояса определяется шириной применяемых плит покрытия, то есть нагрузка на ферму от покрытия должна передаваться в узлах.

С учетом указанных выше обстоятельств высоту h легких ферм назначают в довольно широких пределах: от 1/5 до 1/20 пролета. Для стропильных ферм трапециевидного очертания и с параллельными поясами обычно назначают высоту в середине пролета $h = (1/7 \dots 1/9) L$.

Встречающиеся в металлических фермах решетки весьма разнообразны. От системы решетки зависят: масса фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид.

Все типы решеток ферм можно разделить на три основные системы: треугольную, раскосную и специальную (рис. 2.23).

Треугольная система решетки с переменным направлением раскосов без стоек (рис. 2.23, а) имеет наименьшее число узлов и стержней, и наименьшую суммарную длину последних. Однако при такой решетке длина панелей сжатого пояса оказывается весьма значительной, что требует повышенного расхода материала для обеспечения его устойчивости в плоскости фермы. Чтобы уменьшить длину панелей сжатого пояса, к треугольной решетке добавляют дополнительные стойки (рис. 2.23, б). Для уменьшения длины панели нижнего пояса добавляют стойки-подвески (рис. 2.23, в). В настоящее время треугольная решетка с дополнительными стойками – основной тип решетки, применяемый в стропильных фермах.

Раскосная система решетки может быть с нисходящими раскосами (рис. 2.23, г, д) и восходящими раскосами (рис. 2.23, е).

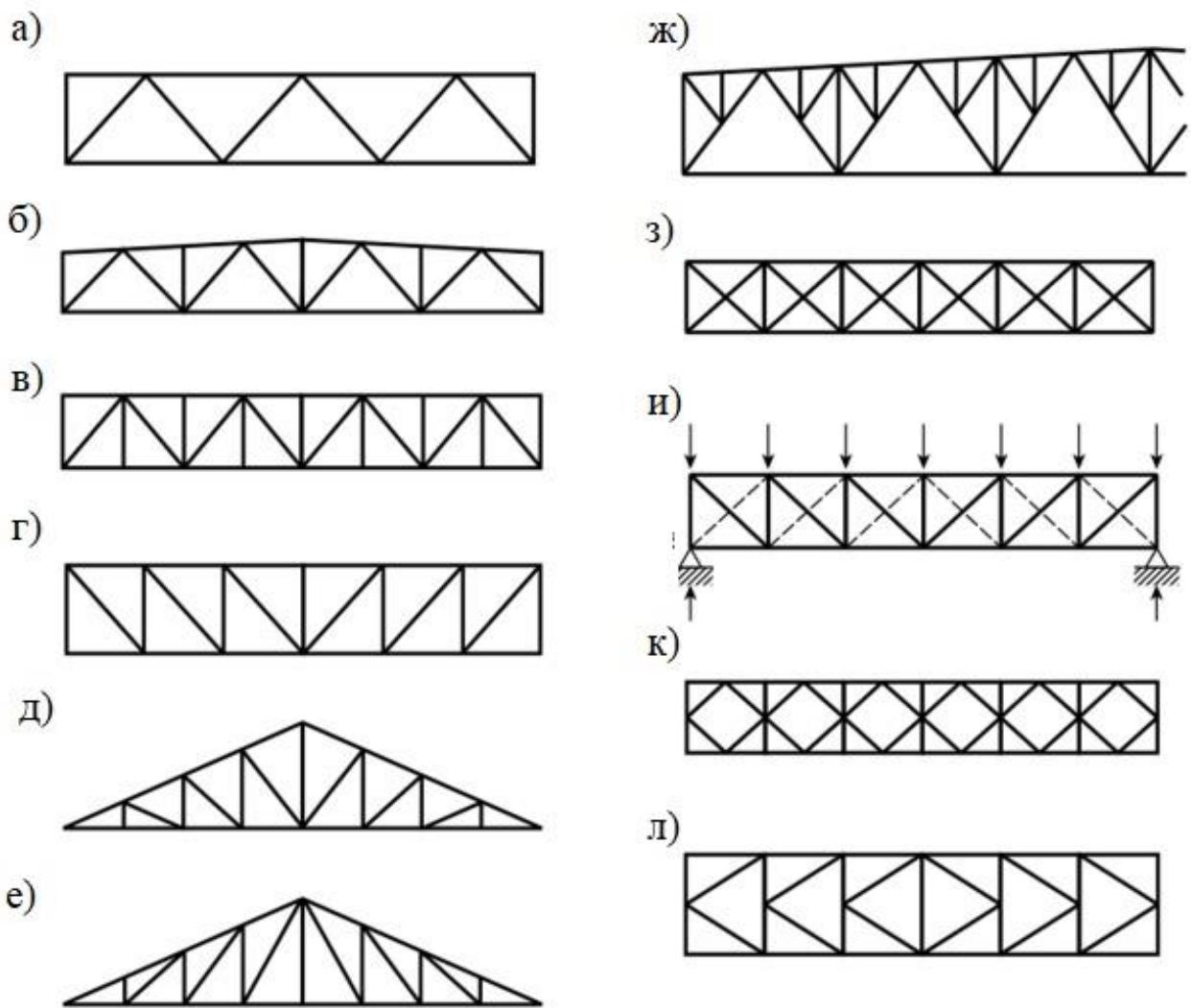


Рис. 2.23 Системы решеток ферм:

а), б), в) – треугольная; г), д), е) – раскосная;

ж), з) и), к), л) – специальная

При раскосной системе решетки необходимо стремиться, чтобы более длинные элементы решетки (раскосы) работали на растяжение, а более короткие (стойки) – на сжатие, так как на работе коротких сжатых стержней меньше оказывается влияние продольного изгиба, чем на работе длинных. Это требование удовлетворяется при нисходящих раскосах в фермах трапециевидного очертания и с параллельными поясами (рис. 2.23, г) и в треугольных фермах с восходящими раскосами (рис. 2.23, е), но последние очень неудобны для кон-

струирования, поэтому в большинстве случаев, треугольные фермы выполняют с нисходящими раскосами.

К специальным решеткам относят шпренгельную (рис. 2.23, ж), крестовую (рис. 2.23, з), ромбическую (рис. 2.23, к) и полураскосную (рис. 2.23, л).

Необходимость в шпренгельной решетке возникает в фермах с большой высотой, когда при соблюдении желательного угла наклона раскосов к поясу длина панелей получается чрезмерно большой, неудобной для расположения кровельного покрытия.

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, как правило, устраивают крестовую решетку (рис. 2.23, з). Такие решетки часто применяют в связевых фермах, которые обеспечивают пространственную жесткость стропильных ферм. При этом раскосы в крестовой решетке конструируют из гибких элементов, способных нести только растягивающие усилия. Подобный способ конструирования превращает крестовую решетку из статически неопределенной в статически определимую. При любом возможном нагружении фермы в каждой панели один раскос будет растянут, а другой сжат. Вследствие большой гибкости сжатый раскос при ничтожно малых усилиях теряет устойчивость и выключается из работы. В результате остается работоспособным только раскос, растянутый при данной комбинации нагрузок; ферма как бы приобретает систему решетки с нисходящими раскосами (рис. 2.23, и).

Угол наклона раскосов к поясу ферм оказывает существенное влияние на величину усилий, а следовательно, на сечение и массу раскосов. Оптимальный угол наклона в треугольной решетке составляет 45° , в раскосной решетке – 35° . Во всех случаях для улучшения конструкции узлов углы между раскосами и поясами следует назначать в пределах от 30° до 60° .

Длина панелей ферм, как правило, должна быть такой, чтобы обеспечивать передачу нагрузки на ферму в узлах. Кроме того, размер панелей должен отвечать допустимому углу наклона раскосов к поясу. В стропильных фермах размер панелей определяет система кровельного покрытия. Обычная ширина панелей в этих фермах – 3 м, в редких случаях – 1,5 м (в последнем случае часто

применяют шпренгельную решетку для уменьшения стандартной панели длиной 3 м до 1,5 м).

Связи между фермами обеспечивают пространственную жесткость каркаса здания, устойчивость сжатых поясов в направлении, перпендикулярном плоскостям раскрепляемых ферм (из плоскости фермы), воспринимают горизонтальные нагрузки (от ветра и крана) и создают благоприятные условия для монтажа. Они совместно с фермами образуют геометрически неизменяемые пространственные системы, обычно решетчатые параллелепипеды (рис. 2.24).

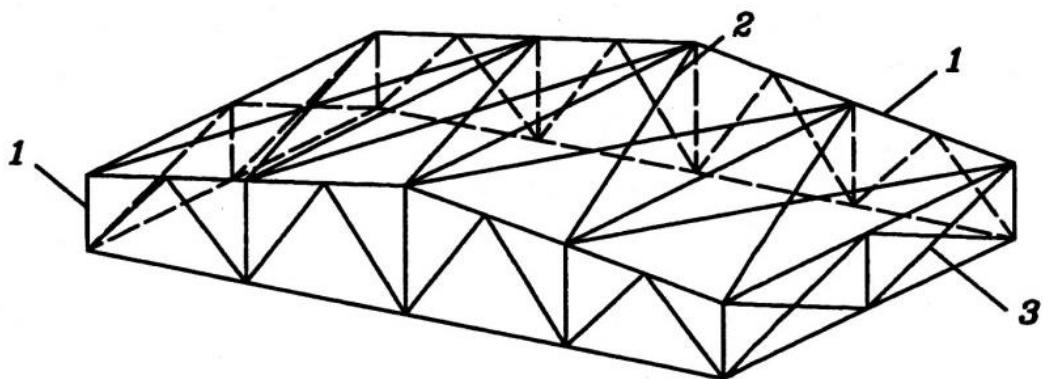


Рис. 2.24 Завязка ферм в пространственную систему:
1 – фермы; 2 – горизонтальные связи; 3 – вертикальные связи

По конструкциям покрытия здания связи располагают следующим образом:

- 1) в плоскости верхних поясов ферм – горизонтальные поперечные связевые фермы и продольные элементы (распорки) между ними;
- 2) в плоскости нижних поясов ферм – горизонтальные поперечные и продольные связевые фермы и распорки;
- 3) между фермами – вертикальные связи.

О назначении каждого вида связей см. раздел 4.3 «Компоновка конструктивной схемы производственного здания».

3. РАЗРАБОТКА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

3.1. Методические указания к выполнению курсового проекта

Тема КП: разработка стальных конструкций балочной клетки.

Задание: скомпоновать конструктивную схему балочной клетки нормального типа, оборудованную подвесным краном; рассчитать прокатную балку настила, подкрановую балку из прокатного двутавра, главную составную балку и составную сквозную колонну с раскосной или безраскосной решеткой, запроектировать базу колонны.

Расчетно-пояснительная записка объемом 30...40 страниц должна содержать: титульный лист, задание с исходными данными, конструктивные расчеты балки настила, подкрановой балки, главной балки и колонны, содержание и список использованной литературы.

Графическая часть РГР выполняется на листе формата А4 в пояснительной записке и листе формата А1. На чертежах в пояснительной записке должно быть изображено: конструктивная схема балочной клетки с необходимыми размерами и характерными узлами сопряжения конструктивных элементов, сечение главной балки, схема расположения ребер жесткости и узел опирания составной балки на колонну, фрагмент стержня и сечение составной сквозной колонны. На листе формата А1 должно быть изображено: отправочная марка составной балки с необходимыми видами и разрезами, укрупнительный узел составной балки, опорный узел и база колонны с необходимыми сечениям, спецификация на отправочную марку и необходимые примечания.

Графическая часть оформляется с использованием средств автоматизированного проектирования.

3.2. Исходные данные

Исходными данными при проектировании являются:

- пролет главной балки L (шаг колонн вдоль балочной клетки);

- расстояние между главными балками B (шаг колонн поперек балочной клетки);
- расстояние между балками настила a_n ;
- суммарная нормативная равномерно распределенная нагрузка на балочную клетку q_n (включая постоянные и временные нагрузки);
- осредненный коэффициент надежности по нагрузке γ_f ;
- предельный прогиб главной балки f_u (в долях от L);
- крановые нормативные нагрузки максимальная $F_{max,n}$ и минимальная $F_{min,n}$;
- расстояние от опор балки до точек приложения крановых сил a_k ;
- геометрическая длина колонны l ;
- тип соединительной решетки сквозной составной колонны (раскосная решетка или планки);
- материал (сталь) для конструкций.

В зависимости от заданного материала конструкций определяются расчетные сопротивления стали и сварных соединений. Расчетные сопротивления сталей приведены в табл. 3.1 или принимаются по табл. 3 и В.5 [1]. Расчетные характеристики сварных соединений с угловыми швами – в табл. 3.2 или принимаются по табл. 4 и Г.2 [1] после назначения материалов для сварки для соответствующих сталей в зависимости от вида сварки по табл.Г.1 [1].

Таблица 3.1

Расчетные сопротивления стального проката¹, МПа

Сталь	Толщина про- ката ² , мм	Расчетное сопротивление		
		при растяжении, сжатии, изгибе R_y	при сдвиге R_s	при смятии ³ R_p
С245	от 2 до 20	240	135	360
	св. 20 до 30	230	130	360

C255	от 2 до 20	240	135	360
	св. 20 до 40	230	130	360
C345	от 2 до 20	320	185	460
	св. 20 до 40	300	170	450
C375	от 2 до 20	345	200	480
	св. 20 до 40	325	185	470

Примечания:

1. Для сталей C245 – C375 характеристики листового и фасонного проката совпадают.
2. За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки (размер t в сортаменте).
3. R_p – при смятии торцевой поверхности (при наличии пригонки).

Таблица 2.2

Расчетные сопротивления сварных соединений

с угловыми швами, МПа

Сталь	Сварочные материалы		Напряженное состояние	
	Тип электрода	Марка проволоки	Срез по металлу шва, R_{wf}	Срез по металлу границы сплавления, R_{wz}
C245	Э42, Э42А	Св – 08	180	165
C255		Св – 08А		
C345	2 ≤ t ≤ 20	Э50, Э50А	215	210
	20 < t ≤ 40			205
C375	2 ≤ t ≤ 20			220
	20 < t ≤ 40			215

3.3. Компоновка конструктивной схемы рабочей площадки

В расчетно-пояснительной записке приводится описание компоновки конструктивной схемы балочной клетки, и ее чертежи.

Принято шарнирное опирание колонн на фундаменты в обоих направлениях, а также шарнирное сопряжение колонн с главными балками. При этом пространственная неизменяемость каркаса обеспечивается постановкой продольных и поперечных связей между колоннами. Колонны принимают составными сквозными с соединительной решеткой согласно заданию (планки или раскосная решетка). Заглубление низа базы колонны относительно уровня пола принимать в пределах 0,5 м.

Размер ячейки балочной клетки, то есть шаг колонн в продольном и поперечном направлениях, указывается в задании. Главные балки в виде составных сварных двутавров располагают вдоль длинной стороны ячейки и опирают на колонны сбоку. К нижнему поясу главной балки прикрепляются балки монорельса, по которым передвигается подвесной кран.

Балки настила устанавливаются на главные балки сверху (этажное сопряжение). Шаг балок настила установлен в задании таким, чтобы он целое число раз укладывался в пролете главной балки. Балки настила выполняются из профильных двутавров, к верхним поясам которых приваривается настил из листовой стали. Насыпь в курсовой работе не проектируется.

Общую длину рабочей площадки принимать равной трем продольным шагам колонн, а общую ширину – трем поперечным шагам колонн. Примерная схема балочной клетки с необходимыми разрезами и характерными узлами сопряжения конструктивных элементов представлены на рис. 3.1; 3.3, в 3.6 и 3.8.

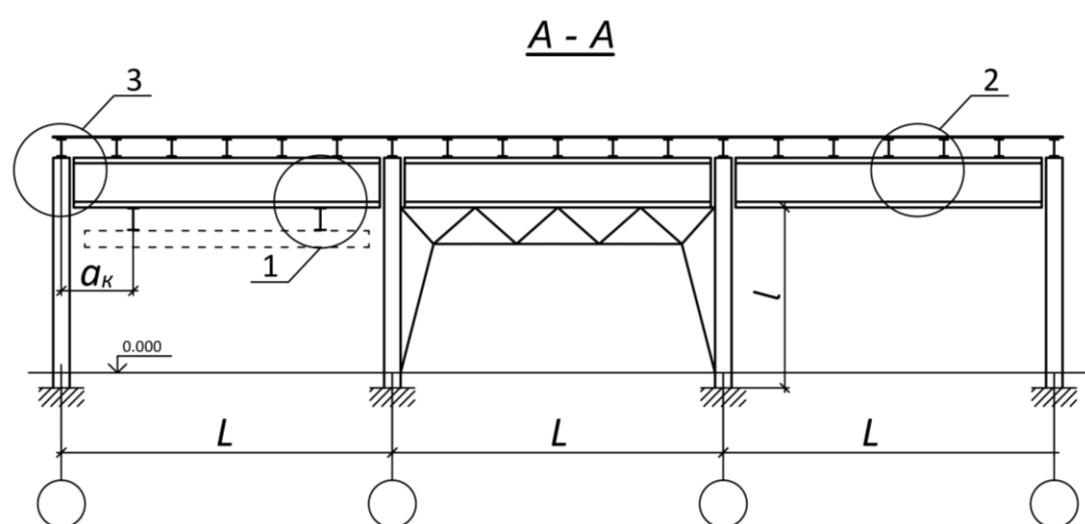
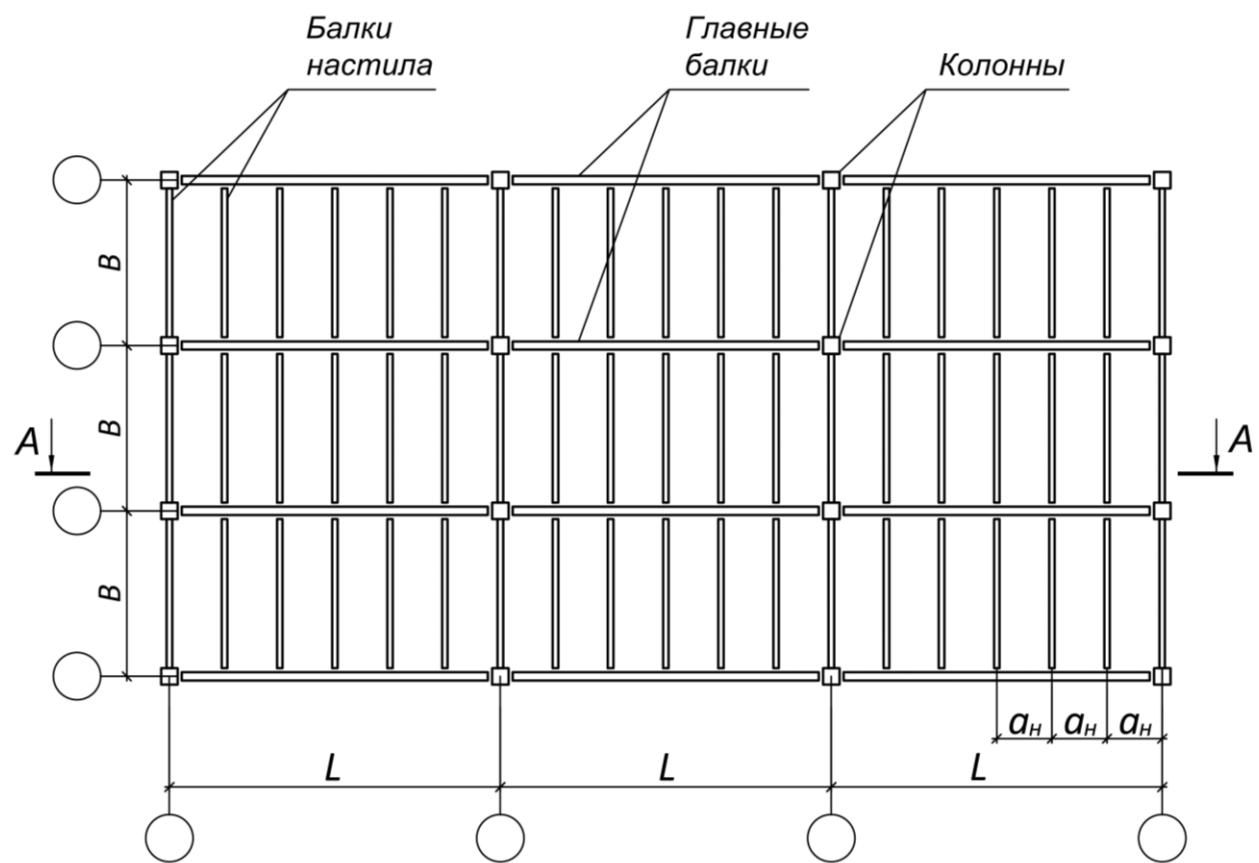


Рис. 3.1 Схема рабочей площадки

Решение узлов 1, 2, 3 показано на
рисунках 3.3, 3.6 и 3.8 соответственно

3.4. Расчет балки настила

Расчетная схема балки настила – однопролетная шарнирно оперта балка, пролет которой равен поперечному шагу колонн рабочей площадки B , нагруженная равномерно распределенной нагрузкой q_1 (рис.3.2).

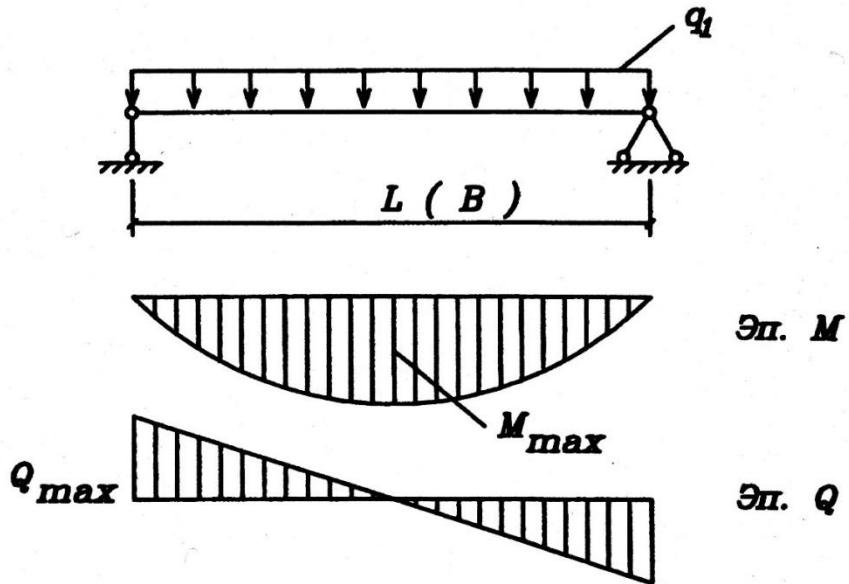


Рис. 3.2 Расчетная схема балки настила и эпюры усилий

Нормативное значение погонной нагрузки на балку в кН/м:

$$q_{n1} = q_n \cdot a_h; \quad (3.1)$$

расчетное значение погонной нагрузки на балку:

$$q_1 = q_{n1} \cdot \gamma_f, \quad (3.2)$$

где q_n – нормативная нагрузка на рабочую площадку в кН/м²;

γ_f – осредненный коэффициент надежности по нагрузке;

a_h – расстояние между балками настила в м.

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы:

$$M_{\max} = \frac{q_1 \cdot B^2}{8};$$

}

$$Q_{\max} = \frac{q_1 \cdot B}{2}. \quad (3.3)$$

Для подбора прокатного профиля для балки настила необходимо найти значение требуемого момента сопротивления сечения двутавровой прокатной балки:

$$W_{x,cal} = \frac{M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.4)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали в кН/см²;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по СП 16.13330.2017 [1] табл.1 равным 1;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1 для всех расчетов в курсовом проекте и расчетно-графических работах.

Зная $W_{x,cal}$ подбирается по сортаменту (приложение 3) необходимый номер прокатного двутавра и выписываются геометрические характеристики его сечения (фактическое значение должно быть $W_x \geq W_{x,cal}$).

Проверка прогиба балки выполняется по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot q_{n1} \cdot B^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (3.5)$$

где f – фактический прогиб балки, см;

q_{n1} – нормативное значение погонной нагрузки на балку, кН/см;

B – пролет балки, см;

$E=20600$ кН/см² – модуль упругости стали;

I_x – момент инерции сечения балки, см⁴;

$f_u = B/200$ – предельный прогиб балки настила, см.

Предельный прогиб балки настила определяется по табл. Д.2 [2].

Если оказывается, что $f > f_u$, то необходимо принять больший номер двутавра и повторить проверку жесткости.

Проверка прочности балки настила по касательным напряжениям (производится в учебных целях, так как она обеспечивается по условиям проката двутавровых балок):

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.6)$$

где S_x – статический момент половины сечения балки относительно нейтральной оси, см^3 ;

t_w – толщина стенки балки, см;

R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, $\text{kH}/\text{см}^2$.

Проверка общей устойчивости балки настила не требуется, т.к. к ее сжатому поясу прикреплен стальной настил (п. 8.4.4 [1]). Местная устойчивость стенки и полок прокатных балок обеспечена по условиям их прокатки.

3.5. Расчет подкрановой балки

Расчетная схема подкрановой балки подвесного крана – однопролетная балка, нагруженная сосредоточенной силой, прикладываемой к нижнему поясу (рис. 3.3). Подбор сечения прокатной двутавровой балки (приложение 3) производится по максимальному изгибающему моменту в середине пролета. Собственный вес (g) учитывают при проверке подобранного сечения.

Крановая нормативная вертикальная нагрузка задается для подвесных кранов в виде максимальной и минимальной величин ($F_{max,n}$ и $F_{min,n}$). Точки приложения этих сил, соответствующие местам прикрепления подкрановых ба-

лок, по которым движется подвесной кран легкого режима работы, к главным балкам указываются в задании.

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок установлен в п. 9.8 [2] $\gamma_f = 1,2$. Коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса подкрановой балки определяется по табл. 7.1 [2] $\gamma_f = 1,05$. При расчете прочности и устойчивости подкрановых балок и их креплений к несущим конструкциям расчетные значения вертикальных крановых нагрузок следует умножать на коэффициент динамичности $\gamma_d = 1,2$ (п.9.10 [2]).

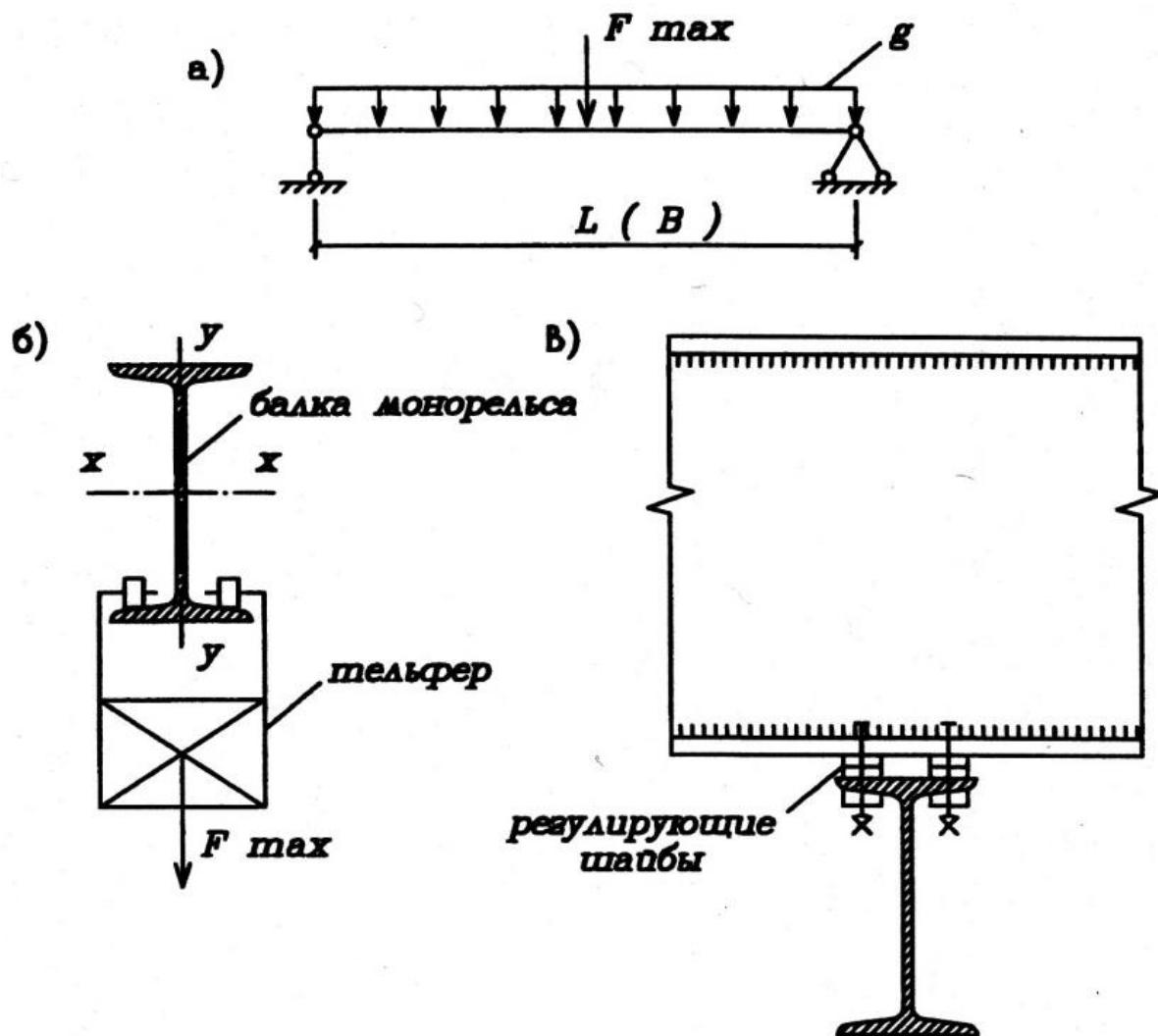


Рис. 3.3 К расчету подкрановой балки

- а) – расчетная схема; б) – расположение тельфера на балке;
- в) – крепление подкрановой балки к ригелю

Расчетный изгибающий момент (без учета собственного веса балки) равен:

$$M = \frac{F_{\max,n} \cdot B}{4} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d, \quad (3.7)$$

где $F_{\max,n}$ – нормативная максимальная крановая нагрузка (из задания);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке (для крановой нагрузки);

γ_d – коэффициент динамичности для кранов;

B – расстояние между главными балками.

Подбор сечения производят из условия общей устойчивости:

$$\sigma = \frac{M}{W_x \cdot \varphi_b} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.8)$$

где W_x – момент сопротивления балки;

γ_c – коэффициент условий работы равный 1;

φ_b – коэффициент снижения несущей способности изгибаемого элемента вследствие возможности потери общей устойчивости.

Из формулы (3.8) определяют требуемый момент сопротивления W_{cal} . При его определении из условия общей устойчивости задаются $\varphi_b=0,9$ при ($B = 6$ м), $\varphi_b=0,6...0,7$ при ($B = 7,5$ м) и $\varphi_b=0,4...0,5$ при ($B = 9$ м), причем меньшим значением задаются для низколегированной стали:

$$W_{cal} = \frac{M}{\varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (3.9)$$

Затем из сортамента по приложению 3 подбирают соответствующую балку.

Подобранное сечение балки необходимо проверить на жесткость (прогиб) и общую устойчивость с учетом влияния собственного веса балки.

Проверка жесткости ведется определением ее прогиба по правилам строительной механики, с учетом упругой работы материала от действия норматив-

ных нагрузок (без учета коэффициентов надежности по нагрузке и динамичности). Прогиб от нагрузки f не должен превышать допустимого f_u :

$$f = \frac{F_{\max,n} \cdot B^3}{48 \cdot E \cdot I_x} + \frac{5 \cdot g_n \cdot B^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (3.10)$$

где g_n – собственный вес балки (из сортамента);

I_x – момент инерции балки (из сортамента);

$E = 20600$ кН/см² – модуль упругости стали;

$f_u = B/400$ – предельный прогиб подкрановой балки.

Проверку общей устойчивости производят обязательно для балок любого пролета по формуле (3.8), принимая изгибающий момент с учетом собственного веса балки равным:

$$M = \frac{F_{\max,n} \cdot B}{4} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d + \frac{g_n \cdot B^2}{8} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d. \quad (3.11)$$

Коэффициент устойчивости при изгибе φ_b определяют согласно приложению Ж [1], в следующем порядке.

Для прокатных двутавров:

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2; \quad (3.12)$$

где I_y – момент инерции балки относительно оси $y-y$ (из сортамента);

I_t – момент инерции балки при кручении (табл. 3.3);

h – высота балки;

l_{ef} – пролет или расчетная длина балки между точками закрепления сжатого пояса (в нашем случае $l_{ef} = B$).

Таблица 3.3

Моменты инерции при кручении двутавров (по ГОСТ 8239-89)

Номер двутавра	$I_t, \text{ см}^4$	Номер двутавра	$I_t, \text{ см}^4$
10	2,28	27	13,6
12	2,88	30	17,4
14	3,59	33	23,8
16	4,46	36	31,4
18	5,60	40	40,6
20	6,92	45	54,7
22	8,60	50	75,4
24	11,1	55	100
		60	135

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии, при сосредоточенной нагрузке, приложенной к растянутому поясу по формулам табл. Ж.1 [1] вычисляют коэффициент ψ :

$$\begin{aligned} \text{при } 0,1 \leq \alpha \leq 40 & - \quad \psi = 5,05 + 0,09 \cdot \alpha \\ \text{при } 40 < \alpha \leq 400 & - \quad \psi = 6,6 + 0,053 \cdot \alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha^2 \end{aligned} \quad (3.13)$$

Далее необходимо вычислить φ_1 по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}, \quad (3.14)$$

где I_x и I_y – моменты инерции балки соответственно в плоскости и перпендикулярно плоскости действия нагрузки (из сортамента);

$$\text{При } \varphi_1 \leq 0,85 \text{ принимают } \varphi_b = \varphi_1; \quad (3.15)$$

$$\text{при } \varphi_1 > 0,85 \text{ принимают } \varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1 \leq 1.$$

Если проверки прогиба или общей устойчивости не выполняются, необходимо увеличить сечение балки и сделать перерасчет.

Крепление подкрановой балки к ригелю представлено на рис 4.3.

3.6. Расчет главной составной балки

Расчетная схема главной составной балки – однопролетная балка пролетом L , с шарнирным опиранием, нагруженная расчетной равномерно распределенной нагрузкой q , к которой приводятся сосредоточенные силы в местах опирания балок настила, и сосредоточенными силами F_{cp} в местах прикрепления подкрановых балок (рис 3.4).

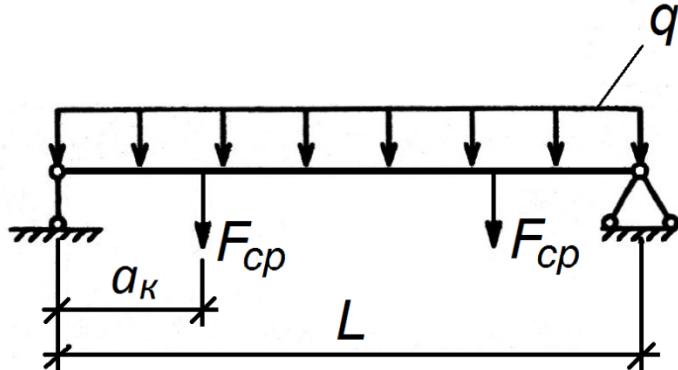


Рис. 3.4 Расчетная схема составной балки

Момент M_{max} и поперечная сила Q_{max} равны:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} + F_{cp} \cdot a_k; \quad Q_{max} = \frac{q \cdot L}{2} + F_{cp}, \quad (3.16)$$

где $q = q_n \cdot \gamma_f \cdot B$, (кН/м);

$$F_{cp} = \left(\frac{F_{\max,n} + F_{\min,n}}{2} \right) \cdot \gamma_f + g_n \cdot \gamma_f \cdot B, \text{ (кН).} \quad (3.17)$$

Значения q_n , γ_f , B , $F_{\max,n}$, $F_{\min,n}$ и a_k из задания, g_n – собственный вес подкрановой балки из раздела 3.4.

В формуле (3.17) $\gamma_f = 1,2$ для крановых нагрузок, $\gamma_f = 1,05$ для собственно-го веса подкрановой балки.

3.6.1 Назначение размеров составной балки

Основным размером составной балки (рис.2.1,б) является ее высота, которая назначается исходя из экономических соображений и максимально допустимо-го (предельного) прогиба.

Для назначения высоты балки определяют две величины:

а) h_{opt} – **оптимальную высоту**, определяющую наименьший расход материала:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{1,5 \cdot \lambda_w \cdot W_{cal}}, \quad (3.18)$$

где $\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t_w}$ – гибкость стенки (h_{ef} и t_w – соответственно высота и тол-щина стенки);

$W_{cal} = \frac{M_{\max}}{R_y}$ – требуемый момент сопротивления (R_y – для листовой

стали более 20 мм).

Задаваясь величиной $\lambda_w = 5 \cdot \sqrt{E/R_y}$ ($E=206000$ МПа – модуль упругости, R_y – для листовой стали до 20 мм), предусматривают обеспечение местной устойчивости стенки без постановки продольных ребер жесткости;

б) h_{min} – **минимальную высоту** балки, обеспечивающую прогиб не более предельного значения:

для упругой работы материала h_{min} равно:

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot L^2}{24 \cdot E \cdot \gamma_f \cdot f_u}, \quad (3.19)$$

где f_u – предельный прогиб главной балки (см. задание);

γ_f – осредненный коэффициент надежности по нагрузке;

R_y – расчетное сопротивление листовой стали толщиной более 20мм.

При выборе высоты балки h следует принимать ее близкой к h_{opt} , определенной из экономических соображений, и не меньшей h_{min} , установленной из условия предельного прогиба.

Отклонение выбранного значения от h_{opt} мало влияет на расход стали. Так, отступление действительной высоты от оптимальной на 20% приводит к изменению массы балки примерно на 4%.

Во всех случаях высоту составной балки h в целях унификации необходимо принимать кратной 100 мм.

Толщину стенки назначают из следующих условий:

а) обеспечения прочности стенки на срез на опоре (при опирании балки на опорное ребро):

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c}; \quad (3.20)$$

б) обеспечения местной устойчивости стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром (через гибкость стенки, с некоторым запасом считая ее $h_{ef} \approx h$) – $t_w \geq h/\lambda_w$;

в) конструктивного требования: $t_w \geq 8$ мм.

В формуле (3.20) R_s – расчетное сопротивление на срез листовой стали толщиной до 20 мм.

Толщина стенки должна быть согласована с сортаментом на толстолистовую сталь (приложение 2).

При назначении размеров пояса толщина поясных листов t_f предварительно назначается в пределах 22...32 мм (в соответствии с сортаментом на широколосную сталь – приложение 2).

Из условия свариваемости поясов со стенкой необходимо соблюдать требование, чтобы $t_w < t_f \leq 3 t_w$.

Тогда высота стенки равна $h_{ef} = h - 2 t_f$.

Требуемую ширину поясного листа b_f определяют из расчета геометрических характеристик сечения, в последовательности, приведенной в табл.3.4.

Таблица 3.4

Определение ширины поясов

Определяемая величина, размерность	Расчетная формула
Требуемый момент инерции сечения, см ⁴	$I_{cal} = I_w + I_f = W_{cal} \cdot \frac{h}{2}$
Момент инерции стенки, см ⁴	$I_w = t_w \cdot \frac{h_{ef}^3}{12}$
Требуемый момент инерции пояса, см ⁴	$I_f = I_{cal} - I_w$

Требуемая площадь одного пояса, см ²	$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{(h - t_f)^2}$
Требуемая ширина пояса, см	$b_f = \frac{A_f}{t_f}$

Ширину пояса назначают в соответствии с сортаментом на широкополосную сталь. Для составных балок при выборе ширины поясных листов необходимо выполнить ряд требований:

требование общей устойчивости $\frac{b_f}{h} = \frac{1}{3} \div \frac{1}{5}$;

конструктивные требования $b_f \geq 180$ мм, $b_f \geq h/10$;

требование по обеспечению местной устойчивости $\frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}}$,

где R_y – расчетное сопротивление листовой стали в соответствии с принятой толщиной t_f .

При невыполнении указанных требований изменяют в ту или иную сторону толщину поясного листа и определяют новую ширину пояса.

После назначения размеров балки определяют действительные геометрические характеристики сечения:

$$I = I_w + I_f = \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2; \quad (3.21)$$

$$W = \frac{2I}{h}.$$

Подобранное сечение в учебных целях проверяют на прочность по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.22)$$

Как правило, недонапряжение не должно превышать 5%.

3.6.2 Изменение сечения составной балки по длине

Размеры сечения, составной балки, подобранные по максимальному моменту в середине пролета, можно уменьшить на припорных участках. Этот прием экономически целесообразен при пролете балки более 12 м.

Сечение балки изменяют за счет уменьшения высоты или размеров сечения поясов. Для покрытий изменяют сечение балки за счет уменьшения ширины пояса (рис 3.5), тем самым обеспечивая постоянную высоту балки. При равномерно распределенной нагрузке самое выгодное по расходу стали место изменения сечения однопролетной балки находится на расстоянии $x=L/6$ от опоры.

Разные сечения поясов соединяют прямым или косым сварным стыковым швом. Расчетное сопротивление стыкового соединения, выполненного автоматической, полуавтоматической или ручной сваркой принимаются:

при сжатии соединения независимо от вида контроля $R_{wy}=R_y$;

при растяжении соединения, проверенного физическими методами контроля, $R_{wy}=R_y$, не проверенного физическими методами контроля $R_{wy}=0,85R_y$.

Уменьшенную ширину пояса b'_f определяют в последовательности, приведенной в табл.3.5. Полученное сечение называют опорным.

Уменьшенная ширина пояса увязывается с сортаментом на широкополосную сталь. При этом необходимо выполнить следующие конструктивные требования:

$$b'_f \geq 180 \text{ мм},$$

$$b'_f \geq h/10,$$

$$b'_f \geq b_f/2.$$

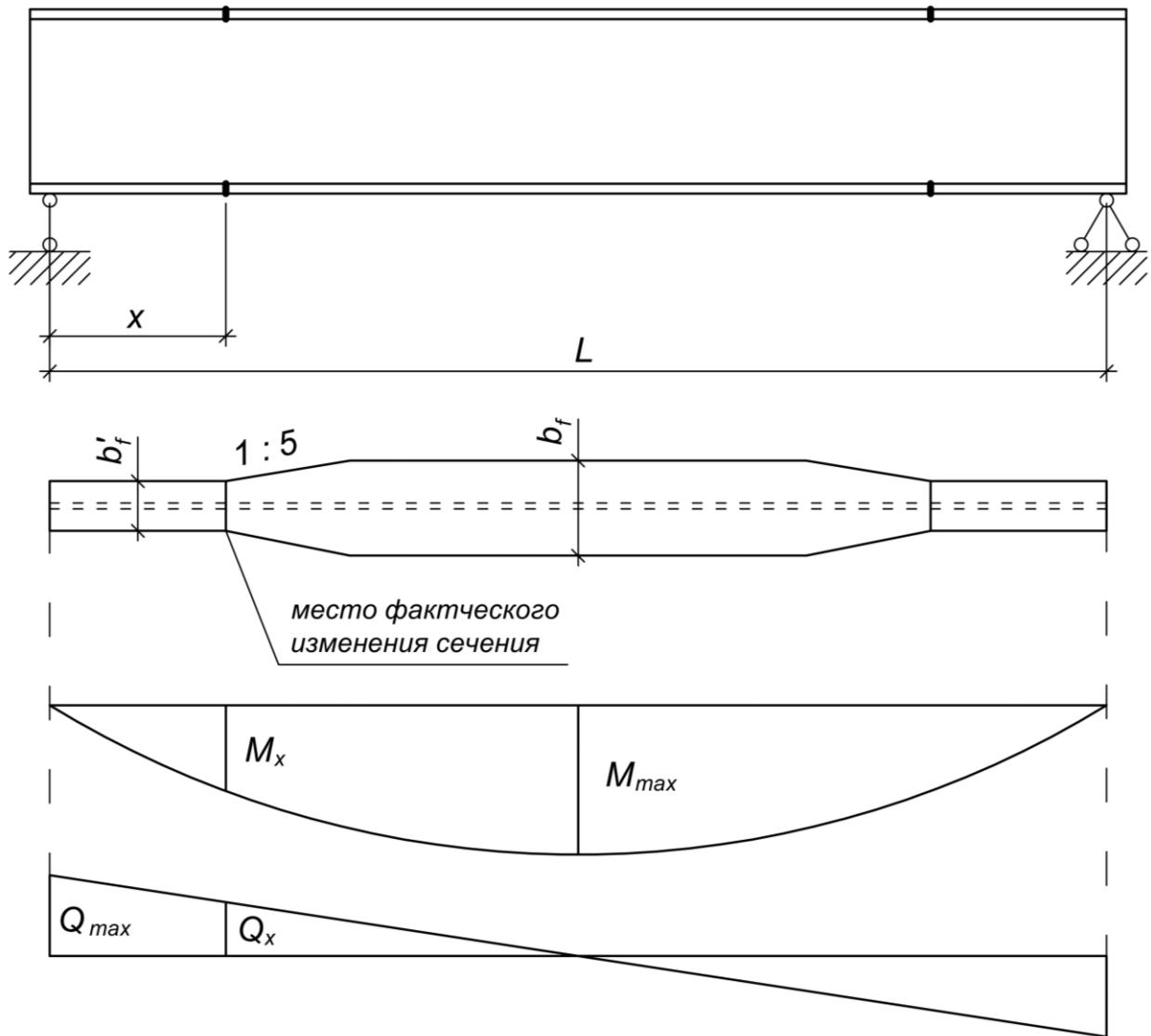


Рис.3.5 Изменение сечения балки по длине

Таблица 3.5

Определение уменьшенной ширины пояса

Определяемая величина, размерность	Расчетная формула
Расстояние до места изменения сечения, см	$x = \frac{L}{6}$
Изгибающий момент в месте изменения сечения, кН см	$M_x = \frac{q \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2} + F_{cp} \cdot a_k$
Поперечная сила в месте изменения сечения, кН	$Q_x = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x + F_{cp}$

Требуемый момент сопротивления на опоре, см ³	$W_{cal}^' = \frac{M_x}{R_y}$
Требуемый момент инерции сечения на опоре, см ⁴	$I_{cal}^' = W_{cal}^' \cdot \frac{h}{2}$
Требуемый момент инерции пояса, см ⁴ (I_w - из табл. 2.4)	$I_f^' = I_{cal}^' - I_w$
Требуемая площадь пояса, см ²	$A_f^' = \frac{2 \cdot I_f^'}{(h - t_f)^2}$
Требуемая уменьшенная ширина пояса, см	$b_f^' = \frac{A_f^'}{t_f}$

После назначения размера b_f' определяют действительные геометрические характеристики уменьшенного опорного сечения:

$$I^' = \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12} + 2 \cdot b_f^' \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2;$$

$$W^' = \frac{2 \cdot I^'}{h};$$

$$S = S_w + S_f = \frac{t_w \cdot h_{ef}^2}{8} + b_f^' \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right).$$
(3.23)

Сечение на опоре в учебных целях проверяют на прочность по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S}{I^' \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c.$$
(3.24)

Проверку общей устойчивости составной балки не производят, так как на ее сжатый пояс через 0,6...1,2 м опираются балки настила, надежно прикреплен-

ные (приваренные) к нему, в этом случае общую устойчивость считают обеспеченной (п. 8.4.4 [1]).

Проверка прогиба не производится, так как высота сечения составной балки больше минимальной, определенной из условия жесткости, и прогиб не превышает предельного значения.

3.6.3. Проверка местных и приведенных напряжений

В местах опирания балок настила на главную балку определяют местные напряжения по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{F_e}{t_w \cdot l_b} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.25)$$

где $F_e = q \cdot a_h$ – расчетное значение нагрузки (сосредоточенной силы), прикладываемой к составной балке; нагрузку q принимать из формулы (3.16);

a_h – расстояние между балками настила;

$l_b = b_p + 2 t_f$ – условная длина распределения нагрузки;

b_p – ширина полки балки настила;

t_f – толщина полки составной балки (рис. 3.6).

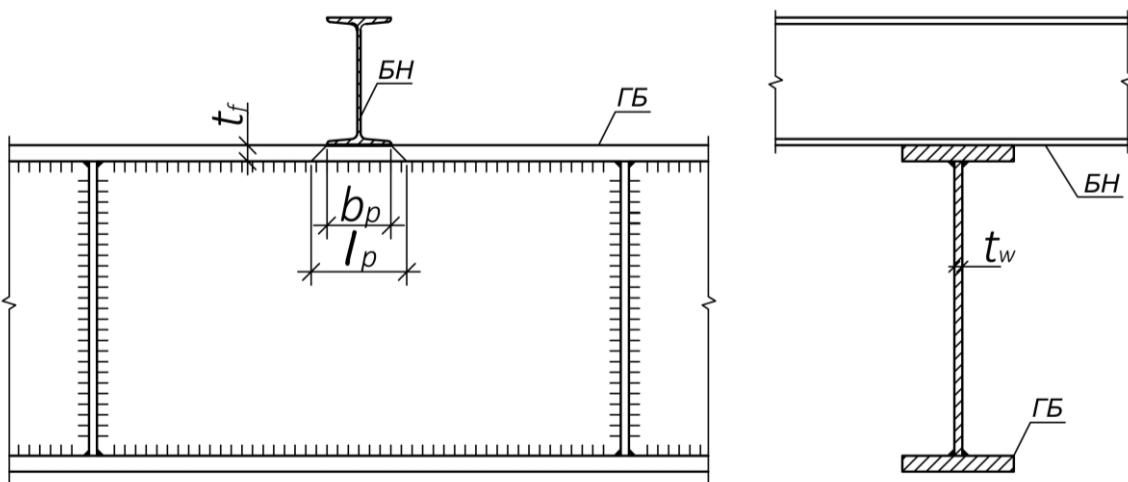


Рис.3.6 Распространение местного давления на стенку балки

В дополнение к раздельным проверкам σ , τ и σ_{loc} необходим расчет по приведенным напряжениям. Данная проверка выполняется в месте фактического изменения сечения составной балки на уровне поясных швов (см. рис. 3.5).

Приведенные напряжения определяют по формуле:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.26)$$

где $\sigma_x = \frac{M_x \cdot h_{ef}}{W' \cdot h}$ – нормальные напряжения в стенке;

M_x – принимают из табл. 3.5;

W' – по формуле (3.23);

σ_y – напряжения, перпендикулярные оси балки; для рассматриваемых балок $\sigma_y = \sigma_{loc}$, причем σ_{loc} определяют по формуле (3.25);

$$\tau_x = \frac{Q_x \cdot S_f}{I' \cdot t_w} \text{ – касательное напряжение;}$$

Q_x – принимают из табл. 3.5;

S и I' – по формуле (3.23).

В тех случаях, когда балки настила опираются на главную балку в стороне от места фактического изменения сечения пояса, принимают $\sigma_{loc} = 0$.

В расчетно-пояснительной записке необходимо привести схему с указанием расположения балок настила относительно места фактического изменения сечения.

Коэффициент 1,15 в формуле (3.26) учитывает возможность развития ограниченных пластических деформаций в стенке.

3.6.4. Проверка местной устойчивости стенки

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

Местную устойчивость сжатого пояса обеспечивают при назначении размеров составной балки.

Местную устойчивость стенки составной балки необходимо проверить от воздействия трех видов напряжений: нормальных (σ), касательных (τ) и местных (σ_{loc}).

Повысить местную устойчивость можно постановкой поперечных ребер жесткости (увеличение толщины стенки приводит к большому перерасходу материала). Согласно СП 16.13330.2017 п. 8.5.9 [1] стенку балки укрепляют поперечными ребрами жесткости, если значение условной гибкости:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 3,2. \quad (3.27)$$

Поперечные ребра жесткости делят стенку составной балки на ряд отсеков, при этом расстояние между поперечными ребрами жесткости, обозначаемое a , не должно превышать $a \leq 2 h_{ef}$ (рис. 3.7).

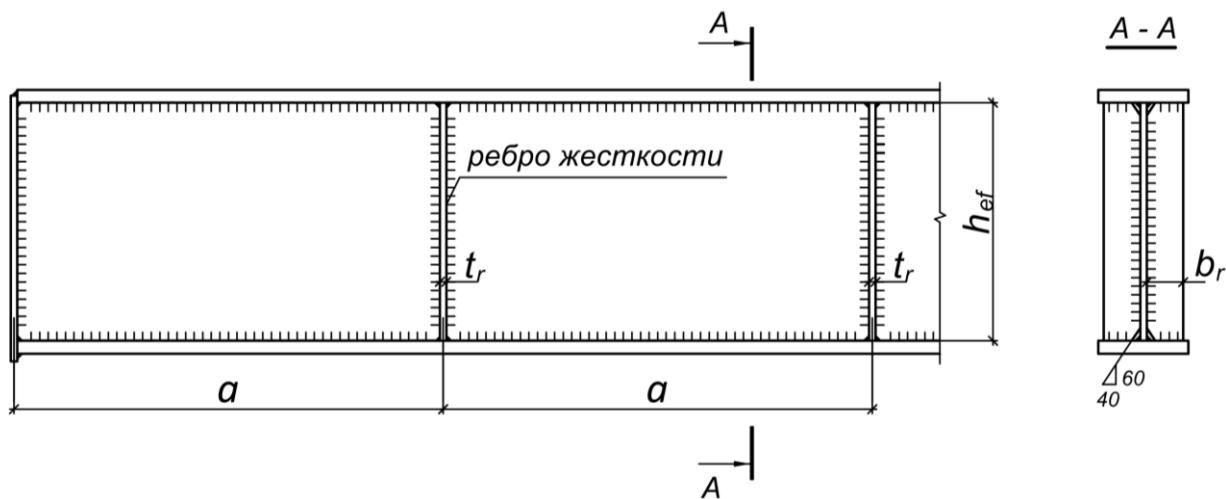


Рис.3.7 К проверке местной устойчивости стенки балки

Ширину выступающей части ребра b_r для парных симметричных поперечных ребер жесткости (рис. 3.7) определяют по формуле:

$$b_r = \frac{h_{ef}}{30} + 25 \text{ мм}; \quad (3.28)$$

толщину ребра

$$t_r = 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (3.29)$$

Размеры ребра жесткости должны быть согласованы с сортаментом на полосовую сталь (приложение 2).

Балки пролетом более 9 м по условиям транспортировки разбиваются на отправочные марки, которые затем стыкуются на монтаже. Поэтому при установке поперечных ребер жесткости необходимо следить, чтобы ближайшее от монтажного стыка ребро находилось на расстоянии не менее 500 мм.

Ребра устанавливают на равном расстоянии друг от друга, но из-за выполнения выше указанного условия часто приходится при опорные отсеки назначать длиной меньшей, чем $2h_{ef}$.

Если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \geq 2,5$, то необходимо кроме постановки поперечных ребер жесткости выполнить проверку местной устойчивости стенки по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1. \quad (3.30)$$

Нормальные и касательные напряжения в формуле (3.30) определяют:

σ – по разъяснениям к формуле (3.26);

$$\tau_x = \frac{Q}{t_w \cdot h_{ef}}.$$

Момент и поперечную силу определяют под балкой настила в сечении, соответствующем месту фактического изменения сечения пояса (если они совпадают), или ближайшем к месту изменения сечения со стороны уменьшенной ширины пояса. Следует привести схему разбивки балки на отсеки и отправочные марки с указанием места выполнения проверки местной устойчивости.

Местные напряжения принимают по формуле (3.25).

Значения критических напряжений σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формуле (3.30) следует определять:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (3.31)$$

где C_{cr} – определяют по таблице 3.6 в зависимости от значения

коэффициента $\delta = 0,8 \cdot \frac{b'_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3$;

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot C_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (3.32)$$

a) при $a/h_{ef} \leq 0,8$

C_1 – коэффициент, принимаемый по табл. 3.7 в зависимости от отноше-

ния a/h_{ef} и значения $\rho = 1,04 \cdot \frac{l_{ef}}{h_{ef}}$, (здесь l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, в нашем случае $l_{ef} = l_b$ по п. 3.5.3),

C_2 – коэффициент, принимаемый по табл. 3.8 в зависимости от отноше-
ния a/h_{ef} и значения δ ;

б) при $a/h_{ef} > 0,8$ расчет выполняют по двум значениям:

I вариант – при определении C_1 и C_2 вместо размера a принимают a_1

$$a_1 = 0,5a \quad \text{при } 0,8 \leq a/h_{ef} \leq 1,33$$

$$a_1 = 0,67 h_{ef} \quad \text{при } a/h_{ef} > 1,33$$

II вариант – C_1 и C_2 определяют при фактических значениях a/h_{ef} .

Критические касательные напряжения определяют по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (3.33)$$

где μ – отношение большей стороны отсека к меньшей (практически отношение a/h_{ef}).

Таблица 3.6

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

Таблица 3.7

ρ	Значения C_1 при a/h_{ef} (a_1/h_{ef}), равном									
	0,5	0,6	0,67	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

Таблица 3.8

δ	Значения C_2 при a/h_{ef} (a_1/h_{ef}), равном							
	0,5	0,6	0,67	0,8	1,0	1,2	1,4	$\geq 1,6$
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,8	1,99	2,20	2,38	2,52

3.6.5. Расчет поясных швов

Соединение поясов составной балки со стенкой осуществляют поясными швами. Это соединение предотвращает при изгибе балки сдвиг поясов относительно стенки балки, превращая все сечение в монолитно работающее.

При расчете поясных швов определяют сдвигающую силу T , приходящуюся на 1 см длины балки на опоре:

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I'}; \quad (3.34)$$

где Q_{\max} – расчетная поперечная сила (равная опорной реакции балки);

S_f – статический момент пояса, принимаемый по формуле (3.23);

I' – момент инерции сечения на опоре, принимаемый по формуле (3.23).

Сдвигающая сила стремится срезать два угловых шва. Задача сводится к определению катета шва, причем расчет производят по одному из двух сечений: по металлу шва и металлу границы сплавления.

Если произведение $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, то расчетным будет сечение по металлу шва; если наоборот, то расчетным будет сечение по металлу границы сплавления. Меньшее из значений подставляют в формулу (3.35).

Коэффициенты β_f и β_z учитывают вид сварки; при автоматической сварке $\beta_f = 1,1$ и $\beta_z = 1,15$; при ручной сварке $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$.

Расчетные сопротивления углового шва срезу R_{wf} (по металлу шва) и R_{wz} (по металлу границы сплавления) принимают из табл. 3.2.

Требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{T}{n \cdot \beta \cdot R_w \cdot \gamma_c}, \quad (3.35)$$

где $n = 2$ – при двустороннем поясном шве.

Ввиду значительных усадочных напряжений при сварке поясов со стенкой поясные швы следует делать сплошными, с одинаковым катетом по всей длине балки. Минимальные значения катетов поясных швов зависят от толщины наиболее толстого из свариваемых элементов и принимаются по табл. 3.9 или по табл. 38 СП 16.13330.2017 Изм №2 [1].

Таблица 3.9

Вид соединения	Вид сварки	Минимальный катет шва k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов T^* , мм					
		4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная дуговая, полуавтоматическая и автоматическая	3	4	6	10	12	16
		3	5	8	12	16	22
* При условии $t \geq 0,6T$, где t – толщина более тонкого из свариваемых элементов. Примечание: при толщине более тонкого из свариваемых элементов $t \leq 0,6T$, минимальный катет сварного шва следует принимать по расчету, но не более 1,2 t							

3.6.6. Расчет опорного конца балки

Составные балки опираются на колонну сбоку. Конец балки укрепляют специальным опорным ребром (рис. 3.8), считая при этом, что вся опорная реакция передается с балки на опорный столик колонны через это ребро. Опорное ребро прикрепляют к стенке двумя сварными угловыми швами (см. сечение A-A на рис 3.8), а торец опорного ребра обычно строгают для плотного касания этого ребра с опорной поверхностью колонны, в результате расчет его производят, исходя из работы на смятие при плотном касании.

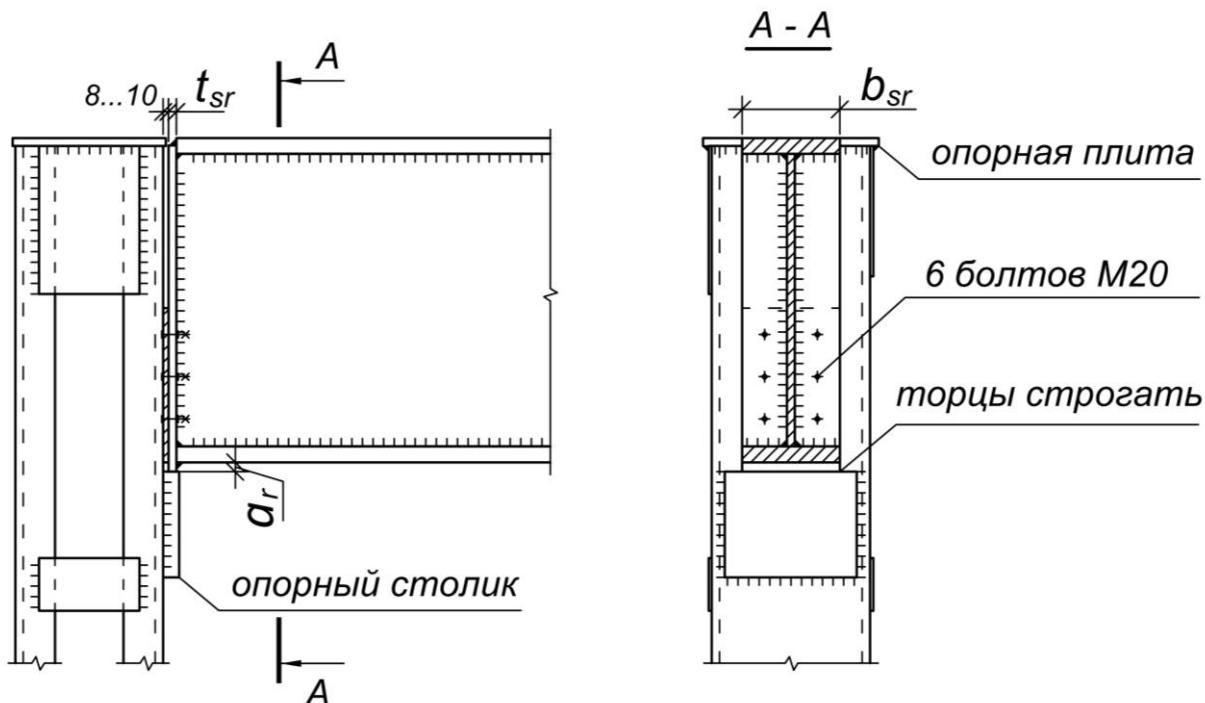


Рис.3.8 Опирание составной балки на колонну

Площадь опорного ребра определяют по формуле:

$$A_r = \frac{F}{R_p \cdot \gamma_c}, \quad (3.36)$$

где $F=Q_{max}$ – опорная реакция по формуле (3.16);

R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (табл.3.1).

Затем, задаваясь шириной опорного ребра b_{sr} (обычно $b_{sr} = b'_f$), определяют его толщину:

$$t_{sr} = \frac{A}{b'_f}; \quad (3.37)$$

При расчетах по формулам (3.36) и (3.37) необходимо выдержать условие $a_r \leq 1,5t_{sr}$ (см. рис.3.8). Обычно $a_r = 15...20$ мм. Толщина ребра должна соответствовать сортаменту на полосовую или широкополосную сталь.

При расчете опорного узла проверяем общую устойчивость опорной части балки, включающей опорное ребро и примыкающую часть стенки шириной c .

Участок стенки балки составного сечения над опорой рассчитываем на продольный изгиб из плоскости, как стойку, нагруженную опорной реакцией.

$$\sigma = \frac{F}{\varphi \cdot A_{sr}} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (3.38)$$

A_{sr} – площадь условной стойки.

В расчётное сечение стойки включаем сечение опорного ребра и часть стенки c :

$$c = 0,65 \cdot t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (3.39)$$

Площадь, момент и радиус инерции условной стойки:

$$\begin{aligned} A_{sr} &= b_r \cdot t_{sr} + c \cdot t_w; \\ I_x &= \frac{t_{sr} \cdot b_{sr}^3}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12}; \\ i_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A_{sr}}}. \end{aligned} \quad (3.40)$$

Коэффициент устойчивости определяем по приложению 6 или Д.1[1] в зависимости от условной гибкости условной стойки.

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_{ef}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (3.41)$$

При расчете швов, соединяющих опорное ребро со стенкой, определяют требуемый катет шва, причем достаточно произвести расчет только по металлу шва, так как здесь применяют ручную сварку, а при ручной сварке расчет по металлу шва является решающим ($\beta_f=0,7$):

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{F}{170 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}}. \quad (3.42)$$

Болты, прикрепляющие составную балку к колонне, устанавливают конструктивно.

3.6.7. Конструирование укрупнительного стыка

Как уже указывалось в п.3.5.4, балки пролетом более 9 м по условиям транспортировки разбиваются на отправочные марки, которые затемстыкаются на монтаже. Такой стык называют укрупнительным.

Укрупнительный стык устраивается обычно в середине балки (при пролете до 18 м включительно) или в третях балки (при пролете свыше 18 м). Такой стык является совмещенным стыком, у которого стенка и полкистыкаются в одном сечении (рис. 3.9).

Стык стенки осуществляют прямым швом встык. Стык сжатых полок также осуществляют прямым швом, так как при сжатии расчетное сопротивление стыкового соединения равно расчетному сопротивлению основного металла независимо от методов контроля шва.

Стык растянутой полки чаще осуществляют косым швом (рис. 3.9, сеч. 2-2). Косой шов позволяет получить равнопрочное соединение, что особенно важно при выполнении стыка на монтаже, поскольку на строительной площадке

обычно отсутствует аппаратура для физических методов контроля сварных швов, а для растянутых швов при обычных (визуальных) методах контроля принимаются пониженные на 15% расчетные сопротивления. Косой шов делают с наклоном 1:2.

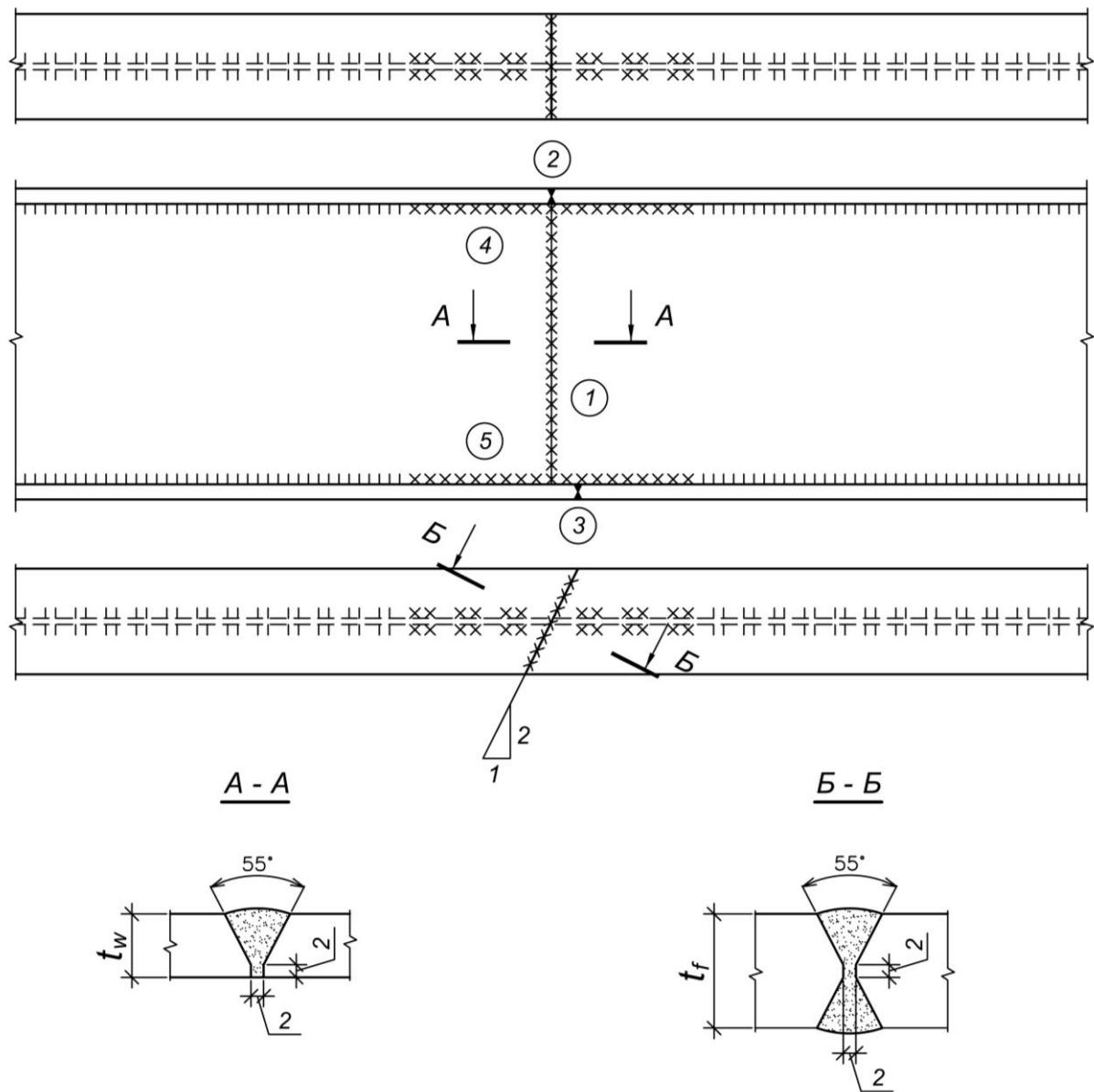


Рис.3.9 Укрупнительный стык составной балки

При проектировании укрупнительного стыка необходимо соблюдать порядок сварки элементов балки. Этот порядок должен обеспечить наибольшую свободу деформаций и перемещений отдельных соединяемых элементов и тем уменьшить величину усадочных напряжений. На рис. 3.9 порядок нанесения сварных швов обозначен цифрами в кружочках.

Наибольшие деформации дают поясные швы. Поэтому в отправочных марках поясные швы не доводят до места стыка на 500 мм. Первой сваривают стенку, начиная со сжатой полки, затем по порядку сжатую полку и растянутую полку. Последними доваривают поясные швы, опять же вначале со стороны сжатой полки, а затем со стороны растянутой. Как видно из порядка нанесения швов, каждый раз сварка начинается с места, где металл уже успевает остыть.

3.7. Расчет центрально сжатой сквозной колонны

Расчету подлежит наиболее загруженная колонна в средней части балочной клетки.

Расчетная схема колонны – шарнирно опертый по концам стержень, загруженный сжимающей силой N (рис.2.15, г).

Геометрическая длина колонны l (см. задание) принимается от подошвы базы колонны (заглубленной на 0,2...0,3 м) до точки опирания опорного конца главной балки на столик колонны (см. рис.3.1 и 3.7). При шарнирном опирании колонны в двух направлениях коэффициенты приведения длины $\mu_x = \mu_y = 1$ и, соответственно, расчетные длины

$$l_x = l_y = l.$$

Расчетное значение сжимающей силы:

$$N = 2 \cdot F + N_{\text{кол}} \text{ (кН)}, \quad (3.43)$$

где $F=Q_{\max}$ – опорная реакция главной балки по формуле (3.16);

$N_{\text{кол}}$ – собственная масса колонны, ориентировочно принимаемая равной $N_{\text{кол}} = l$ (в кН).

3.7.1. Подбор сечения стержней колонны

Подбор сечения стержня колонны (рис. 2.20) производят из условия устойчивости относительно оси $x - x$ (называемой «материальной»):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.44)$$

где A – площадь сечения двух ветвей;

φ – коэффициент продольного изгиба (устойчивости при центральном сжатии), принимаемый по приложению 6 (или по табл. Д.1 [1]) в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и формы поперечного сечения.

Предварительно задаются гибкостью $\lambda_x = 60 \dots 80$, определяют условную гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (3.45)$$

по приложению 6 находят значение коэффициента φ_x и определяют требуемую площадь двух ветвей из швеллеров сквозной колонны:

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y \cdot \varphi_x \cdot \gamma_c}. \quad (3.46)$$

Требуемая площадь одного швеллера $A'_{cal} = A_{cal} / 2$.

Затем определяют требуемый радиус инерции двухветвевой колонны относительно оси $x - x$, он равен радиусу инерции одной ветви относительно той же оси:

$$i_{x,cal} = \frac{l_x}{\bar{\lambda}_x}. \quad (3.47)$$

Зная A'_{cal} и $i_{x,cal}$ по сортаменту (приложение 4) подбирают швеллер и производят проверку устойчивости принятого сечения по формуле (3.44), предварительно определив фактическую гибкость колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad (3.48)$$

и условную гибкость $\bar{\lambda}_x$ по формуле (3.45), по которой по приложению 6 находят коэффициент φ_x .

При необходимости (перенапряжение или значительное недонапряжение) подбирают другой подходящий швеллер.

Если размеры швеллера оказываются недостаточными, то можно в качестве ветвей колонны применить двутавр (приложение 3). В этом случае $b_{ef} = b$ (расстояние между осями стенок двутавров).

После подбора сечения производится окончательная проверка устойчивости.

Также проверяют гибкость колонны, которая не должна превышать предельной величины λ_u :

$$\lambda_x \leq \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha; \quad (3.49)$$

где коэффициент α вычисляют по формуле:

$$\alpha = \frac{N}{A \cdot \varphi_x \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.50)$$

причем если $\alpha < 0,5$, то принимают $\alpha = 0,5$.

В формулах (3.44), (3.45) и (3.50) R_y для фасонной стали с соответствующей толщиной полки.

Расчет относительно оси $y - y$ (ее называют «свободной») сводится к определению расстояния между ветвями (размера b). Для этого применяют условие

равноустойчивости, при котором гибкость относительно материальной оси равна приведенной гибкости λ_{ef} относительно свободной оси:

$$\lambda_x = \lambda_{ef} . \quad (3.51)$$

Приведенная гибкость для колонны с планками (рис. 2.20, а) определяют по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} ; \quad (3.52)$$

для колонны с раскосой решеткой (рис. 2.20. б):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_d}} ; \quad (3.53)$$

В формулах (3.52) и (3.53):

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} - \text{гибкость колонны относительно свободной оси, рассматривая ее как сплошную;}$$

$$i_y = \sqrt{i_1^2 + \left(\frac{b_{ef}}{2}\right)^2} - \text{радиус инерции колонны относительно свободной оси } (b_{ef} - \text{см. рис. 3.8});$$

i_1 – радиус инерции швеллера относительно оси 1-1 (в сортаменте это i_y);

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1} - \text{гибкость отдельной ветви на участке между планками относительно оси 1-1 } (l_1 - \text{расстояние между планками в свету, см. рис. 2.20, а});$$

$$\alpha = 10 \cdot \frac{l_d^3}{b_{ef}^2 \cdot l} - \text{коэффициент, зависящий от угла } \beta \text{ наклона раскоса к по-$$

ясу } (l_d = b_{ef} / \sin \beta - \text{длина раскоса; } b_{ef} - \text{расстояние между осями ветвей; } l - \text{расстояние между ближайшими узлами решетки, рис. 2.20, б})

A – площадь сечения колонны (двух швеллеров);

A_d – площадь сечения двух раскосов.

Используя условие равноустойчивости (3.51) из формул (3.52) и (3.53) находим значение гибкости λ_y :

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} \quad \text{и} \quad \lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha \cdot \frac{A}{A_d}} . \quad (3.54)$$

В формулах (3.54) правой частью подкоренного выражения задаются, в колонне с планками – гибкостью отдельной ветви $\lambda_1=30\dots40$ (всегда $\lambda_1 < \lambda_x$), в колонне с раскосной решеткой – сечением раскосов (минимальный уголок – равнополочный 45x5, приложение 5) и углом β , что позволяет получить значения A_d и α .

Предварительно при $\beta = 30^\circ \rightarrow \alpha = 45$; $\beta = 40^\circ \rightarrow \alpha = 31$; $\beta = 45^\circ - 60^\circ \rightarrow \alpha = 27$.

Определив λ_y находят соответствующий радиус инерции:

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} , \quad (3.55)$$

и далее, зная чему равен i_y , найдем:

$$b_{ef} = 2 \cdot \sqrt{i_y^2 - i_1^2} . \quad (3.56)$$

Полная ширина колонны:

$$b = b_{ef} + 2 \cdot z_0 , \quad (2.57)$$

где z_0 – расстояние от нейтральной оси ветви 1-1 до наружного края стенки швеллера (из сортамента).

3.7.2. Расчет соединительной решетки

Элементы соединительной решетки составных сквозных сжатых колонн рассчитывают на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине колонны:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_x}, \quad (3.58)$$

где N – сжимающее усилие в колонне;

φ_x – определяют по фактической условной гибкости $\bar{\lambda}_x$.

Условную поперечную силу прикладывают в каждом узле составной колонны (рис. 2.20). Она распределяется равномерно между плоскостями решеток, в результате чего на каждую плоскость действует сила (рис. 2.20):

$$Q_S = \frac{Q_{fic}}{2}. \quad (3.59)$$

В составных колоннах с безраскосной решеткой планки жестко связаны с ветвями. В результате такую колонну можно рассматривать как безраскосную ферму. Расчет планок сводится к определению их сечения и расчету прикрепления к ветвям.

Планки работают на изгиб от поперечной силы F_{pl} , которая возникает в результате действия условной поперечной силы. Значение F_{pl} можно получить из условия равновесия вырезанного узла стержня:

$$F_{pl} = \frac{Q_S \cdot l}{b_{ef}}, \quad (3.60)$$

где l – расстояние между центрами планок (рис. 2.20, а);

b_{ef} – расстояние между осями ветвей.

Момент, изгибающий планку в месте ее крепления (там же действует и сила F_{pl} как реактивная), равен:

$$M_1 = \frac{Q_s \cdot l}{2}. \quad (3.61)$$

В сварных конструкциях планки крепят к ветвям внахлестку угловыми швами, причем величина нахлестки обычно до 50 мм (см. рис. 2.20, а).

Ширину планок d назначают из условия ее прикрепления. Кроме того, она должна быть достаточно жесткой в связи с чем обычно d принимают в пределах $(0,5...0,75)b$, где b – размер колонны. Толщину планок назначают конструктивно от 6 до 10 мм в пределах $(1/15...1/30)d$. Концевые планки назначаются шириной $(1,3...1,7)b$.

Прочность угловых швов проверяют только по металлу шва (так как сварка ручная), по равнодействующему напряжению от момента M и перерезающей силы F_{pl} по формуле:

$$\sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (3.62)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва.

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1.

Принимая длину шва $l_w=d$ и назначив катет шва k_f (не более толщины планки) найдем:

$$\begin{aligned} \tau_w &= \frac{F_{pl}}{0,7 \cdot k_f \cdot d}; \\ \sigma_w &= \frac{6 \cdot M_1}{0,7 \cdot k_f \cdot d^2}. \end{aligned} \quad \} \quad (3.63)$$

В составных колоннах на раскосной решетке сжимающее усилие определяют также, как в элементах фермы:

$$N_{ad} = \frac{Q_S}{\sin \beta}, \quad (3.64)$$

где β – угол между раскосом и ветвью (рис. 2.20. б).

Раскосы выполняют из одиночного уголка, прикрепленного к ветви одной полкой, в результате чего возникает конструктивный эксцентризитет и, соответственно, изгибающий момент. Это находит отражение при проверке устойчивости сжатого раскоса, напряжение в котором не должно превышать расчетного сопротивления.

$$\sigma = \frac{N_{ad}}{\varphi \cdot A'_d} \leq 0,75 \cdot R_y, \quad (3.65)$$

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условий работы, учитывающий одностороннее прикрепление уголка;

A'_d – площадь сечения одного раскоса;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по приложению 6 в зависимости от условной гибкости раскоса:

$$\bar{\lambda}_d = \lambda_d \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.66)$$

λ_d – гибкость раскоса, определяемая $\lambda_d = l_d/i_{min}$;

i_{min} – минимальный радиус инерции одиночного уголка (из сортамента).

Предельная гибкость элементов решетки:

$$\lambda_u = 210 - 60 \cdot \alpha, \quad (3.67)$$

где α – см формулу (3.50).

Расчет сварных швов, соединяющих элементы решетки с ветвью, сводится к определению длины угловых швов, выполняемых с помощью ручной сварки. Эту длину определяют по формулам:

со стороны пера

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot N_{ad}}{0,7 \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad \} \quad (3.68)$$

со стороны обушка

$$l_w^{o\delta} = \frac{0,7 \cdot N_{ad}}{0,7 \cdot k_f^{o\delta} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

В равнополочных уголках со стороны пера передается $0,3N_{ad}$ а со стороны обушка $0,7N_{ad}$ (N_{ad} – расчетное усилие в элементе решетки).

Катет шва назначают исходя из следующих условий:

$$\begin{aligned} \text{со стороны пера} \quad k_f^n &= t - 1 \text{ мм;} \\ \text{со стороны обушка} \quad k_f^{o\delta} &\leq 1,2t, \end{aligned} \quad \} \quad (3.69)$$

где t – толщина полки уголка.

Катет шва кратен 1 мм, его минимальное значение $k_f=4$ мм

Минимальная длина сварного шва – 40 мм. В формуле (3.68) 1 см – добавление к длине шва, компенсирующие непровар в начале и конце сварного шва.

3.8. Расчет базы центрально сжатой сквозной колонны

База колонны включает в себя следующие конструктивные элементы: опорную плиту, траверсы и анкерные болты.

Ширина опорной плиты базы назначается конструктивно: $B_{pl} = h + 2a$, где h – высота сечения ветви, a – свес плиты, принимаемый 5...10 см.

Площадь опорной плиты определяют из условия обеспечения прочности бетона фундамента (класс бетона фундамента назначается при его проектировании, в РГР предварительно можно назначить В15):

$$A_{pl} = \frac{N}{R_b} \quad (3.70)$$

Требуемая длина плиты:

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}} \quad (3.71)$$

Длина плиты должна соответствовать конструктивным требованиям, в частности из условия удобства размещения болтов: $L_{pl} \geq b + 2(8 \dots 10)$ см.

Напряжение под опорной плитой в фундаменте является расчетной нагрузкой на плиту:

$$\sigma = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} \quad (3.71)$$

Плиту рассчитывают как пластинку, нагруженную снизу давлением фундамента и опертую на стержень колонны и элементы базы (траверсы). Траверсы разделяют опорную плиту на отдельные участки, каждый из которых работает как самостоятельная пластинка на изгиб независимо от соседних участков. В зависимости от конструкции базы плита может быть разбита на участки, опертые на четыре, три канта или консольные. Толщина опорной плиты назначается по наибольшему изгибающему моменту, действующему в пределах каждого участка.

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинах опертых на четыре или три канта, определяют по формулам:

при опирании на четыре канта

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma \cdot a^2 ;$$

при опирании на три канта

$$M_3 = \beta \cdot \sigma \cdot a_1^2 ,$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad (3.72)$$

где σ – давление рассматриваемого участка плиты, кН/см²;

a – размер короткой стороны участка в см;

a_1 – размер свободной (незакрепленной) стороны участка в см;

α и β – коэффициенты, определяемые по табл. 3.10 и 3.11.

В таблицах обозначено: b – размер длинной стороны, b_1 – размер закрепленной стороны (рис. 3.10)

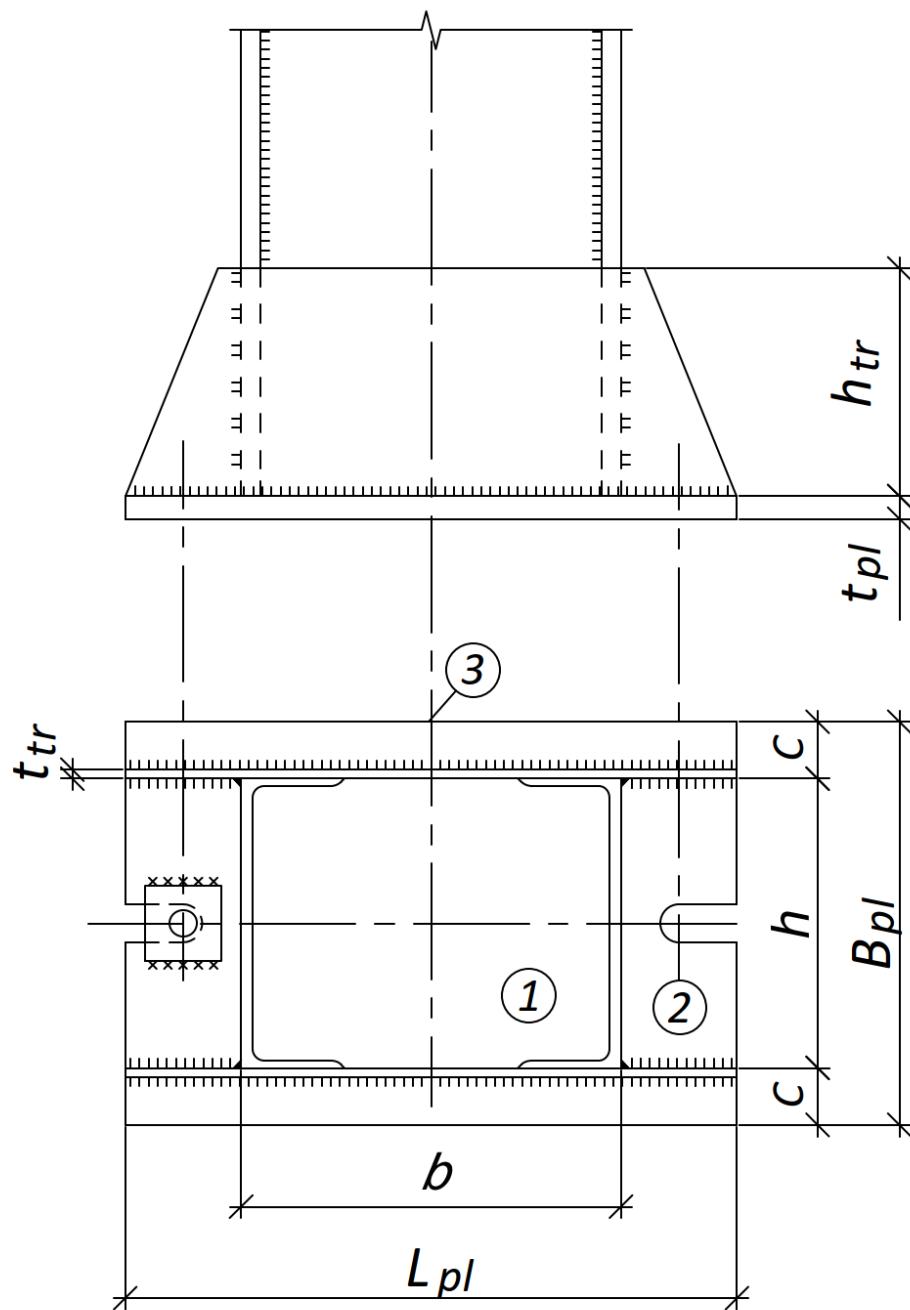


Рис. 3.10 К расчету базы центрально сжатой колонны

Таблица 3.10

Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых на четыре канта

b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081
b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2	>2
α	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

Таблица 3.11

Коэффициенты β для расчета на изгиб плит, опертых на три канта

b_1/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107
b_1/a_1	1,0	1,2	1,4	2,0	>2
β	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

При отношении $b_1/a_1 < 0,5$ плита рассчитывается как консоль с вылетом $c=b_1$ по формуле (3.73).

Изгибающий момент на консольном участке плиты:

$$M_k = \frac{\sigma \cdot c^2}{2} . \quad (3.73)$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяют требуемую толщину плиты:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R_y \cdot \gamma_c}} , \quad (4.60)$$

где γ_c – коэффициент условий работы для опорных плит из сталей с пределом текучести до 390 МПа и равный 1,2 при толщине до 40 мм, 1,15 при толщине 40 мм (табл.1 [1]).

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20...40 мм. Если по расчету будет получена большая толщина, следует увеличиваем размеры плиты, и произвести перерасчет.

4. СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

4.1. Методические указания по выполнению РГР

Расчетно-графическая работа №1 на тему: «Расчет рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания» п.4.3 – 4.6.

Законструировать стальной каркас одноэтажного производственного здания. Рассчитать раму каркаса. Запроектировать сплошную составную стойку рамы.

Расчетно-графическая работа №2 на тему: «Расчет стальной стропильной фермы» п.4.7 – 4.9.

Рассчитать и законструировать стропильную ферму стального каркаса одноэтажного производственного здания.

РГР состоит из расчетно-пояснительной записи и графической части.

Расчетно-пояснительная записка выполняется на листах формата А4. В ее состав следует включить: титульный лист; задание на проектирование; оглавление; описание и конструктивная схема проектируемого здания; расчет основных несущих конструкций (стропильной фермы, поперечной рамы, колонны и базы, прогона); список использованной литературы. На титульном листе записки должна стоять личная подпись студента и дата выполнения проекта.

Графическая часть РГР №1 выполняется на листах формата А4 или А3, и должна содержать:

- 1) Поперечный разрез здания (М1:200), планы связей по верхним и нижним поясам ферм, вертикальные связи по фермам и колоннам (М1:400).
- 2) Узел опирания фермы на колонну.
- 3) Базу колонны с необходимым числом проекций и сечений (М1:10).

Графическая часть РГР №2 выполняется на 1 листе формата А1, и должна содержать:

- 1) Схему стропильной фермы (М1:200), на одной половине указать геометрические размеры стержней фермы в мм, на другой – расчетные усилия в элементах фермы в кН.
- 2) Рабочий деталировочный чертеж фермы (отправочной марки). Геометрическая сетка отправочной мари (полуфермы) вычерчивается в масштабе 1:20, а поперечные размеры стержней и деталей средств соединения – в масштабе 1:10. Кроме бокового вида фермы вычерчиваются проекции верхнего и нижнего поясов, опорных фланцев и опорного узла.
- 3) Спецификация стали на отправочную марку.
- 4) Укрупнительные узлы с нанесением стыковых накладок, заводских и монтажных швов (М1:10).
- 5) Условные обозначения и примечания.

4.2. Исходные данные

Исходными данными при проектировании являются:

- пролет рамы (фермы) L ;
 - очертание фермы: трапециевидная, что определяется уклоном верхнего пояса i , или с параллельными поясами (уклон $i=0$);
 - высота фермы в коньке h ;
 - шаг колонн (ферм) B , что определяется видом покрытия:
 - а) профилированный настил по сплошным прогонам;
 - б) железобетонные плиты 3x6 м;
 - в) железобетонные плиты размером 3x12 м;
- в первых двух случаях шаг ферм 6 м, в третьем – 12 м;
- нормативные максимальная и минимальная крановые нагрузки от подвесного крана ($F_{max,n}$ и $F_{min,n}$);
 - высота цеха от уровня пола (нулевой отметки) до низа ригеля H_c ;

- заглубление базы колонны от уровня пола h_b ;
- длина здания $L_{зд}$;
- материал конструкций (сталь);
- место строительства (для определения, в зависимости от района строительства, снеговой и ветровой нагрузок).

Расчетные сопротивления сталей и сварных соединений назначаются по таблицам 3.1 и 3.2.

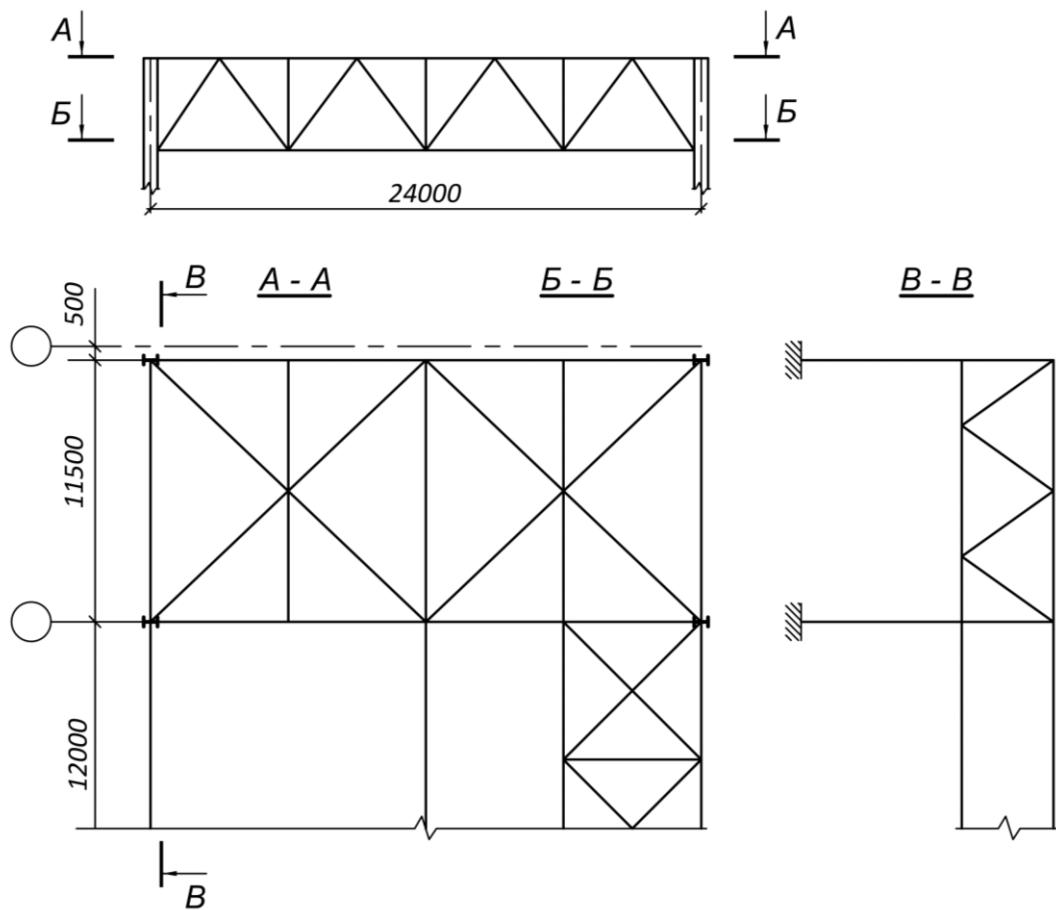
4.3. Компоновка конструктивной схемы каркаса производственного здания

В расчетно-графической работе рассматривают поперечную раму с защемленными в фундаментах колоннами и жестким сопряжением ригеля с колоннами.

Для разработки конструктивной схемы каркаса производственного здания принимаются:

- составные сплошные сварные колонны постоянного сечения по длине, привязка колонн – 250 мм;
- стропильные фермы трапециевидного очертания или с параллельными поясами с треугольной решеткой с дополнительными стойками и восходящим опорным раскосом;
- подкрановые конструкции для подвесного крана в виде двутавровых балок (балок монорельса), закрепляемых в нижних узлах фермы, ближайших к опорам;
- рулонная кровля по сборным железобетонным плитам или по стальному оцинкованному профилированному настилу.

а)



б)

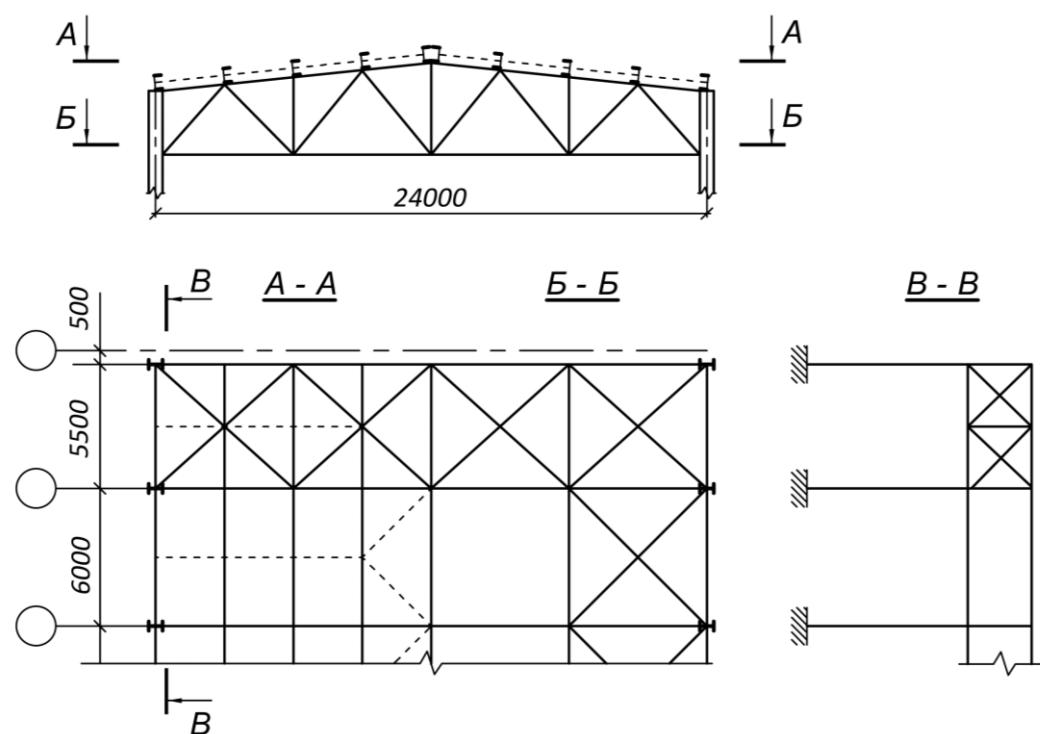
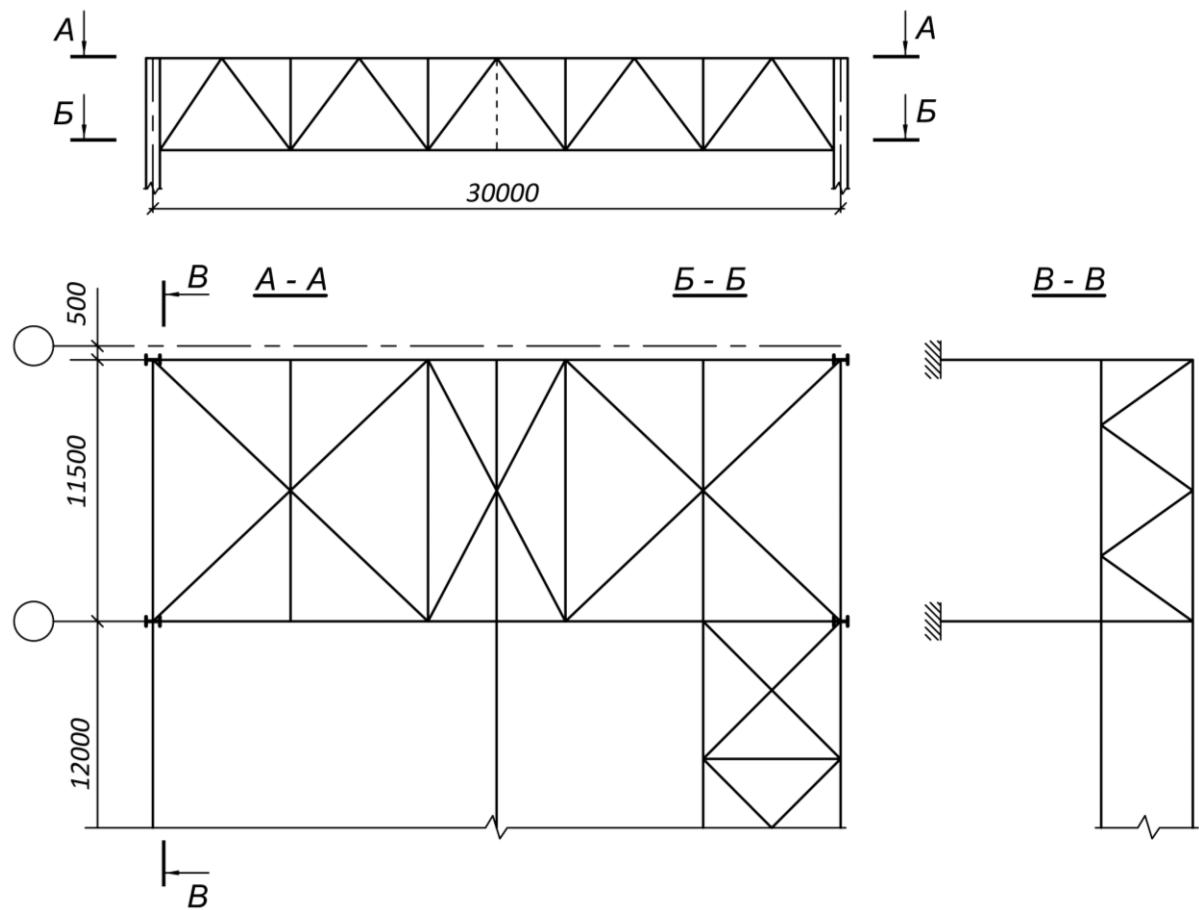


Рис. 4.1 Конструктивная схема здания L=24м:

а) – с беспрогонным покрытием; б) – с покрытием по прогонам.

б)



г)

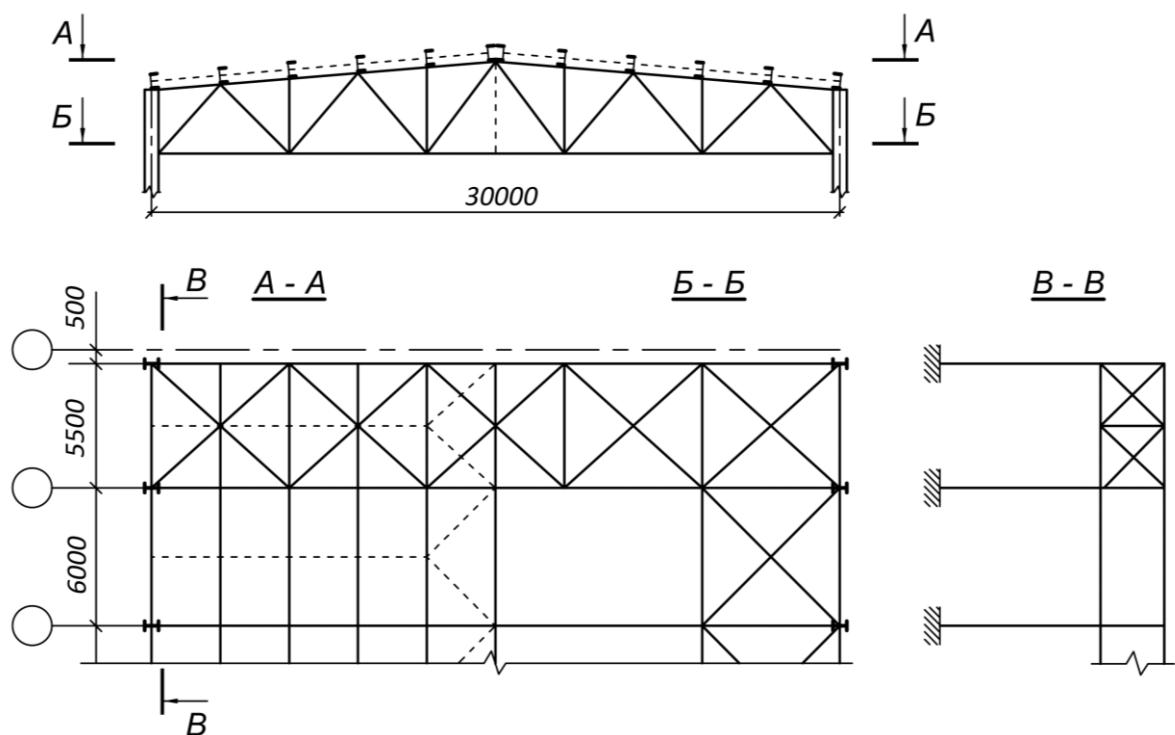


Рис. 4.1 Конструктивная схема здания L=30м:

б) – с беспрогонным покрытием; г) – с покрытием по прогонам.

Конструктивные схемы здания (поперечные рамы, планы горизонтальных связей по верхним и нижним поясам ферм и вертикальных связей между фермами и колоннами) представлены на рис. 4.1. У торцов зданий колонны смещаются на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит.

Жесткость и устойчивость рамного каркаса обеспечиваются работой вертикальных и горизонтальных связей, устанавливаемых по шатру (фермам) здания и между колоннами.

Горизонтальные связи в плоскости верхних (сжатых) поясов ферм обязательны во всех случаях. Они состоят из раскосов и стоек, образующих совместно с поясами стропильных ферм горизонтальные связевые фермы с крестообразной решеткой. Для связи между верхними поясами промежуточных стропильных ферм ставят специальные распорки над опорами и у конькового узла.

Горизонтальные связи по нижним поясам ферм устанавливают в зданиях с крановым оборудованием. Они состоят из поперечных и продольных связевых ферм и распорок. Ширину продольной связевой фермы обычно принимают равной опорной панели нижнего пояса стропильной фермы.

Стропильные фермы обладают незначительной боковой жесткостью, а потому процесс монтажа без их предварительного взаимного закрепления невозможен. Этую функцию выполняют **вертикальные связи между фермами**, располагающиеся в плоскости опорных стоек ферм и в коньке.

Горизонтальные и вертикальные связи располагают между крайними парами ферм в торцах здания, но не реже, чем через 60 м.

Вертикальные связи между колоннами устанавливают посередине зданиями, так как установленные у торцов эти связи препятствуют свободным деформациям продольных элементов каркаса, что может привести к возникновению дополнительных напряжений.

4.4. Нагрузки, действующие на каркас

В расчетно-графической работе «Расчет рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания» учитывают постоянные нагрузки от конструкций покрытия, колонн, стенового ограждения и кратковременные нагрузки от снега, ветра и воздействия крана.

Постоянные нагрузки от веса кровли, собственного веса стропильных ферм и связей по покрытию принимают равномерно распределенными. Величины нормативных и расчетных нагрузок, коэффициентов надежности по нагрузке для покрытий, используемых в курсовом проекте, приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Расчетные нагрузки от веса конструкций покрытия

Состав нагрузки (1)	Нормативная, кПа (2)	Коэф γ (3)	Расчетная кПа (4)
Защитный слой из битумной мастики с втопленным гравием $h=15\text{мм}$ (для малоуклонных кровель)	0,30	1,3	0,39
Гидроизоляционный рулонный ковер:			
3-слойный	0,10	1,3	0,13
4-слойный (для малоуклонных кровель)	0,15	1,3	0,20
Выравнивающая стяжка $h=20\text{мм}$	0,36	1,3	0,47
Утеплитель толщиной h :	$\rho \cdot h$	1,3	$\rho \cdot h \cdot \gamma_f$
пенобетон $\rho=6 \text{ кН}/\text{м}^3$ (для ж/б плит)			
пенопласт $\rho=0,5 \text{ кН}/\text{м}^3$ (для профилированного стального листа)			
Пароизоляция	0,05	1,3	0,07
Крупнопанельные железобетонные плиты размером:			
3x6 м	1,6	1,1	1,76
3x12 м	1,8	1,1	1,98

Продолжение таблицы 4.1

(1)	(2)	(3)	(4)
Стальной профилированный настил из листа толщиной: $t=0,8$ мм $t=0,9$ мм	0,11 0,13	1,05 1,05	0,12 0,14
Собственная масса металлических стропильных ферм: при покрытии из профилированного настила при покрытии из ж/б плит 3x6 м при покрытии из ж/б плит 3x12 м	0,20 – 0,25 0,28 – 0,32 0,36 – 0,40	1,05 1,05 1,05	0,21 – 0,26 0,29 – 0,34 0,38 – 0,42
Собственная масса металлических связей при шаге ферм 6 м при шаге ферм 12 м	0,04 0,10	1,05 1,05	0,042 0,110
Σ	g_0		g_1
<i>Примечания:</i>			
1. В курсовом проекте стеновые ограждения выполняют из панелей длиной 6 или 12 м из ячеистого бетона ($\rho=8$ кН/м ³), толщину панелей принимают соответственно 20 и 25 см.			
2. Толщину утеплителя принимают для пенобетона 20 см, для пенопласта 10 см.			
3. Меньшее значение собственной массы металлических конструкций принимают при расчетной снеговой нагрузке 0,8 кПа, большее – при 2,4 кПа, при промежуточных значениях нагрузки – по линейной интерполяции.			
4. Учет нагрузки от колонн см. раздел «Расчет поперечной рамы».			

Расчетную погонную нагрузку на ферму определяют по формуле:

$$p = g_1 \cdot B + 2,6 \cdot g_{np}, \quad (\text{кН/м}) \quad (4.1)$$

где $g_1 = g_0 \cdot \gamma_f$ – расчетная нагрузка от веса конструкций в кПа (кН/м²);

g_0 – нормативная нагрузка от веса конструкций покрытия в кПа;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

B – шаг ферм, в м ($B=6$ м для покрытий по прогонам и из железобетонных плит 3x6 м; $B=12$ м для покрытий из железобетонных плит 3x12 м);

g_{np} – нормативный вес одного погонного метра прогона (из сортамента, принимать после подбора сечения прогона).

Снеговая нагрузка устанавливается по главе 10 СП 20.13330.2016 [2] и определяется районом строительства и конфигурацией поперечного разреза здания. Снеговую нагрузку принимают равномерно распределенной по длине фермы и определяют по формулам:

$$\begin{aligned} \text{нормативная*} \quad S_0 &= \mu \cdot S_g \cdot B & (\text{kH/m}); \\ \text{расчетная} \quad S &= \gamma_f \cdot S_0 & (\text{kH/m}), \end{aligned} \quad \} \quad (4.2)$$

где S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1м² горизонтальной поверхности, принимаемое в зависимости от района строительства по табл. 10.1 [2], районирование территории РФ по весу снегового покрова установлено в приложении Е, карта 1 [2];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на поверхности земли к снеговой нагрузке на покрытии, зависящий от конфигурации кровли, для однопролетных зданий без фонарей при угле наклона кровли $\alpha \leq 30^\circ$ $\mu=1$ (табл. Б.1 [2]);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки принимаемый 1,4;

* – определение нормативного значения снеговой нагрузки S_0 в формуле (4.2) представлено без учета коэффициента сноса снега и термического коэффициента.

Ветровая нагрузка на сооружение определяется по главе 11 СП 20.13330.2012 [2], её нормативное значение определяется как сумма средней и

пульсационной составляющих, для зданий и сооружений высотой менее 30 м пульсационную составляющую можно не учитывать.

Ветровая нагрузка на здание вызывает давление с наветренной стороны и отсос с заветренной. Направление активного давления и отсоса совпадают с направлением ветра. Расчетные погонные нагрузки (кН/м) на поперечные рамы зданий от активного давления w и отсоса w' могут быть вычислены по формулам:

$$\begin{aligned} w &= w_0 \cdot \gamma_f \cdot k(z_e) \cdot c_e \cdot B; \\ w' &= w_0 \cdot \gamma_f \cdot k(z_e) \cdot c_e \cdot B, \end{aligned} \quad \} \quad (4.3)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от района строительства по табл. 11.1 [2], районирование территории РФ по давлению ветра установлено в приложении Е, карта 3 [2];

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте в зависимости от типа местности, определяется по табл. 11.2 [2] (для проектируемого здания можно принимать $k(z_e) = 1$);

c_e – аэродинамические коэффициенты внешнего воздействия, учитывающие усилия, возникающие при обтекании ветром частей здания, определяемые в зависимости от конфигурации сооружения по приложению В [2]; для прямоугольных в плане зданий с наветренной стороны $c_e = 0,8$; с подветренной стороны $c_e = -0,5$ по табл. В.2 [2] (знак «минус» показывает направление ветрового воздействия и в формулу не подставляется).

γ_f – коэффициент надежности по ветровой нагрузке, принимаемый равным 1,4.

Схема ветровой нагрузки на раму показана на рис. 4.2, б. Направление ветра может быть как в одну, так и в другую сторону. При переходе от конструктивной схемы рамы к расчетной, ветровая нагрузка, действующая от низа ригеля

до ее верхней точки, заменяется сосредоточенной силой, и прикладывается к верхнему узлу расчетной схемы рамы.

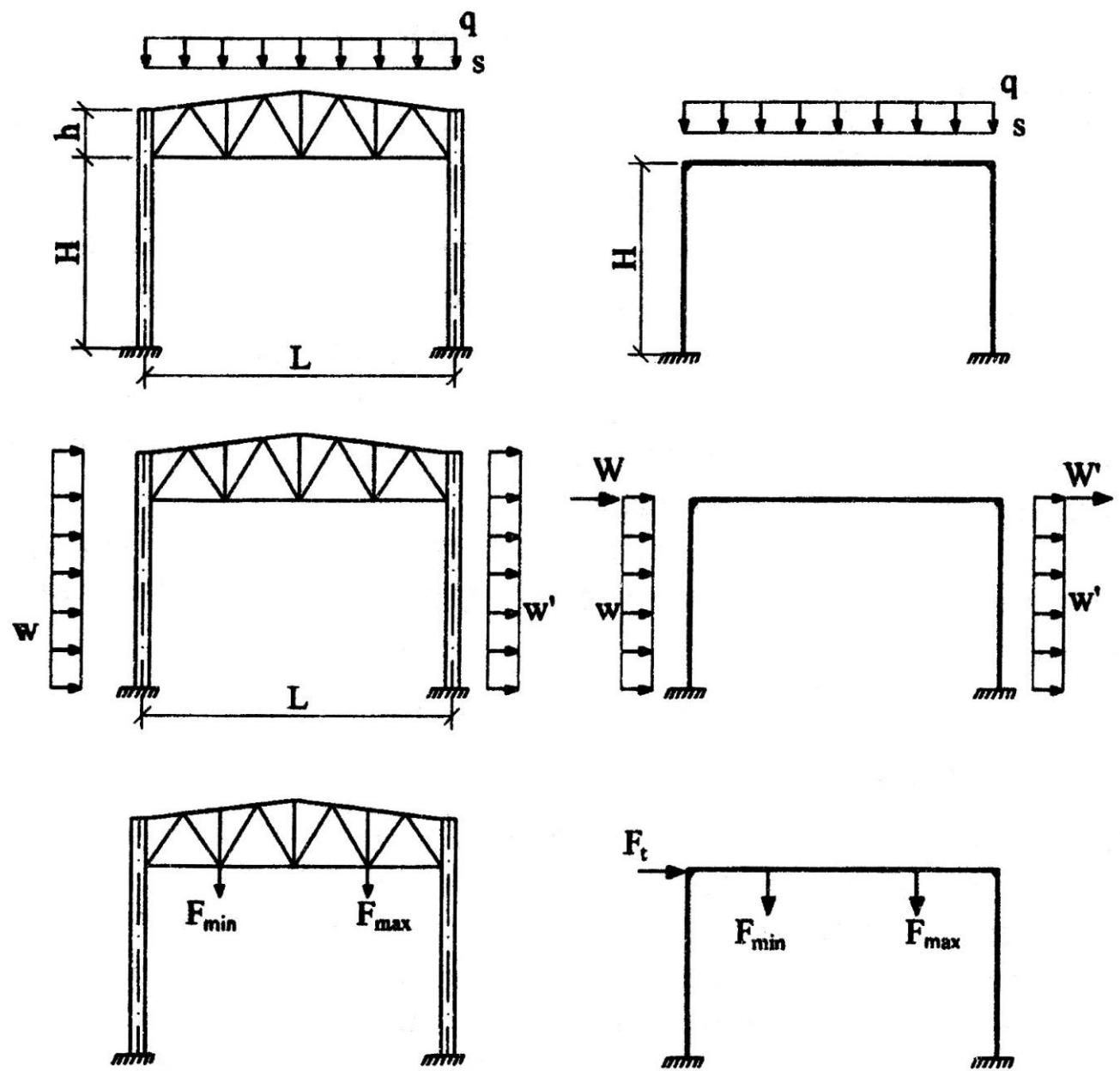


Рис.4.2 Конструктивные и расчетные схемы однопролетных рам при жестком сопряжении ригеля с колонной

Величина этой силы от активного давления W и от отсоса W' соответственно равна:

$$W = w \cdot h; \quad W' = w' \cdot h , \quad (4.4)$$

где h – высота ригеля (фермы).

Крановая нормативная вертикальная нагрузка задается для подвесных кранов в виде максимальной и минимальной величин ($F_{max,n}$ и $F_{min,n}$). Точки приложения этих сил, соответствующие местам прикрепления подкрановых балок, по которым движется подвесной кран легкого режима работы, указываются в п.4.2 и на рис.4.2.

Расчетная крановая нагрузка определяется:

$$\begin{aligned} F_{\max} &= F_{\max,n} \cdot \gamma_f; \\ F_{\min} &= F_{\min,n} \cdot \gamma_f, \end{aligned} \quad \} \quad (4.5)$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок.

Расчетную горизонтальную крановую нагрузку, учитываемую при расчете рам, приближенно вычисляют по формуле:

$$F_t = 0,05 \cdot F_{\max} . \quad (4.6)$$

В курсовом проекте расчет производят на основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных и кратковременных. Согласно главе 6 СП 20.13330.2011 [2] при расчете конструкций на основные сочетания, включающие постоянные и не менее двух кратковременных нагрузок, расчетные значения кратковременных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний $\psi_{t1} = 1$; $\psi_{t2} = 0,9$; $\psi_{t3} = 0,7$. В курсовом проекте для упрощения допускается принимать усредненное значение коэффициента сочетаний нагрузок $\psi_t = 0,9$.

4.5. Расчет поперечной рамы

Пространственная конструкция каркаса промышленного здания, воспринимающая и передающая на фундаменты все нагрузки и воздействия, при замене её расчётными схемами, расчленяется на плоские системы, поперечные рамы и продольные конструкции.

Поперечная рама является основной несущей конструкцией каркаса производственного здания.

При проектировании рамы необходимо выбрать расчетную схему, соответствующую конструктивной схеме, собрать нагрузки раздельно по видам (от собственного веса конструкции, снега, ветра и крана), выполнить статический расчет, выявить комбинации нагрузок, дающие наибольшие расчетные усилия.

4.5.1. Расчетная схема рамы

В проекте рассматривается стальной каркас производственного здания с подвесными кранами. Поперечная рама каркаса состоит из колонн постоянного по высоте сечения, жестко заделанных в фундаменте, и ригелей (стропильных ферм), жестко скрепленных с колоннами.

Конструктивную схему рамы приводят к расчетной, в которой все элементы изображаются осевыми линиями с идеализированными сопряжениями в узлах (рис.4.2). За геометрические оси колонн в расчетной схеме рамы принимают линии центров тяжести сечений колонн, закрепление (заделку) стержней колонн считают на уровне низа башмака, то есть

$$H = H_c + h_b, \quad (4.7)$$

где H_c – расстояние от отметки пола до нижнего пояса ригеля;

h_b – заглубление колонны (расстояние от отметки пола до низа базы колонны).

За геометрическую ось ригеля в рамках с жестким сопряжением его с колоннами принимают ось нижнего пояса фермы.

4.5.2. Статический расчет рамы

При статическом расчете поперечной рамы каркаса принимают некоторые допущения, упрощающие расчет, с условием, что это приведет к незначительному искажению результатов. При расчете рамы на горизонтальные нагрузки упругие деформации ригеля мало влияют на величины расчетных усилий, поэтому ригель считают абсолютно жестким $I_p = \infty$.

При расчете рамы на вертикальные нагрузки, непосредственно приложенные к ригелю, неучет упругих деформаций ригеля может привести к существенным ошибкам. В практических расчетах сквозной ригель условно заменяют сплошным эквивалентной жесткости.

При статическом расчете рамы на вертикальные нагрузки необходимо знать не абсолютные значения моментов инерции элементов рамы, а только их соотношение. Для поперечных рам, рассматриваемых в курсовом проекте, соотношение моментов инерции ригеля и колонн при жестком их сопряжении можно назначать в пределах 25...35. Это связано с тем, что отношение I_p/I_k незначительно влияет на перераспределение усилий в элементах рамы.

Раму следует рассчитывать на каждый вид нагрузки в отдельности. В курсовом проекте расчет рамы выполняют практическими методами, используя вспомогательные формулы, приведенные в приложении 1.

Для расчета рам с жестким соединением ригеля с колонной предварительно следует определить коэффициент:

$$k = \frac{I_p \cdot H}{I_k \cdot L}. \quad (4.8)$$

Величины изгибающих моментов M и продольных сил N находят обычными методами строительной механики. Усилия в расчетных сечениях рамы (сечения 1-1, 2-2, 3-3, 4-4) от каждого вида нагрузки удобно представить в табличной форме (табл.4.2).

Нагрузка от навесных стеновых панелей передается на стойки рамы в месте установки столиков для опирания панелей и вызывает только сжимающие продольные силы в стойках (изгибающими моментами, возникающими в раме вследствие опирания панелей с эксцентрикитетом по отношению к оси стойки, можно пренебречь ввиду их малости).

Продольные сжимающие усилия в расчетных сечениях колонны от веса стеновых панелей будут равны:

$$\begin{array}{ll} \text{сеч. 1-1, 2-2} & N_{\omega} = t \cdot \rho \cdot B \cdot (H_c + h_{on}), \\ \text{сеч. 3-3, 4-4} & N_{\omega} = t \cdot \rho \cdot B \cdot h_{on}. \end{array} \quad \} \quad (4.9)$$

Сжимающие усилия (в кН) в этих же сечениях от собственного веса колонны ориентировочно можно принять равными:

$$\begin{array}{ll} \text{сеч. 1-1, 2-2} & N_c = H_c + h_{on}, \\ \text{сеч. 3-3, 4-4} & N_c = h_{on}. \end{array} \quad \} \quad (4.10)$$

где t – толщина стеновой панели;

ρ – объемный вес ячеистого бетона (см. табл. 4.1);

h_{on} – высота фермы на опоре, в фермах с параллельными поясами $h_{on}=h$.

В формуле (4.10) H и h_{on} принимать в метрах.

4.5.3. Определение расчетных усилий в элементах рамы

Определив усилия в раме от каждой из расчетных нагрузок, нужно найти их наиболее неблагоприятное сочетание. Для расчета колонны необходимо знать, при каком сочетании нагрузок в расчетных сечениях рамы возникают: максимальный изгибающий момент и соответствующая ему продольная сила; максимальная продольная сила и соответствующий ей момент.

Для рам производственных зданий, рассматриваемых в курсовом проекте, достаточно учесть только следующие два основных сочетания нагрузок (первое в учебных целях):

1) совместное действие постоянной и одной кратковременной (ветровой) нагрузки;

2) совместное действие постоянной и всех трех временных нагрузок.

Подсчет производят в табличной форме:

Таблица 4.2

Расчетные усилия в колоннах рамы

Сочетание нагрузок	Сечения							
	1-1		2-2		3-3		4-4	
	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН
Постоянная + ветровая								
Постоянная +0,9(снеговая +ветровая +крановая)								

Для удобства составляют сводную таблицу расчетных усилий в характерных сечениях колонн рамы (табл. 4.3). Временные нагрузки (если их 2 и более) вводятся с учетом коэффициента сочетания нагрузок, который в РГР допускается принимать для всех временных нагрузок без учета степени их влияния $\psi=0,9$ (см.п. 4.3).

Таблица 4.3

Усилия в расчетных сечениях рамы от каждого вида нагрузки

Вид нагрузки		ψ	Сечения											
			1-1			2-2			3-3			4-4		
			M, кНм	N, кН	Q, кН	M, кНм	N, кН	Q, кН	M, кНм	N, кН	Q, кН	M, кНм	N, кН	Q, кН
(1)	(2)	(3)	(4)			(5)	(6)		(7)	(8)		(9)	(10)	
Постоянная	от веса шатра	1												
	от веса стендового ограждения и колонн													
Снеговая		1												
		0,9												
Ветровая $w + w' + W + W'$		1												
		0,9												
Крановая вертикальная		1												
		0,9												
Крановая горизонтальная (торможение слева направо)		1												
		0,9												

Примечания. Принятое правило знаков усилий:

1. Изгибающий момент принимается положительным, если он растягивает внутреннее волокно;
2. Продольная сила принимается положительной, если она вызывает растяжение стержня;
3. Поперечная сила принимается положительной, если она стремится повернуть элемент по часовой стрелке относительно рассматриваемого сечения.

4.6. Расчет внецентренно сжатой сплошной колонны

Расчетные усилия (M и N) для подбора сечения колонны были определены при расчете поперечной рамы и сведены в таблицу расчетных усилий (табл. 4.2). При принятых нагрузках и конструктивной схеме здания наиболее опасными являются комбинации усилий в следующих сечениях колонны:

- а) для стержня колонны – сечение 4-4 при действии постоянных и всех трех кратковременных нагрузок (последние с коэффициентом сочетания 0,9);
- б) для базы колонны – сечение 2-2 при действии тех же нагрузок, что и в случае а);

4.6.1. Расчетные длины колонны

Расчетную длину колонны с постоянным сечением в плоскости рамы можно определить по формуле:

$$l_x = \mu \cdot H , \quad (4.11)$$

где H – высота колонны от обреза фундамента до оси нижнего пояса ригеля;

μ – коэффициент, зависящий от типа закрепления концов колонны, соотношения моментов инерции и нагрузки.

При жестком сопряжении ригеля с колонной предполагается, что обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость, но поворота концов стоек не происходит. Расчетная длина колонны в этом случае равна $l_x=H$.

Расчетная длина колонны из плоскости рамы принимается равной расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания, т.е. $l_y=H$.

4.6.2. Подбор сечения стержня сплошной колонны

Практически подбор сечения сплошных колонн из листовой стали двутаврового сечения (см. рис.4.16) удобно вести в следующем порядке:

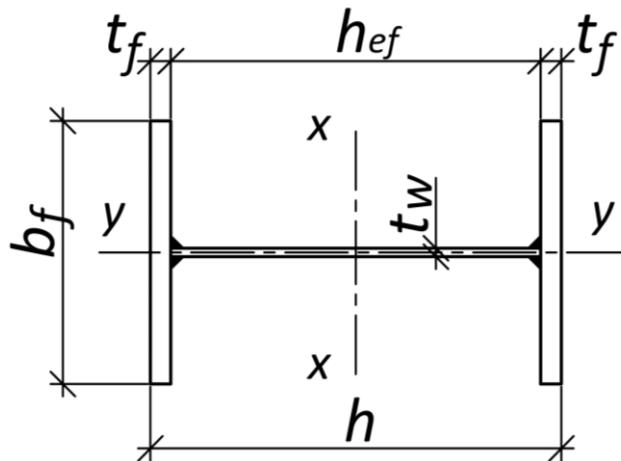


Рис. 4.3 Сечение сплошной составной колонны

- 1) Задаются гибкостью $\lambda_y = 50...80$, затем определяют условную гибкость $\bar{\lambda}_y$ и соответствующее значение коэффициента продольного изгиба φ_y .
- 2) Назначают габаритные размеры сечения колонны. Если привязка колонны $a_0=250$ мм, то в плоскости рамы размер колонны $h = 500$ мм (так принято в задании на проектирование).

Из плоскости рамы ориентировочно размер b_f может быть принят

$$b_f \approx \frac{l_y}{0,24 \cdot \lambda_y} \quad \text{или} \quad b_f = \left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{30} \right) H.$$

При этом необходимо выдержать условие $h > b_f$.

Из условия изготовления максимальное значение ширины пояса 450 мм.

Окончательно размеры h и b_f принимают с учетом конструктивных и производственных требований.

3) Определяют ориентировочную требуемую площадь сечения:

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y} \left(\frac{1}{\varphi_y} + \frac{e_x}{\rho} \right), \quad (4.12)$$

где $e_x = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет продольной силы;

$\rho \approx 0,45 \cdot h$ – ядровое расстояние;

R_y – здесь для листовой стали толщиной свыше 20 мм.

Далее, с учетом сортамента листовой стали (приложение 2) компонуется сечение.

Требуемую площадь сечения A_{cal} необходимо распределить наиболее эффективно, обеспечивая при этом местную устойчивость элементов сечения.

Местную устойчивость пояса обеспечивают, выдерживая отношение ширины пояса к его толщине b_f/t_f не более значений, определяемых по формуле:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq (0,72 + 0,2 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.13)$$

где $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость.

R_y – принимать по принятой толщине пояса.

Толщину стенки t_w назначают не менее 8 мм и так, чтобы отношение h_{ef}/t_w было в пределах 50...60.

Поясные листы должны быть приняты большей толщины, чем стенка ($t_f > t_w$), и $b_f \geq 180$ мм.

При назначении толщин элементов колонны необходимо соблюдать условие свариваемости 1:3.

4) Вычисляют геометрические характеристики сечения:

$$A = h_{ef} \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f;$$

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2; \quad (4.14)$$

$$I_y = \frac{t_f \cdot b_f^3}{6}; \quad W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h};$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}.$$

5) Проверяют устойчивость стержня колонны в плоскости действия момента (относительно оси x - x) в следующей последовательности:

а) определяют гибкость и условную гибкость стержня колонны в плоскости рамы:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \leq \lambda_u; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (4.15)$$

где λ_u – предельно допустимая гибкость по табл. 32 [1] или по табл. 4.5.

б) вычисляют приведенный относительный эксцентрикситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = \eta \cdot \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x}, \quad (4.16)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый для двутаврового симметричного сечения при $\bar{\lambda}_x \leq 5$ по табл. 4.4 или для типа 5 по табл. Д.2 [1] в зависимости от величины относительного эксцентрикситета

$$m_x = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x}$$

Таблица 4.4

Коэффициенты влияния формы сечения η

A_f / A_w	$0,1 \leq m_x \leq 5$
0,25	$(1,45 - 0,05 m_x) - 0,01(5 - m_x) \bar{\lambda}_x$
0,5	$(1,75 - 0,10 m_x) - 0,02(5 - m_x) \bar{\lambda}_x$
≥ 1	$(1,90 - 0,10 m_x) - 0,02(6 - m_x) \bar{\lambda}_x$

Примечание: в таблице $A_f = b_f \cdot t_f$; $A_w = h_{ef} \cdot t_w$.

в) проверяют устойчивость стержня по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (4.17)$$

где φ_e – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии, принимаемый для сплошностенчатых стержней по приложению 7 или по табл. Д.3 [1] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

6) Проверяют устойчивость стержня колонны из плоскости действия момента (относительно оси $y-y$) по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (4.18)$$

где φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по приложению 6 или по табл. Д.1 [1] в зависимости от условной гибкости в плоскости $y-y$:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} ;$$

$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}$ – коэффициент влияния момента на устойчивость внецентренно сжатого стержня;

α и β – из табл. 4.10 или табл. 21 [1].

Таблица 4.5

Значения коэффициентов α и β

α при		β при	
$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\bar{\lambda}_y \leq 3,14$	$\bar{\lambda}_y > 3,14$
0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
Примечание: φ_c – значение φ при $\bar{\lambda} = 3,14$.			

7) Местную устойчивость стенки колонны в курсовом проекте можно не проверять.

Стенки сплошных колонн при отношении $\frac{h_{ef}}{t_w} \geq 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ следует

укреплять парными поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \dots 3,0)h_{ef}$ одно от другого. Минимальные размеры продольных и поперечных ребер жесткости рассчитывают по формулам (3.27) и (3.28).

4.6.3. Соединение пояса со стенкой

Соединение осуществляется сварным швом по всей длине колонны и обеспечивает их совместную работу.

Шов угловой, двухсторонний, выполнен на заводе автоматической сваркой, положение шва – в лодочку. Сварочный материал назначаем по табл. Г.1 [1].

Расчетное сопротивление наплавленного металла шва R_{wf} по табл. Г.2 [1] в зависимости от сварочных материалов. Расчетное сопротивление металла по границе сплавления: $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$.

где R_{un} – нормативное сопротивление проката по пределу прочности табл. В.5 [1].

Катет шва назначим в диапазоне от минимального до максимального. Минимальный катет шва $(k_f)_{min}$ по табл. 38 [1]: для соединений таврового с двусторонними угловыми швами, автоматической сваркой:

Коэффициенты глубины проплавления β_f и β_z по табл. 39 [1].

Проверка прочности сварного шва определяется по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot I_f} &\leq R_{wf} \cdot \gamma_c, \\ \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot I_f} &\leq R_{wz} \cdot \gamma_c. \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

S_f и I_f – статический момент и момент инерции брута пояса относительно центральной оси х-х.

$$I_f = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2; \quad S_f = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right).$$

Q_{max} принимается из таблицы 4.2.

4.6.4. Конструирование и расчет оголовка и базы колонны

Конструкция оголовка колонны зависит от способа сопряжения ее со стропильной фермой.

При жестком сопряжении стропильная ферма крепится к колонне сбоку (см. рис. 4.47). Опорное давление с фермы передается на опорный столик, приваренный к полке колонны. Стенка сплошной колонны должна быть укреплена парными поперечными ребрами жесткости в местах расположения осей верхне-

го и нижнего поясов фермы. Ребра следует приварить к стенке сплошными швами с минимальным катетом, не доводя их на 40...50 мм до поясных швов с целью уменьшения сварочных напряжений.

База колонны (рис.4.4) включает в себя следующие конструктивные элементы: опорную плиту, траверсы и анкерные болты. Элементы базы колонны, следует рассчитывать на усилия M и N , возникающие в нижнем сечении колонны 2-2 при неблагоприятных сочетаниях нагрузок (табл. 4.2).

Для баз внецентренно сжатых колонн характерно неравномерное распределение давления на фундамент. Наибольшее и наименьшее напряжения в бетоне фундамента по краям плиты определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} ; \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} - \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} , \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

где B_{pl} и L_{pl} – ширина и длина опорной плиты.

При большом значении изгибающего момента эпюра напряжения меняет знак и возникающее растягивающее напряжение воспринимается анкерными болтами.

Конструирование и расчет базы колонны выполняется в следующей последовательности.

Задаются шириной опорной плиты $B_{pl}=b+(120...150)$ мм, где b – ширина полки сплошной колонны. Полученный размер округляют до 10 мм.

Определяют длину опорной плиты по формуле:

$$L_{pl} = \frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{bp}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{bp}} \right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot R_{bp}}} , \quad (4.21)$$

где R_{bp} – расчетное сопротивление бетона фундамента смятию; $R_{bp}=1,2R_b$ (R_b – приизменная прочность бетона, принимаемая для бетона класса класса В10 –

$R_b=6$ МПа, класса В12,5 – $R_b=7,5$ МПа; В15 – $R_b=8,5$ МПа,; класс бетона фундамента определяется в рамках расчета фундамента, в РГР рекомендуется принимать бетон класса В10 при покрытиях из профнастила по прогонам, класса В12,5 – при покрытиях из железобетонных плит 3х6 м, класса В15 – при покрытии из железобетонных плит 3х12 м).

Найденную по формуле (4.21) длину опорной плиты следует округлять до размера, кратного 10 мм, при этом $L_{pl} \geq 600$ мм.

Установив окончательно размеры опорной плиты, вычисляют фактические напряжения под плитой по формулам (4.20).

Плиту рассчитывают как пластинку, нагруженную снизу давлением фундамента и опертую на стержень колонны и элементы базы (траверсы). Траверсы разделяют опорную плиту на отдельные участки, каждый из которых работает как самостоятельная пластинка на изгиб независимо от соседних участков. В зависимости от конструкции базы плита может быть разбита на участки, опертые на четыре, три канта или консольные. Толщина опорной плиты назначается по наибольшему изгибающему моменту, действующему в пределах каждого участка.

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинах опертых на четыре или три канта, определяют по формулам:

при опирании на четыре канта

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma \cdot a^2 ; \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \quad (4.22)$$

при опирании на три канта

$$M_3 = \beta \cdot \sigma \cdot a_1^2 ,$$

где σ – давление рассматриваемого участка плиты, кН/см², принимаемое равным (несколько в запас) наибольшему значению напряжения в бетоне в пределах каждого участка (по масштабу с эпюры давления);

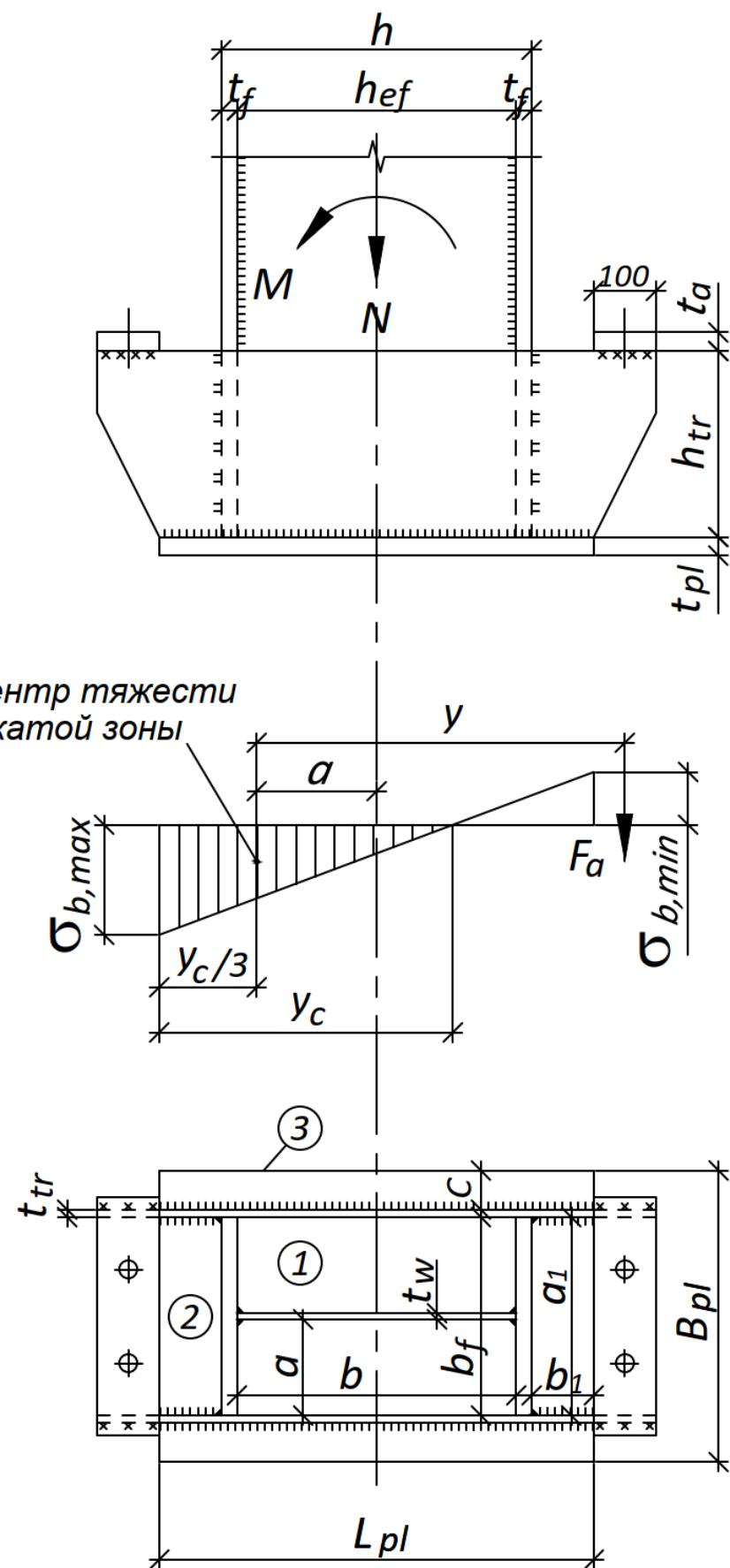


Рис. 4.4 К расчету базы внешнецентренно сжатой колонны

a – размер короткой стороны участка в см;

a_1 – размер свободной (незакрепленной) стороны участка в см;

α и β – коэффициенты, определяемые по табл. 3.10 и 3.11.

В таблицах обозначено: b – размер длинной стороны, b_1 – размер закрепленной стороны (рис. 4.4)

При отношении $b_1/a_1 < 0,5$ плита рассчитывается как консоль с вылетом $c=b_1$ по формуле (4.59).

Изгибающий момент на консольном участке плиты:

$$M_k = \frac{\sigma \cdot c^2}{2}. \quad (4.23)$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяют требуемую толщину плиты:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (4.24)$$

где γ_c – коэффициент условий работы для опорных плит из сталей с пределом текучести до 390 МПа и равный 1,2 при толщине до 40 мм, 1,15 при толщине 40 мм (табл.1 [1]).

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20...40 мм. Если по расчету будет получена большая толщина, можно увеличить габаритные размеры опорной плиты или уменьшить размеры участка, для которого получен наибольший изгибающий момент, с помощью установки дополнительных ребер жесткости, и произвести перерасчет.

Сечение и крепление траверсы рассчитывают по упрощенной балочной схеме. Максимальное усилие, передаваемое с каждой стороны стержня колонны на траверсы и воспринимаемое двумя угловыми фланговыми швами, в запас прочности определяют по формуле:

$$N_{tr} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h}, \quad (4.25)$$

где h – больший размер колонны.

Длину сварных швов определяем, задаваясь катетом шва $k_f \leq 8$ мм (сварка ручная).

$$l_w = \frac{N_{tr}}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}. \quad (4.26)$$

Необходимо выполнить условие $l_w \leq 60k_f$, при невыполнении его, увеличивают катет шва до $k_f \leq 1,2t_{tr}$.

Толщиной траверсы задаются $t_{tr}=10...12$ мм

Требуемая высота траверсы $h_{tr} = l_w + 10$ мм (округляют до 10 мм) при этом $h_{tr} \geq 300$ мм.

Затем производят проверку прочности траверсы по приведенным напряжениям.

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{tr}^2 + 3 \cdot \tau_{tr}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.27)$$

где R_y – для листовой стали толщиной до 20 мм.

Напряжения в формуле (3.63) равны

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{tr} &= \frac{6 \cdot M_{tr}}{t_{tr} \cdot h_{tr}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c; \\ \tau_{tr} &= \frac{Q_{tr}}{t_{tr} \cdot h_{tr}} \leq R_s \cdot \gamma_c, \end{aligned} \right\} \quad (4.28)$$

причем изгибающий момент и поперечная сила в консоли траверсы с длиной по

низу $l_{tr} = \frac{L_{pl} - h}{2}$ равны

$$\left. \begin{aligned} M_{tr} &= \frac{\sigma_{\max} \cdot B_{pl} \cdot l_{tr}^2}{4}; \\ Q_{tr} &= \frac{\sigma_{\max} \cdot B_{pl} \cdot l_{tr}}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (4.29)$$

Требуемую площадь анкерных болтов определяют упрощенным способом, исходя из предположения, что растягивающая сила F_a (см. рис. 4.4) полностью воспринимается анкерными болтами. При отсутствии в эпюре растянутой зоны (небольшом изгибающем моменте M) анкерные болты принимают конструктивно диаметром 20 мм.

Требуемая площадь сечения одного анкерного болта

$$A_{bn} = \frac{M - N \cdot a}{2 \cdot y \cdot R_{ba} \cdot \gamma_c}, \quad (4.30)$$

где R_{ba} – расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению. По табл. Г.7 [1] для марок болтов из стали Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2 при диаметрах 12, 16, 20 мм – $R_{ba} = 200$ МПа, при диаметрах 24, 30, 36 мм – $R_{ba} = 190$ МПа.

Геометрические размеры (по рис. 4.4) равны:

$$a = \frac{L_{pl}}{2} - \frac{y_c}{3}; \quad y = L_{pl} - \frac{y_c}{3} + 50 \text{мм}; \quad y_c = \frac{L_{pl} \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}},$$

(значения σ_{\max} и σ_{\min} определяют по (4.56) с принятыми размерами B_{pl} и L_{pl}).

Диаметр анкерного болта определяют по табл.4.8.

Анкерные плитки, расположенные на траверсах, через которые затягиваются болты, выполняются из листовой стали. Толщину анкерной плитки t_a следует подбирать из условия прочности, в расчетно-графической работе можно принять 30...40 мм.

4.7. Конструкции покрытий производственных зданий

В современных производственных зданиях применяют покрытия по прогонам и беспрогонные покрытия. Тип покрытия указывается в задании.

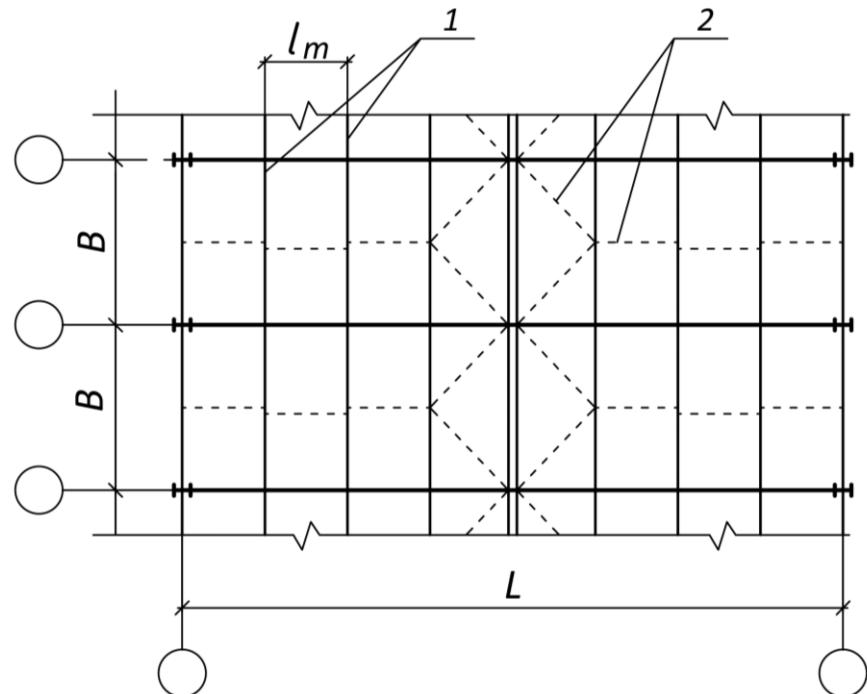
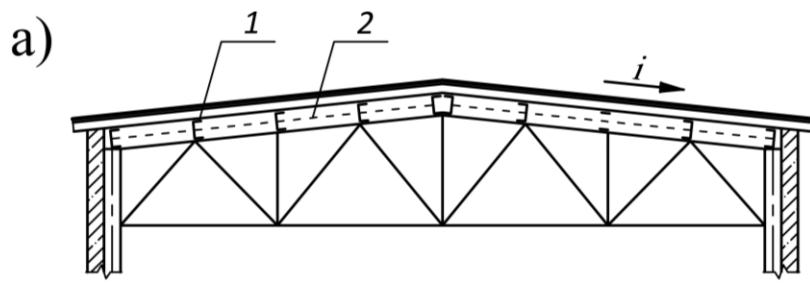
4.7.1. Покрытия по прогонам

Схема покрытия по прогонам показана на рис. 4.5. При таком конструктивном решении между стропильными фермами устанавливают прогоны, на которые укладывают кровлю. В качестве сплошных прогонов применяют прокатные или гнутые швеллеры (при пролетах 6 м), а при больших пролетах (12 м и более) – решетчатые прогоны. В курсовых проектах рассматривают покрытие по прогонам из прокатных швеллеров только при шаге рам (ферм) 6 м.

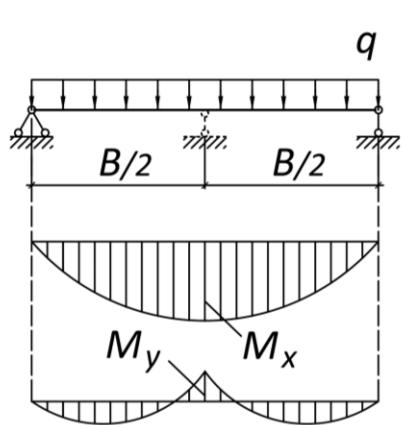
Кровельные покрытия бывают теплыми (в отапливаемых производственных помещениях) и холодными (в неотапливаемых зданиях – складах, вспомогательных помещениях).

Для теплых кровель производственных зданий особенно рационально применение стального профилированного настила (рис. 4.6), который изготавливают на высокопроизводительных профилегибочных станах из тонкого оцинкованного листа, доставляемого на специализированные заводы-изготовители в рулонах. В настоящее время отечественная промышленность выпускает для кровельных покрытий настилы высотой 40, 44, 57, 60 и 75 мм из листовой стали толщиной 0,7, 0,8 и 0,9 мм. Размер поперечного сечения профилированного настила зависит от нагрузки на покрытие. Ширина отдельных листов профилированного настила от 750 до 1000 мм, длина до 12 м.

Профилированный настил укладывают по прогонам, расположенным обычно в узлах стропильной фермы через 3 м. Листы настила крепят к прогонам самонарезающими болтами диаметром 5 или 6 мм, между собой листы соединяют вдоль длинной стороны специальными комбинированными заклепками или самонарезающими винтами. Оба вида соединений позволяют производить крепежные работы, находясь с одной стороны настила.



б)



в)

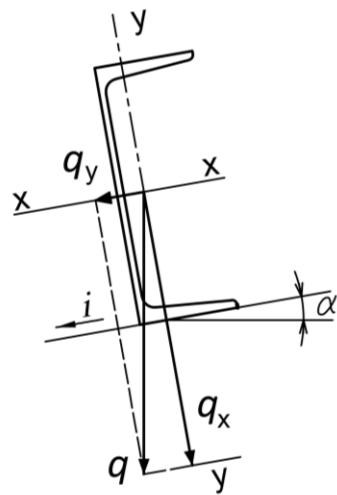


Рис. 4.5 Схема покрытия по прогонам:

а) – конструктивная схема; б) – расчетная схема;

в) – разложение нагрузки на составляющие;

1 – прогоны; 2 – тяжи

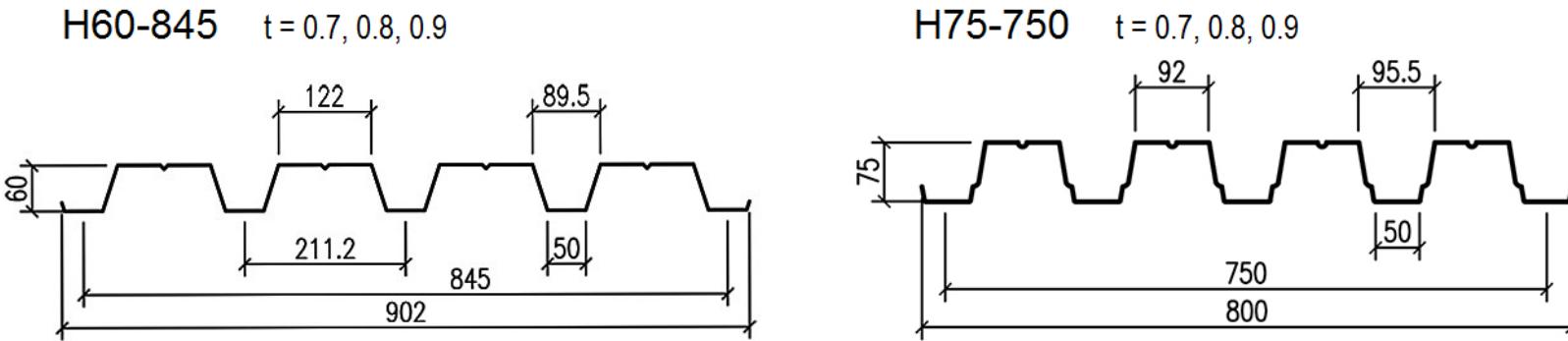


Рис. 4.6 Некоторые типы поперечных сечений стального профилированного настила

128

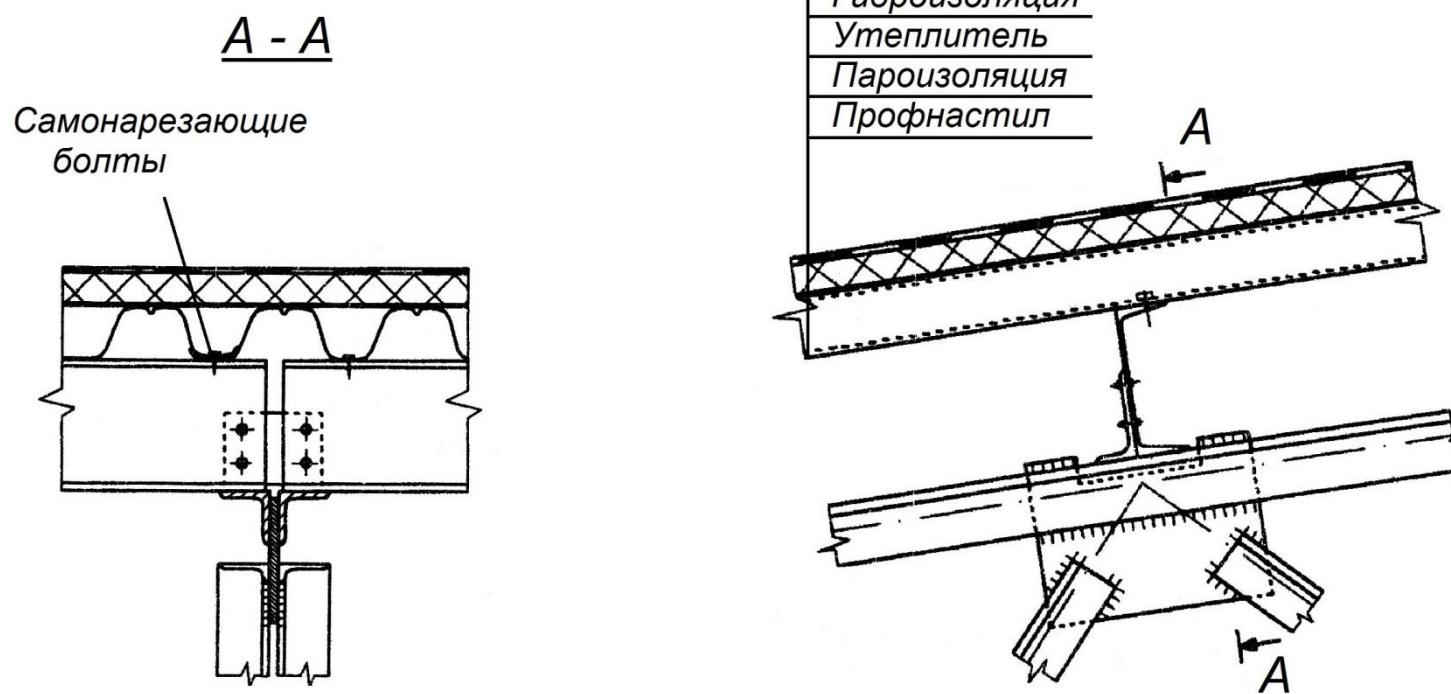


Рис. 4.7 Промежуточный узел фермы с покрытием из стального профилированного настила

Основное достоинство профилированного стального настила – малый собственный вес кровли. Это достигается в сочетании с применением эффективного легкого утеплителя (фенольный пенопласт, пенополиуретан, пенополистирол), имеющего объемную массу до $50 \text{ кг}/\text{м}^3$. Обычная толщина утеплителя – 10 см, что дает нормативную нагрузку на 1м^2 покрытия (вместе с рулонной гидроизоляцией и пароизоляцией) не более 0,2 кПа.

Промежуточный узел фермы с покрытием из стального профилированного настила по прогонам представлен на рис. 4.7.

4.7.2. Беспрогонное покрытие

Для беспрогонной теплой кровли применяют, как правило, крупнопанельные железобетонные плиты, непосредственно укладываемые на верхние пояса стропильных ферм. Размер таких плит 3x6 или 3x12 м (редко 1,5x6 или 1,5x12). Он зависит от расстояния между фермами (шага ферм). На рис. 4.8 показана схема беспрогонного покрытия.

Плиты имеют в углах закладные детали, которые привариваются к верхним поясам ферм. По железобетонным плитам укладывают утеплитель (пенобетон, шлакобетон и т.п.) толщиной не менее 20 см, выравнивающую асфальтовую или цементную стяжку и гидроизоляционный ковер (рис. 4.9).

Основной недостаток покрытия из крупнопанельных железобетонных плит – большой собственный вес (до 2,5 кПа), увеличивающий общий расход металла на несущие конструкции здания. При укладке железобетонных плит на поясные уголки стропильных ферм эти уголки при малой толщине полок усиливают накладками $t=12$ мм. Это необходимо, если толщина полок поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и менее 14 мм при шаге 12 м.

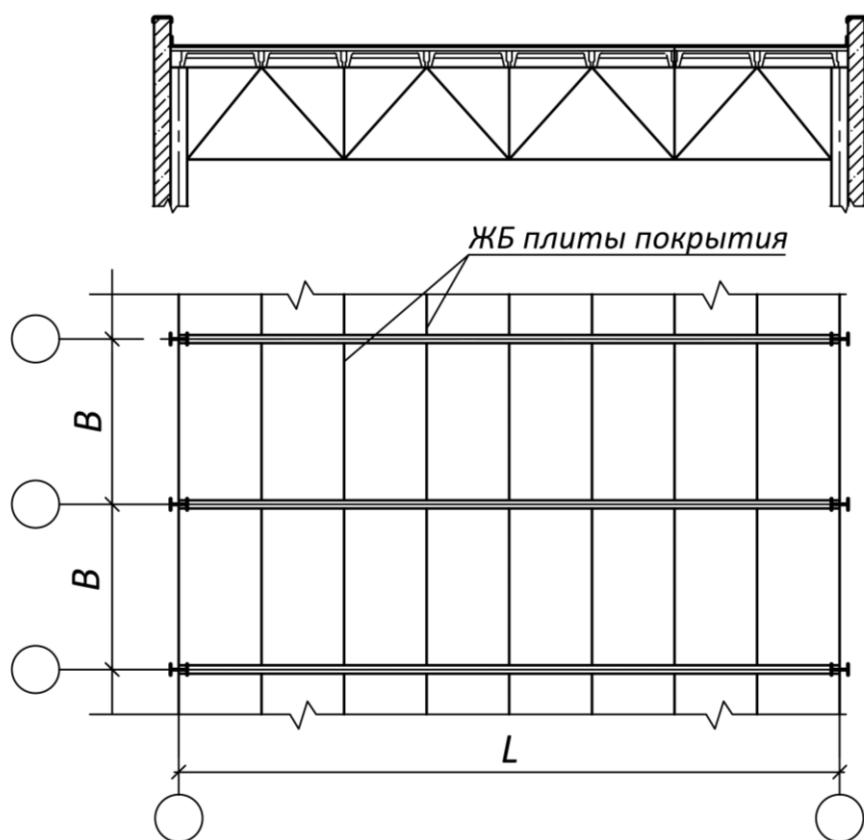


Рис. 4.8 Схема беспрогонного покрытия

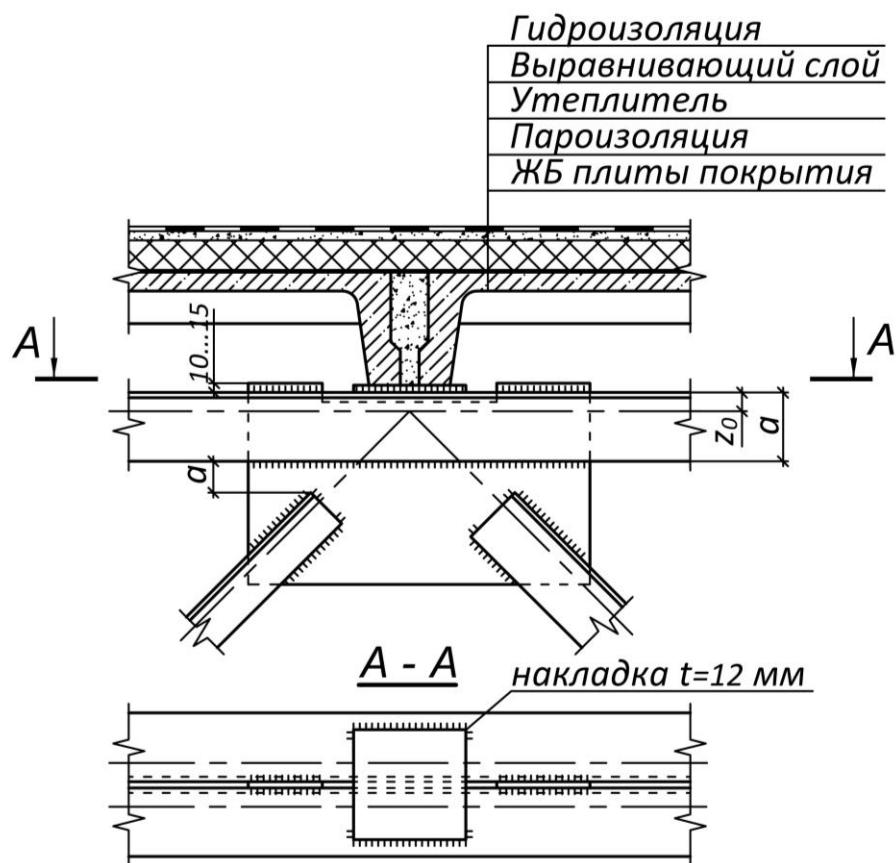


Рис. 4.9 Промежуточный узел фермы с покрытием из ЖБ плит

4.7.3. Расчет сплошного прогона

Прогоны, работающие на наклонном верхнем поясе, подвержены косому изгибу. Расчет их производят на нагрузку от веса кровли и снега. Этую погонную нагрузку раскладывают на составляющие по главным осям сечения прогона (см. рис. 4.5, в):

$$\left. \begin{array}{l} \text{нормально скату} \quad q_x = q \cdot \cos \alpha; \\ \text{вдоль ската} \quad q_y = q \cdot \sin \alpha. \end{array} \right\} \quad (4.31)$$

Погонную вертикальную нагрузку на прогон определяют по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \text{нормативную} \quad q_n = \left(\frac{g_0}{\cos \alpha} + S_0 \mu \right) \cdot l_m + g_{n1} \\ \quad ; \\ \text{расчетную} \quad q = \left(\frac{g}{\cos \alpha} + S \mu \right) \cdot l_m + g_1, \end{array} \right\} \quad (4.32)$$

где g_0 и g – нормативная и расчетная нагрузки в кПа от веса 1 м² кровли (вес паро-, тепло- и гидроизоляции и профилированного настила, табл.4.1);

S_0 и S – нормативная и расчетная нагрузки в кПа от веса снегового покрова, определяемые по формулам (4.2) без умножения на ширину грузовой площадки B ;

$\mu = 1,1$ – дополнительный коэффициент, вводимый при расчете прогонов покрытия и учитывающий локальную неравномерность снегоотложений;

α – угол наклона кровли к горизонту;

l_m – расстояние между прогонами в плане (в проекте $l_m=3$ м);

g_{n1} – нормативная погонная нагрузка от собственного веса прогона (ориентировочно принимается равной 0,18...0,25 кН/м);

$g_1=1,05 g_{n1}$ – расчетная погонная нагрузка от собственного веса прогона.

Из-за малой жесткости прогона относительно оси $y-y$ даже небольшой изгибающий момент вдоль ската M_y вызывает в нем большие напряжения и требует значительного увеличения сечения прогона. Для уменьшения неблагоприятного влияния скатных составляющих (нагрузки q_y) между прогонами в плоскости ската ставят тяжи (см. рис. 4.5, а). При крутых скатах кровли или при тяжелых нагрузках, а также при шаге ферм 12 м обычно ставят два тяжа, а при пологих скатах и шаге ферм 6 м – один.

Постановка тяжей превращает прогон в плоскости ската из однопролетной балки в двухпролетную неразрезную, что значительно уменьшает момент M_y от скатных составляющих q_y . В вертикальной плоскости прогон работает как однопролетная балка.

Таким образом, расчетные изгибающие моменты в прогоне могут быть определены по формулам (см. рис. 4.5, б):

$$M_x = \frac{q_x \cdot B^2}{8}; \quad M_y = \frac{q_y \cdot B^2}{32}. \quad (4.33)$$

Подбор сечения прогона, работающего на косой изгиб, производят, задаваясь соотношением моментов сопротивления: $W_x/W_y=k_w$.

Эта величина для прокатных швеллеров колеблется в пределах 7...9. В результате определяют требуемый момент сопротивления относительно оси наибольшей жесткости (ось $x-x$):

$$W_{cal} = \frac{M_x + k_w \cdot M_y}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.34)$$

где R_y – расчетное сопротивление для фасонной стали толщиной до 20 мм.

Подобранное сечение (приложение 4) проверяют на прочность по нормальному напряжениям по формуле:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (4.35)$$

Тяжи принимают конструктивно из круглой стали диаметром 18...22 мм.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости его наибольшей жесткости (относительно оси x - x) по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot q_{x,n} \cdot B^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u , \quad (4.36)$$

где $f_u = B/200$ – предельный прогиб для прогонов;

$q_{x,n} = q_n \cdot \cos \alpha$ – нормативная нагрузка относительно оси x - x (нормально скату).

В случае невыполнения условия прочности или прогиба необходимо увеличить сечение прогона и повторно сделать проверки.

Прокатные прогоны прикрепляют к фермам болтами нормальной точности с помощью уголковых коротышей, приваренных к поясу ферм (см. рис.4.7).

4.8. Расчет стропильной фермы

В рассматриваемых в РГР фермах, пролетом 24 и 30 м, геометрическая схема обеспечивает длину панели верхнего пояса в плане $l_m=3$ м, что соответствует ширине сборных железобетонных плит покрытия, опирающихся в узлах фермы. В этих же местах устанавливаются и прогоны.

Обычно фермы на заводе – изготовителе для удобства транспортировки разделяют на два отправочных элемента (марки), которые должны быть одинаковыми и взаимозаменяемыми. Объединение отправочных марок (укрупнение фермы) производят на строительной площадке.

Приступая к расчету стропильной фермы, необходимо с точностью до миллиметров определить геометрические длины всех ее элементов: поясов, раскосов и стоек.

4.8.1. Определение расчетных усилий в стержнях ферм

Нагрузка на стропильные фермы передается, как правило, в узлах фермы. Расчетные узловые силы на ферму от постоянной и временной нагрузок находят умножением соответствующих величин расчетных погонных нагрузок, найденных по формулам (4.1) и (4.2), на длину панели l_m в плане:

$$F_p = \frac{p}{\cos \alpha} \cdot l_m; \quad F_s = s \cdot l_m., \quad (4.37)$$

где p – постоянная расчетная равномерно распределенная нагрузка на ферму в кН/м;

s – сугревая расчетная равномерно распределенная нагрузка на ферму в кН/м;

α – угол наклона верхнего пояса трапециевидных ферм к горизонту;

$$l_m = 3 \text{ м.}$$

В покрытии по прогонам с профилированным стальным настилом, которые в курсовом проекте применяют только для трапециевидных ферм, нагрузка p складывается из массы гидроизоляции, утеплителя, пароизоляции, настила (толщину листа принимать $t=0,8$ мм при сугревой нагрузке $S_g \leq 1,8$ кПа, $t=0,9$ мм при $S_g > 1,8$ кПа), стропильных ферм, связей и прогонов (табл. 4.1).

Для беспрогонных покрытий нагрузка складывается из массы защитного слоя (только для малоуклонных кровель), гидроизоляции, стяжки, утеплителя, пароизоляции, железобетонных плит, стропильных ферм и связей (табл. 4.1).

Полная узловая нагрузка определяется:

$$F_y = F_p + F_s. \quad (4.38)$$

Усилия в стержнях фермы можно определить аналитическим способом (методом вырезания узлов), графическим способом (построением диаграммы Максвелла-Кремоны) и с помощью современных программных комплексах.

В расчетно-графической работе определять усилия в стержнях следует графическим способом. В некоторых фермах расчетными усилиями в средних раскосах могут оказаться суммарные усилия от постоянной нагрузки, распределенной по всей ферме, и снеговой нагрузки, расположенной на одной половине фермы. Для того, чтобы не строить двух диаграмм усилий (от постоянной нагрузки и снеговой, расположенной на левой или на правой половине фермы), следует определить усилия во всех стержнях фермы от единичных узловых нагрузок F_1 , расположенных, например, на левой половине фермы. Так как проектируемые фермы симметричны относительно своей середины, то усилие в любом стержне фермы от нагрузки, расположенной на правой половине фермы, равно по величине и знаку усилию в симметрично расположенному стержне при загружении левой половины фермы. Зная усилия в стержнях фермы от единичной односторонней нагрузки слева, можно без построения новой диаграммы определить усилия в тех же стержнях фермы от единичной односторонней нагрузки справа.

Для того, чтобы найти усилия в любом стержне от нагрузки, приложенной по всей длине фермы, достаточно сложить усилия в этом стержне, найденные от нагрузок, расположенных на левой и правой половинах фермы.

Крановую нагрузку,ложенную в указанных в задании узлах нижнего пояса, определяют по формуле:

$$F_k = \frac{F_{\max} + F_{\min}}{2}, \quad (4.39)$$

где F_{\max} и F_{\min} – максимальная и минимальная расчетные крановые вертикальные нагрузки.

Для определения усилий в стержнях фермы от крановых нагрузок следует построить еще одну диаграмму Максвелла-Кремоны, прикладывая в двух узлах по единичному усилию F_{k1} .

Действительные усилия в стержнях фермы от постоянной нагрузки, расположенной равномерно по всему пролету, получают путем умножения суммар-

ного усилия от единичных нагрузок на фактическую величину узловой постоянной нагрузки F_p .

Действительные усилия от снеговой нагрузки, которая может быть расположена на левой, правой половинах фермы или по всему пролету, определяют путем умножения соответствующих единичных усилий на фактическую величину временной нагрузки F_s .

Усилия от единичных крановых нагрузок умножают на величину F_k .

При определении расчетного усилия в стержне усилие от постоянной нагрузки складывают с наибольшим усилием в этом стержне от кратковременных снеговой и крановой нагрузок или от одной из них, если такое загружение дает худший вариант усилий в стержне (здесь следует иметь в виду то обстоятельство, что даже минимальное сжимающее усилие часто требует большего сечения стержня по сравнению с растягивающим усилием). Если учитывают обе временные нагрузки, усилия от них умножают на коэффициент сочетаний $\psi=0,9$.

Определение расчетных усилий в стержнях фермы ведут в табличной форме (табл. 4.4) на одну половину фермы.

Порядок построения диаграммы Максвелла-Кремоны.

1. Диаграмма от действия постоянных и снеговых нагрузок

1.1 Строим схему фермы в осях, строго соблюдая размеры (если построение выполняется на мм, то в М1:100). Диаграмма строится от единичной нагрузки $F_1=1$ кН, расположенной с одной стороны ската.

1.2 Показываем на схеме фермы приложение единичной нагрузки (внешних усилий) в узлах фермы, как показано на рис.4.10.

1.3 Определяем и показываем опорные реакции (для представленной схемы загружения показано на рис.4.10).

137

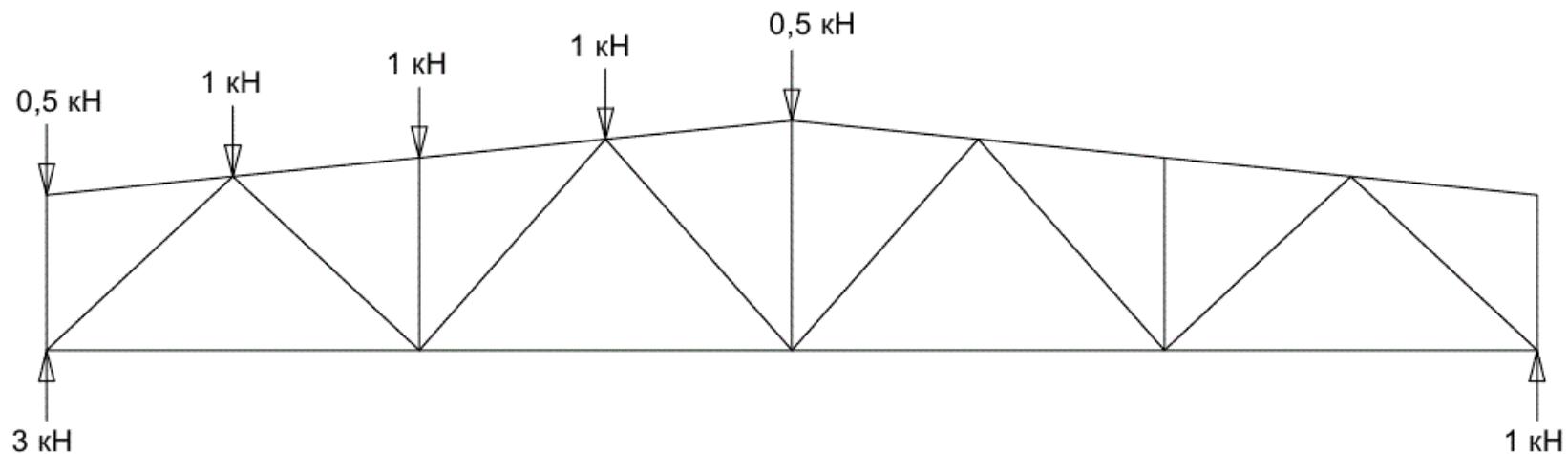


Рис. 4.10

1.4 Обозначаем цифрами и буквами области (или поля) всех внешних и внутренних усилий.

Областью фермы называется часть плоскости, в которой лежит ферма, ограниченная линиями действия сил.

Область называется внешней, если она ограничена линиями действия внешних сил (узловые нагрузки и опорные реакции). Область называется внутренней, если она ограничена линиями действия внутренних сил (усилиями в стержнях, которые мы ищем).

Выбираем направление обхода фермы по ходу часовой стрелки. Внешние области обозначаем цифрами, внутренние – буквами.

Таким образом, получим (рис. 4.11):

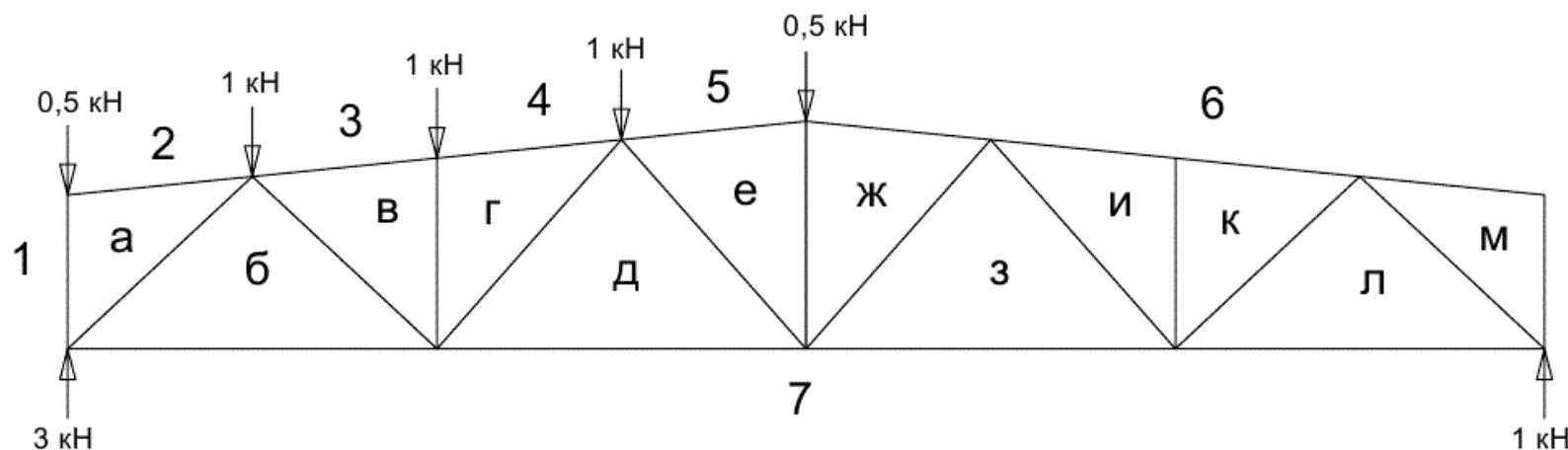


Рис. 4.11

1.5 Построение диаграммы начинается с построения, так называемого, опорного многоугольника всех внешних сил (в нашем случае выглядит как прямая), являющегося замкнутым (ферма находится в равновесии). Векторы сил откладываются от выбранной произвольной точки только в том порядке, в каком они встречаются при обходе контура фермы (идем по ходу часовой стрелки). Построение осуществляется в некотором выбранном масштабе сил. Если диаграмма строится на мм вручную, то масштаб в 10мм : 0,5 кН, для AutoCAD масштаб на рисунке 4.15.

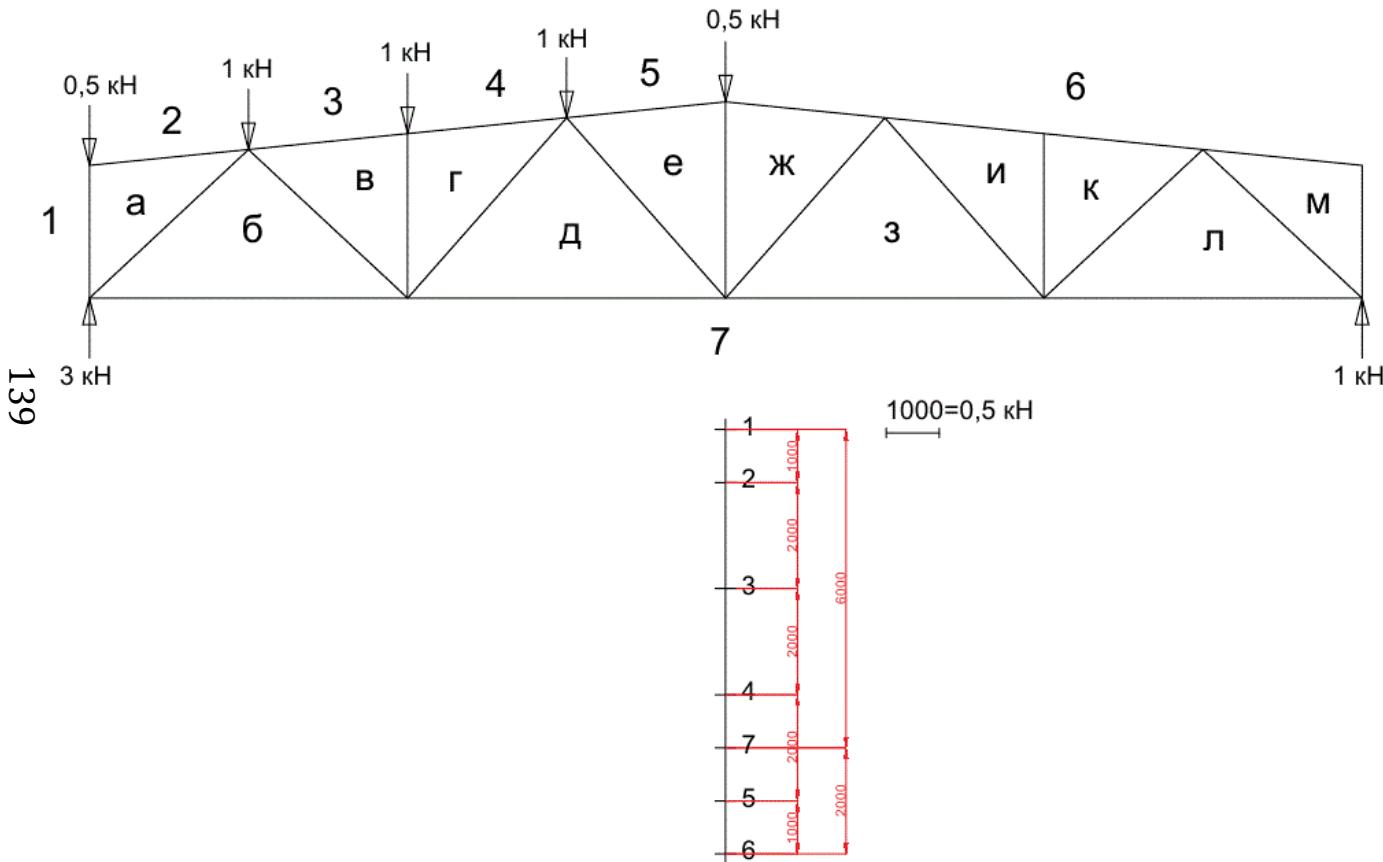


Рис. 4.15

Итак, на прямой ставим точку 1 и от неё откладываем вниз ↓ 0,5кН в выбранном масштабе (вектор 1-2), получаем точку 2; далее вниз ↓ 1кН (вектор 2-3), точка 3; далее ↓ 1кН (вектор 3-4), точка 4; далее ↓ 1кН (вектор 4-5), точка 5; далее ↓ 0,5кН (вектор 5-6), точка 6; далее вверх ↑ 1кН (вектор 6-7), точка 7; от точки 7 ↑ 3кН (вектор 7-1), приходим в точку 1, «многоугольник» замкнулся.
На рисунке размеры (красным) показаны для объяснения.

1.6 Строим многоугольники внутренних сил, стороны которых параллельны соответствующим стержням фермы (рис. 4.16), причем обход узлов выполняют с таким расчетом, чтобы в узле было не более двух неизвестных усилий (в узле **1-a-2** два неизвестных усилия **1-a** и **2-a**, с него и начинаем построение).

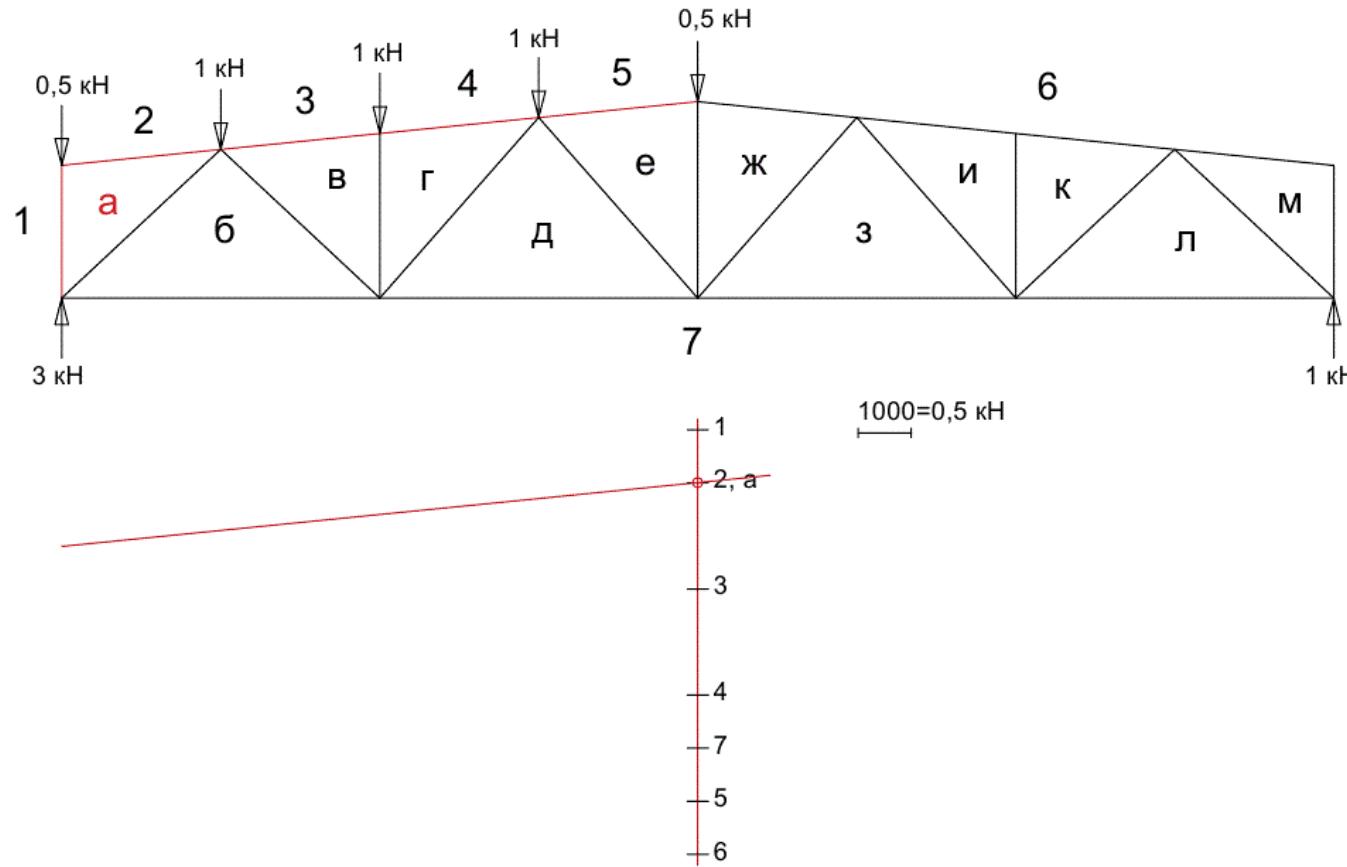


Рис. 4.16

Ищем расположение точки **a**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы, входящим в узел **1-a-2**, а именно **1-a** и **2-a**. Из точки 1 проведем прямую, параллельную **1-a**, из точки 2 проведем прямую, параллельную **2-a**, на пересечении получаем точку **a**. В данном случае она совпала с точкой **2**, это означает, что усилие в стержне **2-a** равно нулю.

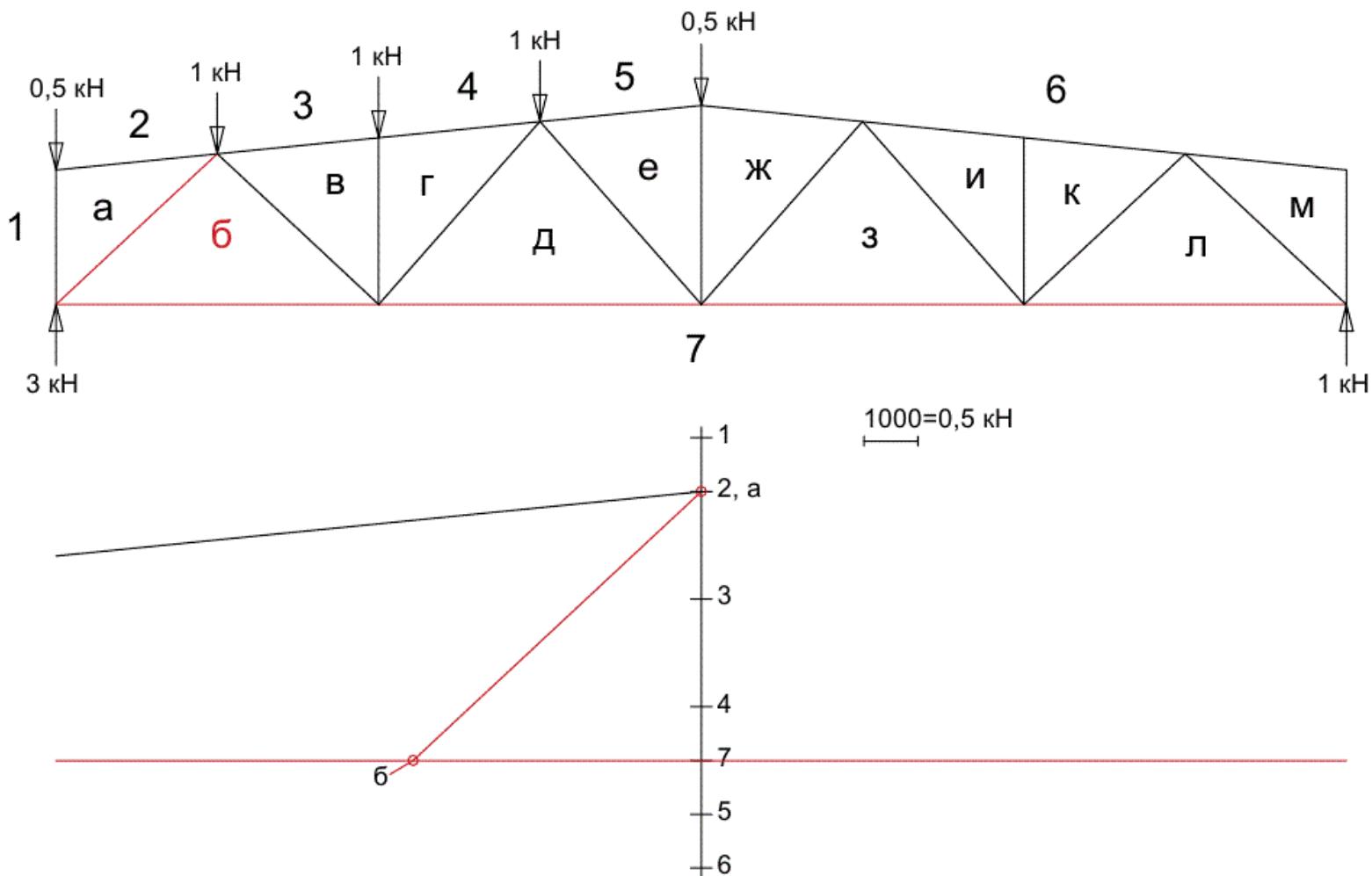


Рис. 4.17

Ищем расположение точки **б**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы **а-б** и **б-7**. Из точки **а** проведем прямую, параллельную **а-б**, из точки **7** проведем прямую, параллельную **б-7**, на пересечении получаем точку **б**.

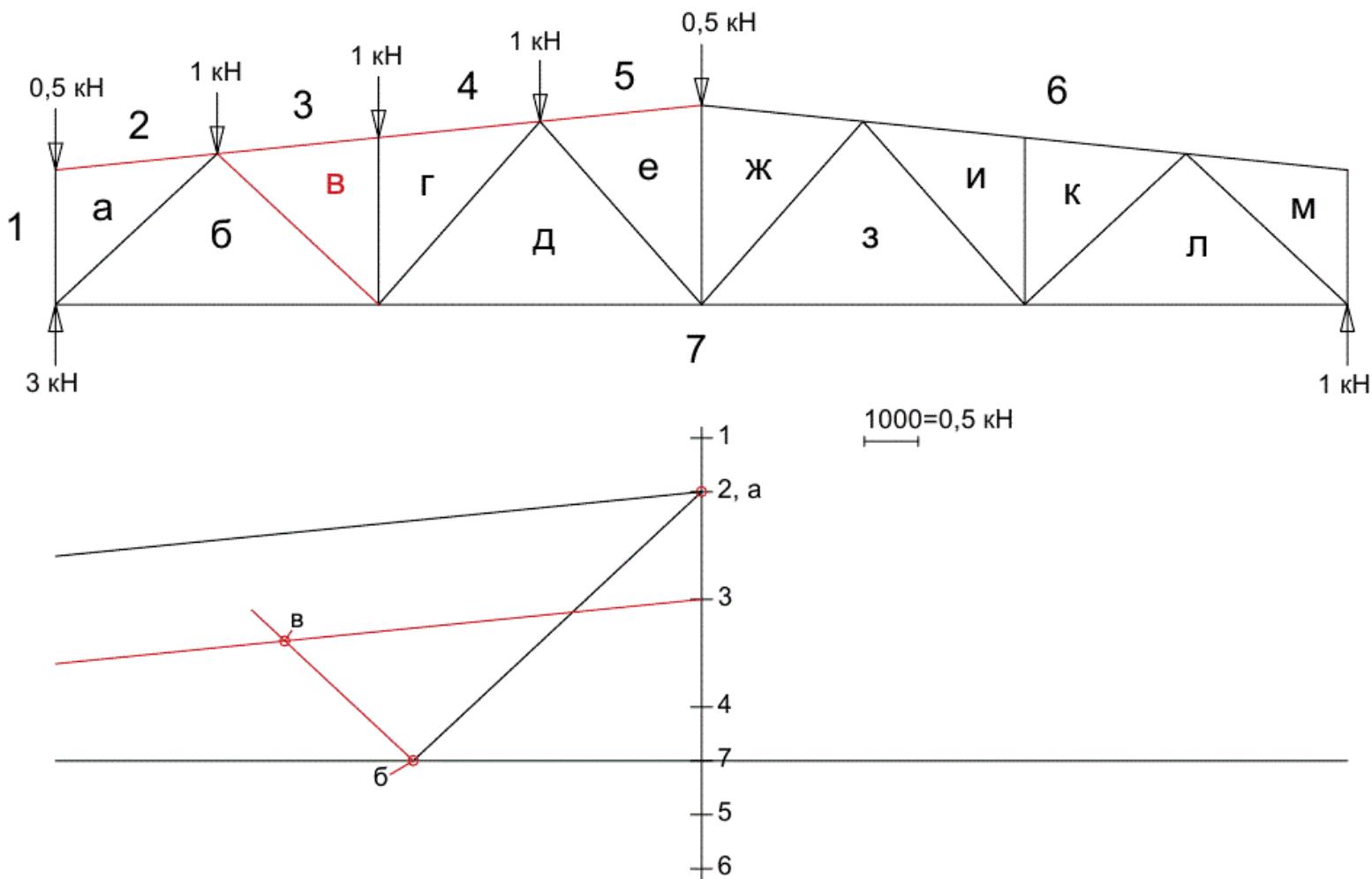


Рис. 4.18

Ищем расположение точки **в**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы **б-в** и **з-в**. Из точки **б** проведем прямую, параллельную **б-в**, из точки **з** проведем прямую, параллельную **з-в**, на пересечении получаем точку **в**.

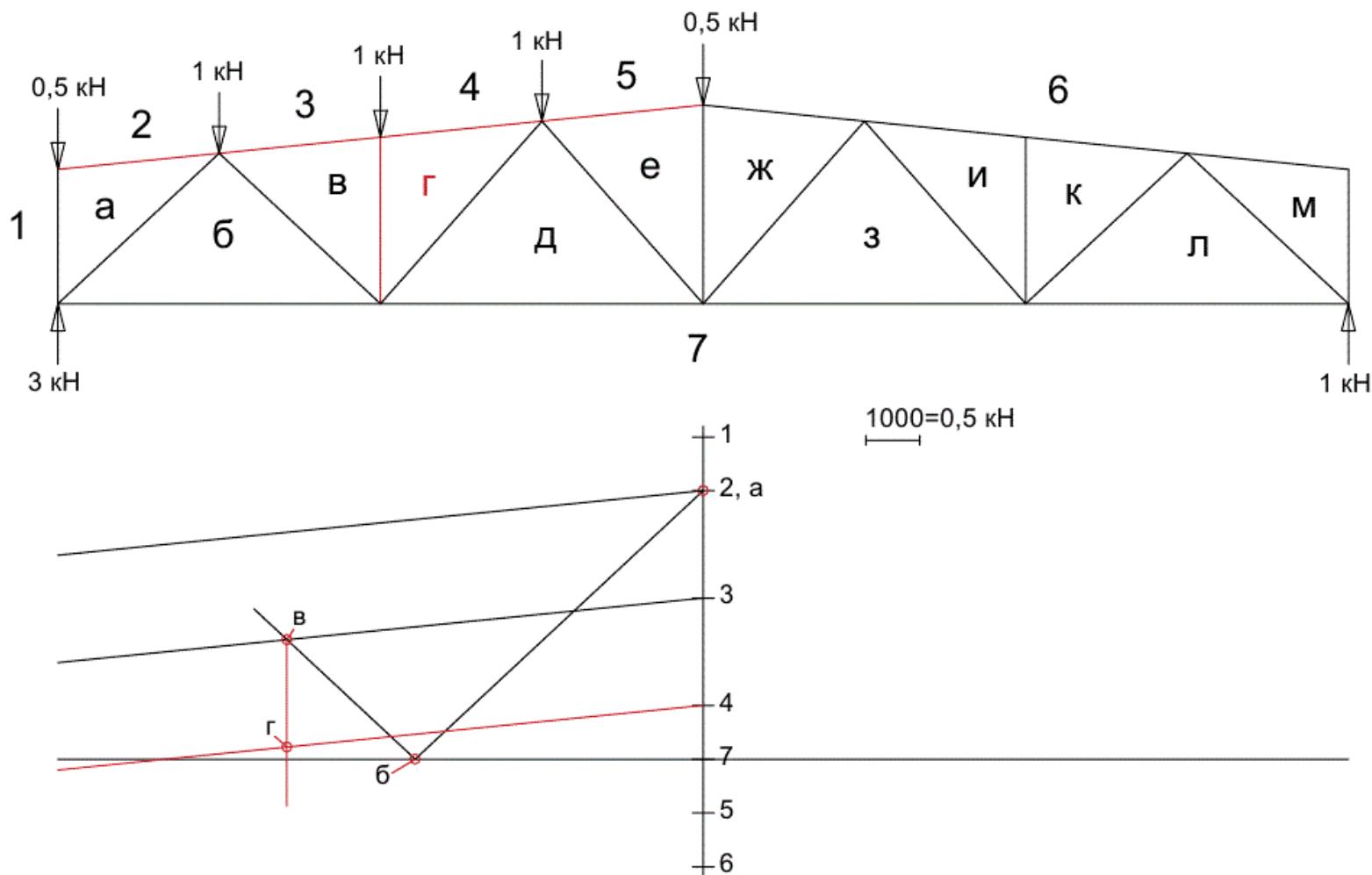


Рис. 4.19

Ищем расположение точки Г, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы в-г и 4-г. Из точки в проведем прямую, параллельную в-г, из точки 4 проведем прямую, параллельную 4-г, на пересечении получаем точку Г.

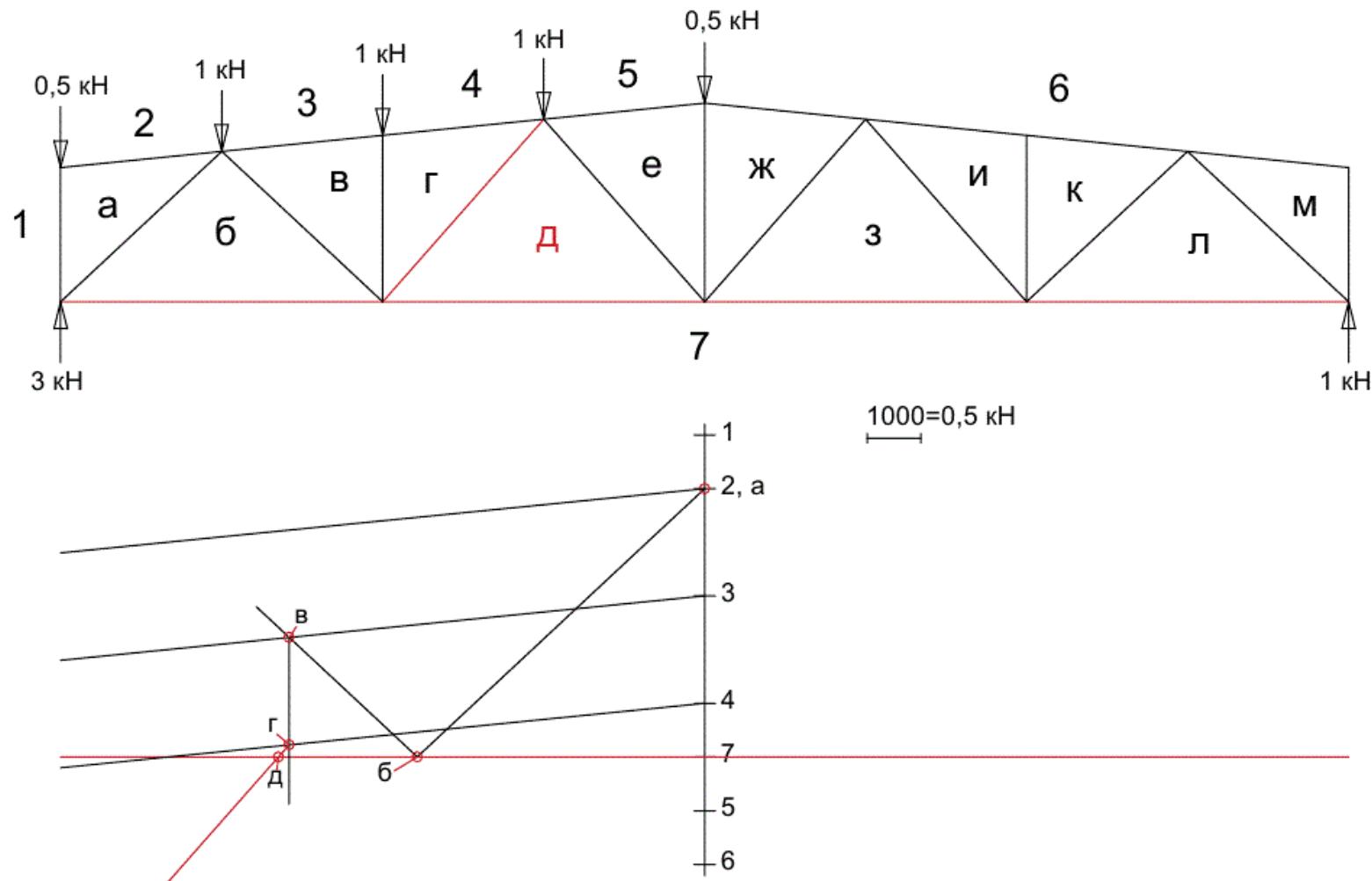


Рис. 4.20

Ищем расположение точки **д**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы г-д и 7-д. Из точки **г** проведем прямую, параллельную г-д, из точки **7** проведем прямую, параллельную 7-д, на пересечении получаем точку **д**.

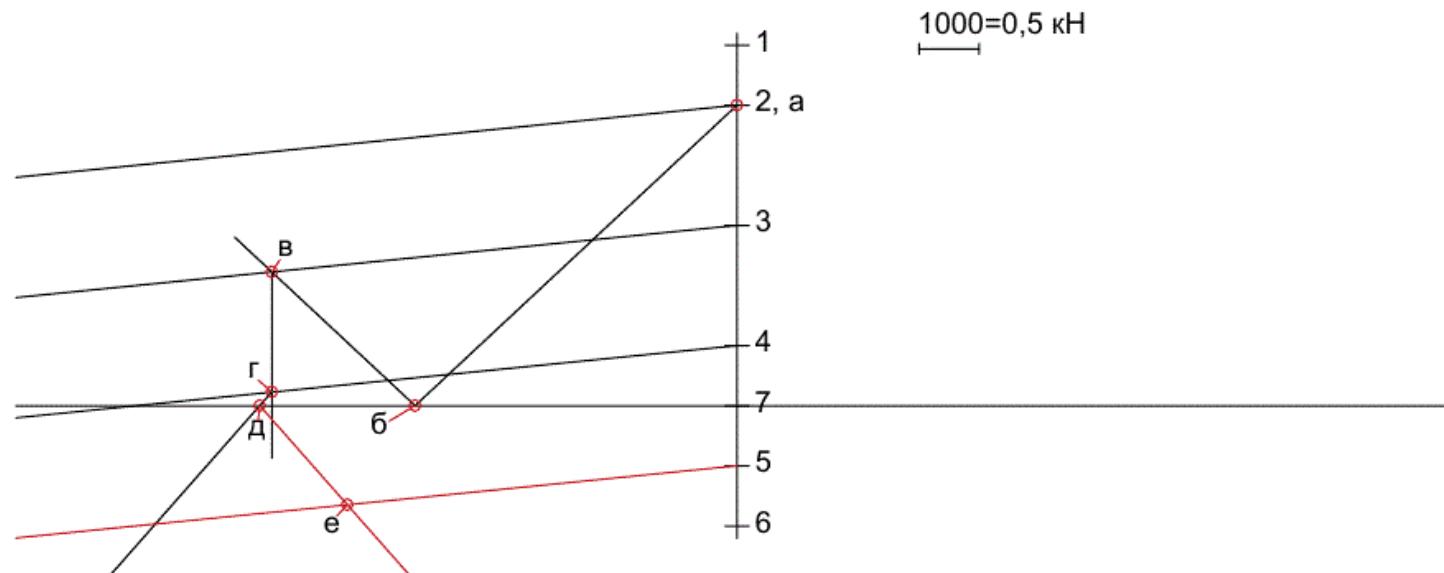
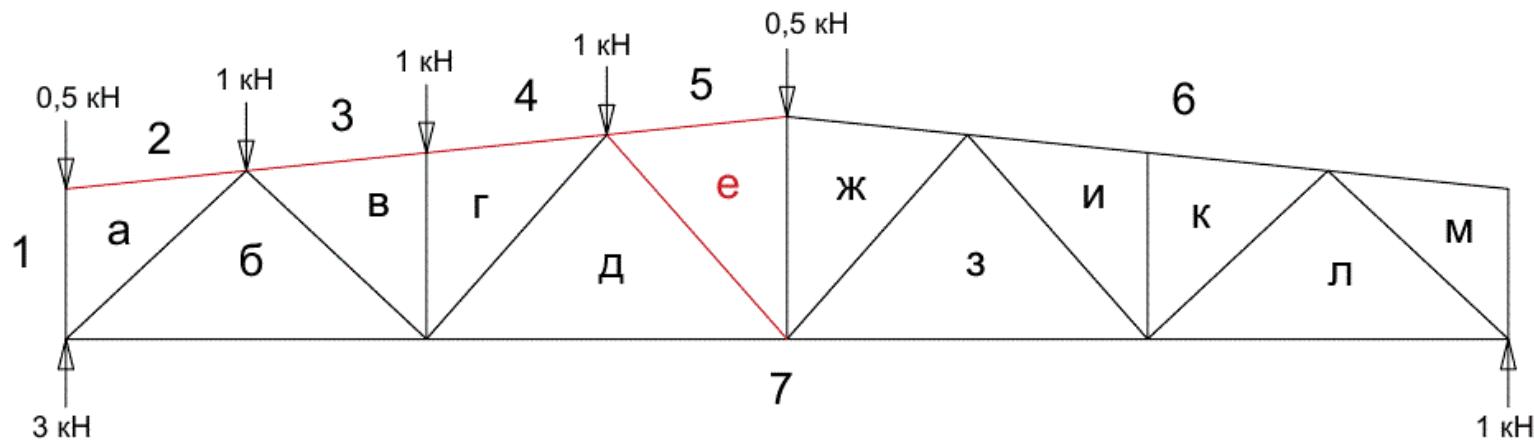


Рис. 4.21

Ищем расположение точки **е**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы **д-е** и **5-е**. Из точки **д** проведем прямую, параллельную **д-е**, из точки **5** проведем прямую, параллельную **5-е**, на пересечении получаем точку **е**.

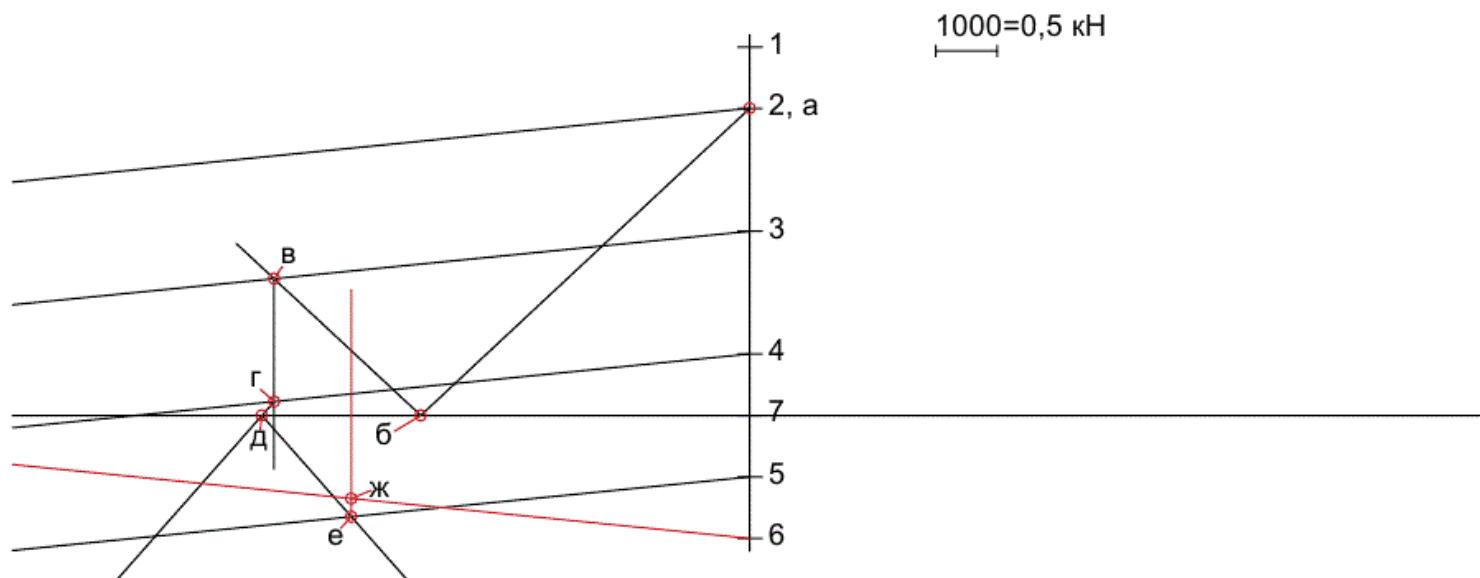
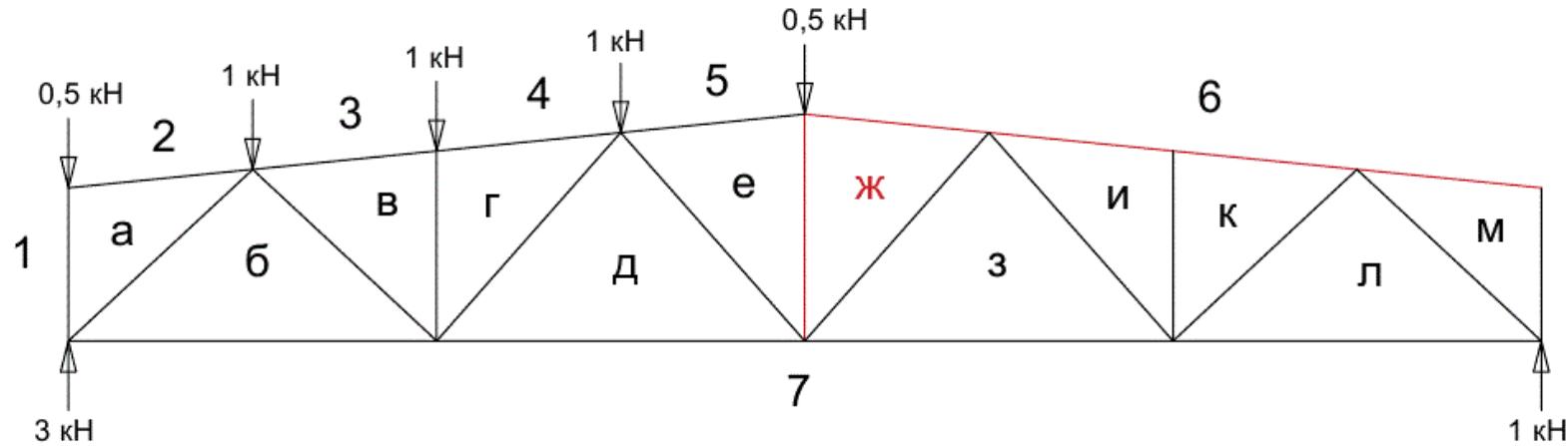


Рис. 4.22

Ищем расположение точки ж, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы е-ж и б-ж.

Из точки е проведем прямую, параллельную е-ж, из точки б проведем прямую, параллельную б-ж, на пересечении получаем точку ж.

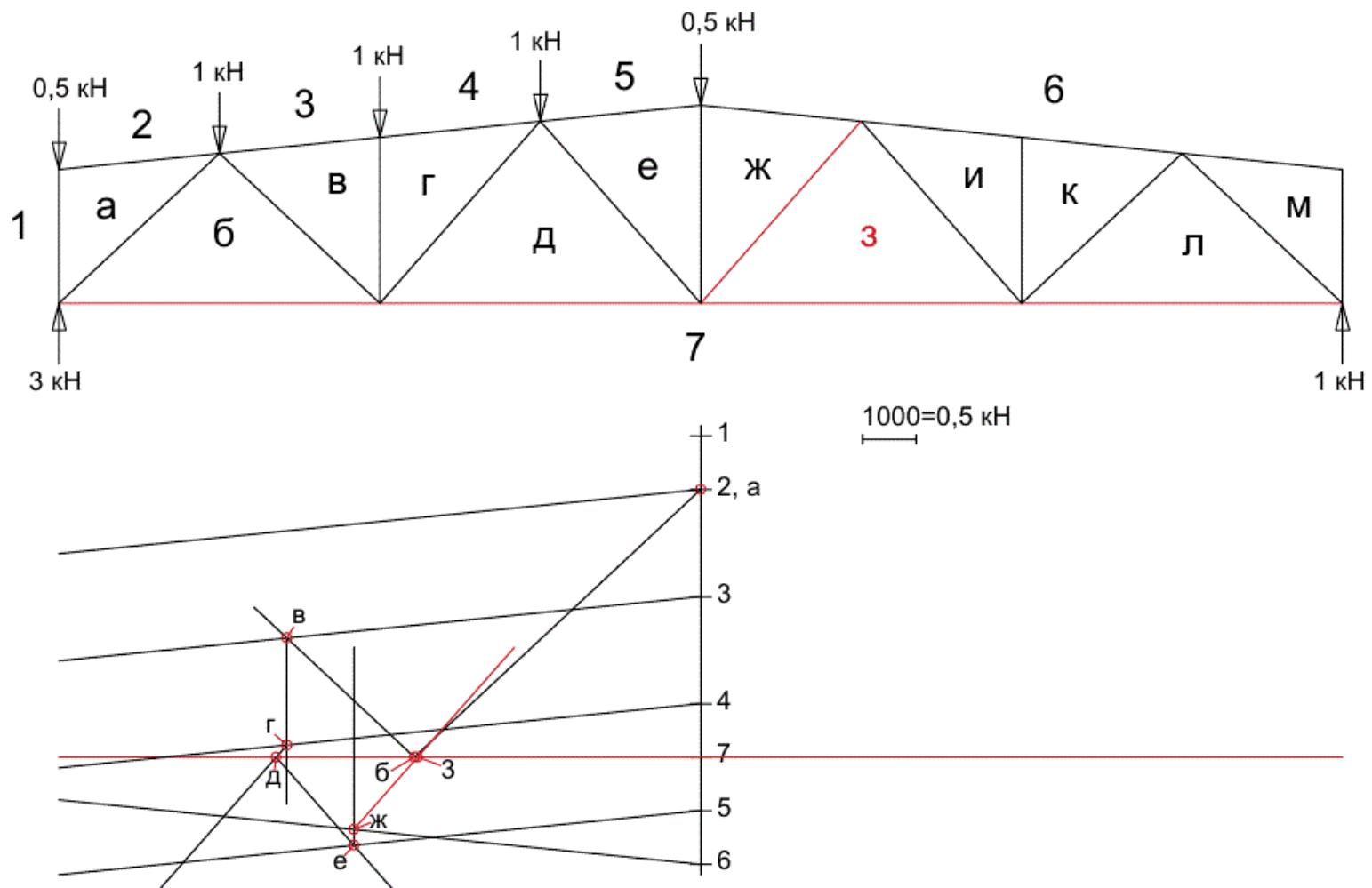


Рис. 4.23

Ищем расположение точки 3, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы ж-з и 7-з. Из точки ж проведем прямую, параллельную ж-з, из точки 7 проведем прямую, параллельную 7-з, на пересечении получаем точку 3.

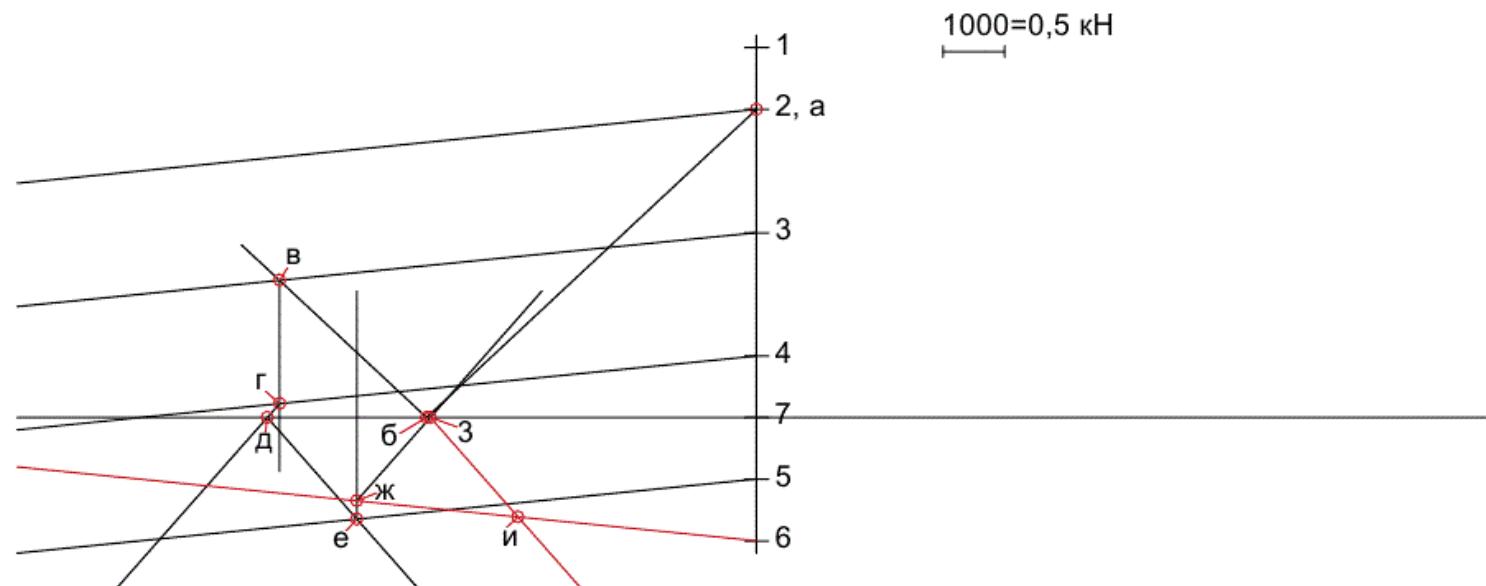
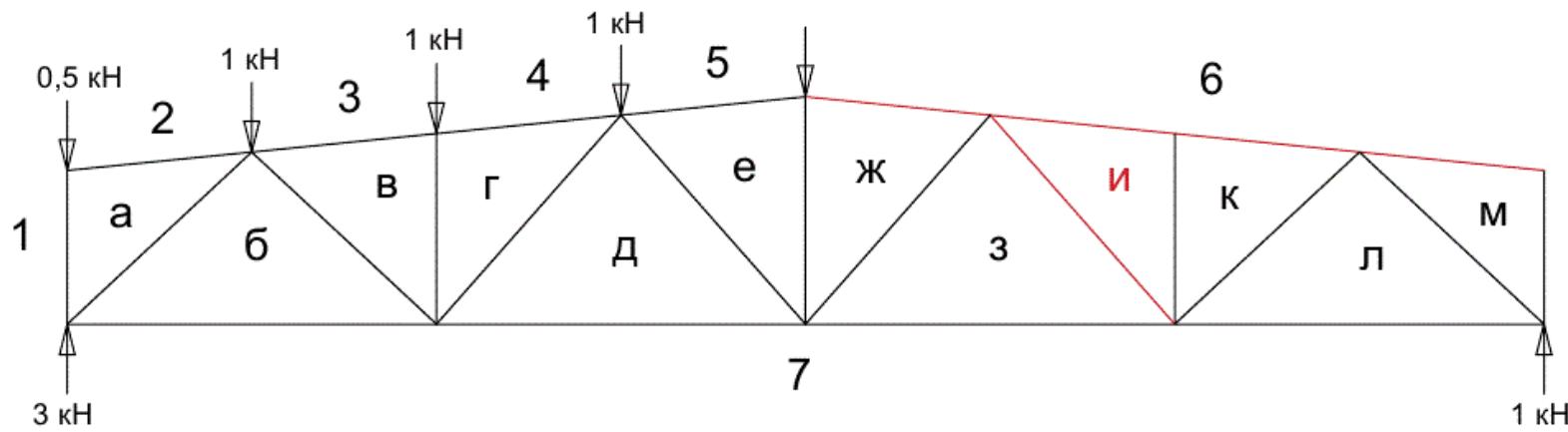


Рис. 4.24

Ищем расположение точки и, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы з-и и 6-и. Из точки з проведем прямую, параллельную з-и, из точки 6 проведем прямую, параллельную 6-и, на пересечении получаем точку и.

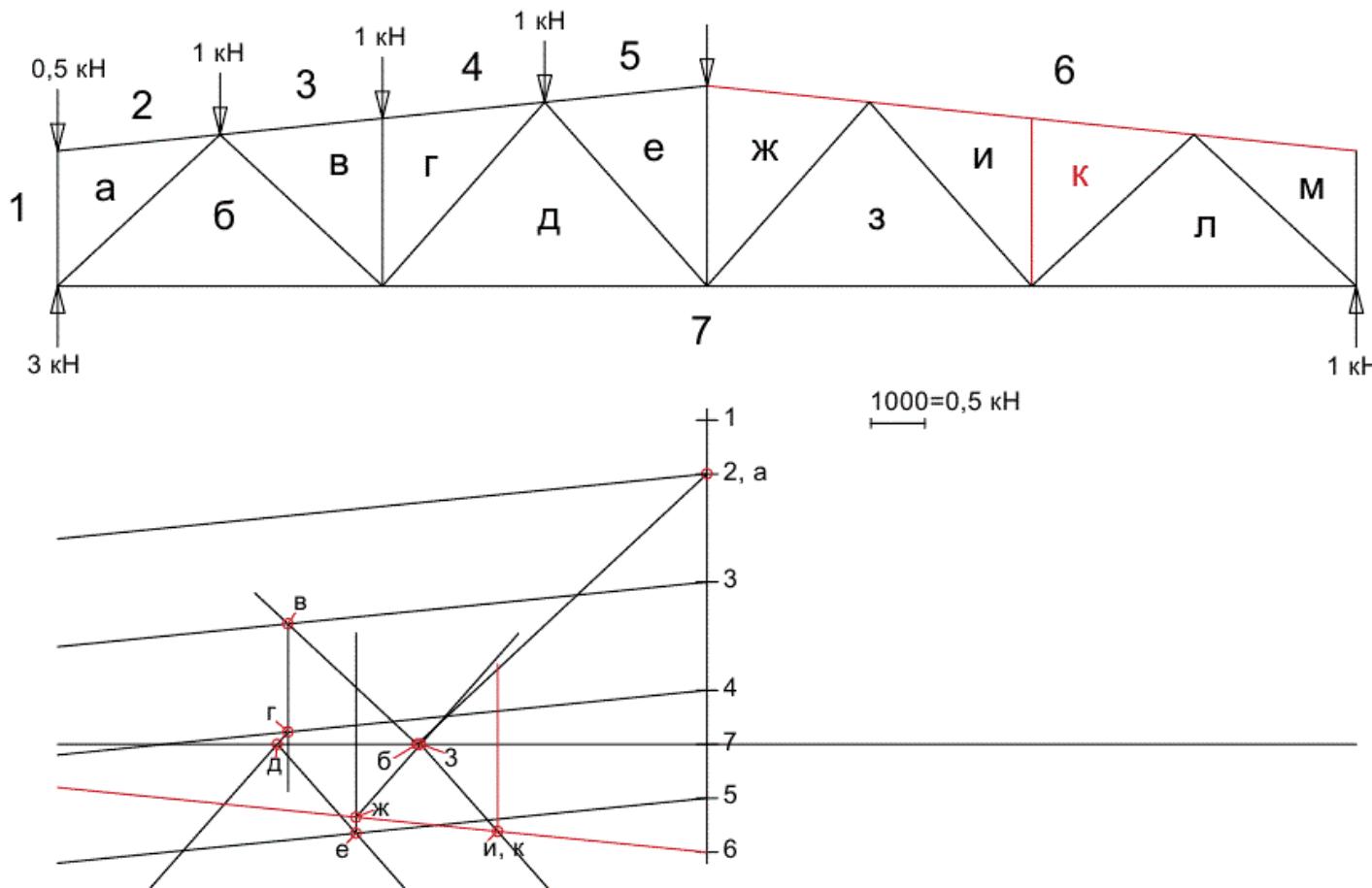


Рис. 4.25

Ищем расположение точки **к**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы **и-к** и **б-к**. Из точки **и** проведем прямую, параллельную **и-к**, из точки **б** проведем прямую, параллельную **б-к**, на пересечении получаем точку **к**. Как видно, точки **и** и **к** совпали, следовательно усилие в стержне **и-к** равно нулю.

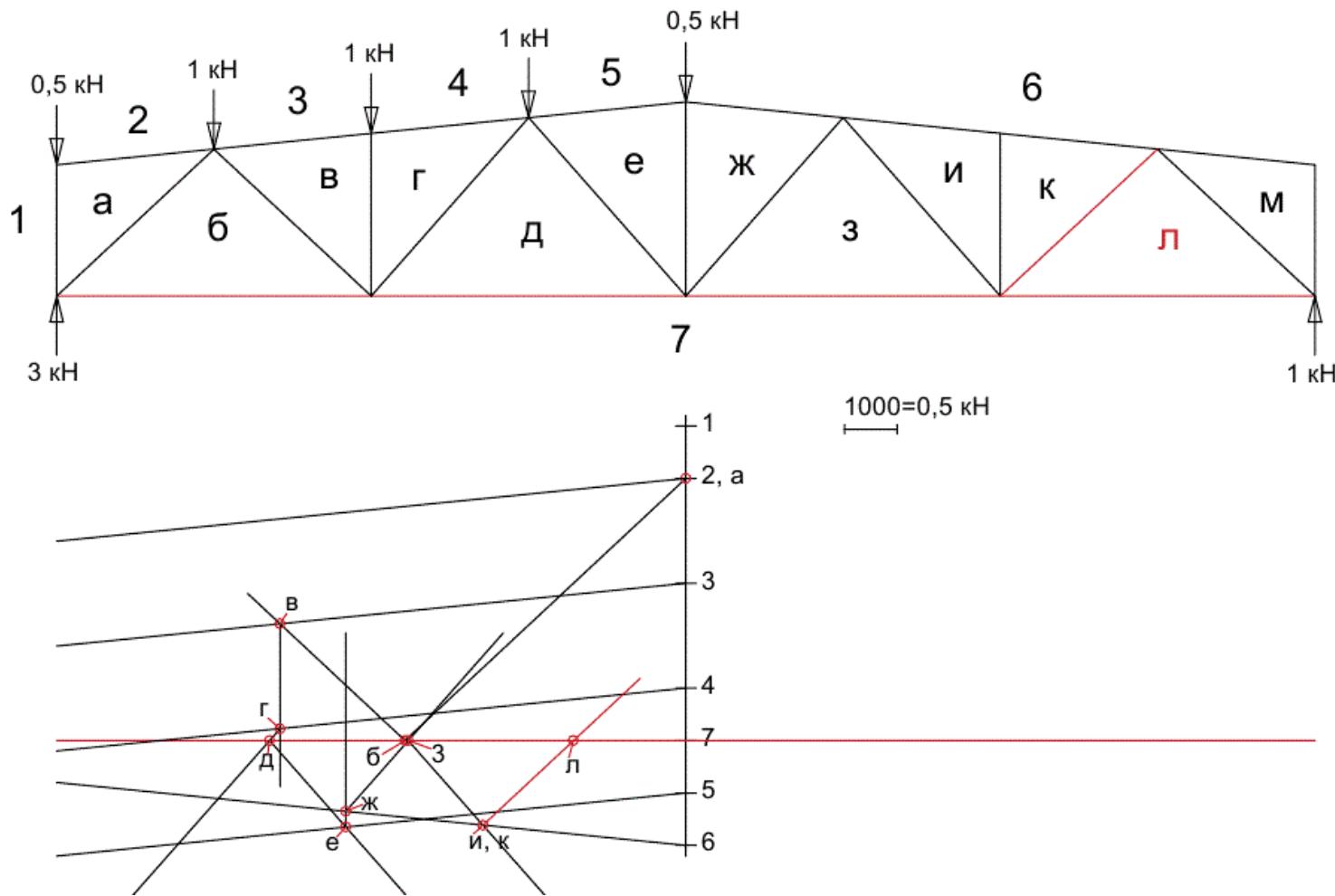


Рис. 4.26

Ищем расположение точки л, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы к-л и 7-л. Из точки к проведем прямую, параллельную к-л, из точки 7 проведем прямую, параллельную 7-л, на пересечении получаем точку л.

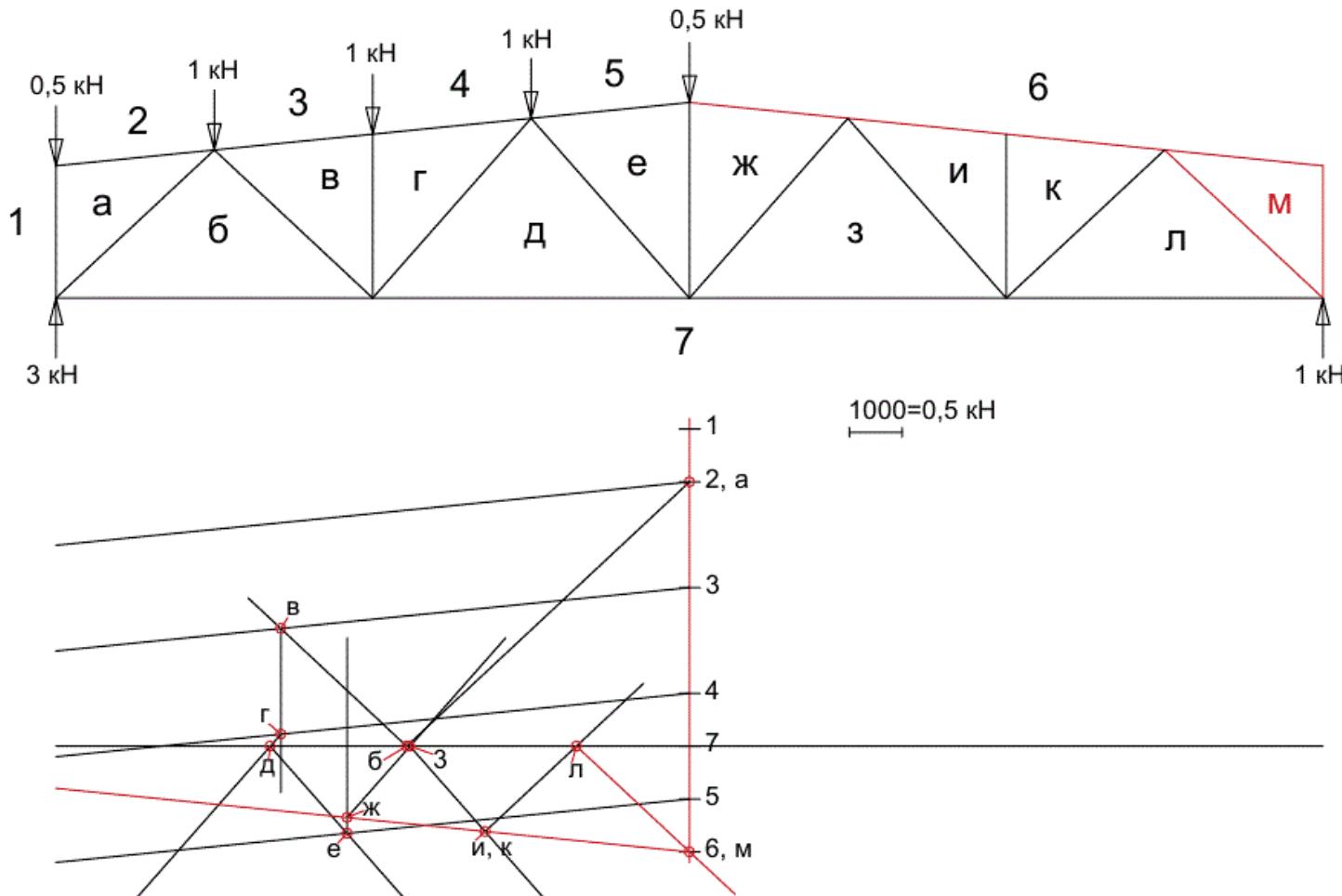


Рис. 4.27

Ищем расположение точки м, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы л-м и б-м. Из точки л проведем прямую, параллельную л-м, из точки б проведем прямую, параллельную б-м, на пересечении получаем точку м. Точка м «пришла» в точку б, многоугольник внутренних усилий замкнулся, следовательно диаграмма построена верно.

1.7 Далее по построенной диаграмме определяем напряженное состояние стержней (сжатие или растяжение) и значение усилий. Каждый стержень принадлежит двум узлам. Вырезаем узел, в состав которого входит требуемый стержень и читаем его обозначение по ходу часовой стрелки (например «**а**»→«**б**», рисунок 4.28), движение по диаграмме от «**а**» к «**б**» соответствует на ферме движению по стержню к узлу (рисуем стрелку на стержне), следовательно, это усилие сжимающее и имеет знак «**-**».

152

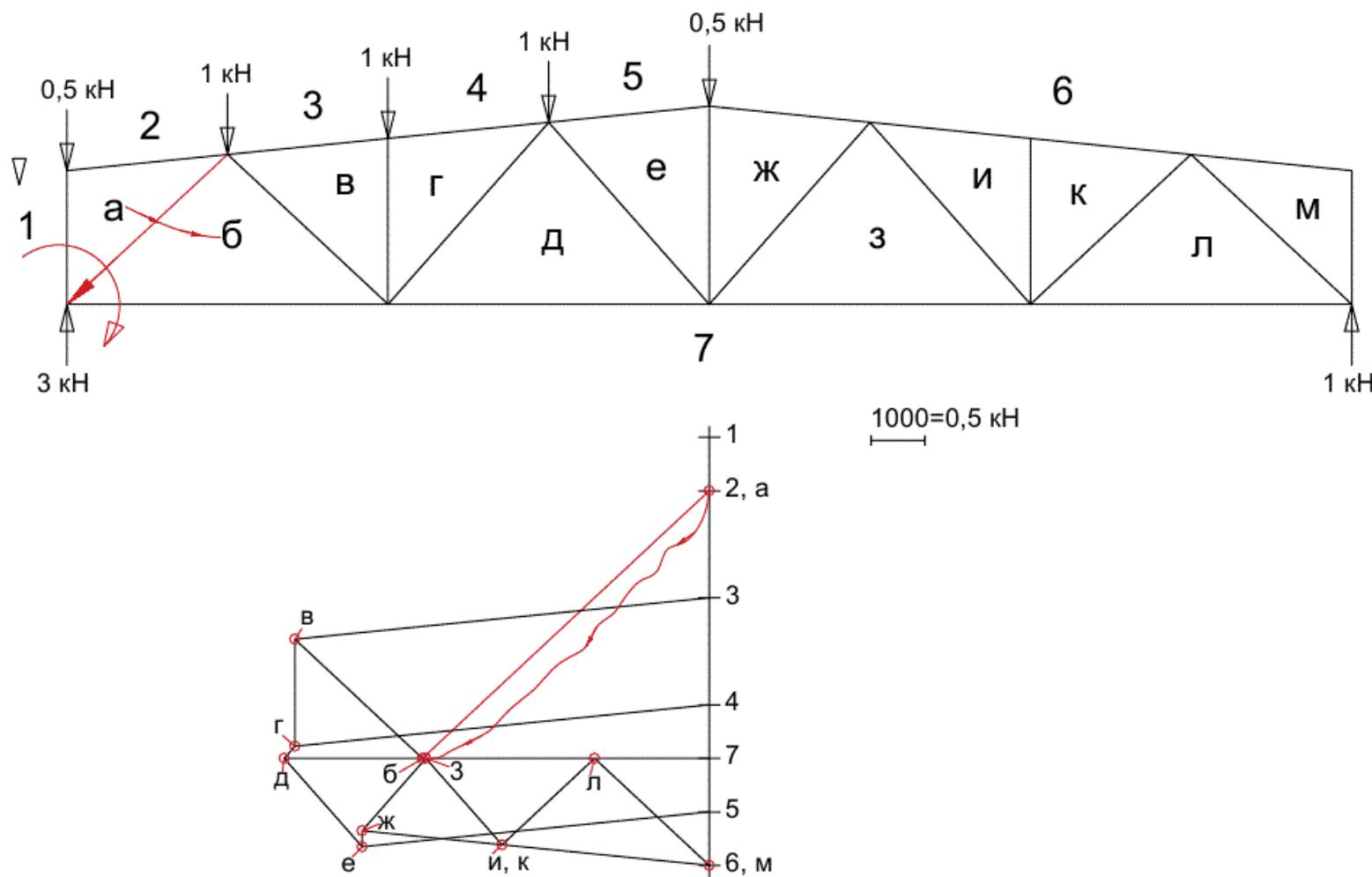


Рис. 4.28

Для стержня «б»-«7» (рисунок 4.28), движение по диаграмме от «б» к «7» соответствует на ферме движению по стержню от узла (рисуем стрелку на стержне), следовательно, это усилие растягивающее и имеет знак «+». Аналогично находим усилия во всех остальных стержнях фермы (рисунок 4.29).

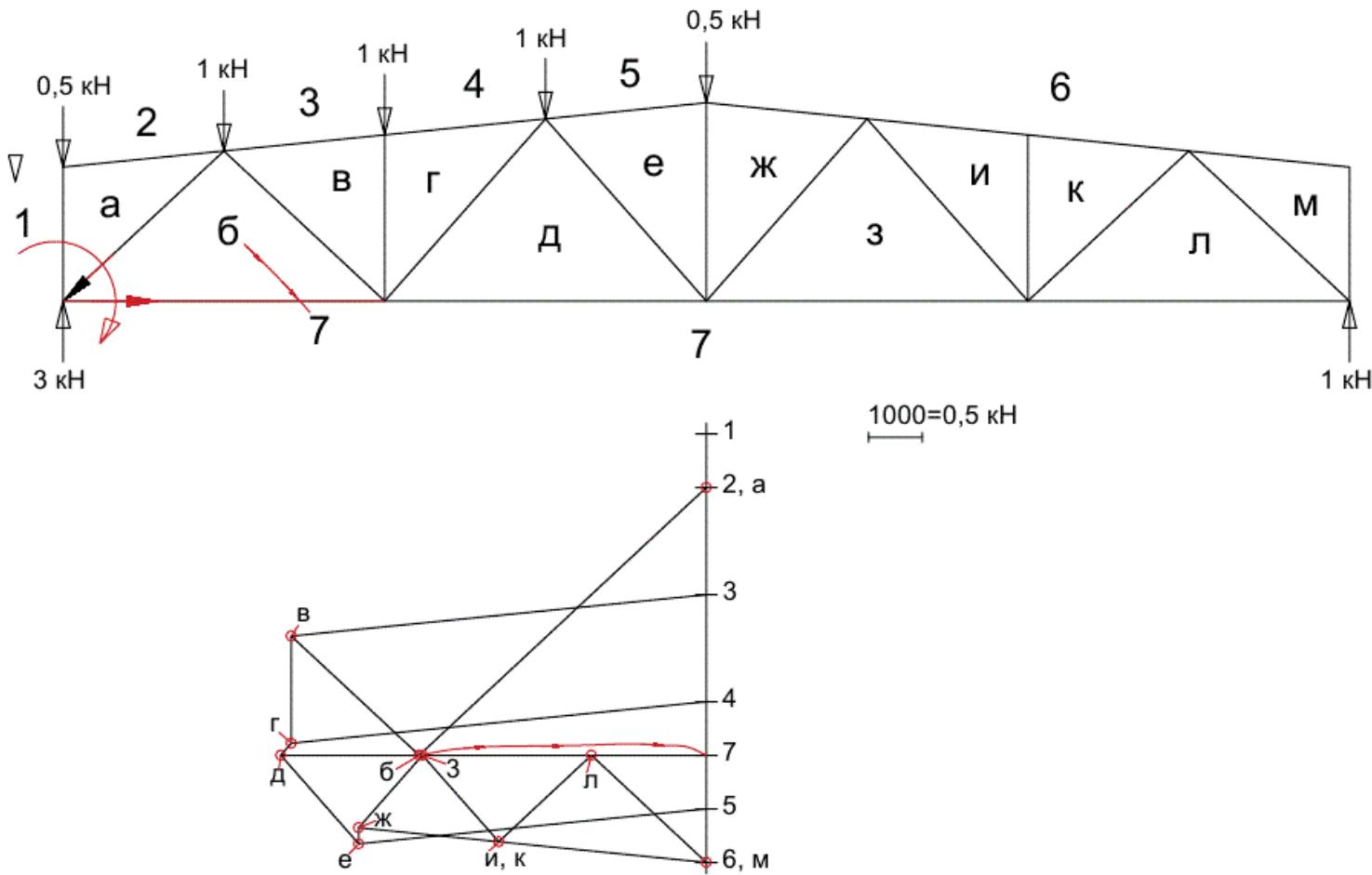
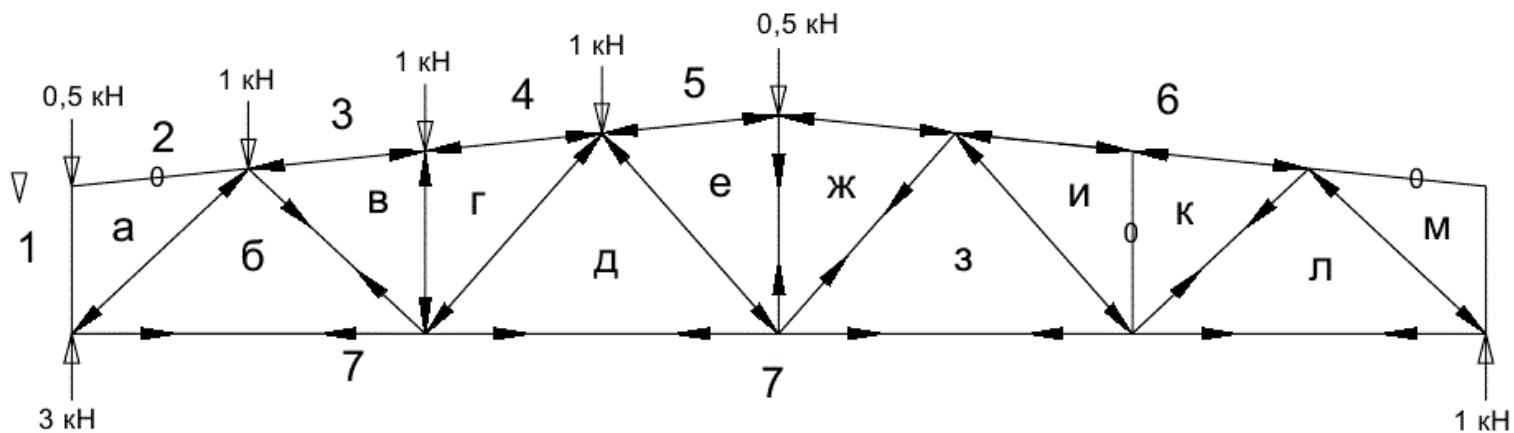


Рис. 4.29



$1000=0,5 \text{ kH}$

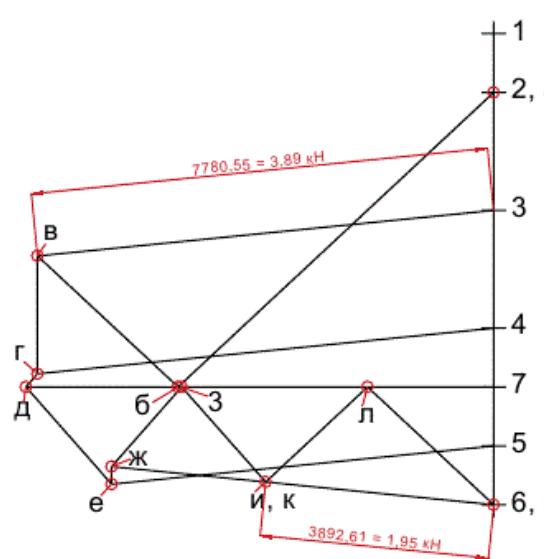


Рис. 4.30

Значение усилий определяем, измеряя длину отрезков (например [3-в], [6-к]) и умножая его на масштабный коэффициент: $N_{3-в} = -3,89 \text{ кН}$, $N_{6-к} = -1,95 \text{ кН}$. Данные заносим в таблицу 4.4.

2. Диаграмма от действия крановых нагрузок

2.1 Строим схему фермы в осях, строго соблюдая размеры (если построение выполняется на мм, то в М1:100). Диаграмма строится от единичной нагрузки $F_1=1 \text{ кН}$, приложенной в узлах крепления подкрановых балок.

2.2 Показываем на схеме фермы приложение единичной нагрузки (внешних усилий) в узлах фермы, как показано на рис.4.31.

2.3 Определяем и показываем опорные реакции (для представленной схемы загружения показано на рис. 4.31).

2.4 Обозначаем цифрами и буквами области (или поля) всех внешних и внутренних усилий. Выбираем направление обхода фермы по ходу часовой стрелки. Внешние области обозначаем цифрами (в этом случае римскими), внутренние – буквами.

155

Таким образом, получим (рис. 4.31):

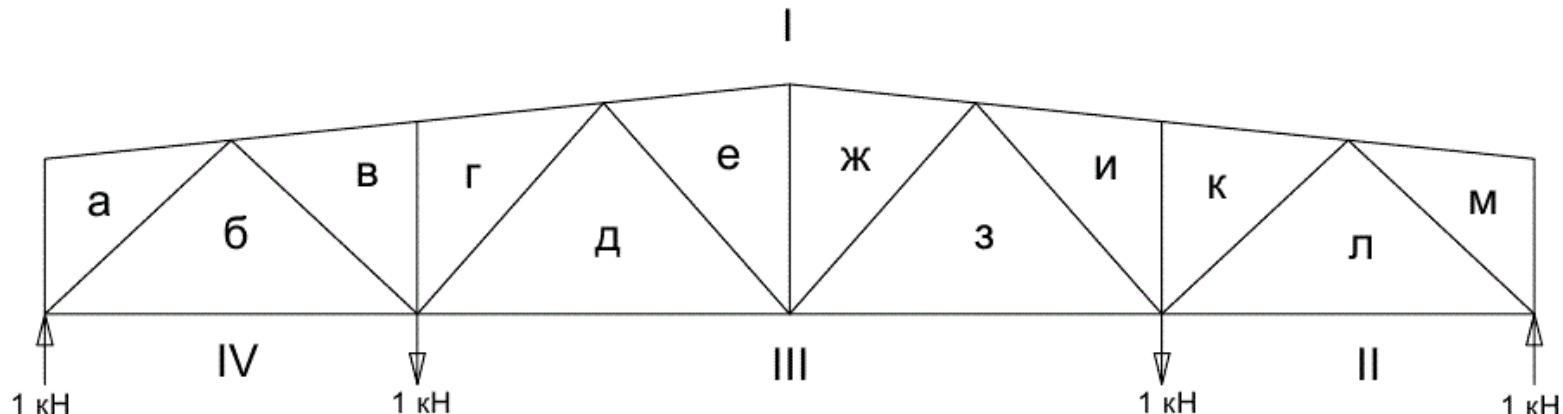


Рис. 4.31

2.5 Построение диаграммы начинается с построения, так называемого, опорного многоугольника всех внешних сил (в нашем случае выглядит как прямая), являющегося замкнутым (ферма находится в равновесии). Векторы сил откладываются от выбранной произвольной точки только в том порядке, в каком они встречаются при обходе контура фермы (идем по ходу часовой стрелки). Построение осуществляется в некотором выбранном масштабе сил. Если диаграмма строится на мм вручную, то масштаб в 10мм : 0,25 кН (для этой диаграммы), для AutoCAD масштаб на рисунке 4.32.

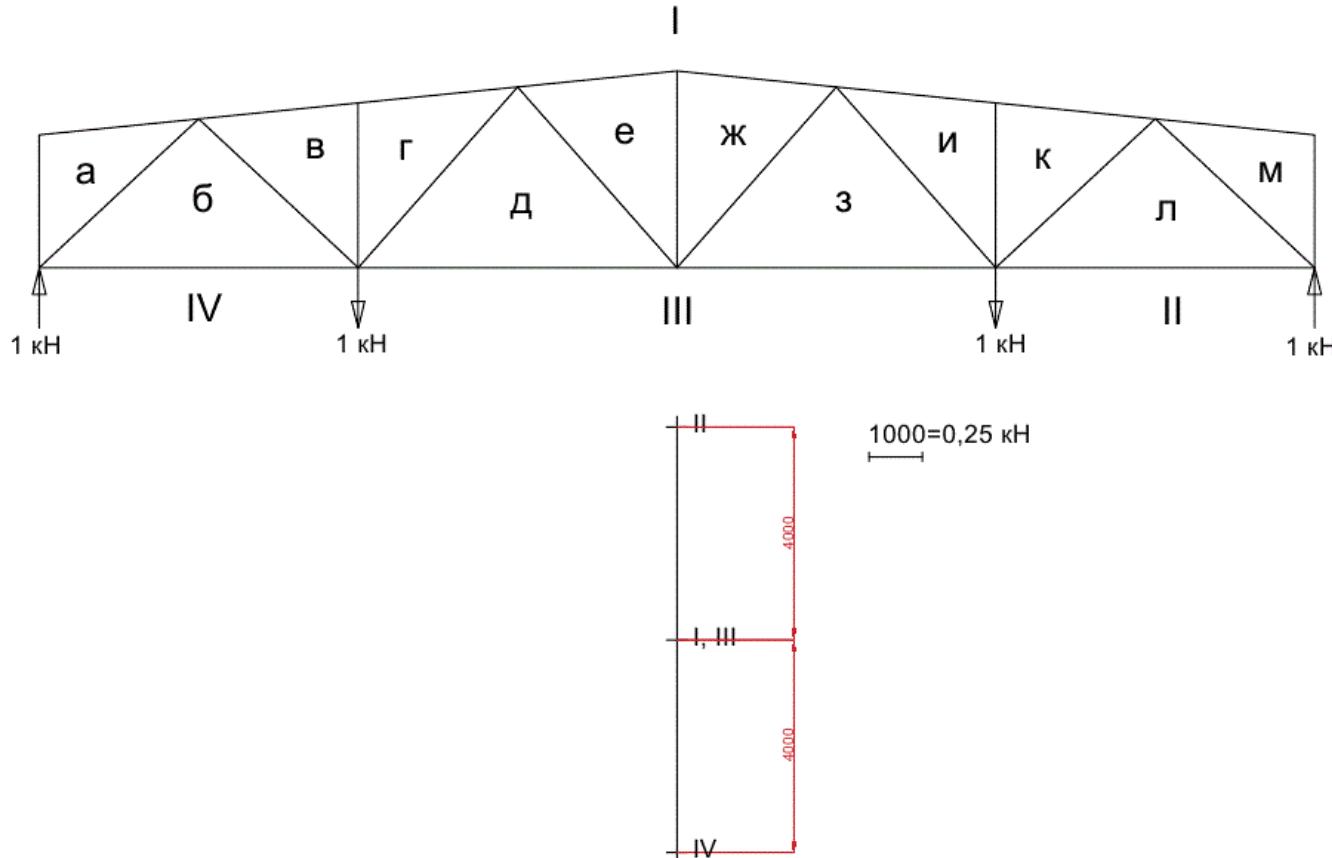


Рис. 4.32

Итак, на прямой ставим точку I и от неё откладываем вверх \uparrow 1кН в выбранном масштабе (вектор I - II), получаем точку II; далее вниз \downarrow 1кН (вектор II - III), точка III; далее \downarrow 1кН (вектор III - IV), точка IV; далее \uparrow 1кН (вектор IV - I), приходим в точку I, «многоугольник» замкнулся. На рисунке размеры (красным) показаны для объяснения.

2.6 Строим многоугольники внутренних сил, стороны которых параллельны соответствующим стержням фермы (рис. 4.33), причем обход узлов выполняют с таким расчетом, чтобы в узле было не более двух неизвестных усилий.

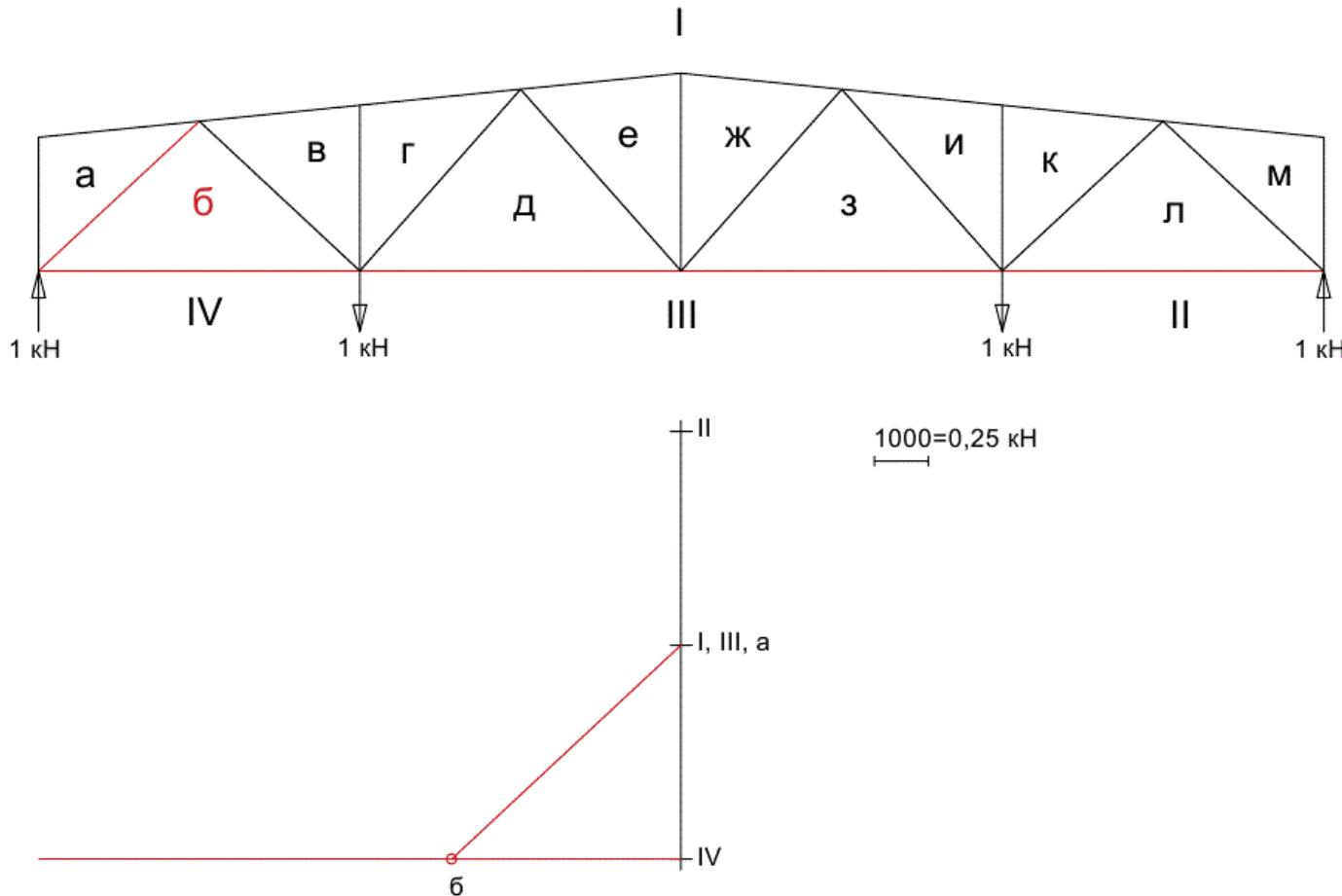
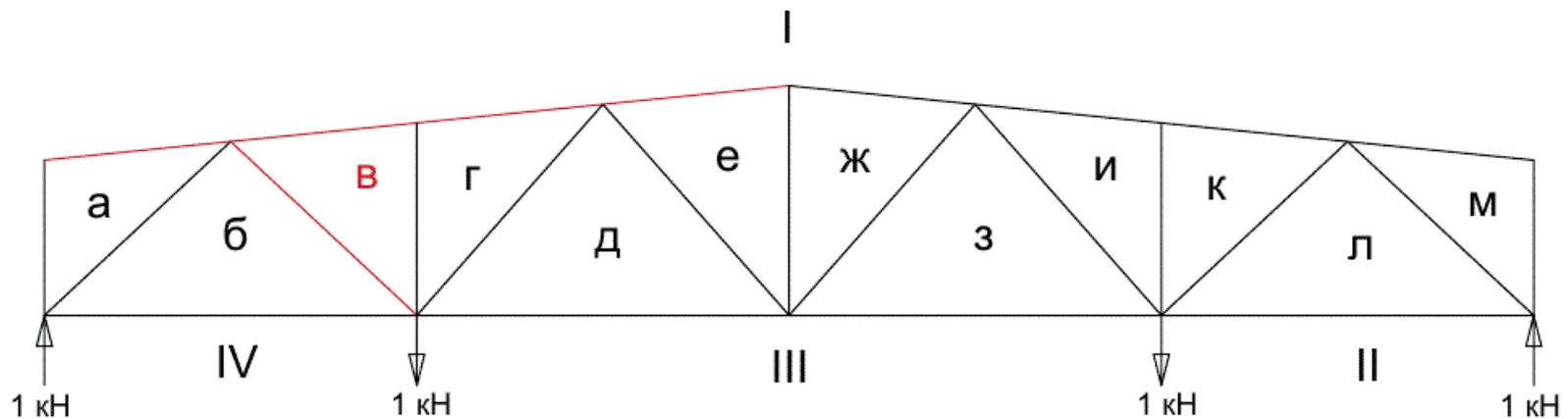


Рис. 4.33

Ищем расположение точки а, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням стойки фермы I-а и панели верхнего пояса I-а, то есть в точке I, это означает, что усилие в этих стержнях равно нулю. Ищем расположение точки б. Из точки а проведем прямую, параллельную а-б, из точки IV проведем прямую, параллельную IV-б, на пересечении получаем точку б.



158

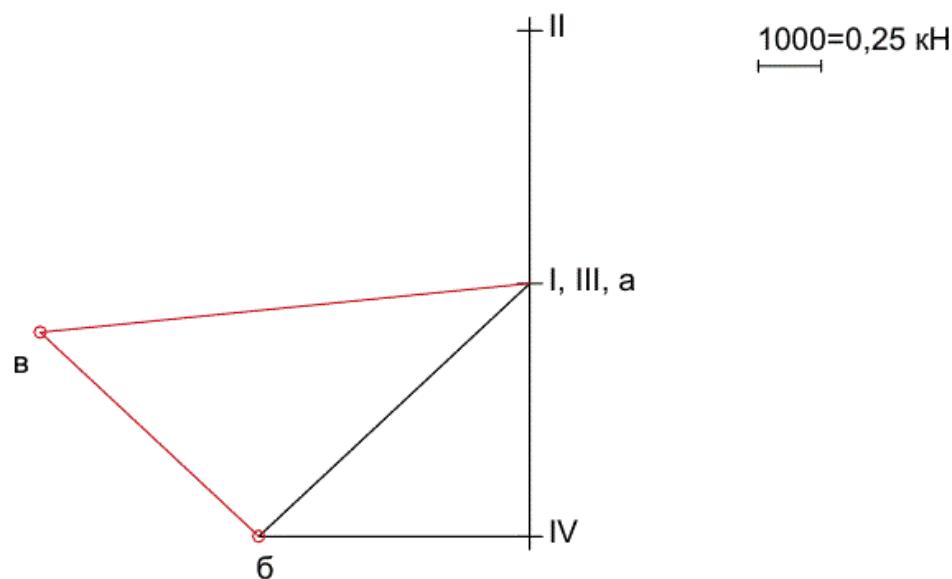
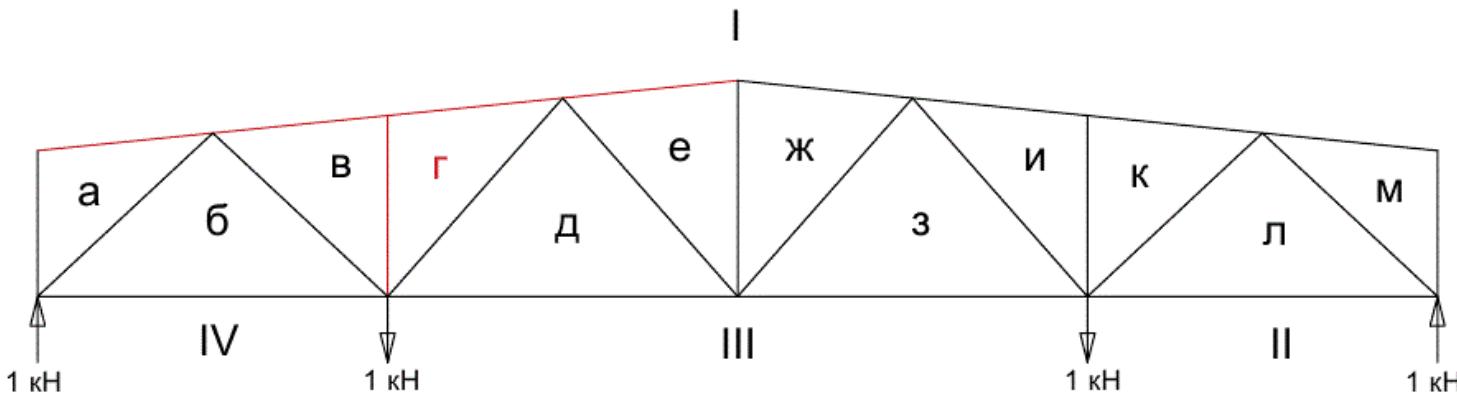


Рис. 4.34

Ищем расположение точки **в**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы **б-в** и **I-в**. Из точки **б** проведем прямую, параллельную **б-в**, из точки **I** проведем прямую, параллельную **I-в**, на пересечении получаем точку **в**.



159

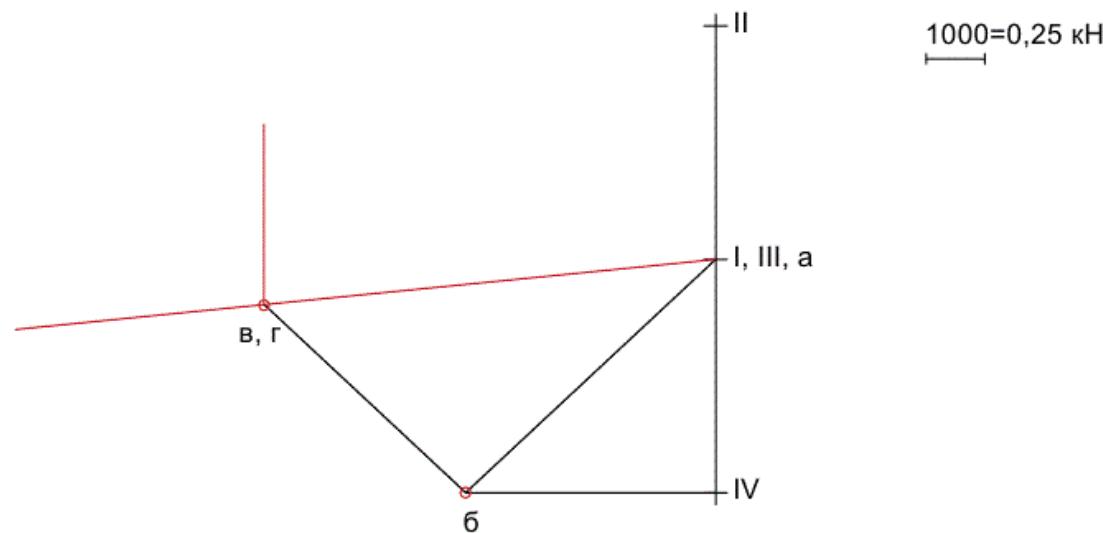
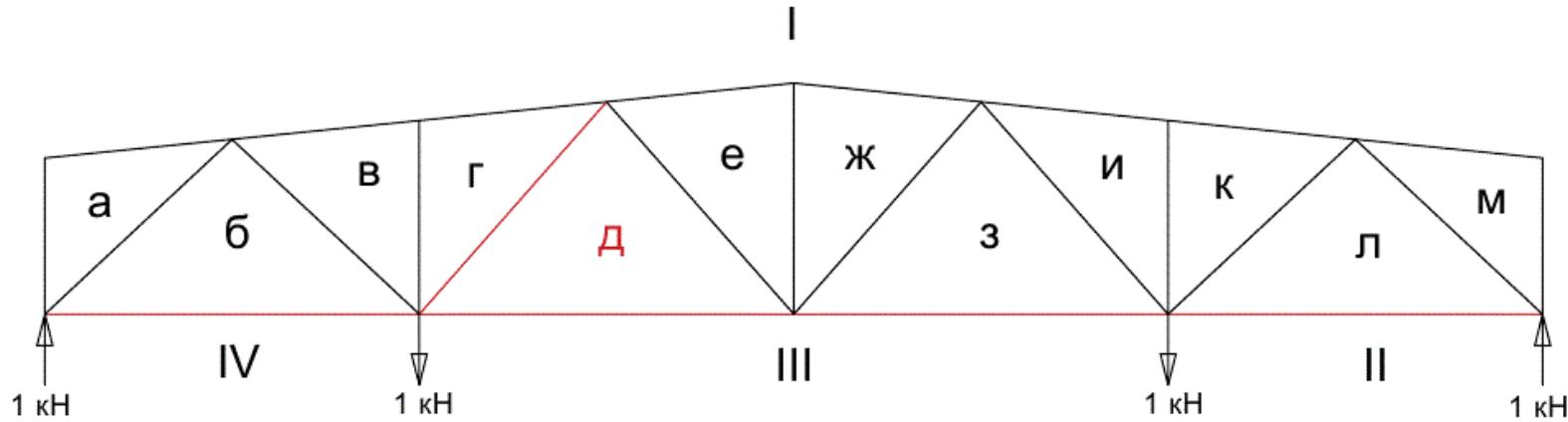


Рис. 4.35

Ищем расположение точки г, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы в-г и I-г. Из точки в проведем прямую, параллельную в-г, из точки I проведем прямую, параллельную I-г, на пересечении получаем точку г. Как видно, точки в и г совпали, следовательно усилие в стержне в-г равно нулю.



160

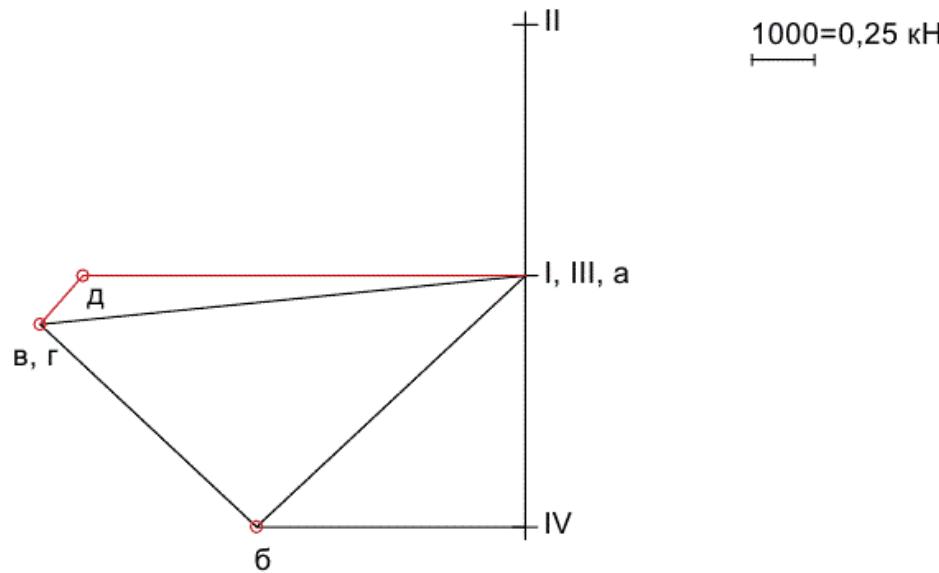
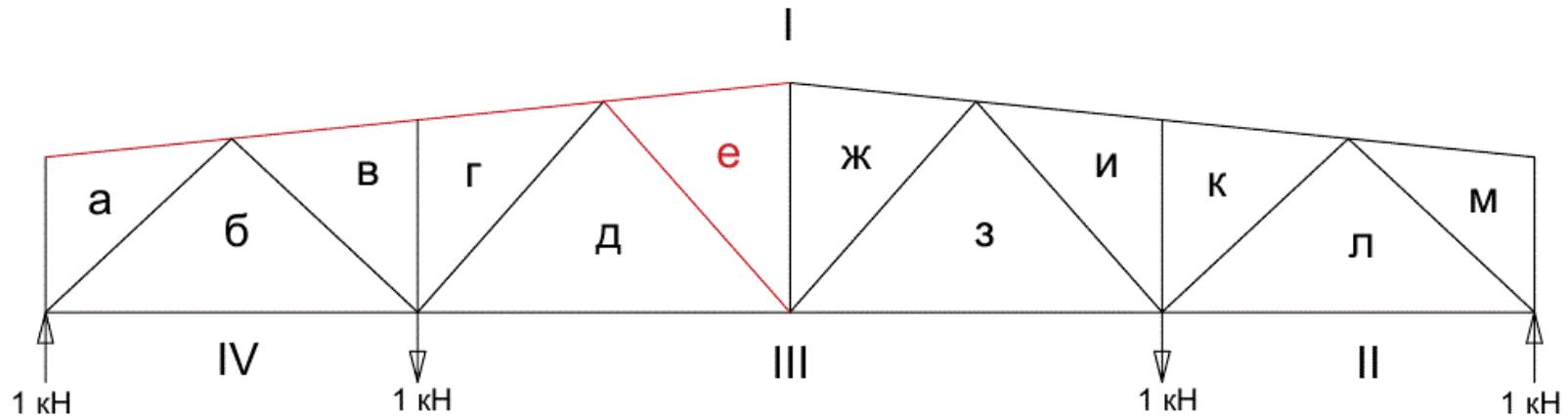


Рис. 4.36

Ищем расположение точки д, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы г-д и III-д.

Из точки г проведем прямую, параллельную г-д, из точки III проведем прямую, параллельную III-д, на пересечении получаем точку д.



161

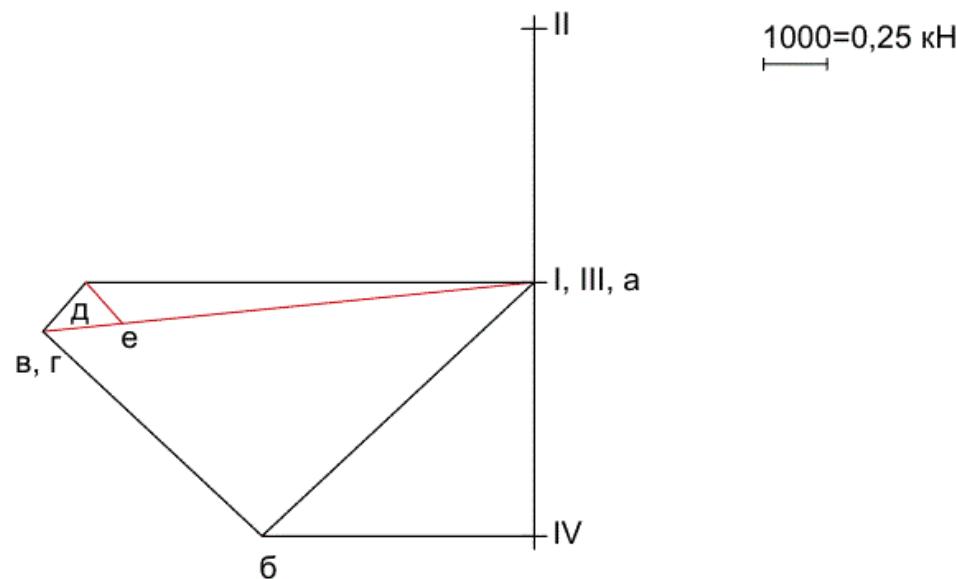
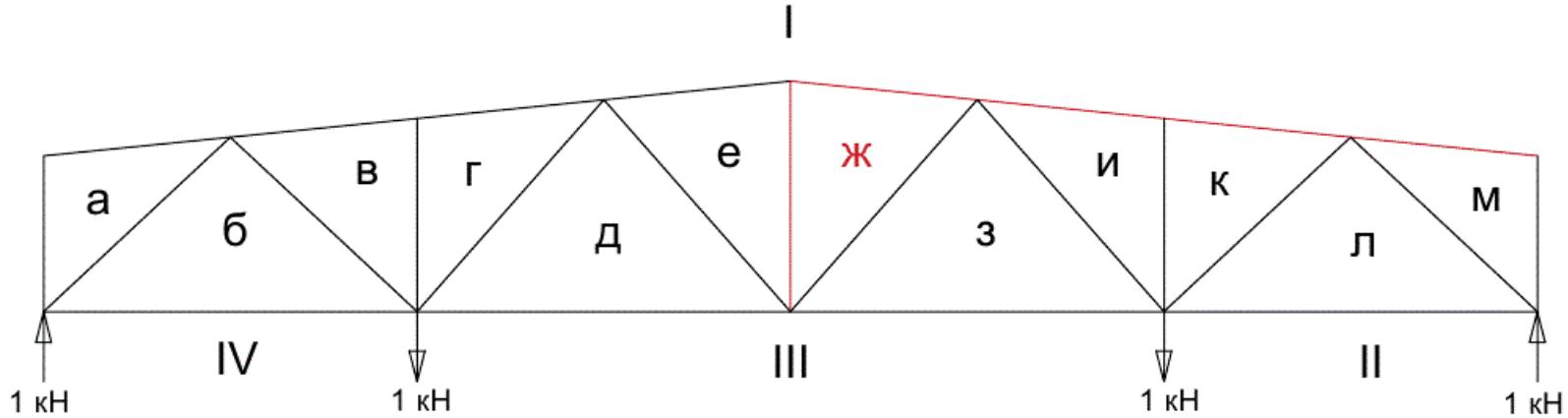


Рис. 4.37

Ищем расположение точки е, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы д-е и I-е. Из точки д проведем прямую, параллельную д-е, из точки I проведем прямую, параллельную I-е, на пересечении получаем точку е.



162

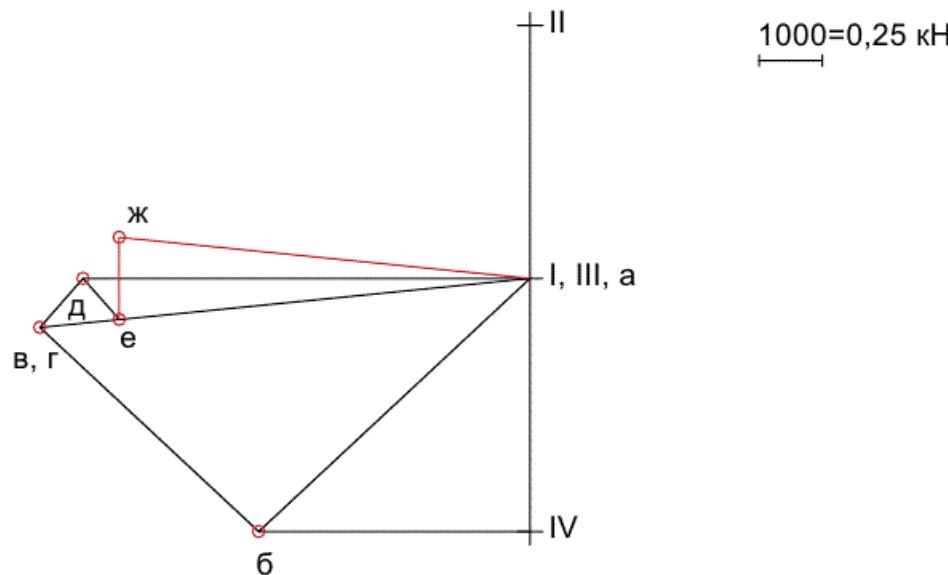
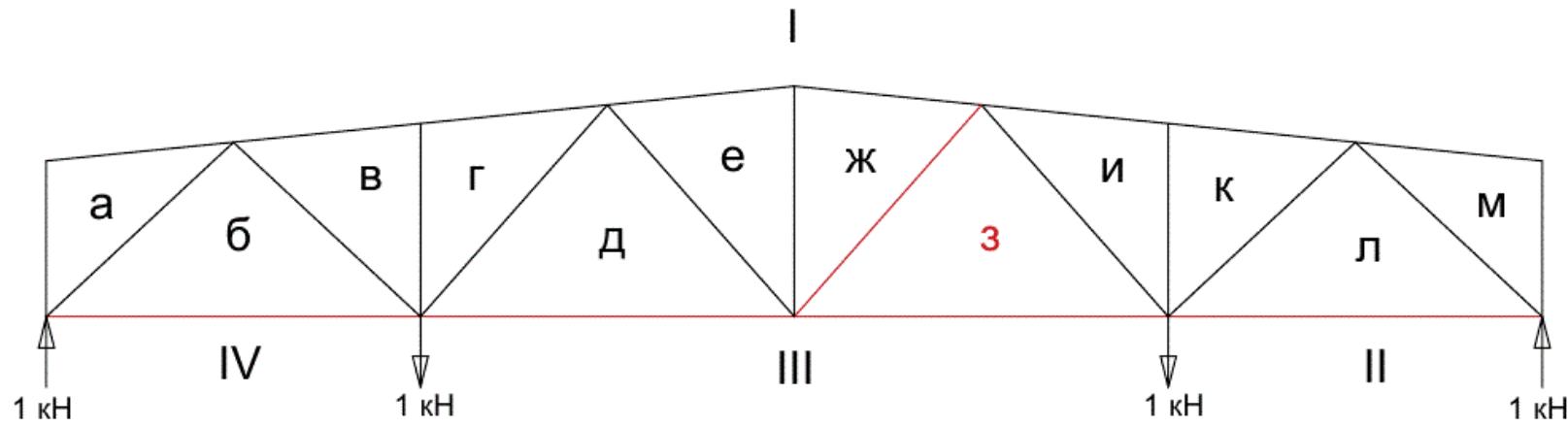


Рис. 4.38

Ищем расположение точки ж, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы е-ж и I-ж.

Из точки е проведем прямую, параллельную е-ж, из точки I проведем прямую, параллельную I-ж, на пересечении получаем точку ж.



163

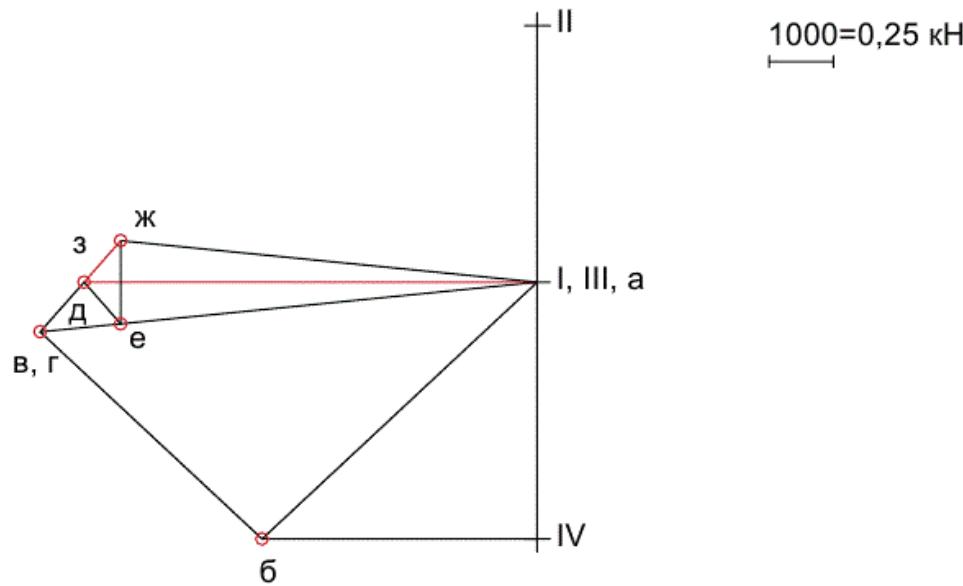
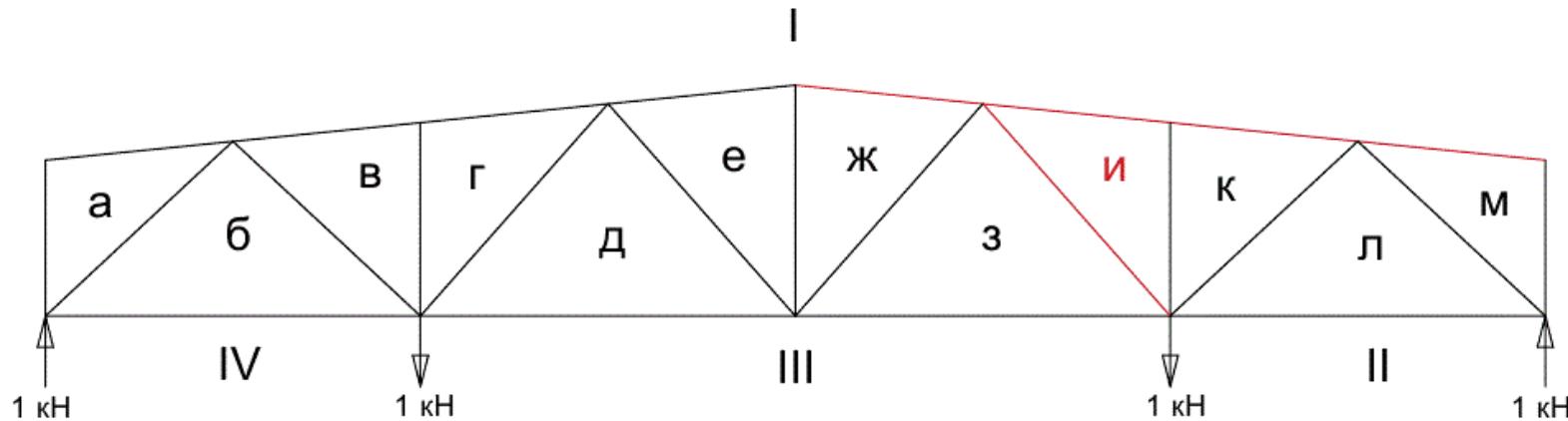


Рис. 4.39

Ищем расположение точки **з**, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы **ж-з** и **III-з**.

Из точки **ж** проведем прямую, параллельную **ж-з**, из точки **III** проведем прямую, параллельную **III-з**, на пересечении получаем точку **з**.



II
1000=0,25 kH

164

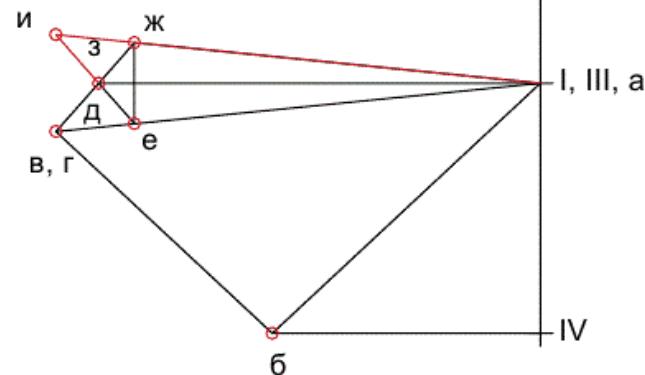


Рис. 4.40

Ищем расположение точки и, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы з-и и I-и. Из точки з проведем прямую, параллельную з-и, из точки I проведем прямую, параллельную I-и, на пересечении получаем точку и.

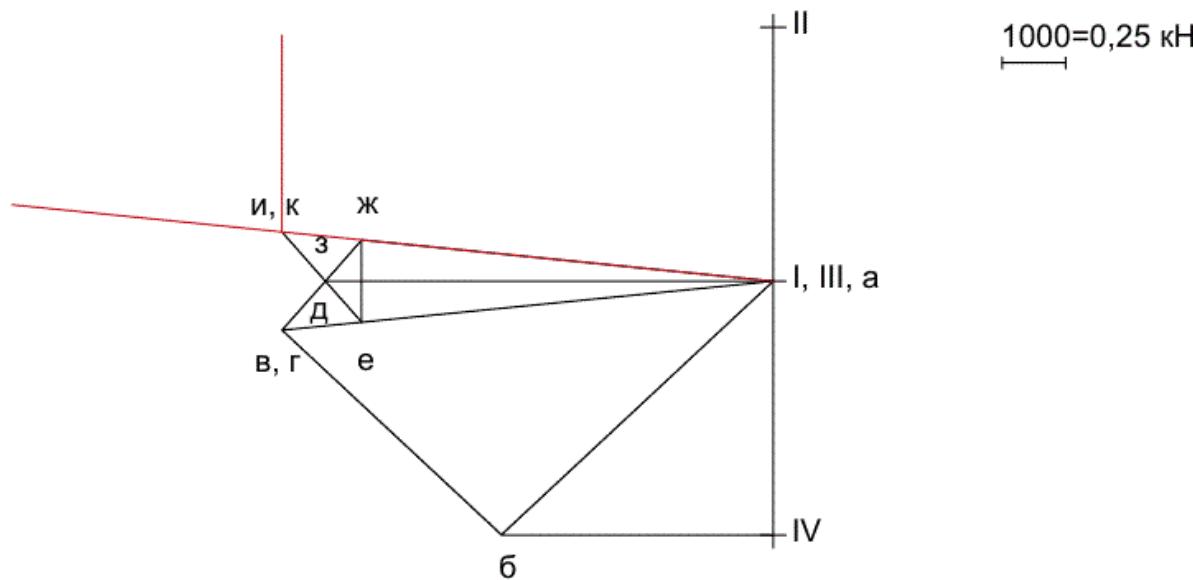
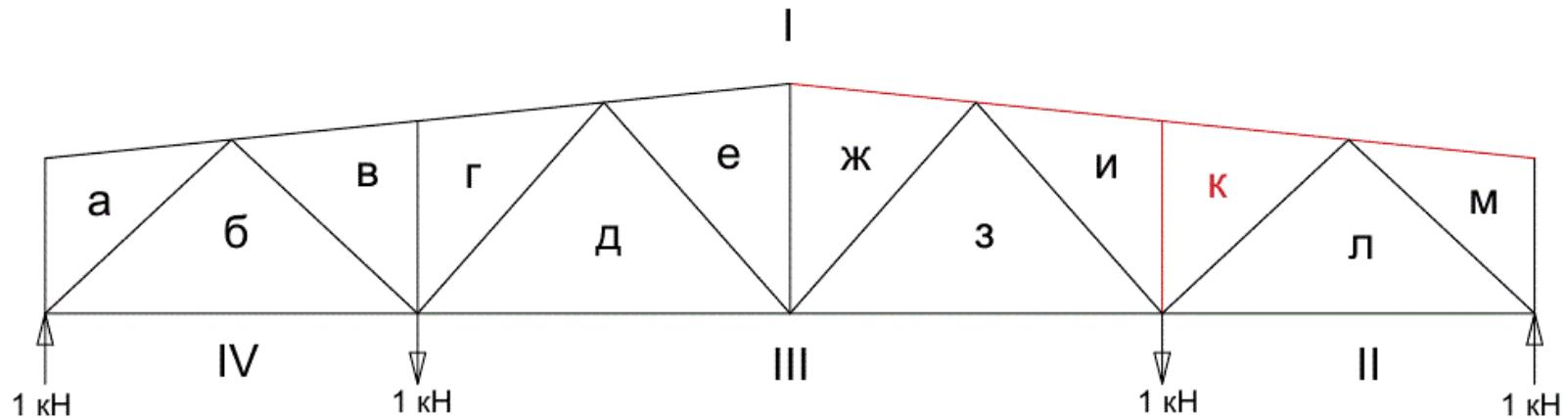


Рис. 4.41

Ищем расположение точки к, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы и-к и I-к. Из точки и проведем прямую, параллельную и-к, из точки I проведем прямую, параллельную I-к, на пересечении получаем точку к. Как видно, точки и и к совпали, следовательно усилие в стержне и-к равно нулю.

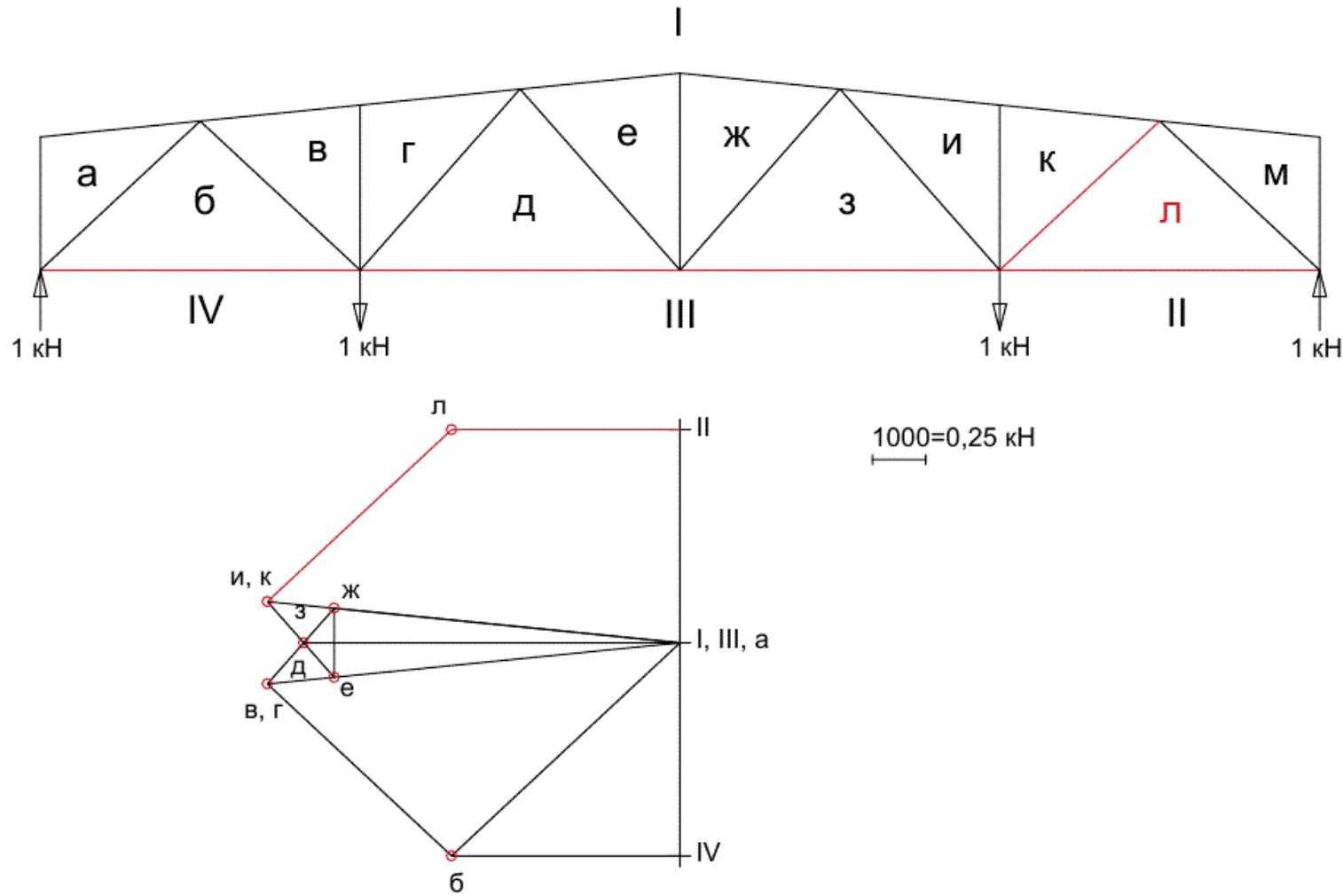


Рис. 4.42

Ищем расположение точки л, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы к-л и II-л.

Из точки к проведем прямую, параллельную к-л, из точки II проведем прямую, параллельную II-л, на пересечении получаем точку л.

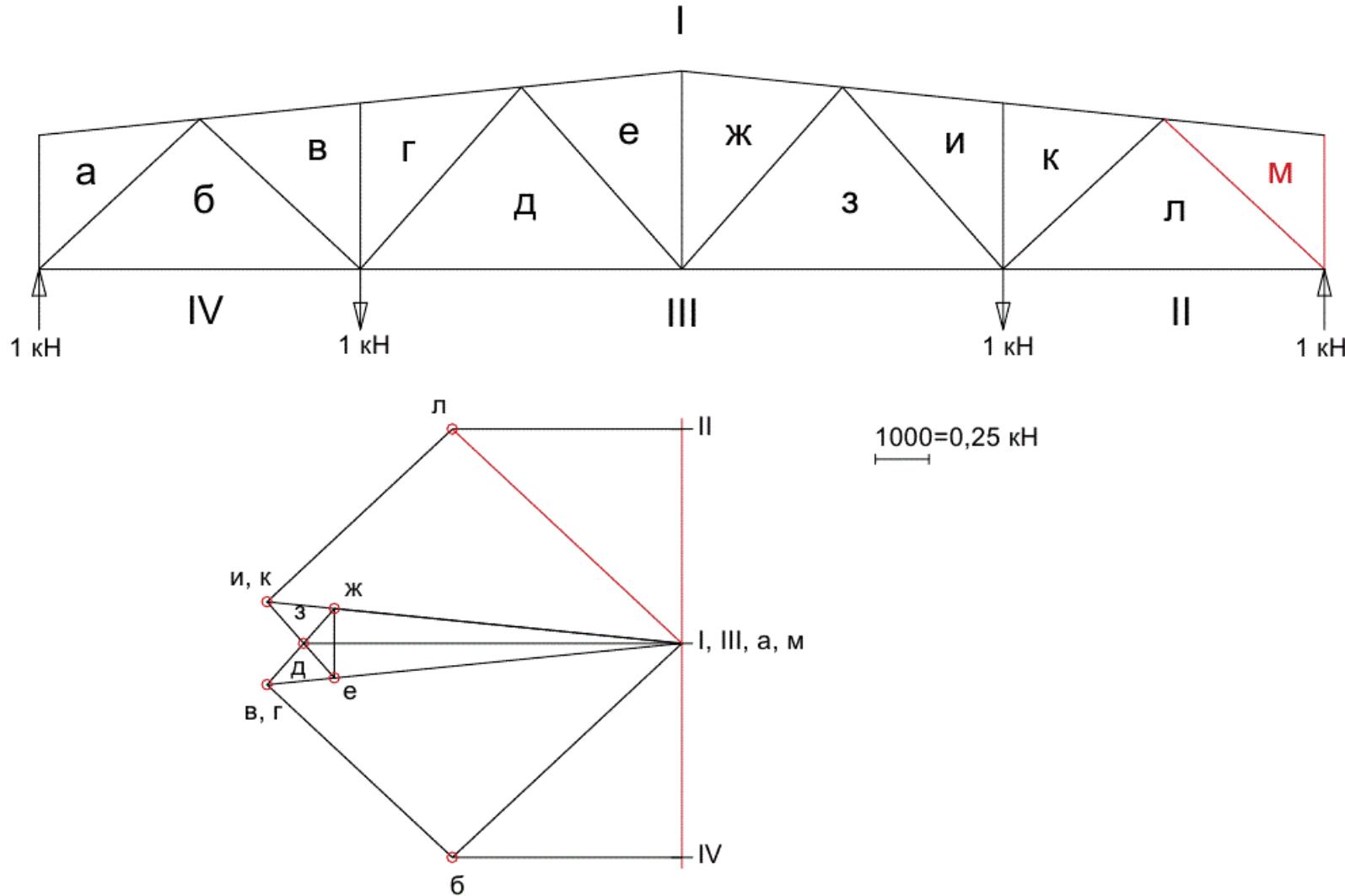


Рис. 4.43

Ищем расположение точки м, она находится на пересечении прямых, параллельных стержням фермы л-м и I-м. Из точки л проведем прямую, параллельную л-м, из точки I проведем прямую, параллельную I-м, на пересечении получаем точку м. Точка м «пришла» в точку I, многоугольник внутренних усилий замкнулся, следовательно диаграмма построена верно.

2.7 Далее по построенной диаграмме определяем напряженное состояние стержней (сжатие или растяжение) и значение усилий. Каждый стержень принадлежит двум узлам. Вырезаем узел, в состав которого входит требуемый стержень и читаем его обозначение по ходу часовой стрелки (например «**а**»→«**б**», рисунок 4.44), движение по диаграмме от «**а**» к «**б**» соответствует на ферме движению по стержню к узлу (рисуем стрелку на стержне), следовательно, это усилие сжимающее и имеет знак «**-**». Для стержня «**б**»-«**IV**» (рисунок 4.44), движение по диаграмме от «**б**» к «**IV**» соответствует на ферме движению по стержню от узла (рисуем стрелку на стержне), следовательно, это усилие растягивающее и имеет знак «**+**». Аналогично находим усилия во всех остальных стержнях фермы (рисунок 4.44).

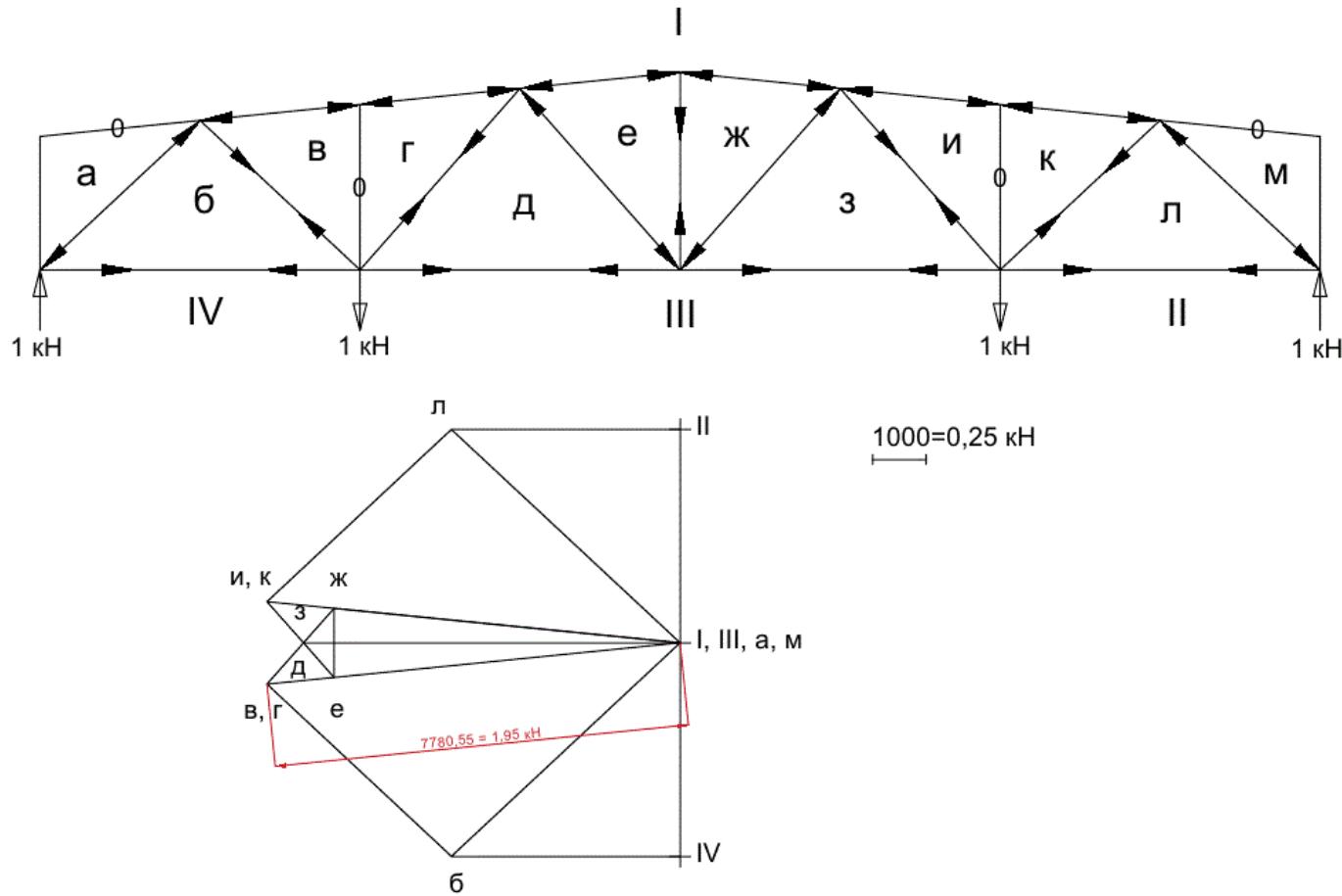


Рис. 4.44

Значение усилий определяем, измеряя длину отрезка (например [I-в]) и умножая её на масштабный коэффициент:
 $N_{I-B} = -1,95 \text{ кН}$. Данные заносим в таблицу 4.4.

Таблица 4.4

Расчетные усилия в стержнях фермы

Наименование стержня	Обозна-чение стержня	Усилия от $F_1=1\text{кН}$			Усилия от пост. нагруз. F_p, kH	Усилия от снеговой нагрузки F_s, kH , при коэффициенте		Усилия от $F_{k1}=1\text{kN}$	Усилия от краевой нагрузки F_k, kH , при коэффициенте		Расчетное усилие, kH
		слева	справа	с двух сторон		$\psi=1$	$\psi=0,9$		$\psi=1$	$\psi=0,9$	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Верхний пояс	3 – а										
	4 – в										
	5 – г										
	6 – е										
	7 – ж										
Нижний пояс	1 – б										
	1 – д										
Раскосы	а – б										
	б – в										
	г – д										
	д – е										
Стойки	в – г										
	е – ж										

4.8.2. Типы сечений стержней легких ферм, основные конструктивные требования

Сечения стержней ферм, как правило, принимают симметричными относительно плоскости фермы. Конструктивно наиболее удобным, а потому и наиболее распространенным в легких фермах является сечение, составленное из двух равнополочных уголков в виде тавра (рис. 4.45, а). Узлы в этом случае образуют с помощью листовых вставок – фасонок, к которым с двух сторон прикрепляют стержни поясов и решетки. Расстояние между уголками должно быть достаточным для пропуска фасонки.

Крестовое сечение из двух равнополочных уголков (см.рис. 4.45, б) применяют в центральных стойках, примыкающих к монтажным укрупнительным узлам легких ферм (в фермах пролетом 24м).

В РГР применяют сечения, представленные на рис. 4.45.

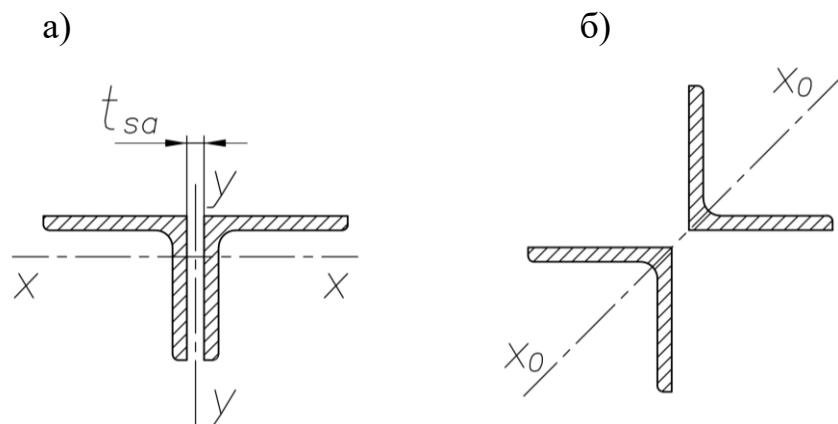


Рис. 4.45 Сечения элементов фермы:

а) – тавровое; б) – крестовое

Для несущих элементов конструкций покрытий, за исключением настилов, из-за условий транспортировки и монтажа не допускается применение: листовой стали толщиной менее 6 мм; равнополочной угловой стали сечением менее 50x50x5 мм; неравнополочной угловой стали сечением менее 63x40x5 мм.

Катет угловых сварных швов должен быть не менее 4 мм ($k_f \geq 4$ мм), длина – не менее 40 мм или $4 k_f$ ($l_w \geq 40 \text{ мм} \geq 4 k_f$).

Предельная гибкость λ_u для сжатых стержней ферм и связей принимают по табл. 32 [1] или по табл. 4.5, для всех растянутых стержней гибкость ограничивают только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить чрезмерное их провисание), принимая $\lambda_u=400$ (согласно табл. 33 [1]).

Таблица 4.5

Предельные гибкости λ_u для сжатых стержней

Элементы конструкций	Предельная гибкость
1. Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	180 - 60α
2. Прочие стержни ферм	210 - 60α
3. Верхние поясы стропильных ферм, остающиеся не закрепленными в процессе монтажа (предельная гибкость после завершения монтажа должна приниматься по п.1)	220
4. Основные колонны	180 - 60α
5. Элементы связей	200
В таблице $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$, но не менее 0,5.	

4.8.3. Расчетные длины стержней ферм. Толщина фасонки

Для подбора сечений сжатых стержней необходимо знать их расчетную (приведенную) длину. Такие стержни фермы могут выпучиваться (потерять устойчивость) как в плоскости, так и из плоскости фермы. Деформация сжатого верхнего пояса в плоскости фермы возможна на участке между узлами (равном геометрической длине стержня l_0), т.е. $l_x=l_0$. Деформация верхнего пояса из плоскости фермы возможна между точками пояса, закрепленными от смещения в горизонтальном направлении. Препятствовать такому смещению в период эксплуатации фермы будут ребра железобетонных плит или прогоны с прикрепленным к ним настилом, а в период монтажа – вертикальные связи между

фермами. Следовательно, в первом случае $l_y=l_0$, а во втором $l_y=l_1$ (l_1 – расстояние между вертикальными связями).

Для сжатого опорного раскоса, который можно рассматривать как продолжение верхнего пояса, расчетную длину в плоскости и из плоскости фермы принимают одинаковой и равной его геометрической длине.

Расчетную длину сжатых промежуточных раскосов и стоек таврового сечения из уголков в плоскости фермы определяют с учетом частичного защемления их концов, вызванного жесткостью фасонки со стороны растянутого пояса. Здесь к ней примыкают несколько растянутых стержней, препятствующих перемещению фасонки в плоскости фермы.

Приведенная длина указанных раскосов в плоскости фермы равна $l_x=0,8 \cdot l_0$. Из плоскости фермы расчетная длина этих раскосов равна их геометрической длине $l_y=l_0$.

Для сжатых стоек крестового сечения, рассчитываемых относительно оси x_0-x_0 , расчетную длину принимают равной геометрической длине (положение оси x_0-x_0 см. приложение 5).

Расчетная длина растянутых стержней ферм всегда равна их геометрической длине.

Толщину фасонок, с помощью которых образуют узлы ферм с поясами из уголков, определяют по наибольшему усилию в опорном раскосе, причем толщина фасонки принимается одинаковой для всей фермы. Только в большепролетных фермах (более 30 м) допускается применять фасонки двух толщин (с разницей в 2 мм). Рекомендуемые толщины фасонок приведены в табл.4.6.

Таблица 4.6

Рекомендуемые толщины фасонок легких ферм

Наибольшее расчетное усилие, кН	до 150	151 ... 250	251 ... 400	401 ... 600	601 ... 1000	1001 ... 1400	1401 ... 1800	свыше 1800
Толщина фасонок t_{sa} , мм	6	8	10	12	14	16	18	20

4.8.4. Подбор сечений стержней

Подбор сечений стержней фермы начинают со сжатого пояса; затем подбирают элементы растянутого пояса и после этого переходят к раскосам и стойкам. Для снижения трудоемкости изготовления в фермах пролетом до 24 м включительно, состоящих из двух отправочных марок, пояса принимаются постоянного сечения, подобранного по максимальному усилию. В стропильных фермах пролетом 30 м и более сечение поясов по длине рационально изменять, при этом лучше изменять только ширину полок, сохраняя неизменной толщину уголков, чтобы облегчить устройство стыков. В РГР для вариантов с пролетом фермы 30 м допускается принимать пояса постоянного сечения.

Подбор сечения *сжатых стержней* производят из условия их устойчивости, для чего предварительно задаются гибкостью λ . Величина задаваемой гибкости λ зависит от расчетного усилия N и длины элемента, но не должна превышать допустимую величину (см.табл. 4.5).

Рекомендуется в проекте принимать:

для поясов и опорных раскосов $\lambda = 60...100$;

для промежуточных раскосов и стоек $\lambda = 80...120$.

Определяют условную гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.40)$$

В зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ по приложению 6 (или по табл. Д.1 [1]) определяют значение коэффициента устойчивости при центральном сжатии φ .

Находят требуемую площадь сечения стержня:

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.41)$$

и требуемый радиус инерции:

$$i_{cal} = \frac{l_{ef}}{\lambda}, \quad (4.42)$$

где N – расчетное усилие в стержне;

R_y – расчетное сопротивление для фасонной стали (табл.3.1);

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый согласно табл.1 [1]

для:

– сжатых поясов и опорных раскосов $\gamma_c = 1$;

– сжатых промежуточных раскосов и стоек при гибкости

$$\lambda \leq 60 \quad \gamma_c = 1;$$

$$\lambda > 60 \quad \gamma_c = 0,8;$$

l_{ef} – расчетная (приведенная) длина стержня (см.п. 4.6.3).

Практически для всех стержней таврового сечения из двух равнополочных уголков в качестве расчетной длины принимается l_x . Тогда площадь сечения одного уголка $A'_{cal}=0,5A_{cal}$. Радиус инерции сечения из двух уголков i_x равен радиусу инерции одного уголка относительно той же оси. Зная A'_{cal} и $i_{x,cal}$ по сортаменту (приложение 5) подбирают уголок подходящего сечения. При этом необходимо учитывать что уменьшение одной из требуемых величин (A'_{cal} или $i_{x,cal}$) должно быть компенсировано увеличением второй. В этом случае выбирают уголок, находящийся в интервале требуемых значений A'_{cal} и $i_{x,cal}$.

При подборе сечений рекомендуется пользоваться тонкостенными уголками с широкими полками.

При подборе крестового сечения из двух уголков подбор производят по A'_{cal} и требуемого радиуса инерции уголка относительно оси X_0-X_0 .

Подобранное сечение необходимо проверить. Для этого определяют фактическую гибкость:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_u, \quad (4.43)$$

где i – соответствующий типу сечения радиус инерции (i_x или i_{x0}), затем по формуле (4.20) условную гибкость.

По условной гибкости находят значение коэффициента φ и затем проверяют стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot \varphi} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.44)$$

где $A = 2 A'$ – площадь сечения двух уголков, подобранных по сортаменту.

При больших запасах прочности или при перенапряжении подбор нужно повторить. Следует помнить, что минимальный допустимый размер равнополочного уголка 50x5 мм.

В стропильных фермах гибкость сжатых поясов из плоскости фермы во время монтажа не должно превышать $\lambda_u^M = 220$. Однако расчетная длина l_y достаточно велика: она равна расстоянию между вертикальными связями, т.е. 12 м или 15 м в (фермах пролетом 30 м). Поэтому необходимо проверить сжатый пояс на гибкость при монтаже:

$$\lambda^M = \frac{l_y}{i_y} \leq \lambda_u^M, \quad (4.45)$$

где $i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(z_0 + \frac{t_{sa}}{2}\right)^2}$ – радиус инерции сечения из равнополочных уголков относительно оси $y-y$;

t_{sa} – принятая толщина фасонки;

z_0 – из сортамента.

Если условие (4.45) не соблюдается, то обычно не увеличивают сечение пояса (это ведет к значительному увеличению расхода стали), а предусматривают на время монтажа установку временных дополнительных распорок (через 6 или 9 м).

В легких фермах, особенно с облегченным покрытием из профилированного настила, имеются стержни с незначительными расчетными усилиями ($N \leq 50$ кН) и, следовательно, с небольшими расчетными напряжениями. Сечения этих стержней можно подбирать по допустимой гибкости λ_u (см. табл.4.5). Обычно такими стержнями являются стойки и раскосы в средних панелях, выполняемые из двух уголков.

Зная расчетную длину стержней l_{ef} и принимая предельную гибкость $\lambda_u=180$, находят требуемый радиус инерции:

$$i_{cal} = \frac{l_{ef}}{\lambda_u}, \quad (4.46)$$

по которому в сортаменте выбирают сечение, имеющее наименьшую площадь. Затем подобранное сечение стержня проверяют на устойчивость по формуле (4.24).

Растянутые стержни подбирают из расчета на прочность. Требуемую площадь поперечного сечения определяют по формуле:

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.47)$$

где N – расчетное усилие в стержне;

R_y – расчетное сопротивление для фасонной стали (табл. 3.1);

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый для растянутых стержней равным 0,9 согласно табл.1 [1].

Затем по сортаменту подбирают сечение уголка с площадью $A \leftarrow 0,5A_{cal}$ (минимальный уголок 50x5 мм). Подобранное сечение проверяют на гибкость:

Таблица 4.7

Таблица подбора сечений стержней фермы

Наименование стержня	Обозначение стержня	Расчетное усилие, кН	Тип и размеры сечения	Площадь сечения, $A, \text{см}^2$	Расчетная длина, см	Радиус инерции, см		Гибкость		φ_x	γ_c	$\sigma, \text{МПа}$	Принятое сечение	
						l_x	l_y	i_x	i_y					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
Верхний пояс	3 – а													
	4 – в													
	5 – г													
	6 – е													
Нижний пояс	1 – б													
	1 - д													
Раскосы	а – б													
	б – в													
	г – д													
	д – е													
Стойки	в – г													
	е – ж													

Примечание: расчетная длина верхнего пояса l_y в таблице указывается на период монтажа.

$$\lambda = \frac{l_x}{i_x} \leq \lambda_u = 400, \quad (4.48)$$

где l_x – расчетная длина стержня;

i_x – радиус инерции стержня в плоскости фермы.

Окончательные результаты подбора сечений стержней ферм сводят в таблицу (табл. 4.7). В силу симметрии конструкции таблицу составляют только для половины фермы.

Для удобства изготовления и комплектования металла при проектировании ферм из уголков обычно ограничиваются четырьмя – пятью типами уголков.

Окончательно принятые типы уголков приводят в последнем столбце таблицы – «принятое сечение».

4.8.5. Общие указания по конструированию узлов

Конструирование начинают с того, что вычерчивают схему узла – оси сходящихся в нем элементов, затем наносят контуры элементов, начиная с пояса (см. рис. 4.9, 4.45). С осевыми линиями схемы совмещают линии центров тяжести элементов. Для нанесения контуров уголков от осевых линий откладывают в сторону обушка округленное до 5 мм расстояние z_0 (из сортамента). В противоположном направлении от оси откладывают расстояние $b-z_0$ (b – ширина полки уголка). Аналогично поступают и при сечениях другой формы.

После нанесения контуров элементов показывают обрез уголков решетки так, чтобы в сварных узлах между поясом и элементами решетки оставался зазор не менее $a=(6t_{sa} - 20)$ мм, но не более 80 мм, для уменьшения остаточных сварочных напряжений. Между торцамистыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм.

Обрез уголка, как правило, производят перпендикулярно к его оси. Допустимо срезать часть полки уголка (но не далее начала закругления) с целью некоторого уменьшения размера фасонки.

Очертание и размер фасонки в узлах фермы зависят от размера швов, прикрепляющих раскосы, типастыка и т.п.

Следует стремиться к наиболее простому очертанию фасонки (в виде прямоугольника, прямоугольной трапеции, параллелограмма и т.д.).

4.8.6. Конструирование и расчет промежуточных узлов

Элементы решетки (раскосы и стойки) приваривают к фасонкам фланговыми швами, концы которых для уменьшения концентрации напряжений выносят на торец элемента на длину 20 мм. Расчетные усилия, передаваемые со стержней ферм на фасонки, распределяются между швами по обушкам и перьям уголков обратно пропорционально расстояниям от этих швов до центра тяжести сечения. В равнополочных уголках со стороны пера передается $0,3N$, а со стороны обушка – $0,7N$ (N – расчетное усилие в элементе решетки).

Расчет сварных швов, соединяющих элементы решетки из парных уголков с фасонкой, сводится к определению длины угловых швов, выполняемых с помощью ручной сварки. Эту длину определяют независимо от направления усилия по формулам:

(со стороны пера)

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad \} \quad (4.49)$$

(со стороны обушка)

$$l_w^{ob} = \frac{0,7 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f^{ob} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см},$$

где $\beta_f = 0,7$ – коэффициент, зависящий от вида сварки (при ручной сварке расчет производят только по металлу шва);

k_f – катет шва;

1 см – добавление к длине шва, компенсирующее непровар;

R_{wf} – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва (табл. 3.2)

Полученные длины швов округляют кратно 10 мм в большую сторону.

При расчете сварных соединений катет сварного шва предварительно назначают. Как уже указывалось, минимальный катет шва принимают равным 4 мм. Максимальный катет зависит от толщины привариваемых уголков, но во всех случаях его желательно не принимать более 8 мм (при большем катете шва требуется двухпроходная сварка). Катет шва принимается кратным 1 мм.

Катет шва назначают исходя из следующих условий:

$$\begin{aligned} \text{со стороны пера} \quad k_f^n &= t - (1 \dots 4) \text{мм} ; & \} \\ \text{со стороны обушка} \quad k_f^{ob} &\leq 1,2 \cdot t , \end{aligned} \quad (4.50)$$

где t – толщина уголка.

Минимальная длина сварного шва – 40 мм, максимальная длина флангового шва – $60k_f$.

Найденные длины швов откладывают на чертеже со стороны обушка и пера уголков, образующих стержни решетки, и вычерчивают узловую фасонку; при этом углы ее должны быть спрятаны между уголками.

При проектировании пояса фермы из двух уголков, фасонка заводится между этими уголками и приваривается к ним швами по обушку и перу по всей длине примыкания фасонки к поясу. С этой целью край фасонки выпускают наружу на 10...20 мм.

Однако не всегда конструктивно удобно выпускать всю фасонку за грань пояса, например, при установке по верхнему поясу накладок для опирания железобетонных плит (см. рис. 4.9 и п. 4.7.2) или уголков для крепления прогонов (см. рис. 4.7). В этом случае часть фасонки не доводят до обушка уголков на 5...7 мм.

Длина швов, прикрепляющих фасонку к поясу, определяется размерами фасонки и измеряется по чертежу. Задача здесь сводится к определению требуемого катета шва.

Прикрепление фасонки к поясу из уголков, если в узле не устраиваютстык пояса, должно быть рассчитано на равнодействующую усилий всех элементов решетки N_f , примыкающих непосредственно к узловой фасонке. В прямолинейном поясе эта равнодействующая равна разности усилий в соседних панелях.

Если к поясным уголкам в узле приложена сосредоточенная нагрузка (что имеет место в верхних узлах стропильных ферм), то швы, прикрепляющие фасонки к поясу, рассчитывают на равнодействующее усилие от сосредоточенной нагрузки и разности усилий в соседних панелях (указанное не относится к случаю, когда сосредоточенная сила прикладывается непосредственно к фасонке, что имеет место, например, в узлах крепления подкровной балки, см. рис. 4.45).

Таким образом, катет швов, прикрепляющих фасонку к поясу, может быть определена из формул:

(со стороны пера)

$$k_f^n = \frac{0,3 \cdot N_f}{2 \cdot \beta_f \cdot l_w^n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}; \quad \} \quad (4.51)$$

(со стороны обушка)

$$k_f^{ob} = \frac{0,7 \cdot N_f}{2 \cdot \beta_f \cdot l_w^{ob} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c},$$

где l_w^n и l_w^{ob} – фактические длины швов со стороны пера и обушка с учетом непровара (от измеренной на чертеже длины швов следует вычесть по 1 см на непровар; если со стороны обушка выступающая часть состоит из двух участков, то из длины каждого из них следует вычесть по 1 см на напровар);

$N_f = N_2 - N_1$ – для случаев когда нет сосредоточенной нагрузки в узле;

$$N_f = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F_y^2 + 2 \cdot F_y \cdot (N_2 - N_1) \cdot \sin \alpha} \quad \text{– для случаев,}$$

когда в узле действует сосредоточенная нагрузка;

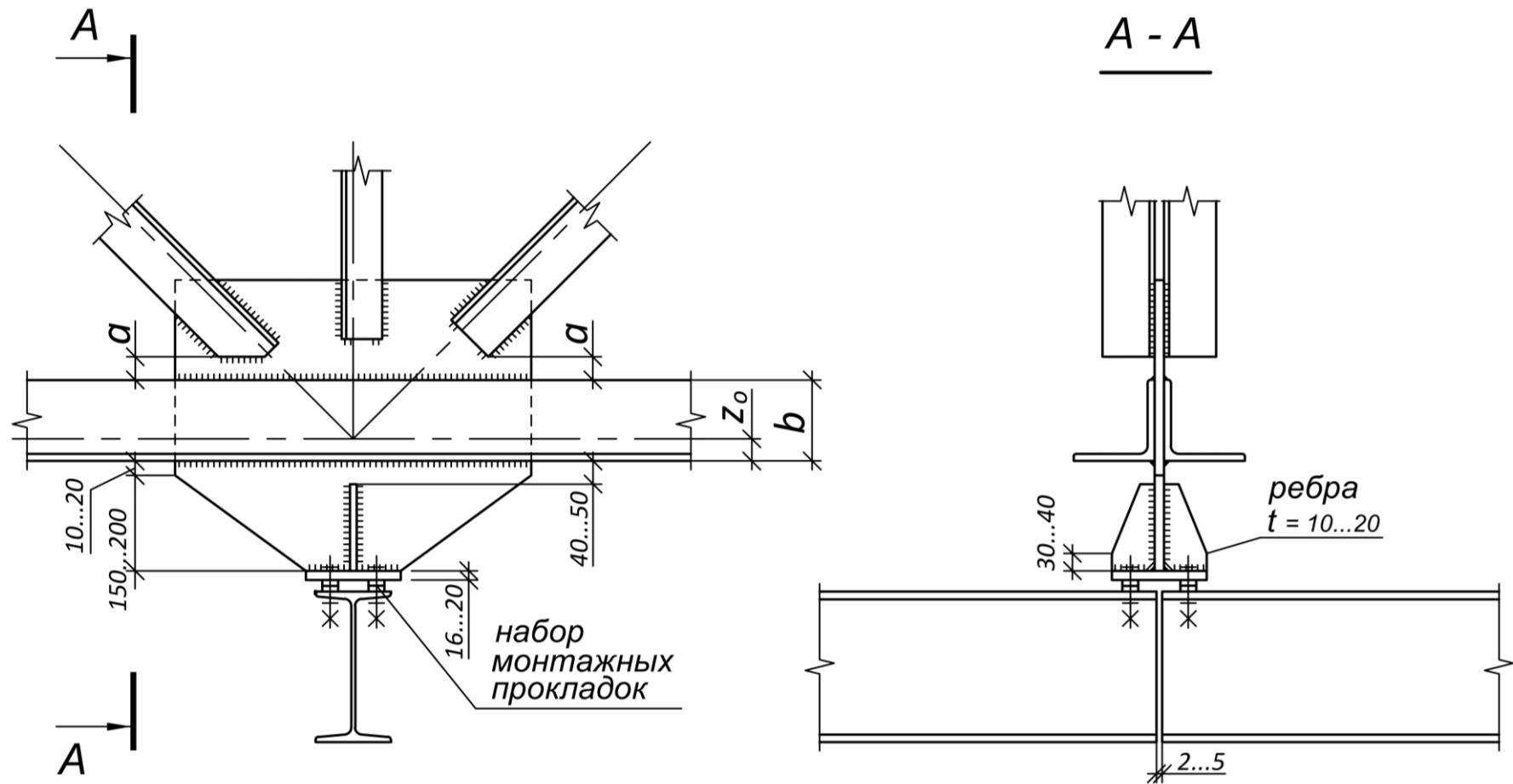


Рис. 4.45 Промежуточный узел фермы с поясами из уголков с прикреплением балки монорельса

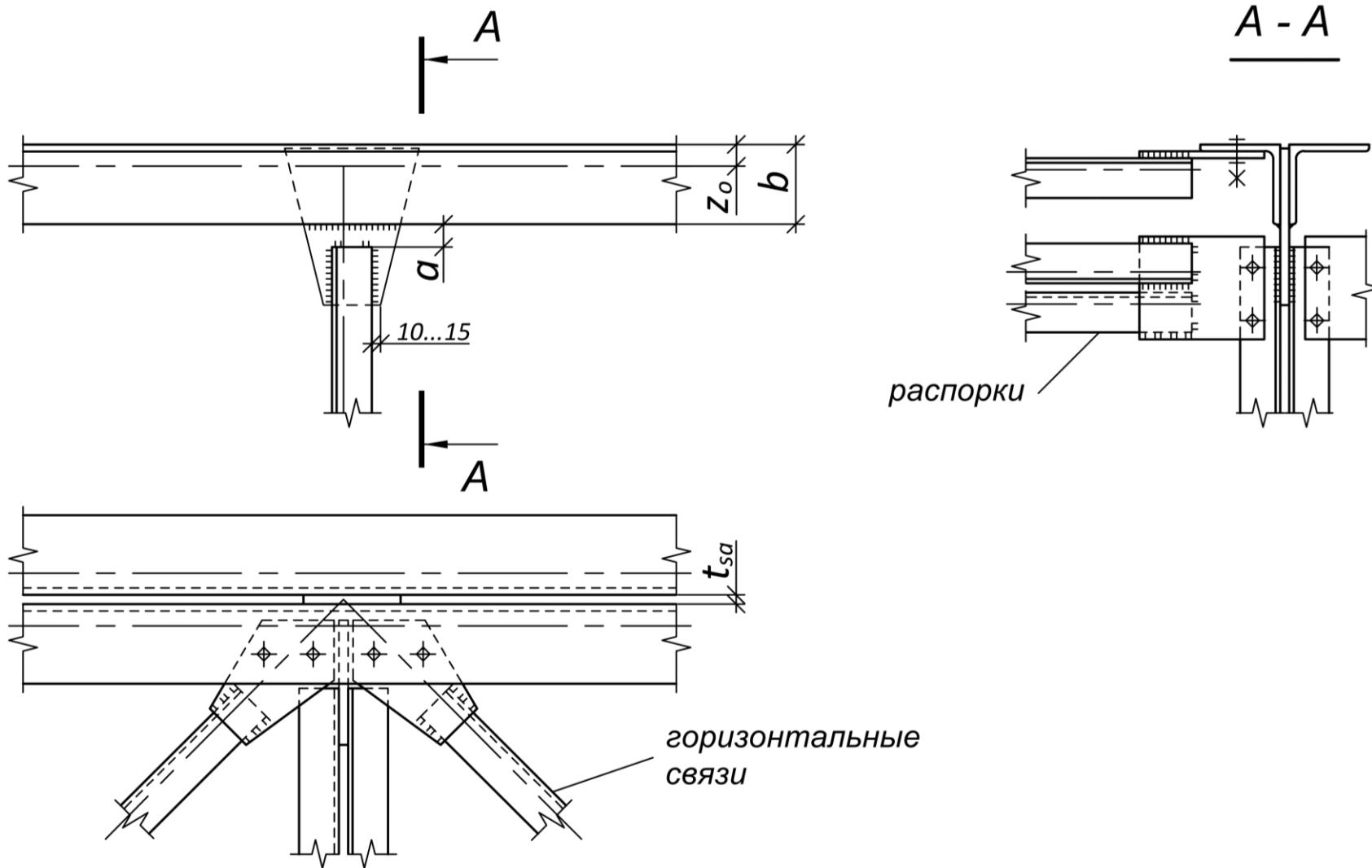


Рис. 4.46 Промежуточный узел фермы с поясами из уголков с примыканием одной стойки.

Показано примыкание горизонтальных связей

N_1 и N_2 – усилия в смежных панелях, причем $N_1 < N_2$;

$F_y = F_p + F_s$ – узловая сосредоточенная нагрузка; складывается из снеговой и постоянной узловых нагрузок (см. п. 4.8.1);

α – угол, определяющий уклон верхнего пояса.

Разность усилий в поясе, где к нему примыкает только стойка (см. узел на рис. 4.46), равно нулю; крепление стойки к фасонке и фасонки к поясу здесь производят на расчетное усилие в стойке $N = F_y$. Для плавной передачи усилия от стойки на пояс фермы фасонку сбоку выпускают за стойку на 10...15 мм и направляют к поясу под углом не менее 15° .

4.8.7. Конструирование и расчет опорных узлов

При жестком сопряжении ригеля с колонной наиболее широко распространено опирание стропильной фермы сбоку колонны на опорный столик (рис. 4.11). Узел в этом случае должен быть запроектирован и рассчитан с учетом действующего опорного момента M , величина которого берется из таблицы расчетных усилий колонны для ее верхнего сечения при неблагоприятном сочетании нагрузок (табл. 4.2).

Опорное давление фермы (вертикальная реакция F) передается с опорной торцевой фасонки на специальный опорный столик. Опорная фасонка для четкости опиりания выступает на 10...20 мм ниже фасонки, к которой крепятся уголки фермы. Из условия смятия площадь торцевой фасонки должна быть не менее

$$A_{ft} = \frac{F}{R_p \cdot \gamma_c}, \quad (4.52)$$

где R_p – расчетное сопротивление листовой стали при смятии торцевой поверхности (см. табл. 3.1);

F – опорная реакция фермы ($F=4F_y$ – для фермы пролетом 24 м и $F=5F_y$ – для фермы пролетом 30 м; F_y определяют по формуле (4.38)).

Ширина торцевой фасонки b_{ft} задаются из условия размещения монтажных болтов ($d_6 \geq 16\text{мм}$), но не менее 180мм. После этого определяют требуемую толщину торцевой фасонки $t_{ft} = A_{ft} / b_{ft}$, $t_{ft} = 16...20$ мм.

Опорный столик изготавляется из листа толщиной 30...40 мм или (при небольшой опорной реакции $F < 250$ кН) из уголка со срезанной полкой. Каждый из двух фланговых швов, прикрепляющих опорный столик к колонне, рассчитывается на $(2/3)F$ из-за возможной неравномерности передачи реакции опорной фасонкой:

$$l_{w0} = \frac{\frac{2}{3}F}{0,7 \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}. \quad (4.53)$$

Опорные фасонки верхнего и нижнего узлов фермы крепятся к полкам колонны на болтах грубой или нормальной точности, которые ставятся в отверстия с диаметром на 3 мм больше диаметра болтов, чтобы они не могли принять на себя опорную реакцию фермы в случае возможных неточностей разметки отверстий.

Изгибающий момент M , который возникает в верхних узлах рам промышленных зданий при жестком сопряжении фермы с колонной, отрывает верхний узел фермы от колонны и прижимает нижний узел фермы с силой $H_p = \frac{M}{h_{on}}$,

где h_{on} – расстояние между осями верхнего и нижнего поясов фермы на опоре.

Размеры узловых фасонок определяются в результате конструктивного оформления (вычерчивания в масштабе) узлов.

Сварные швы, прикрепляющие нижнюю узловую фасонку фермы к опорной торцевой фасонке, работают на срез от опорной реакции F и на внецентренное сжатие силой H_p (вследствие эксцентричности приложения силы H_p по отно-

шению середины шва). Зная длину шва и назначив его катет находим наибольшее напряжение в сварном шве по формуле:

$$\sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c . \quad (4.54)$$

Здесь

$$\begin{aligned} \tau_w &= \frac{F}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot l_w}; \\ \sigma_w &= \frac{H_p}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot l_w} + \frac{6 \cdot H_p \cdot e}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot l_w^2}, \end{aligned} \quad (4.55)$$

где e – эксцентриситет силы H_p по отношению к середине шва (определяется по чертежу);

l_w – длина сварного шва, прикрепляющего нижнюю узловую фасонку к опорной торцевой фасонке (из чертежа).

С торцевой фасонки фермы сила передается на колонну и вызывает в ней небольшие напряжения смятия, проверка которых не требуется.

В узле крепления верхнего пояса сила H_p отрывает фланец от колонны и вызывает его изгиб. Чтобы сделать узел жестким, необходимо принять торцевую фасонку толщиной 16...20 мм и расстояние между болтами как можно меньшим. Момент от изгиба торцевой фасонки определяется, как в защемленной балке пролетом b (см. рис. 4.47). Он равен $M_1 = \frac{H_p \cdot b}{8}$.

Напряжения в торцевой фасонке:

$$\sigma = \frac{M_1}{W} = \frac{3 \cdot H_p \cdot b}{4 \cdot a \cdot t_{ft}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (4.56)$$

где a и t_{ft} – длина и толщина торцевой фасонки (см. рис. 4.11).

Обычно стремятся запроектировать верхний узел так, чтобы линия действия силы H_p проходила через центр торцевой фасонки. В этом случае напряжение в швах, соединяющих торцевую и узловую фасонки, проверяется по формуле:

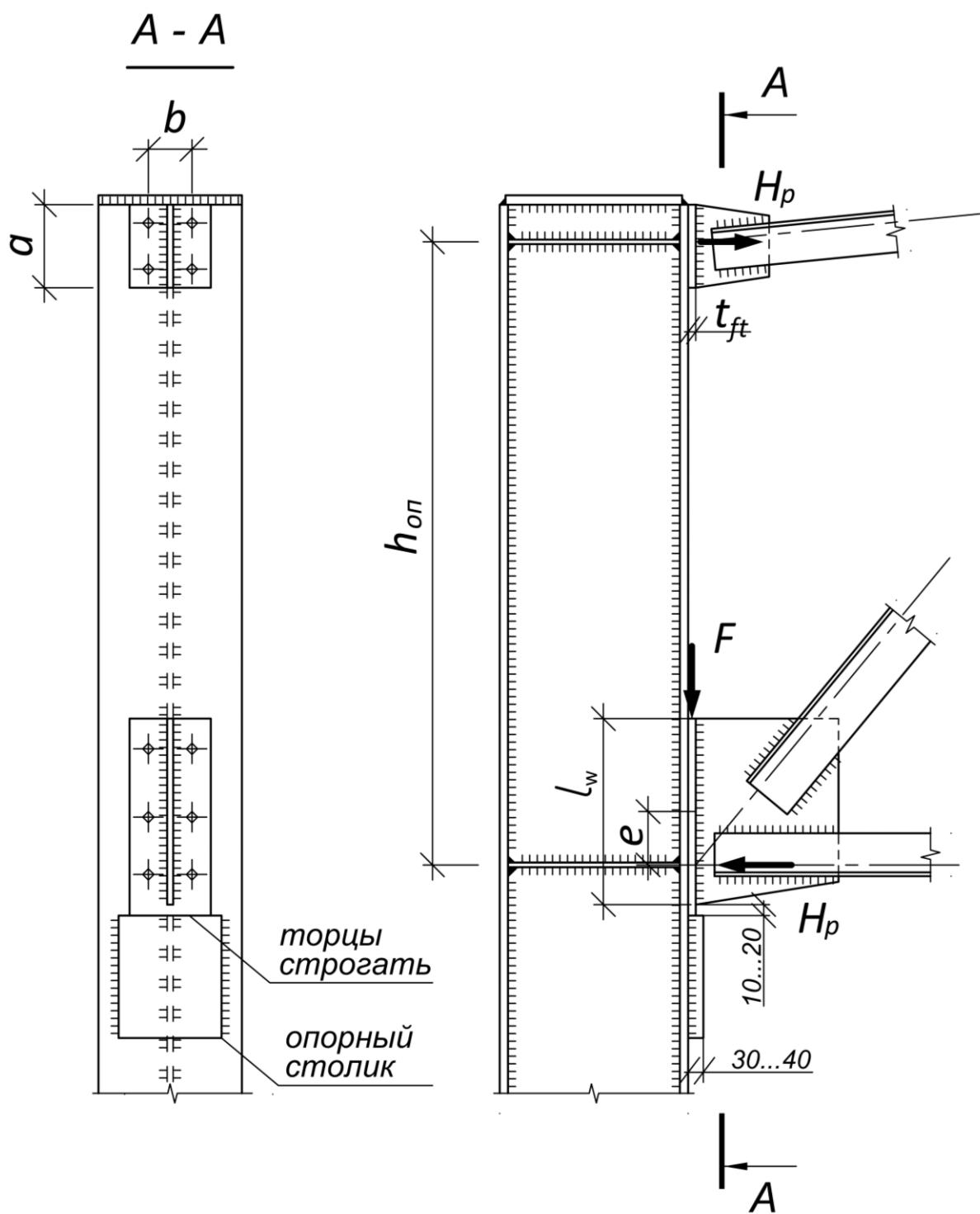


Рис. 4.47 Опорный узел фермы с поясами из уголков при жестком сопряжении ригеля с колонной

$$\sigma_w = \frac{H_p}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot (a-1)} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c. \quad (4.57)$$

Необходимое количество болтов для крепления торцевой фасонки и верхнего пояса к колонне при симметричном их расположении относительно центра узла определяется по формуле:

$$n \geq \frac{H_p}{A_{bn} \cdot R_{bt}}, \quad (4.58)$$

где A_{bn} – площадь нетто сечения стержня болта, принимаемое из табл. 4.8 или табл. Г.9 [1];

$R_{bt}=225$ МПа – расчетное сопротивление растяжению болта класса 5.6 (табл. Г.5 [1]).

Минимальное количество болтов – 4 шт., максимальное – 6 шт. (при расчете следует варьировать диаметрами болтов, т.е. площадью A_{bn}).

Таблица 4.8

Площади сечения болтов нетто

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,2	14,72

Примечание: размеры, заключенные в скобки, не рекомендуются к применению.

4.8.8. Расчет и конструирование укрупнительных узлов

Стропильные фермы пролетом до 36 м перевозятся на строительную площадку в виде двух половин, которые затем соединяют в единую конструкцию. Укрупнительные узлы монтируются в условиях строительной площадки, по-

этому их часто называют монтажными стыками. Их конструкция должна обеспечивать идентичность правой и левой полуферм.

Укрупнительные узлы верхнего и нижнего пояса, как правило, компонуются из одной горизонтальной и двух вертикальных листовых накладок. Фасонка узла разрезается по оси и перекрывается вертикальными накладками с ребрами для крепления связей. К одной половине фасонки накладки привариваются на заводе, к другой – на монтаже. Поясные уголки перекрываются горизонтальной накладкой. Горизонтальная накладка имеет с двух сторон фигурные вырезы, благодаря которым более равномерно передается усилие с поясных уголков на накладку и уменьшается размер узловой фасонки.

Для удобства сборки и приварки листовые накладки первоначально ставятся на монтажные болты, а затем производят сварку. На рис. 4.48 показан укрупнительный узел нижнего пояса фермы пролетом 24 м из равнополочных уголков. Аналогично решается узел и верхнего пояса (рис. 4.49).

Стык фермы с поясами из уголков рассчитывается на усилие N_{st} , которое на 20% больше действительного расчетного усилия в поясе N . Это объясняется некоторой нечеткостью работы узла со стыком:

$$N_{st} = 1,2 \cdot N, \quad (4.59)$$

где N – усилие в поясе в месте стыка.

Через горизонтальную накладку передают 70% усилия N_{st} , через вертикальные накладки – остальные 30%.

Площадь сечения горизонтальной накладки определяют по формуле:

$$A_h = \frac{0,7 \cdot N_{st}}{R_y}, \quad (4.60)$$

где R_y – расчетное сопротивление листовой стали необходимой толщины.

Далее задаются шириной горизонтальной накладки (чтобы она выступала за уголки):

$$b_h = 2 \cdot b + t_{sa} + (20...30) \text{мм}, \quad (4.61)$$

где b – ширина полки поясного уголка;

t_{sa} – толщина фасонки.

Ширина накладки должна соответствовать сортаменту на полосовую сталь или широкополосную сталь (приложение 2).

Затем определяют требуемую толщину горизонтальной накладки по формуле:

$$t_h = \frac{A_h}{b_h} \geq t_{sa}. \quad (4.62)$$

Толщину накладки принимают не меньше толщины фасонки.

Вертикальные накладки принимают конструктивно длиной $h_v=2b$ и толщиной $t_v=t_{sa}$. Шириной вертикальных накладок b_v задаются из условия размещения монтажных болтов. Обычно этот размер равен 180...200 мм.

При конструировании стыка необходимо соблюдать основное правило: площадь сечениястыковых элементов должна быть не меньше площади сечениястыкуемых элементов. Таким образом, в месте разрыва поясных уголков условная площадь стыка A_{st} должна быть равна:

$$A_{st} = b_h \cdot t_h + 2 \cdot b \cdot t_{sa} \geq A_p, \quad (4.63)$$

где A_p – площадь сечения поясных уголков.

Зная размеры накладок переходят к расчету швов с одной стороны стыка. Длина шва соединяющего накладку с поясным уголком с стороны пера равна:

$$l_{wh} = \frac{0,7 \cdot N_{st}}{2,8 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (4.64)$$

где k_f – катет шва, который можно принять для поясного уголка со стороны пера.

Ориентировочно можно считать, что в фигурном вырезе горизонтальной накладки длина каждого сварного шва l_{wa} составляет 40% от длины шва l_{wh} :

$$l_{wa} = 0,4 \cdot l_{wh}. \quad (4.65)$$

Окончательно длины швов уточняются при конструировании узла. Тогда же уточняется и длина горизонтальной накладки.

Длину швов, прикрепляющих поясные уголки к фасонке со стороны пера, определяют по формуле:

$$l_{w1} = \frac{0,3 \cdot N_{st}}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (4.66)$$

Требуемый катет шва, прикрепляющего вертикальную накладку к фасонке:

$$k_f = \frac{0,3 \cdot N_{st}}{2 \cdot 0,7(2 \cdot b - 1)R_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (4.67)$$

при этом $k_f \leq t_{sa}$.

Если в укрупнительном узле примыкают элементы решетки, то их присоединение рассчитывается по рекомендациям п. 4.8.6.

Укрупнительный узел верхнего пояса фермы пролетом 30 м конструируется и рассчитывается аналогично такому же узлу фермы пролетом 24 м.

Несколько отличается конструкция укрупнительного нижнего узла фермы пролетом 30 м. В этой ферме средний элемент нижнего пояса поставляется на строительную площадку в виде отдельной отправочной марки. Таким образом, отпадает необходимость разрезать на две части узловую фасонку и исключаются вертикальные накладки. Расчет и конструирование горизонтальной накладки укрупнительного узла нижнего пояса остается таким же, как и для фермы пролетом 24 м.

Укрупнительный узел нижнего пояса фермы пролетом 30 м представлен на рис.4.50.

4.8.9. Связи (прокладки) в составных элементах фермы

Сечения стержней легких ферм образуют из двух уголков. Для того чтобы обеспечить их совместную работу как единого сечения, по длине стержней необходимо ставить прокладки (п. 7.2.6 [1]). Схематично расположение прокладок показано на рис. 4.51.

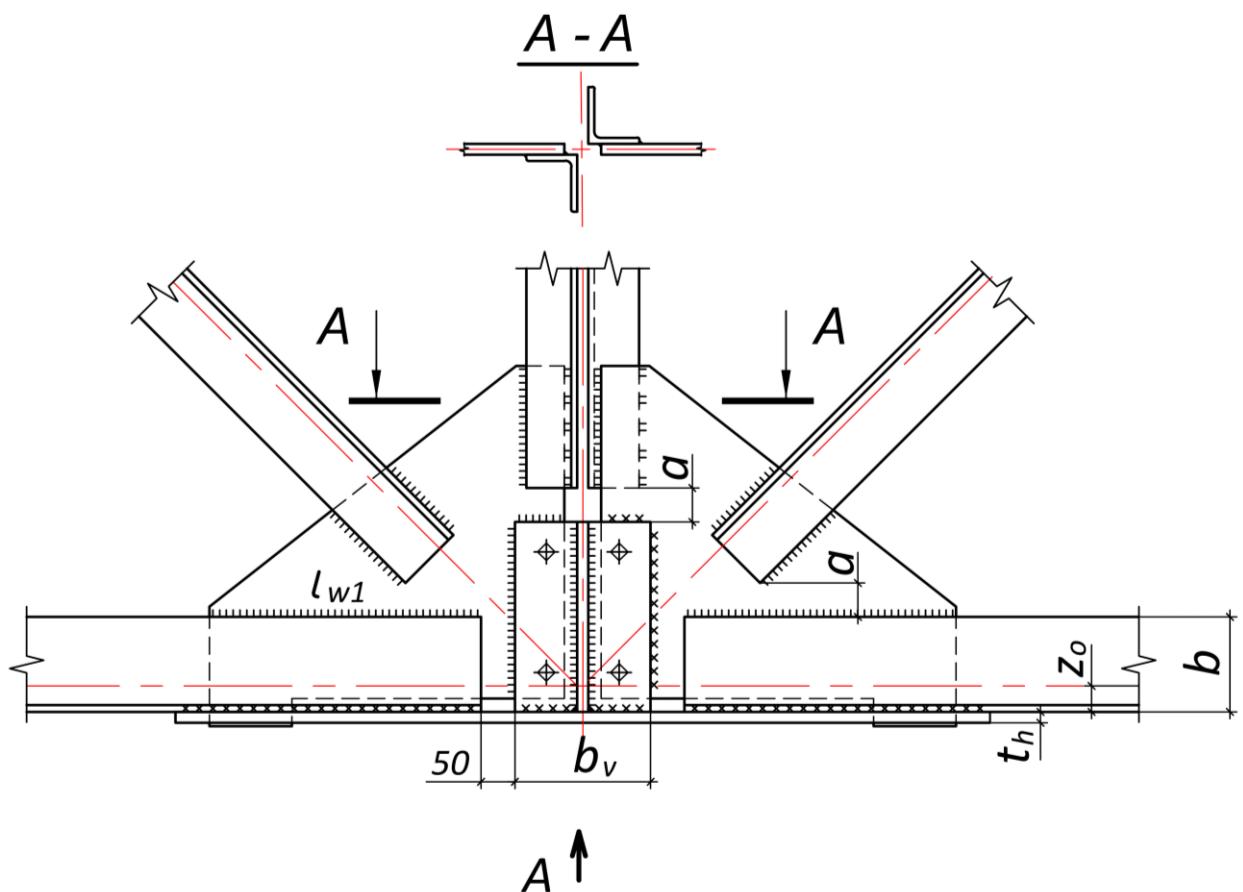
Соединительные прокладки располагают по длине сжатых стержней на расстоянии не более $40 \cdot i_1$, по длине растянутых стержней – не более $80 \cdot i_1$, где i_1 – радиус инерции одного уголка относительно главной оси, параллельной плоскости расположения прокладок (в равнополочных уголках $i_1=i_x$), а для крестовых сечений – минимальный.

Число прокладок по длине стержня должно быть не менее двух, устанавливают их на равном расстоянии друг от друга.

В сварных фермах ставят прокладки толщиной, равной толщине фасонок, шириной b равной 0,5...0,7 ширины полки уголка b_{yz} , но не менее 60 мм, и длиной – $b_{yz} + (20...30)$ мм. Прокладки соединяются с уголками сварными швами. Катет швов назначают:

$$\text{при толщине фасонок } t_{sa} \leq 10 \text{ мм} \quad - \quad k_f = 4 \text{ мм,}$$

$$t_{sa} > 10 \text{ мм} \quad - \quad k_f = 6 \text{ мм.}$$



Вид А

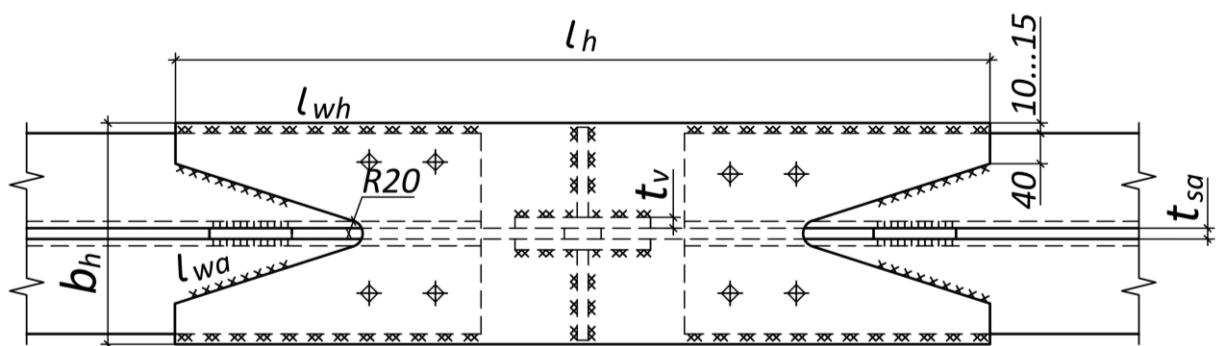
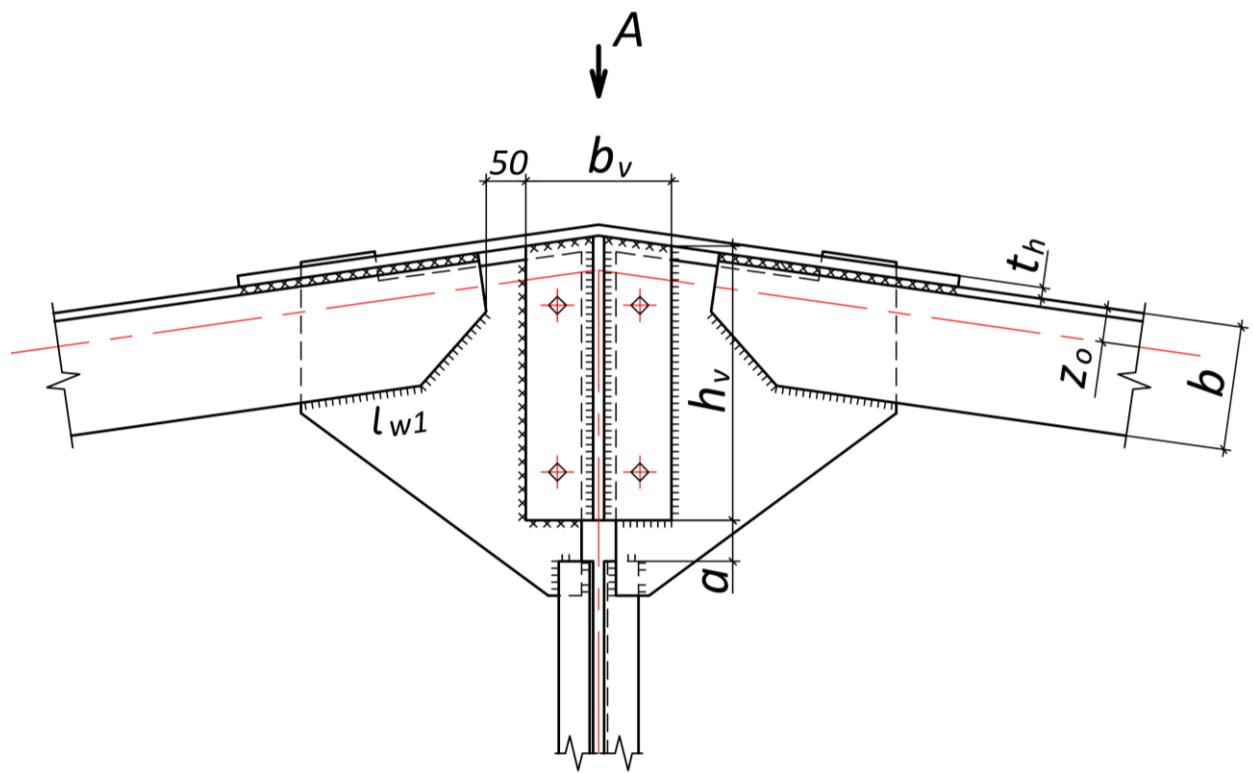


Рис. 4.48 Укрупнительный узел нижнего пояса фермы
пролетом 24 м



Вид А

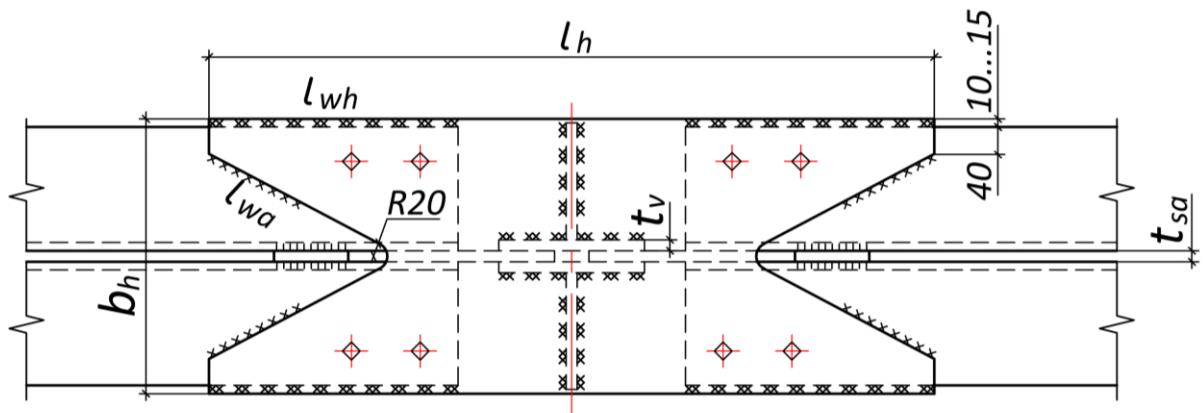


Рис. 4.49 Укрупнительный узел верхнего пояса фермы
пролетом 24 м

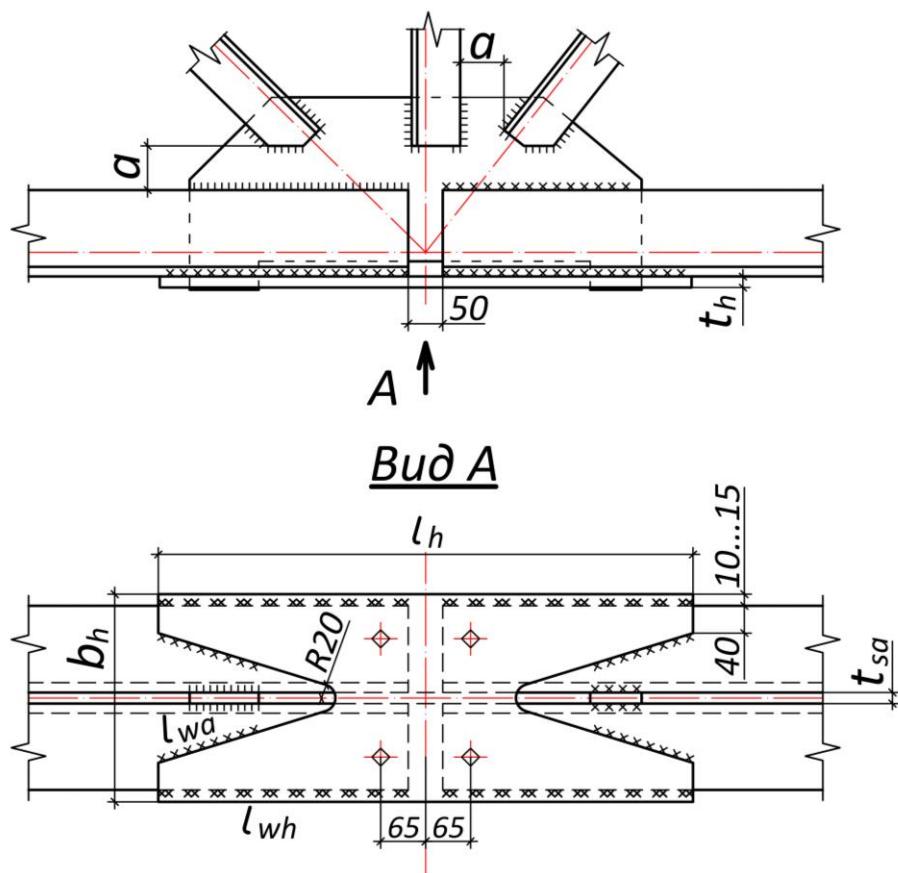


Рис. 4.50 Укрупнительный узел нижнего пояса фермы
пролетом 30 м

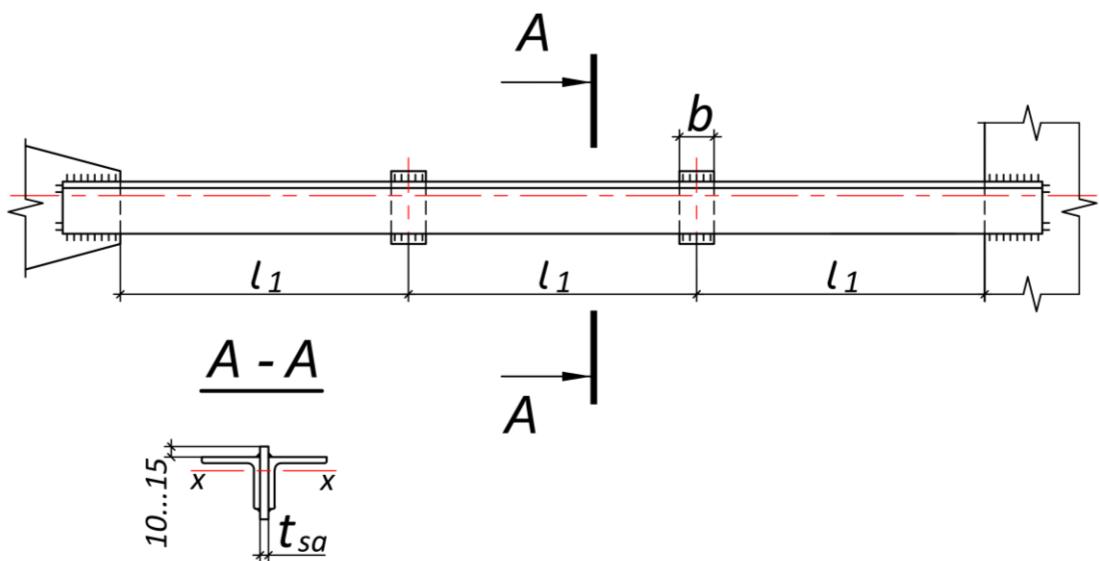


Рис. 4.51 Расстановка соединительных прокладок
в стержнях фермы

4.9. Подбор сечения связей

Связи, как правило, воспринимающие небольшие усилия, рассчитываются по предельной гибкости λ_u , которая для сжатых элементов связей принимается равной 200, для растянутых: вертикальных связей между колоннами – 300, прочих связей – 400.

В РГР связи из одиночных уголков рекомендуется принимать крестового сечения, которые подбираются по предельной гибкости для растянутых элементов по формуле (4.48). Так как связи крестового сечения имеют соединение в месте пересечения, то требуемый радиус инерции определяют относительно оси x - x , но при этом за расчетную длину принимают всю длину элемента крестовой решетки.

Если для связей принимается треугольная решетка (что обычно имеет место в вертикальных связях по фермам при шаге ферм 12 м), то они выполняются из двух равнополочных уголков, образующих тавровое сечение (см. рис. 4.45, а), и подбираются по предельной гибкости для сжатых элементов по формуле (4.43).

Все распорки подбирают по предельной гибкости для сжатых элементов связей и выполняются они из двух уголков, образующих тавровое сечение на участках расположения связевых ферм и крестовое сечение (см. рис. 4.45, б) в других случаях.

За расчетную длину сжатых элементов связей и распорок принимают их геометрическую длину.

Пример прикрепления связей к колонне показан на рис. 4.52.

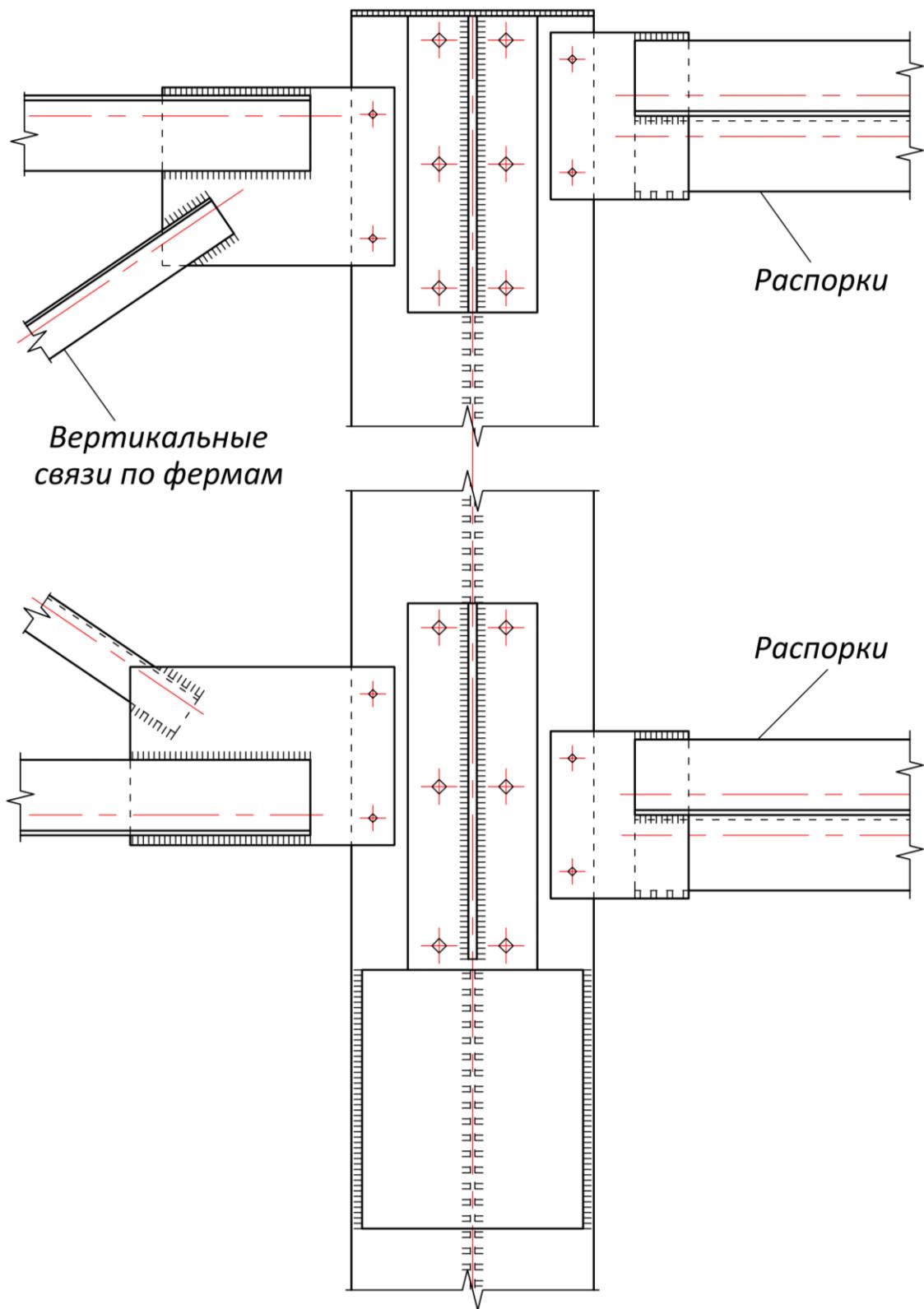
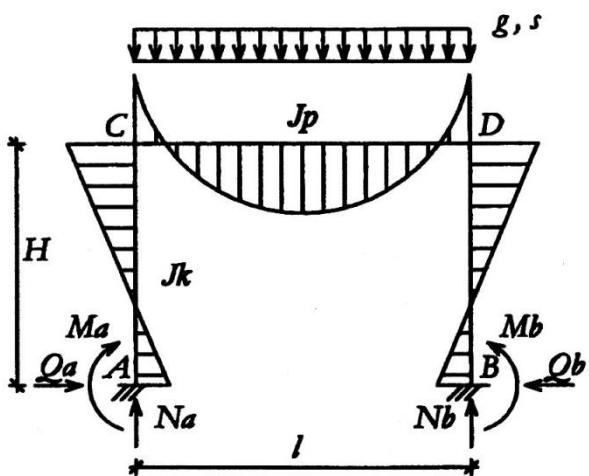


Рис. 4.52 Прикрепление связей к колонне

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1



$$M_A = M_B = \frac{pl^2}{12(k+2)};$$

$$M_C = M_D = \frac{pl^2}{6(k+2)};$$

$$N_A = N_B = \frac{pl}{2};$$

$$Q_A = Q_B = \frac{pL^2}{4H(k+2)};$$

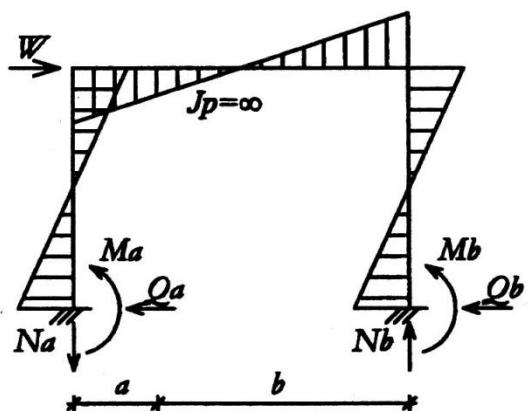
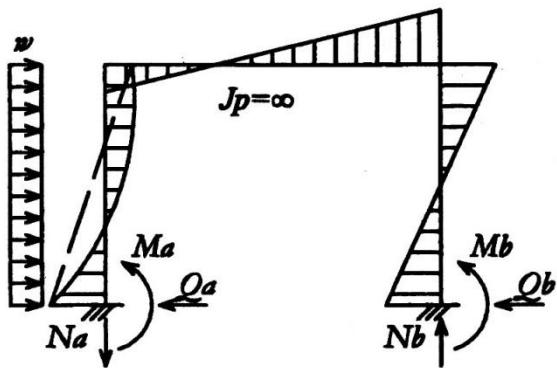
$$k = \frac{I_p \cdot H}{I_k \cdot l};$$

$$M_A = \frac{5}{24}wH^2; \quad M_B = \frac{1}{8}wH^2;$$

$$M_C = \frac{1}{24}wH^2; \quad M_D = \frac{1}{8}wH^2;$$

$$N_A = N_B = \frac{wH^2}{6l};$$

$$Q_A = \frac{3}{4}wH; \quad Q_B = \frac{1}{4}wH$$



$$M_A = M_B = M_C = M_D = \frac{WH}{4};$$

$$N_A = N_B = \frac{WH}{2l};$$

$$Q_A = Q_B = \frac{(W + W')}{2}$$

$$M_A = \left(\frac{1}{2+k} - \frac{1-2\xi}{1+6k} \right) \frac{Fab}{2l};$$

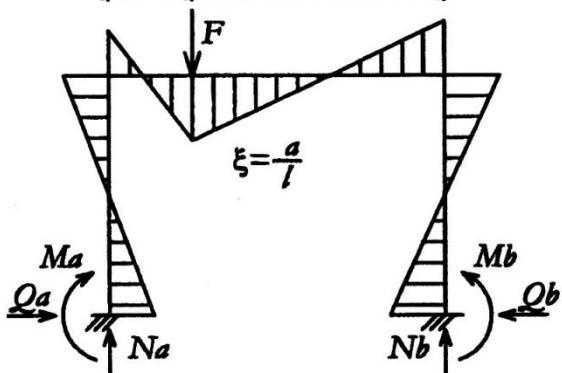
$$M_B = \left(\frac{1}{2+k} + \frac{1-2\xi}{1+6k} \right) \frac{Fab}{2l};$$

$$M_C = \left(\frac{2}{2+k} + \frac{1-2\xi}{1+6k} \right) \frac{Fab}{2l};$$

$$M_D = \left(\frac{2}{2+k} - \frac{1-2\xi}{1+6k} \right) \frac{Fab}{2l};$$

$$N_A = \frac{Fb}{l}; \quad N_B = \frac{Fa}{l};$$

$$Q_A = Q_B = \frac{3Fab}{2Hl(2+k)}$$



Приложение 2

ВЫБОРКА ИЗ СОРТАМЕНТА

1. Сталь широкополосная (универсальная) по ГОСТ 82-70

Ширина листов: 200 210 220 240 250 260 280 300 320
340 360 380 400 420 450 480 500 530
560 600 630 650 670 700 750 800 850
1050

Толщина листов: 6 7 8 9 10 11 12 14 16 18 20 22 25
28 30 32 36 40 мм

2. Сталь толстолистовая по ГОСТ 19903-74

Ширина листов: 1000 1250 1400 1500 ... и далее через 100 мм

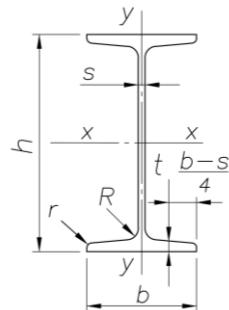
Толщина листов: 6 7 8 9 10 11 12 14 16 18 20 22 24
26 28 30 мм

3. Сталь полосовая по ГОСТ 103-76

Ширина листов: 60 63 65 70 80 85 90 95 100 105 110
120 125 130 140 150 160 170 180 190
200 мм

Толщина листов: 6 7 8 9 10 11 12 14 16 18 20 мм

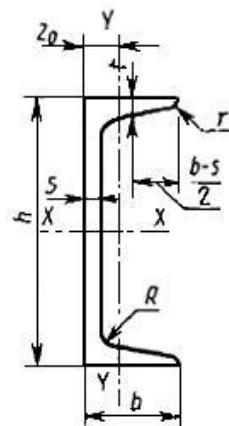
Приложение 3



Сталь горячекатаная, балки двутавровые по ГОСТ 8239-89

№ балки	Размеры, мм						Линейная плотность кг/м	Площадь сечения см ²	Справочные данные для осей								
	h	b	s	t	R	r			x-x				y-y				
									I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см		
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	9,48	12	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22		
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3	11,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38		
14	140	73	4,9	7,5	8	3	13,7	17,4	572	61,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55		
16	160	81	5,0	7,8	6,5	3,5	15,9	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70		
18	180	90	5,1	8,1	9	3,5	18,4	23,4	1 290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88		
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4	21	26,8	1 840	184	8,28	104	115	23,1	2,07		
22	220	110	5,4	8,7	10	4	24	30,6	2 550	232	9,13	131	157	28,6	2,27		
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4	27	34,8	3 460	289	9,97	163	198	34,5	2,37		
27	270	125	6,0	9,8	11	4,5	31,5	40,2	5 010	371	11,2	210	260	41,5	2,54		
30	300	135	6,5	10,2	12	5	36,5	46,5	7 080	472	12,3	268	337	49,9	2,69		
33	330	140	7,0	11,2	13	5	42,2	53,8	9 840	597	13,5	339	419	59,9	2,79		
36	360	145	7,5	12,3	14	6	48,6	61,9	13 380	734	14,7	423	516	71,1	2,89		
40	400	155	8,3	13,0	15	6	57	72,6	19 062	953	16,2	545	667	86,1	3,03		
45	450	160	9,0	14,2	16	7	66,5	84,7	27 696	1 231	18,1	708	808	101	3,09		
50	500	170	10	15,2	17	7	78,5	100	39 727	1 589	19,9	919	1 043	123	3,23		
55	550	180	11	16,5	18	7	92,6	118	55 962	2 035	21,8	1 181	1 356	151	3,39		
60	600	190	12	17,8	20	8	108	138	78 806	2 560	23,6	1 491	1 725	182	3,54		

Приложение 4

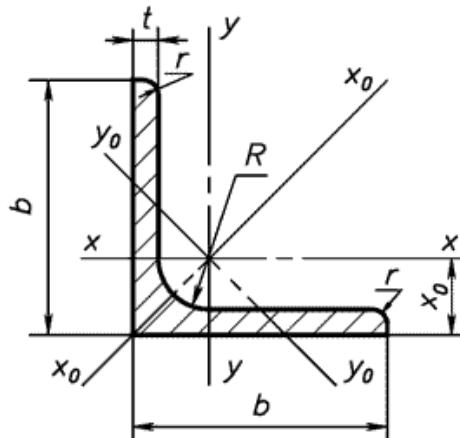


**Сталь горячекатаная, швеллер с уклоном внутренних граней полок по
ГОСТ 8240-97 (сокращенный сортамент)**

№ профиля	Размеры, мм						Площадь сечения см^2	Масса 1 м, кг	Справочные данные для осей						$z_0, \text{ см}$			
	h	b	s	t	R	r			$x-x$				$y-y$					
									$I_x, \text{ см}^4$	$W_x, \text{ см}^3$	$S_x, \text{ см}^3$	$i_x, \text{ см}$	$I_y, \text{ см}^4$	$W_y, \text{ см}^3$	$i_y, \text{ см}$			
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	20,4	3,99	20,4	6,46	1,37	1,44		
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	29,6	4,78	31,2	8,52	1,53	1,54		
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	40,8	5,6	45,4	11	1,7	1,67		
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	54,1	6,42	63,3	13,8	1,87	1,80		
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	69,8	7,24	86	17	2,04	1,84		
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	87,8	8,07	113	20,5	2,2	2,07		
22	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	110	8,89	151	25,1	2,37	2,21		
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	139	9,73	208	31,6	2,6	2,42		
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	178	10,9	262	37,3	2,73	2,47		
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	224	12	327	43,6	2,84	2,52		
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	281	13,1	410	51,8	2,97	2,59		
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10820	601	350	14,2	513	61,7	3,1	2,68		
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	444	15,7	642	73,4	3,23	2,75		

Приложение 5

**Сталь горячекатаная, уголки равнополочные по ГОСТ 8509-93
(сокращенный сортамент)**



Размеры, мм				Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей						Z _o (x _o), см	i _y , см, при зазоре а равном, мм					
b	t	R	r			x-x		x _o -x _o		y _o -y _o			8	10	12			
						I _x , см ⁴	i _x , см	I _{x0} , см ⁴	i _{x0} , см	I _{y0} , см ⁴	i _{y0} , см							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)			
40	4	5	1,7	2,42	3,08	4,58	1,22	7,26	1,53	1,90	0,78	1,13	1,96	2,04	2,12			
				2,98	3,79	5,53	1,21	8,75	1,52	2,30	0,78	1,17	1,98	2,05	2,53			
45	4	5	1,7	2,73	3,48	6,63	1,38	10,52	1,74	2,74	0,89	1,26	2,16	2,24	2,32			
				3,37	4,29	8,03	1,37	12,74	1,72	3,33	0,88	1,30	2,18	2,26	2,34			
50	4	5,5	1,8	3,05	3,89	9,21	1,54	14,63	1,94	3,80	0,99	1,38	2,35	2,43	2,51			
				3,77	4,80	11,20	1,53	17,77	1,92	4,63	0,98	1,42	2,38	2,45	2,53			
56	4	6	2	3,44	4,38	13,10	1,73	20,79	2,18	5,41	1,11	1,52	2,58	2,66	2,73			
				4,25	5,41	15,97	1,72	25,36	2,16	6,59	1,10	1,57	2,61	2,72	2,77			
63	4	7	2,3	3,90	4,96	18,16	1,95	29,90	2,45	7,81	1,25	1,69	2,86	2,91	3,01			
				4,81	6,13	23,10	1,94	36,60	2,44	9,52	1,25	1,74	2,89	2,96	3,04			
				5,72	7,28	27,06	1,93	42,94	2,43	11,18	1,24	1,78	2,90	2,99	3,06			

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
70	5	8	2,7	5,38	6,86	31,94	2,16	50,67	2,72	13,22	1,39	1,90	3,16	3,23	3,30
	6			6,39	8,15	37,85	2,15	59,64	2,71	15,52	1,38	1,94	3,18	3,25	3,33
	7			7,39	9,42	42,98	2,14	68,19	2,69	17,77	1,37	1,99	3,20	3,28	3,36
	8			8,37	10,67	48,16	2,12	76,35	2,68	19,97	1,37	2,02	3,22	3,29	3,37
75	5	9	3	5,80	7,39	39,53	2,31	62,65	2,91	16,41	1,49	2,02	3,35	3,42	2,49
	6			6,89	8,78	46,57	2,30	73,87	2,90	19,28	1,48	2,06	3,37	3,44	3,52
	7			7,96	10,15	53,34	2,29	84,61	2,89	22,07	1,47	2,10	3,40	3,47	3,54
	8			9,02	11,50	59,84	2,28	94,89	2,87	24,80	1,47	2,15	3,43	3,50	3,57
	9			10,07	12,83	66,10	2,27	104,72	2,86	27,48	1,46	2,18	3,44	3,51	3,59
80	6	9	3	7,36	9,38	56,97	2,47	90,40	3,11	23,54	1,58	2,19	3,58	3,65	3,72
	7			8,51	10,85	65,31	2,45	103,66	3,09	26,97	1,58	2,23	3,60	3,67	3,75
	8			9,65	12,30	73,36	2,44	116,39	3,08	30,32	1,57	2,27	3,62	3,69	3,77
90	6	10	3,3	8,33	10,61	82,10	2,78	130,22	3,50	33,97	1,79	2,43	3,64	4,04	4,11
	7			9,64	12,28	94,30	2,77	149,67	3,49	38,94	1,78	2,47	3,99	4,06	4,13
	8			10,93	13,93	106,11	2,76	168,42	3,48	43,80	1,77	2,51	4,01	4,08	4,16
	9			12,20	15,60	118,00	2,75	186,00	3,46	48,60	1,77	2,55	4,04	4,11	4,18
100	7	12	4	10,79	13,75	130,59	3,08	207,01	3,88	54,16	1,98	2,71	4,38	4,45	4,52
	8			12,25	15,60	147,19	3,07	233,46	3,87	60,92	1,98	2,75	4,40	4,47	4,54
	10			15,10	19,20	179,00	3,05	284,00	3,84	74,10	1,96	2,83	4,44	4,52	4,59
	12			17,90	22,80	209,00	3,03	331,00	3,81	86,90	1,95	2,91	4,48	4,56	4,63
	14			20,63	26,28	237,15	3,00	374,98	3,78	99,32	1,94	2,99	4,53	4,60	4,68
	16			23,30	29,68	263,82	2,98	416,04	3,74	111,6	1,94	3,06	4,57	4,64	4,72
110	7	12	4	11,89	15,15	175,61	3,40	278,54	4,29	72,68	2,19	2,96	4,78	4,85	4,92
	8			13,50	17,20	198,17	3,39	314,51	4,28	81,83	2,18	3,00	4,80	4,87	4,95
125	8	14	4,6	15,46	19,69	294,36	3,87	466,76	4,87	121,96	2,49	3,36	5,39	5,46	5,55
	9			17,30	22,00	327,48	3,86	520,00	4,86	135,38	2,48	3,40	5,41	5,48	5,56
	10			19,10	24,33	359,82	3,85	571,04	4,84	148,59	2,47	3,45	5,44	5,52	5,58
	12			22,68	28,89	422,23	3,82	670,02	4,82	174,43	2,46	3,53	5,48	5,55	5,62
	14			26,20	33,37	481,76	3,80	763,90	4,78	199,62	2,45	3,61	5,52	5,60	5,67
	16			29,65	37,77	538,56	3,78	852,84	4,75	224,29	2,44	3,68	5,56	5,63	5,72

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
140	9	14	4,6	19,41	24,72	465,72	4,34	739,42	5,47	192,03	2,79	3,78	6,02	6,10	6,16
	10			21,45	27,33	512,29	4,33	813,62	5,46	210,96	2,78	3,82	6,05	6,12	6,19
	12			25,50	32,49	602,49	4,31	956,98	5,43	248,01	2,76	3,90	6,08	6,15	6,25
160	10	16	5,3	24,67	31,43	774,24	4,96	1229,10	6,25	319,30	3,19	4,30	6,84	6,91	6,97
	11			27,02	34,42	844,21	4,95	1340,66	6,24	347,77	3,18	4,35	6,86	6,93	7,00
	12			28,35	37,39	912,89	4,94	1450,00	6,23	375,78	3,17	4,39	6,88	6,95	7,02
	14			33,97	43,57	1046,47	4,92	1662,13	6,20	430,84	3,16	4,47	6,91	6,98	7,05
180	11	16	5,3	30,47	38,80	1216,44	5,60	1933,10	7,06	499,78	3,59	4,85	7,67	7,74	7,81
	12			33,12	42,19	1316,62	5,59	2092,78	7,04	540,45	3,58	4,89	7,69	7,76	7,83
200	12	18	6	36,97	47,10	1822,78	6,22	2896,16	7,84	749,40	3,99	5,37	8,48	8,55	8,62
	13			39,92	50,85	1960,77	6,21	3116,18	7,83	805,35	3,98	5,42	8,50	8,58	8,64
	14			42,80	54,60	2097,00	6,20	3333,0	7,81	861,00	3,97	5,46	8,52	8,60	8,66
	16			48,65	61,98	2362,57	6,17	3755,39	7,78	969,74	3,96	5,54	8,56	8,64	8,70
220	14	21	7	47,40	60,38	2814,36	6,83	4470,15	8,60	1158,56	4,38	5,91	9,31	9,37	9,45
	16			53,83	68,58	3175,44	6,80	5045,37	8,58	1305,52	4,36	6,02	9,35	9,42	9,49
250	16	24	8	61,55	78,40	4717,10	7,76	7492,10	9,78	1942,09	4,98	6,75	10,55	10,62	10,68
	18			68,86	87,72	5247,24	7,73	8336,69	9,75	2157,78	4,96	6,83	10,58	10,65	10,72
	20			76,10	96,96	5764,87	7,71	9159,73	9,72	2370,01	4,94	6,91	10,62	10,69	10,76
	22			83,31	106,12	6270,32	7,69	9961,60	9,69	2579,04	4,93	7,00	10,67	10,74	10,81
	25			93,97	119,71	7006,39	7,65	11125,52	9,64	2887,26	4,91	7,11	10,72	10,79	10,86
	28			104,50	133,12	7716,86	7,61	12243,84	9,59	3189,89	4,90	7,23	10,78	10,85	10,92
	30			111,44	141,96	8176,82	7,59	12964,66	9,56	3388,98	4,89	7,31	10,82	10,89	10,96

Приложение 6

Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии φ

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$	Коэффициенты φ для различных типов поперечных сечений стержней			
	(1)	(2)	(3)	(4)
0,4	992	998	999	
0,6	950	986	994	
0,8	929	967	981	
1	901	948	968	
1,2	878	927	954	
1,4	842	905	938	
1,6	811	881	920	
1,8	778	855	900	
2	744	826	877	
2,2	709	794	851	
2,4	672	760	820	
2,6	635	722	785	
2,8	598	683	747	
3	562	643	704	
3,2	526	602	660	
3,4	492	562	615	
3,6	460	524	572	
3,8	430	487	530	
4	401	453	475	
4,2	375	421	431	
4,4	351	392	393	
4,6	328	359	359	

Продолжение приложения 6

(1)	(2)	(3)	(4)
4,8	308	330	330
5	289	304	304
5,2	271	281	281
5,4	255	261	261
5,6	240	242	242
5,8	226	226	226
6	211	211	211
6,2	198	198	198
6,4	186	186	186
6,6	174	174	174
6,8	164	164	164
7	155	155	155
7,2	147	147	147
7,4	139	139	139
7,6	132	132	132
7,8	125	125	125
8	119	119	119
8,5	105	105	105
9	094	094	094
9,5	084	084	084
10	076	076	076
10,5	069	069	069
11	063	063	063
11,5	057	057	057
12	053	053	053
12,5	049	049	049
13	045	045	045
14	039	039	039

Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

Приложение 7

Коэффициенты устойчивости φ_e при внецентренном сжатии сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии.

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентризите m_{ef}												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	578	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	195	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042

Продолжение приложения 7

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентриките m_{ef}												
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	238	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026
Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.													

БИБЛИОГРАФИЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2017 – Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*: Издание официальное – М.: Минстрой России, 2017.
2. СП 20.13330.2018. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: Издание официальное – М.: Минстрой России, 2018.
3. Металлические конструкции: учебник / под общ. ред. Ю.И. Кудишина. – М.: Академия, 2011. – 688 с.
4. Дукарский, Ю.М. Инженерные конструкции. Металлические конструкции и конструкции из древесины и пластмасс: учебник / Ю.М. Дукарский, Ф.В. Расс, О.В. Мареева. – М.: ИНФРА-М, 2018. – 262 с.
5. Мареева, О. В. Металлические конструкции : Учебное пособие / О. В. Мареева, А. В. Кловский, Н. Н. Марина. – Москва : ООО "Издательство "Спутник+", 2020. – 149 с.
6. Мареева, О. В. Стальные конструкции производственных зданий / О. В. Мареева. – Москва : Издательство "Перо", 2020. – 175 с.
7. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций / под общ. ред. В.В. Горева. – М.: Высшая школа, 2002. – 527 с.
8. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий / под общ. ред. В.В. Горева. – М.: Высшая школа, 2002. – 528 с.
9. Металлические конструкции. Общий курс: учебник / под общ. ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
10. Кутухтин, Е.Г. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий. Справочник проектировщика / Е.Г. Кутухтин, В.М. Спиридовонов, Ю.Н. Хромец. – М.: Стройиздат, 1988. – 263 с.
11. Металлические конструкции. Справочник проектировщика / под общ. ред. Н.П. Мельникова. – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с.

* Промаркированный иллюстративный материал заимствован из общедоступных ресурсов интернета, не содержащих указаний на авторов этих материалов и каких-либо ограничений для их заимствования.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
1. Материалы для стальных конструкций.....	4
1.1. Общие сведения.....	4
1.2. Химический состав и классификация сталей.....	7
1.3. Сортамент.....	11
1.4. Выбор сталей для строительных конструкций.....	14
1.5. Физико-механические свойства сталей.....	16
1.6. Нормативные и расчетные сопротивления.....	22
2 Общие сведения о стальных конструкциях производственных зданий..	24
2.1. Балки и балочные клетки.....	24
2.2. Общая характеристика каркасов одноэтажных производственных зданий.....	30
2.3. Колонны.....	37
2.4. Фермы.....	45
3. Разработка стальных конструкций балочной клетки.....	52
3.1. Методические указания к выполнению курсового проекта	52
3.2. Исходные данные.....	52
3.3. Компоновка конструктивной схемы рабочей площадки.....	55
3.4. Расчет балки настила.....	57
3.5. Расчет подкрановой балки.....	59
3.6. Расчет главной составной балки.....	64
3.6.1. Назначение размеров балки.....	65
3.6.2. Изменение сечения составной балки по длине.....	69
3.6.3. Проверка местных и приведенных напряжений.....	72
3.6.4. Проверка местной устойчивости стенки.....	74
3.6.5. Расчет поясных швов.....	78
3.6.6. Расчет опорного конца балки.....	80
3.6.7. Конструирование укрупнительногостыка.....	82

3.7. Расчет центрально сжатой сквозной колонны	84
3.7.1. Подбор сечения стержня колонны.....	85
3.7.2. Расчет соединительной решетки	89
3.8. Расчет базы центрально сжатой сквозной колонны.....	92
4. Стальной каркас одноэтажного производственного здания.....	96
4.1. Методические указания по выполнению РГР.....	96
4.2. Исходные данные.....	97
4.3. Компоновка конструктивной схемы каркаса производственного здания.....	98
4.4. Нагрузки, действующие на каркас.....	102
4.5. Расчет поперечной рамы.....	102
4.5.1. Расчетная схема рамы.....	108
4.5.2. Статический расчет рамы.....	109
4.5.3. Определение расчетных усилий в элементах рамы.....	110
4.6. Расчет внецентренно сжатой сплошной колонны.....	113
4.6.1. Расчетные длины колонны.....	113
4.6.2. Подбор сечения стержня сплошной колонны.....	114
4.6.3. Соединение пояса со стенкой.....	118
4.6.4. Конструирование и расчет оголовка и базы колонны.....	119
4.7. Конструкции покрытий производственных зданий.....	126
4.7.1. Покрытие по прогонам.....	126
4.7.2. Беспрогонное покрытие.....	129
4.7.3. Расчет сплошного прогона.....	131
4.8. Расчет стропильной фермы.....	133
4.8.1. Определение расчетных усилий в стержнях фермы.....	134
4.8.2. Типы сечений стержней легких ферм, основные конструктивные требования.....	170
4.8.3. Расчетные длины стержней ферм. Толщина фасонки.....	171
4.8.4. Подбор сечений стержней. Таблица подбора сечений стержней ферм.....	173

4.8.5. Общие указания по конструированию узлов.....	178
4.8.6. Конструирование и расчет промежуточных узлов.....	179
4.8.7. Конструирование и расчет опорных узлов.....	184
4.8.8. Конструирование и расчет укрупнительных узлов.....	188
4.8.9. Связи (прокладки) в составных элементах фермы.....	192
4.9. Подбор сечения связей.....	196
Приложения.....	198
Библиографический список.....	209