

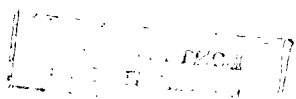
А.П. Мандриков

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

**2-е ИЗДАНИЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ**

*Допущено Министерством строительства
в районах Урала и Западной Сибири РСФСР
в качестве учебного пособия для учащихся техникумов,
обучающихся по специальности № 2903
"Строительство и эксплуатация зданий и сооружений",
специализация "01"*

Москва Стройиздат 1991



ББК 38.54
М23
УДК 624.014.04 (075.32)

Рецензент — канд. техн. наук *Б. Г. Бажанов* (университет им. П. Лумумбы)

Редактор — *Л. И. Круглова.*

Мандриков А. П.

М23 Примеры расчета металлических конструкций:
Учеб. пособие для техникумов. — 2-е изд., перераб.
и доп. — М.: Стройиздат, 1991. — 431 с.: ил.

ISBN 5-274-01327-9

Рассмотрено проектирование балочной клетки рабочей промплощадки, расчет настила, прокатных и составных сварных балок, подкрановой балки, центрально- и внецентренно сжатых колонн, стропильных ферм из уголковых профилей, тавров и двутавров, гнутосварных и бесшовных горячекатаных труб. Изд. 1-е вышло в 1973 г. под назв.: Проектирование металлических конструкций. Примеры расчета и конструирования.

Для учащихся техникумов, обучающихся по специальности «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений»

М $\frac{3305000000-407}{047(01)-91}$ 98-91

ББК 38.54

ISBN 5-274-01327-9

© Стройиздат, 1973
© Мандриков А. П., 1991,
с изменениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Металлические конструкции благодаря своим высоким технико-экономическим качествам применяются во всех отраслях народного хозяйства. Широкое использование в строительстве металлических конструкций позволяет проектировать сборные элементы зданий и сооружений сравнительно малой массы, организовывать поточное производство конструкций на заводах и поточно-блочный монтаж их на строительной площадке, ускорять ввод объектов в эксплуатацию.

Проектирование экономически эффективных металлических конструкций основывается на знании особенностей их работы под нагрузкой, правильном выборе конструктивных форм, использовании типовых и унифицированных решений и соответствующем расчете. При этом необходимо соблюдение «Технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов» (ТП 101-81).

Техники-строители, специалисты по проектированию зданий и сооружений должны хорошо ориентироваться как в способах возведения объектов, так и в их расчете и конструировании, поэтому цель предлагаемого учебного пособия состоит в том, чтобы дать в сжатом виде основы современных методов расчета и конструирования металлических строительных конструкций.

В соответствии с утвержденной учебной программой для техникумов-строителей по специальности «Промышленное и гражданское строительство» в книгу включены широко используемые виды металлических конструкций — балки, настилы, колонны, фермы, резервуары. Во втором издании учебного пособия нашли отражение рекомендации новой редакции СНиП П-23-81*, СНиП 2.01.07—85, СНиП 2.03.06—85, включено описание эффективных конструктивных решений и даны примеры расчета стропильных ферм с элементами из широкополочных двутавров, тавров и гнутосварных профилей.

Материал книги изложен по главам. Главы разбиты на параграфы. Нумерация параграфов своя в каждой главе. Нумерация формул, таблиц и рисунков принята

двойной: первая цифра указывает номер главы, вторая порядковый номер формулы, таблицы или рисунка.

В пособии применена Международная система единиц (СИ). Основные и дополнительные единицы системы установлены СТ СЭВ 1052—78 «Метрология. Единицы физических величин». Рекомендуем для обязательного применения «Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве», устанавливающий необходимые в строительном проектировании и производстве строительно-монтажных работ единицы физических величин, а также наименования и обозначения этих величин. Перечень содержит определенные на основе практики проектирования и строительства производные единицы (кроме основных и дополнительных), образованные из основных и производных единиц СИ, имеющих специальные наименования.

Указанные в книге расчетные сопротивления металла и соединений, приведенные в МПа, подсчитаны умножением значений, данных в кгс/см², на коэффициент 0,0980665 (или 0,0981) с округлением до 5 МПа.

Автор благодарит канд. техн. наук, доц. Б. Г. Бажанова (кафедра строительных конструкций и сооружений Университета Дружбы народов им. П. Лумумбы) за ценные замечания при рецензировании рукописи, а также техника Е. Д. Мандрикову за участие в оформлении текста и иллюстраций.

Принятые основные буквенные обозначения

1. Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента:

- M — изгибающий момент;
- N — продольная сила;
- Q — поперечная сила, сила сдвига;
- M_t — крутящий момент.

2. Характеристики материалов:

R_{yn}, R_y — соответственно предел текучести металла по ГОСТ или ТУ (σ_T) и расчетное сопротивление металла растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести;

R_{un}, R_u — соответственно временное сопротивление металла разрыву по ГОСТ или ТУ σ_{Bmin} и расчетное сопротивление металла растяжению, сжатию и изгибу по временному сопротивлению;

R_s — расчетное сопротивление металла сдвигу;

- R_p — то же, смятию торцевой поверхности (при наличии прогонки);
 γ_c — коэффициент условий работы конструкций;
 γ_m — коэффициент надежности по материалу;
 σ_x и σ_y — нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям, соответственно по осям $x-x$ и $y-y$;
 $\tau(x, y)$ — касательное напряжение;
 $\varphi(x, y)$ — коэффициент продольного изгиба;
 Φ_e — коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии;
 ξ — относительное удлинение металла;
 ν — коэффициент Пуассона.

3. Геометрические характеристики:

- l — длина, пролет;
 l_c — длина стойки, колонны;
 l_{ef} — расчетная длина элемента;
 e — эксцентриситет продольной силы;
 m — относительный эксцентриситет;
 A_n, A — площадь сечения соответственно нетто (за вычетом площади отверстий) и брутто;
 W_n, W — момент сопротивления сечения соответственно нетто и брутто;
 J_n, J — момент инерции сечения соответственно нетто и брутто;
 S_n, S — статический момент сечения соответственно нетто и брутто;
 h, h_{ef} — соответственно полная и расчетная высоты сечения элемента;
 h_w — высота стенки;
 b_f — ширина полки (пояса);
 b_{ef} — расчетная ширина;
 t_f, t_w — толщина соответственно полки и стенки;
 $\rho = W/A$ — радиус ядра сечения;
 $\lambda = l_{ef}/i$ — гибкость сечения элемента;
 $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость;
 i — радиус инерции сечения элемента;
 λ_{ef} — приведенная гибкость стержня сквозного сечения;
 $\bar{\lambda}_{ef}$ — условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения ($\lambda_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$);
 $\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки ($\lambda_w = h_w/t_w \sqrt{R_y/E}$);
 λ_{uw} — наибольшая условная гибкость стенки;
 σ_{loc} — местное напряжение.

§ 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Металлические конструкции широко применяют при возведении различных зданий и сооружений. Благодаря значительной прочности и плотности металла, эффективности соединений элементов, высокой степени индустриальности изготовления и монтажа, возможности сборности и разборности элементов металлические конструкции характеризуются сравнительно малым собственным весом, обладают газо- и водонепроницаемостью, обеспечивают скоростной монтаж зданий и сооружений и ускоряют ввод их в эксплуатацию. Основной недостаток стальных конструкций — подверженность коррозии — устраняется их окраской, покрытием полимерными материалами или смолами, оцинкованием и другими методами защиты.

Благодаря малой плотности и высокой коррозионной стойкости алюминиевых сплавов из них можно возводить легкие большепролетные покрытия зданий и павильонов, разводные мосты, шлюзы, стойки ЛЭП, различные ограждающие конструкции (стенные панели, кровельный настил и др.), а также требующие достаточной плотности, непроницаемости и стойкости против коррозии объекты нефтехимической промышленности. При проектировании алюминиевых конструкций следует учитывать повышенную деформативность алюминиевого сплава (для которого модуль упругости $E = 71000$ МПа, что почти в 3 раза меньше, чем для стали), а также его низкую огнестойкость (при $t > 100^\circ\text{C}$ снижаются механические свойства сплава, а при $t > 200^\circ\text{C}$ проявляется ползучесть).

В зависимости от вида конструкций и их сочетаний различают системы стержневые и сплошные. К стержневым системам, состоящим из балок, ферм и колонн, относятся: каркасы зданий и сооружений, мосты, покрытия зданий в виде ферм, арок или куполов; ангары, мачты и башни, нефтяные вышки, стойки ЛЭП, эстакады, краны и другие конструкции. К сплошным системам относятся различные виды листовых конструкций: газгольдеры, резервуары, бункеры, трубы и трубопроводы

большого диаметра, специальные конструкции металлургических и нефтехимических заводов и т. д.

§ 2. КРАТКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

При проектировании металлических конструкций необходимо соблюдать следующие требования:

указания технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов;

выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении конструктивные схемы зданий и сооружений, а также сечения элементов;

максимально применять для зданий и сооружений унифицированные типовые или стандартные конструкции;

применять прогрессивные, высокотехнологические конструкции при изготовлении и на монтаже (пространственные системы из однотипных, стандартных элементов; комбинированные конструкции, которые совмещают в себе несущие и ограждающие функции; предварительно напряженные, вантовые и тонколистовые конструкции и комбинированные конструкции из стали двух марок и из тонкостенных прокатных, гнутых и гнутосварных профилей);

использовать конструкции, обеспечивающие наименьшую трудоемкость их изготовления, транспортирования и монтажа, позволяющие, как правило, поточное изготовление и их конвейерный или крупноблочный монтаж;

предусматривать применение заводских соединений прогрессивных типов, в том числе: автоматической и полуавтоматической сварки, фланцевых соединений на болтах, с фрезерованными торцами, на высокопрочных болтах и др.;

выполнять требования государственных стандартов, инструкций и технических условий на соответствующие конструкции, изделия и комплектующие детали.

Принятые конструктивные схемы зданий и сооружений должны обеспечивать прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость как здания или сооружения в целом, так и их отдельных элементов при транспортировании, монтаже и эксплуатации. Марки сталей, сплавов и материалов соединений, а также дополнительные требования к ним, предусмотренные государствен-

ными стандартами и стандартами СЭВ или техническими условиями, указывают в рабочих и детализованных чертежах, а также в документации на заказ материалов.

Проектирование металлических конструкций должно начинаться с выбора рациональных конструктивных форм, обеспечивающих экономию металла, минимум трудоемкости изготовления и скоростной монтаж. Этого добиваются, сравнивая проектные варианты, охватывающие не только оценку различных конструктивных схем здания или сооружения в целом, но и отдельных его частей, узлов и т. д.

Стоимость стальных конструкций распределяется следующим образом: стоимость профилей проката — 60—65 %, заводское изготовление 16—22 %, стоимость монтажа 5—20 %, эксплуатационные расходы около 2 %. Наиболее экономичной является обычно конструкция с наименьшим собственным весом, поэтому усилия проектировщиков и производителей направлены на создание новых и совершенствование существующих типов конструкций и изделий и меньшим расходом металла, на максимальную их унификацию и типизацию и повышение степени заводской готовности с учетом характеристик подъемно-транспортных средств.

Работы советских ученых, а также опыт технически развитых зарубежных стран указывают на значительные возможности повышения технико-экономических показателей металлических конструкций более широким внедрением в строительство конструкций из низколегированных и высокопрочных сталей с применением эффективных профилей проката. Так, например, массу металлического каркаса одноэтажного промышленного здания можно значительно снизить, применяя фермы из тонкостенных трубчатых, гнутых и гнутосварных профилей, тавров и широкополочных двутавров, кровельных покрытий из штампованного настила с утеплителем из пенопласта, колонны и подкрановые балки из высокопрочных сталей. Такие стальные конструкции в 6—7 раз легче сборных железобетонных, трудоемкость их изготовления на 30—40 % меньше, а стоимость почти на 30 % ниже.

Использование низколегированных сталей с пределом текучести 330—450 МПа при изготовлении колонн, ферм, подкрановых балок и других конструкций, резервуаров, газгольдеров, мостов и других сооружений обеспечивает не только повышение качества металлоконст-

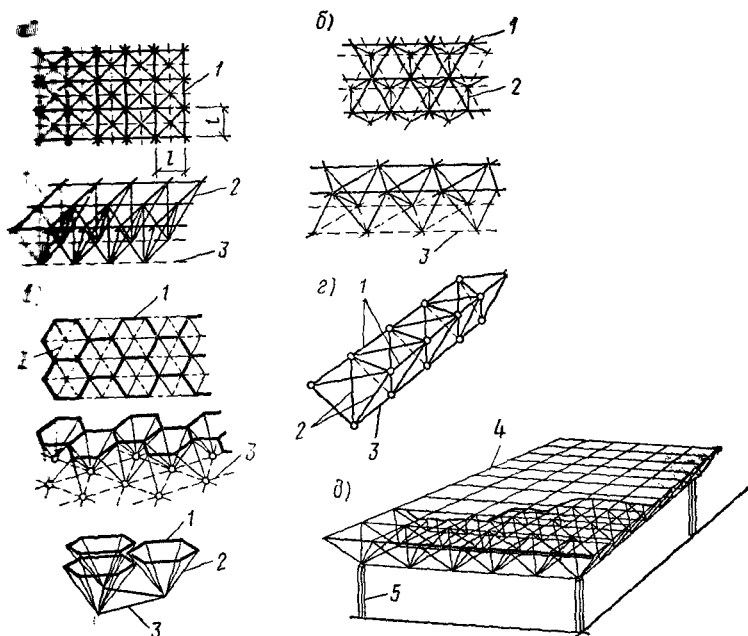


Рис. 1. Схемы двухъярусных структурных конструкций

а, б, в — план и общий вид структуры соответственно с квадратными, треугольными и шестиугольными ячейками; г — трехъярусная ферма; д — покрытие по структурной конструкции; 1 — элементы верхнего пояса; 2 — раскосы; 3 — элементы нижнего пояса; 4 — панель покрытия; 5 — колонны

рукций, но и экономии металла в заменяемых частях по сравнению с обычной углеродистой сталью в среднем на 18 %. С увеличением пролетов и высоты сооружений, возрастанием технологических нагрузок эффективно применять стали высокой прочности с пределом текучести 600—750 МПа. Экономия металла в заменяемых частях в этом случае достигает в среднем 20—25 %.

Особого внимания и более широкого внедрения заслуживают так называемые легкие металлические конструкции для покрытия зданий — трубчатые, крупноразмерные тонкостенные и др. По данным исследований ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, при изготовлении стропильных ферм из трубчатых элементов достигается экономия стали 15—20 % в сравнении с фермами из обычных уголкового профиля той же марки стали, а если трубчатые элементы спроектировать из стали высокой

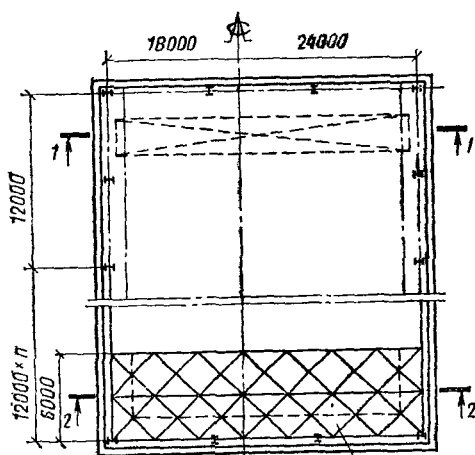


Рис. 2. Объемно-планировочное решение здания со структурными конструкциями из труб типа «Берлин» по проекту института Украрекстальконструкция
1—структуры с ячейками 3×3 м и размерами секций в плане 18×12 и 24×12 м; 2—прогоны из гнутых или прокатных швеллеров; 3—колонны; 4—покрытие

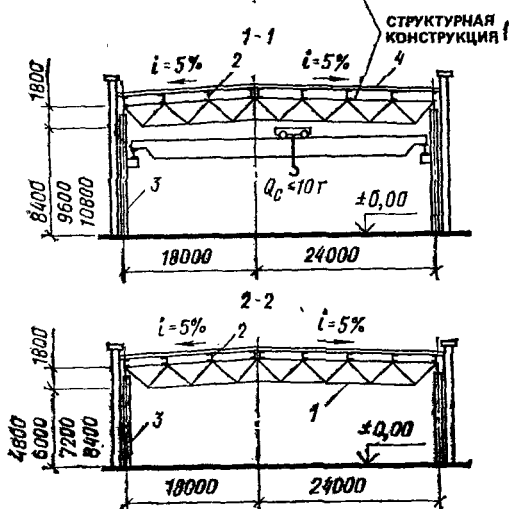
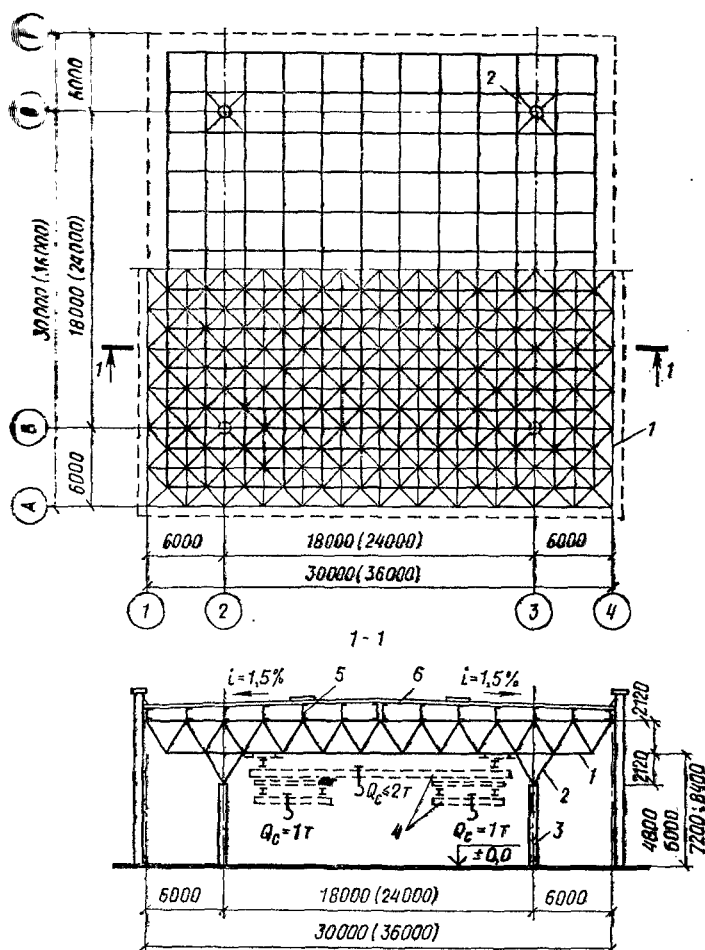


Рис. 8. Объемно-планировочное решение здания со структурными конструкциями из труб типа «Кислород» по проекту института Гипромонтажмашиндустрия
1—структура; 2—капитель из труб; 3—колонна; 4—подвесные краны грузоподъемностью до 2 т; 5—прогоны; 6—покрытие

прочности с пределом текучести 450—500 МПа, то расход стали сокращается на 35—40 %, трудоемкость — в 1,6 раза, а стоимость — почти на 20 %.

Не менее эффективно применение трубчатых элементов для опор линий электропередачи, радиотелевизионных башен и других сооружений. В последние годы для перекрытий больших пролетов применяют пространственно-стержневые металлические конструкции, называемые



ные структурными конструкциями (или системами) (рис. 1). Структурные системы¹ — это сочетание квадратных (ортогональная сетка), треугольных или шестиугольных ячеек. Эффективно применение структурных конструкций и в промышленных зданиях (рис. 2 и 3).

¹ Исследования и разработку структурных конструкций ведут ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, МИСИ им. В. В. Куйбышева и Московский архитектурный институт, а также Моспроект, ЦНИИЭП торговых зданий и другие институты и лаборатории.

и других плотностью 50—100 кг/м³, при применении которых значительно снижаются нагрузки от их собственного веса.

§ 3. СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Для проектирования любого здания или сооружения необходимо иметь задание на проектирование, выдаваемое заказчиком с учетом требований проектной организации. В некоторых случаях такое задание они составляют совместно. В этом задании указываются назначение объекта, район строительства, сроки ввода, стадии проектирования и другие требования. В соответствии с нормами установлен следующий порядок составления проектной документации: в две стадии — технический проект и рабочие чертежи, в одну стадию — технорабочий проект (технический проект, включающий и рабочие чертежи).

В одну стадию проектируют сравнительно несложные объекты или ведут привязку типовых и повторно применяемых индивидуальных проектов. При двухстадийном проектировании путем сравнения выбирают наиболее экономичный в архитектурно-планировочном, конструктивном и технологическом решениях вариант; определяют номенклатуру изделий и конструкций, источники снабжения сырьем, энергией, водой, транспортные связи, канализационные сети и решают другие вопросы. Анализ решений завершают развернутой технико-экономической оценкой строительства: по стоимости на 1 м² или 1 м³ здания или на 1 м конструкции, по трудоемкости изготовления, массе конструкций, срокам возведения и т. д.

Графическую часть технического проекта выполняют эскизно, но достаточно четко для пояснения рассматриваемых решений. Рабочие чертежи разрабатывают после утверждения технического проекта.

Рабочие чертежи металлических конструкций выполняются проектной организацией на стадии КМ (конструкции металлические), включающей в себя подробные разработки компоновочных схем, конструктивных решений элементов и их сопряжений, а также спецификацию металла на все здание. Рабочие чертежи КМ не утверждаются, но по ним на заводах-изготовителях разрабаты-

вают детализировочные чертежи — стадия КМД (конструкции металлические, детализовка).

Чертежи КМД выполняют на металлические конструкции, отправляемые после изготовления с заводов на объекты строительства, поэтому они содержат все необходимые размеры, спецификации и указания по изготовлению. Перед выполнением чертежей КМД на заводе тщательно изучают чертежи КМ; уточняют технологичность конструкций, членение их на отправочные элементы, порядок и методы изготовления, способы соединений, защиту от коррозии и методы контроля качества изготовления. При необходимости завод-изготовитель предъявляет заказчику для согласования дополнительные технические требования (ДТТ) на изготовление конструкций, выбор марок стали, профилей проката и т. д.

Разработка чертежей КМД — трудоемкий этап проекта, стоимость его включается в стоимость изготовления конструкций (15—20 %), поэтому проект КМ должен быть разработан так, чтобы на стадии КМД не вносить коррективы при изготовлении и монтаже конструкций.

Глава 1. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ И СОРТАМЕНТ МЕТАЛЛА

§ 1. УГЛЕРОДИСТЫЕ И НИЗКОЛЕГИРОВАННЫЕ СТАЛИ

Для строительных конструкций применяют стали (табл. 1.1), обладающие достаточной прочностью и пластичностью, хорошей свариваемостью, прочностью при динамических воздействиях, стойкостью при низких отрицательных температурах. По прочности стали разделяют на три группы:

обычной прочности (малоуглеродистые, содержание углерода до 0,22 %) с пределом текучести до $\sigma_y = 270$ МПа и временным сопротивлением разрыву до $\sigma_u = 393$ МПа;

повышенной прочности (низколегированные) с $\sigma_y = 305 \dots 390$ МПа и $\sigma_u = 440 \dots 540$ МПа;

высокой прочности (низколегированные и термически упрочненные) с $\sigma_y = 410 \dots 600$ МПа и $\sigma_u = 570 \dots 700$ МПа.

Согласно СНиП II-23-81* все стали, применяемые для строительных конструкций, разделяются по виду проката (лист, фасон, труба) и толщине проката (табл. 1.2). Нормативные и расчетные сопротивления проката приведены для большинства марок сталей для толщин 4—10 мм, 11—20, 21—30, 31—40, 41—100 и свыше 100 мм.

Меньшим толщинам проката, как правило, соответствуют более высокие значения сопротивлений. Поэтому при выборе профилей

проката необходимо стремиться назначать профили с возможно меньшей толщиной элементов сечения, например с толщиной полок и стенок 5—20 мм, листов — до 30—40 мм.

Малоуглеродистые стали пластичны, хорошо свариваются и широко применяются для строительных конструкций. Маркировка малоуглеродистых сталей, например ВСтЗсп5, включает в себя следующие обозначения: буква В — гарантия поставки стали по механическим свойствам и химическому составу; СтЗ — марка стали; буквенный индекс после марки — способ раскисления стали (сп — спокойная, кп — кипящая, пс — полуспокойная стали); цифра в конце (5 и др.) указывает категорию нормируемых показателей (по ГОСТ 380—71* для стали марок ВСтЗ и ВСтЗГпс установлены пять категорий показателей — 2, 3, 4, 5 и 6). Спокойная и полуспокойная стали более качественные, чем кипящая, но немного дороже последней (до 10—15 %).

Группу сталей повышенной и высокой прочности составляют: сталь марки ВСтПс (термическая обработанная сталь марки СтЗ) и низколегированные стали (по ГОСТ 19281—73*, ГОСТ 19282—73*, ТУ 14-1-3023—80 и др.). В низколегированные стали для повышения механических свойств добавляют легирующие элементы, обозначаемые буквами русского алфавита: марганец — Г, кремний — С, хром — Х, никель — Н, медь — Д, бор — Р, азот — А, ванадий — Ф, молибден — М, вольфрам — В, фосфор — П, алюминий — Ю и др. Количество добавки, %, указывается цифрой после буквы, означающей элемент в маркировке стали (цифра 1 не ставится). Цифра перед буквой обозначает содержание углерода в сотых долях процента. Например, сталь 09Г2С содержит 0,09 % углерода, 2 % марганца и 1 % кремния; 16Г2АФ — углерода 0,16 %, марганца до 2 %, азота и ванадия до 1 % каждого. Наиболее распространенные стали марок ВСтЗ, 09Г2 и 09Г2С разделяются по прочности на две группы — 1 и 2, прочность стали 2-й группы на 13—15 % выше прочности стали 1-й группы. Группа прочности стали указывается последней цифрой в обозначении марки стали, например, ВСтЗсп5-1 или ВСтЗсп5-2; 09Г2 гр. 1 или 09Г2 гр. 2 и т. д.

Используя стали повышенной и высокой прочности, можно снизить расход металла на 20—40 %, в сравнении с малоуглеродистой сталью. Низколегированные стали имеют повышенное сопротивление хрупкому разрушению при низких температурах (ниже —30 °С) и при динамических нагрузках.

Выбор марки стали для строительных конструкций производят согласно СНиП II.23-81* в зависимости от режима работы конструкций и температуры ее эксплуатации (см. табл. 1.1). В зависимости от назначения и условий эксплуатации все конструкции разделены на четыре группы:

в первую группу включены сварные конструкции либо их элементы, работающие в тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (подкрановые балки; балки рабочих площадок; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад; фасонки ферм; пролетные строения и опоры транспортных галерей; элементы оттяжек мачт; опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м и т. п.);

во вторую группу — сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке (фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; опоры ВЛ; опоры распре-

Таблица 1.1. Указания по выбору марок стали для стальных конструкций зданий и сооружений

Сталь марки	ГОСТ или ТУ	Категория стали для групп конструкций по климатическим районам строительства (расчетная температура t , °C)					
		первая			вторая		
		II_3 и др.— ($t > -30$); II_1 — ($-30 > t > -40$)	$I_2; II_2$; II_3 — ($-40 > t > -50$)	I_1 —($-50 > t > -65$)	II_3 и др.— ($t > -30$); II_1 —($-30 > t > -40$)	$I_2; II_2; II_3$ — ($-40 > t > -50$)	I_1 —($-50 > t > -65$)
1	2	3	4	5	6	7	8
18 кп 18 пс 18 сп 18Гпс 18 Гсп	ГОСТ 23570 — 79	— + + + +	— — — — —	— — — — —	— + + + +	— — — — —	— — — — —
ВСтЗкп2-1 ВСтЗпс6-1 ВСтЗпс6-2 ВСтЗпс5-1 ВСтЗсп5-2 ВСтЗГпс5-1 ВСтГпс5-2	ТУ 14-1-3023 — 80	— — — 5 5 5 5	— — — — — — —	— — — — — — —	— 6Г 6Г 5 — — —	— — — — — — —	— — — — — — —
ВСтЗкп ВСтЗпс	ГОСТ 10705 — 80	— —	— —	— —	2и 2и при $t \leq 5,5$ мм	2и (при $t \leq 4$ мм) —	— —

2-612	ВСтЗпс6	—	—	—	—	8 ($t = -0 \dots 10$ мм)	—
ВСтЗкп ВСтЗпс4 ВСтЗсп4	ГОСТ 10706 — 76*	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —
ВСтЗкп2 ВСтЗпс6 ВСтЗсп5 ВСтЗГпс5 ВСтГпс	ГОСТ 380 — 71* ГОСТ 14637 — 79	— — 5 5 +в	— — — — —	— — — — —	2и 6Г 5 5 +в	2и — — — —	— — — — —
09Г2гр1 09Г2гр2 09Г2Сгр1 09Г2Сгр2	ТУ 14-1-3023 — 80	12 12 12 12	13 13 13 13	15 15 15 15	6 6 6 6	12к 12к 13ж »	12к 12к 15ж »
09Г2 09Г2 09Г2С	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73* ГОСТ 19282—73*	— — 12	— — 13	— — 15	6 6 6	12к 12к 13ж	12к 12к 15ж
09Г2С	ТУ 14-3-500 — 76	—	—	+	—	—	+
09Г2С	ГОСТ 8731 — 74	—	+	—	—	+	—
20	ГОСТ 8731—74*	+	—	—	+	—	—

Сталь марки	ГОСТ или ТУ	Категория стали для групп конструкций по климатическим районам строительства (расчетная температура t , °C)					
		первая			вторая		
		Π_3 и др. — ($t > -30$); Π_1 — ($-30 > t > -40$)	$I_2; I_2;$ Π_1 — ($-40 > t > -50$)	I_1 — ($-50 >$ $> t > -65$)	Π_3 и др. — ($t > -30$); Π_1 — ($-30 > t >$ > -40)	$I_2; I_2; I_2$ — ($-40 > t >$ > -50)	I_1 — ($-50 > t >$ > -65)
1	2	3	4	5	6	7	8
16Г2АФ (при $t = -6...-9$ мм)	ТУ 14-3-567 — 76	—	—	—	+	+	+
16Г2АФ (при $t = 16...40$ мм)	ТУ 14-3-829 — 79	—	+	—	—	+	—
10Г2С1 10Г2С1 ⁶ 10Г2С1	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	12 12 12	13 13 13	15 15 15	6 — —	13* — —	15* — —
14Г2 14Г2	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	12 ^a —	— —	— —	6 6	— —	— —
15ХСНД 15ХСНД	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	12 12	13 13	15 15	6 6	13* 13*	15* 15*

10ХН1ЛП 10ХНД11 10ХНДП 10ХНДП	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73* ТУ 14-1-389 — 72 ТУ 14-1-1217 — 75	— — — —	— — — —	— — — —	6 6 + ^д + ^д	— — — —	— — — —
14Г2АФ 15Г2АФДпс	ГОСТ 19282—73*	12 12	13 13	15 15	6 6	6 6	13 13
10ХСНД	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	12	13	15	6	13	15
16Г2АФ 18Г2АФпс	ГОСТ 19282—73*	12 12	13 13	15 15	6 6	13 13	15 15
15Г2СФ ⁶	ГОСТ 19282—73*	12	13	15	6	13	15
12ГСМФ, 12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1308 — 75 ТУ 14-1-1772 — 76	— —	— —	— —	+ ^д —	— +	— +

Сталь марки	ГОСТ или ТУ	Категория стали для групп конструкций по климатическим районам строительства (расчетная температура t , °C)					
		третья			четвертая		
		Π_5 и др.— ($t > 30$): Π_4 —($-30 > t > -40$)	$I_2, \Pi_2; \Pi_3$ — ($-40 > t > -50$)	I_1 —($-50 > t > -65$)	Π_5 и др.— ($t > -30$): Π_4 — ($-30 > t > -40$)	$I_2; \Pi_2$: Π_3 — ($-40 > t > -50$)	I_1 — ($-50 > t > -65$)
1	2	9	10	11	12	13	14
18кп 18пс 18сп 18Гпс 18Гсп	ГОСТ 23570—79	е, и + — — —	— — — — —	— — — — —	+ — — — —	— — + + +	— — + + +
ВСтЗкп2-1 ВСтЗпс6-1 ВСтЗпс6-2 ВСтЗпс5-1 ВСтЗсп5-2 ВСтЗГпс5-1 ВСтГпс5-2	ТУ 14-1-3023—80	2е, и 6 6 — — — —	— — — — — — —	— — — — — — —	2 — — — — — —	— — — 5 5 5 5	— — — 5 5 5 5
ВСтЗкп ВСтЗпс	ГОСТ 10705—80	2и 2и при $t = 4, 5 \dots 10$ мм	2и (при $t \leq 4$ мм) 2и при $t \leq 5, 5$ мм	— —	2и (при $t \leq 10$ мм) 2и при $t \leq 5, 5$ мм	2и при $t \leq 4$ мм 2и	2и при $t \leq 4$ мм 2и

ВСтЗпс6	—	6 (при $t = 6 \dots 10$ мм)	—	—	—	6 (при $t = 6 \dots 10$ мм)	6
ВСтЗкп ВСтЗпс4	ГОСТ 10706 — 76*	4 (при $t = 5 \dots 15$ мм)	—	—	4 ($t = 5 \dots 15$ мм)	4	—
ВСтЗсп4	—	4	—	—	4	4	—
ВСтЗкп2 ВСтЗпс6 ВСтЗсп5 ВСтЗГпс5 ВСтТпс	ГОСТ 380 — 71* ГОСТ 14637 — 79	2е, и 6 — — +д	— — — — +д	— — — — +д	2и — — — —	2и — 5 5 —	2и — 5 5 —
09Г2гр1 09Г2гр2 09Г2Сгр1 09Г2Сгр2	ТУ 14-1-3023—80	6 6 6 6	6 6 6 6	12 12 7 или 12 7 или 12	— — — —	— — — —	— — — —
09Г2 09Г2 09Г2С	ГОСТ 19282 — 73 ГОСТ 19281 — 73 ГОСТ 19282 — 73	6 6 6	6 6 6	12 12 7 или 12	— — —	— — —	— — —
09Г2С	ТУ 14-3-500 — 76	—	—	+	—	—	—
09Г2С	ГОСТ 8731 — 74	—	+	—	—	—	—

Сталь марки	ГОСТ или ТУ	Категория стали для групп конструкций по климатическим районам строительства (расчетная температура t , °C)					
		третья			четвертая		
		II ₂ и др. — ($t > -30$): II ₄ — ($-30 > t > -40$)	I ₂ ; II ₂ ; II ₃ — ($-40 > t > -50$)	I ₁ — ($-50 > t > -65$)	II ₂ и др. — ($t > -30$): II ₄ — ($-30 > t > -40$)	I ₂ ; II ₂ ; II ₃ — ($-40 > t > -50$)	I ₁ — ($-50 > t > -65$)
1	2	9	10	11	12	13	14
20	ГОСТ 8731 — 14*	—	—	—	—	—	—
16Г2АФ (при $t=6...9$ мм)	ТУ 14-3-567 — 76	+	+	+	—	—	—
16ГАФ (при $t=16...40$ мм)	ТУ 14-3-829 — 79	—	+	—	—	—	—
10Г2С1 10Г2С1 ^б 10Г2С1	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	6 6 6	6 7 или 12 6	7 или 12 9 7 или 12	— — —	— — —	— — —
14Г2 14Г2	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	6 6	6 6	7 или 12 7 или 12	— —	— —	— —
15ХСНД 15ХСНД	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73*	6 6	6 6	7 или 12 7 или 12	— —	— —	— —

10ХНДП 10ХНДП 10ХНДП 10ХНДП	ГОСТ 19282—73* ГОСТ 19281—73* ТУ 14-1-389 — 72 ТУ 14-1-1217 — 75	6 6 — —	6 6 — —	— — — —	— — — —	— — — —	— — — —
14Г2АФ 15Г2АФДпс	ГОСТ 19282—73*	15 15	6 6	7 или 12 7 или 12	9 9	— —	— —
10ХСНД	ГОСТ 19282—73* 19281—73*	6	7 или 12	9	—	—	—
16Г2АФ 18Г2АФпс	ГОСТ 19282—73*	6 6	7 или 12 7 или 12	9 9	— —	— —	— —
15Г2СФ ^б	ГОСТ 19282—73*	—	—	—	—	—	—
12ГСМФ, 12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1308 — 75 ТУ 14-1-1772 — 76	— —	— —	— —	— —	— —	— —

Обозначения: а — для опор высоковольтных линий и фасонных ферм; б — термически упрочненная сталь; в, д — с учетом требований по данной вязкости при температуре -40 °C и поле механического старения не менее 30 Дж/см²; г — для района II₄ применять сталь толщиной не более 10 мм; е — кроме района II₄; ж — при строительстве в климатических районах I₁ (при толщине проката не более 10 мм) и I₂, II₂, II₃ допускается применять сталь категории 12; и — кроме опор ВЛ и ОРУ; к — толщиной не более 10 мм (примеч. к табл. см. в табл. 50* СНиП II.23-81*); «+» означает, что категория стали и требования к ней в проекте не указываются, «—» означает, что данную марку стали в указанном климатическом районе применять не следует; t — толщина проката, мм.

Таблица 1.2. Нормативные и расчетные сопротивления проката конструкций зданий и сооружений

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа, R_{yn}/R_{yn}	Расчетное сопротивление, МПа, R_y/R_u
ВСтЗкп2	ГОСТ 380 — 71*	Лист	4—20	225/265	215/350
		»	21—40	215/365	205/350
		»	41—100	205/365	195/350
		Фасон	4—20	235/365	225/350
		»	21—40	215/365	205/350
		»	41—100	205/365	195/350
ВСтЗпс6, ВСтЗсп5,	ГОСТ 380 — 71*	Лист	4—20	235/370	225/350
		»	21—40	225/370	215/350
		Фасон	4—20	245/370	235/350
		»	21—40	225/370	215/350
ВСтЗкп2-1	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—20	225/360	220/355
		Фасон	4—10	235/365	230/355
		»	11—20	235/360	230/355
		»	21—30	215/360	210/355
ВСтЗпс6- 1	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—20	235/370	230/360
		Фасон	4—20	245/370	240/360
		»	21—30	225/370	220/360
ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	275/380	270/370
		»	11—20	265/370	260/360
		Фасон	4—10	275/390	270/380
		»	11—20	275/380	270/370
ВСтЗпс5-1 ВСтЗГпс5-1	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	245/380	240/370
		»	11—20	235/370	230/360
		Фасон	4—10	255/380	250/370
		»	11—20	245/370	240/360
		»	21—30	235/370	230/360
ВСтЗпс5-2 ВСтЗГпс5-2	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	275/390	270/380
		»	11—20	265/380	260/370
		Фасон	4—10	285/400	280/390
		»	11—20	275/390	270/380

Продолжение табл. 1.2

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа, R_{yn}/R_{un}	Расчетное сопротивление, МПа, R_y/R_u
09Г2 гр. 1	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	315/450	305/440
		»	11—20	305/440	300/430
		Фасон	4—10	315/450	305/440
		»	11—20	305/440	300/430
		»	21—30	295/440	390/430
09Г2 гр. 2	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	345/470	335/460
		»	11—20	335/460	325/450
		Фасон	4—10	345/470	335/460
		»	11—20	335/460	325/450
		»	»	»	»
09Г2С гр. 1	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	345/490	335/480
		»	11—20	325/470	315/460
		Фасон	4—10	345/490	335/480
		»	11—20	325/470	315/460
		»	21—30	305/460	300/450
09Г2С гр. 2	ТУ 14-1-3023 — 80	Лист	4—10	365/510	355/500
		»	11—20	345/490	335/480
		Фасон	4—10	370/520	360/505
		»	11—20	355/500	345/490
		»	»	»	»
09Г2С	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	21—32	305/460	290/440
	ГОСТ 19282 — 73*	»	33—60	285/450	270/430
	ГОСТ 19282 — 73*	»	61—80	275/440	260/420
	ГОСТ 19281 — 73*	Фасон	33—60	285/450	270/430
14Г2	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	4—9	335/460	320/440
	ГОСТ 19281 — 73*	Фасон	4—9		
	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	10—32	325/450	310/430
	ГОСТ 19281 — 73*	Фасон	10—32		
15ХСНД	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	4—32	345/490	330/465
	ГОСТ 19281 — 73*	Фасон	4—9	345/490	330/465
	ГОСТ 19281 — 73*	»	10—32	325/470	310/450
	»	»	»	»	»

Продолжение табл. 1.2

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа, R_{yk}/R_{yk}	Расчетное сопротивление, МПа, R_y/R_y
103НДП	ТУ 14-1-1217 — 75	Лист	4—9	345/470	330/450
	ТУ 14-1-1217 — 75	»	10—16	295/440	280/420
	ТУ 14-1-389 — 72	Фасон	4—12	345/470	330/450
	ГОСТ 19281 — 73*	»	4—9		
	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	4—9		
14Г2АФ	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	4—50	390/540	370/515
10ХСНД	ГОСТ 19282 — 73*	»	4—32	390/530	355/480
	ГОСТ 19282 — 73*	»	33—40	390/510	355/465
	ГОСТ 19281 — 73*	Фасон	4—15	390/530	355/480
16Г2АФ	ГОСТ 19282 — 73*	Лист	4—32	390/530	355/480
		»	33—50	410/570	375/520
16Г2АФ	ТУ 14-3-567 — 76	Труба	6—9	440/590	400/535
	ТУ 14-3-829 — 79	»	16—40	350/410	320/375
ВСтЗкп, ВСтЗпс, ВСтЗсп	ГОСТ 10705 — 80	Труба	До 10	225/370	215/350
ВСтЗкп	ГОСТ 10706 — 76*	»	4—15	235/365	225/350
20	ГОСТ 8731 — 74*	»	4—36	245/410	225/375

Примечания: 1. В графах нормативного и расчетного сопротивления значение перед чертой — по пределу текучести, после черты — по временному сопротивлению. 2. За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки. 3. Значения сопротивлений округлены до 5 МПа.

дешевых устройств (ОРУ) подстанций; элементы опор антенных сооружений и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы), а также конструкции и их элементы первой группы при отсутствии сварных соединений;

в третью группу — сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке и подверженные сжатию или сжатию с изгибом (колонны; стойки; опорные плиты; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; элементы стволов и башен антенных сооружений; колонны бетоновозных эстакад, прогоны покрытий и т. п.), а также конструкции и их элементы второй группы при отсутствии сварных соединений;

в четвертую группу включены вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки и ограждения; металлические конструкции кабельных каналов; второстепенные элементы антенных сооружений и т. п.), а также конструкции и их элементы третьей группы, не имеющие сварных соединений.

Таким образом конструкции, выполненные на заклепочных или болтовых соединениях, относятся на группу ниже соответственно сварным: первая группа соответствует второй, вторая — третьей и третья — четвертой.

Температурные воздействия, ограничивающие выбор марки стали, установлены для всех групп конструкций в следующих интервалах (t , °C):

для климатических районов II₅ и др. — $t \geq 30^\circ$ и районов II₄ — $-30^\circ > t \geq -40^\circ$;

для климатических районов I₂, II₂ и II₃ — $-40^\circ > t \geq -50^\circ$;

для климатического района I₁ — $-50^\circ > t \geq -65^\circ$.

Для конструкций, работающих в тяжелых условиях и при весьма низких температурах, следует применять более качественную сталь, обладающую повышенным сопротивлением усталостному и хрупкому разрушению. Этому требованию полностью удовлетворяют низколегированные стали с пределом текучести 290—450 МПа. Высокопрочные стали с пределом текучести $\sigma_y > 450$ МПа не рекомендуются для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе при расчетной температуре ниже -40°C . Для сравнительно слабонагруженных элементов конструкций массового применения (балок, ферм, колонн и др.) при расчетной температуре до -40°C целесообразно применять полуспокойную и спокойную стали марок В18Гпс5, ВСтЗпс5, ВСтЗГпс5 и другие, а для вспомогательных конструкций четвертой группы — более дешевые малоуглеродистые стали, включая кипящие (например ВСтЗкп 18кп, ВСтЗпс и др.).

При соответствующем технико-экономическом обосновании стали марок, рекомендуемые для конструкций первой группы, допускаются применять во всех последующих группах при тех же диапазонах расчетных температур, стали конструкций второй группы — для всех последующих групп. В пределах одной группы стали марок, применяемые при низких расчетных температурах, при соответствующем обосновании могут быть использованы при более высоких расчетных температурах.

Условия поставки стали следует оговаривать на рабочих (КМ) и детализовочных (КМД) чертежах стальных конструкций и в документации по заказу.

§ 2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТАЛИ

При определении механических свойств образцы стали испытывают на растяжение и изгиб, а также на ударную вязкость. В расчетах конструкций используют данные сопротивления стали при растяжении по ГОСТу: временное сопротивление разрыву σ_B , предел текучести σ_T , относительное удлинение ϵ , %. Для стали малоуглеродистой и повышенной прочности по пределу текучести σ_T устанавливают нормативное сопротивление R_{yn} стали при растяжении, сжатии и изгибе, т. е. $R_{yn} = \sigma_T$.

Для стали высокой прочности, у которой при испытании площадка текучести незначительна или вовсе отсутствует, нормативное сопротивление принимают равным временному сопротивлению разрыву, т. е. $R_{yn} = \sigma_B$. В стали, где допустимо развитие больших пластических деформаций, нормативное сопротивление также устанавливают по временному сопротивлению разрыву или $R_{yn} = \sigma_B$. График работы некоторых марок сталей при растяжении см. на рис. 1.1.

Расчетные сопротивления стали (R_y или R_u) равны нормативным (R_{yn} ; R_{un}), деленным на коэффициент надежности по материалу γ_m , который равен 1,025—1,15. Нормативные и расчетные сопротивления прокатной стали приведены в табл. 1.2. Значения расчетных сопротивлений сдвигу и смятию вычисляют по формулам (2.4) и (2.5).

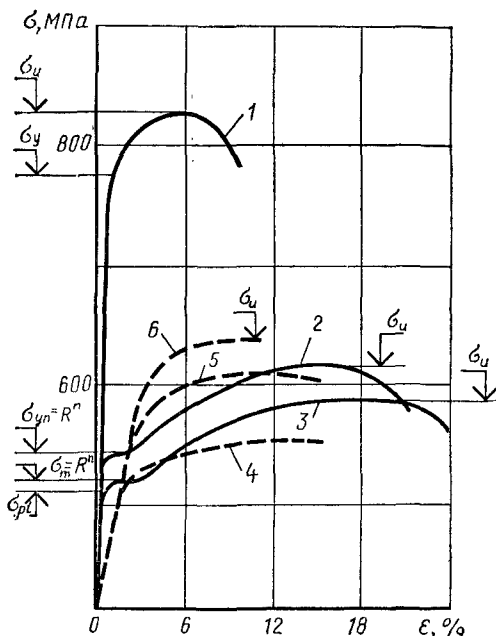


Рис. 1.1. Диаграмма σ - ϵ растяжения стали и алюминиевых сплавов

1 — высокопрочная сталь; 2 — то же, марки 09Г2С; 3 — сталь марки ВСт3; 4 — алюминиевый сплав марки АМг6; 5 — то же АВТ1; 6 — то же, сплав Д16Т

Таблица 1.3. Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному сжатию в цилиндрических шарнирах и диаметральному сжатию катков

Временное сопротивление проката R_{up} , МПа	Расчетные сопротивления, МПа, при $v_m = 1,1$		
	смятию		диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местному в цилиндрических шарнирах (цапфах при плотном касании) R_{ep}	
345	314	157	8
355	323	162	8
365	332	166	8
370	336	168	8
380	346	173	9
390	355	178	9
430	391	196	10
440	400	200	10
450	409	205	10
460	418	209	10
470	427	214	11
480	436	218	11
490	445	223	11
500	455	228	11
510	464	232	12
520	473	237	12
530	473	237	12
540	482	241	12
570	504	252	13
590	522	261	13
685	596	298	15

Таблица 1.4. Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления, МПа, отливок из углеродистой стали марок			
	15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб R_u	150	180	210	250
Сдвиг R_s	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	230	270	320	370

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления, МПа, отливок из углеродистой стали марок			
	15Л	25Л	35Л	45Л
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании R_{lp}	110	130	160	180
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{ca}	6	7	8	10

Таблица 1.5. Расчетные сопротивления отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления, МПа, отливок из серого чугуна марок			
	СЧ5	СЧ20	СЧ25	СЧ30
Растяжение центральное и при изгибе R_t	55	65	85	100
Сжатие центральное и при изгибе R_c	160	200	230	250
Сдвиг R_s	40	50	65	75
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	240	300	340	370

Расчетные сопротивления проката смятию при $\gamma_m = 1,1$ даны в табл. 1.3, а литья — в табл. 1.4 и 1.5.

§ 3. СОРТАМЕНТ ПРОКАТНОЙ СТАЛИ

Металлургическая промышленность выпускает следующие изделия: двутавры (ГОСТ 8239—72*), широкополочные двутавры с параллельными гранями полок (ГОСТ 26020—83), швеллеры (ГОСТ 8240—72*), швеллеры равнополочные (ГОСТ 8278—83), уголкового профиля равнополочные (ГОСТ 8509—86*) и неравнополочные (ГОСТ 8510—86)*, толстолистовую (ГОСТ 19903—74*) и широкополосную универсальную стали (ГОСТ 82—70*), стали круглого и квадратного сечения, рифленую листовую сталь, трубы, рельсы и т. д. (рис. 1.2). Основные профили сортамента и их геометрические характеристики приведены в прил. VII.

В целях унификации разработан сокращенный сортамент¹ металлопроката и марок стали, при применении которых на заводах металлоконструкций достигается повышение производительности труда, сокращаются сроки изготовления конструкций, уменьшаются потери металла, обеспечивается блочный монтаж (см. прил. VIII). В конструкциях профили сортамента применяют в различных сочетаниях (рис. 1.3). При этом следует иметь в виду экономичный расход металла.

Угловые рабочие стержни проектируют обычно из двух или четырех уголков (рис. 1.3, а). Стержни соединительной решетки стоек и колонн, а также легкие фермы решают из одиночных уголков. При выборе типа уголков следует помнить, что наиболее экономичны уголки с меньшей толщиной полка — они лучше работают на продольный изгиб.

В рабочих стержнях несущих конструкций в качестве минимальных профилей рекомендуются уголки 50×5 и $63 \times 40 \times 5$ мм. Уголки прокатывают длиной 4—13 м. При необходимости иметь большую длину уголки соединяют стыковыми накладками.

Швеллеры и двутавры применяют в качестве балок и прогонов, а в составных элементах — для возведения колонн, стоек, рам и других стержневых конструкций (см. рис. 1.3, б, в). Номер профиля швеллеров и двутавров обозначают их высоту, см, длину обычно принимают 6, 9 и 12 м (по согласованию с заводами-изготовителями длина профилей может быть принята до 18 м).

Балки двутавровые широкополочные по ГОСТ 26020—83 или ТУ 14-2-24—72, выпускаемые высотой 200—1000 мм с параллельными гранями полков (рис. 1.4, а, б), используют как для балок, так и для колонн. Отношение ширины полка к высоте b/h в балочных профилях принято $1/1,65$ — $1/2,5$, а в колонных профилях — около $1/1$. Кроме прокатных широкополочных двутавров подобные профили изготавливают также сварными по МРТУ 7-4—66 (рис. 1.4, в). Длина двутавров до 12 м. Широкополочные двутавры в сочетании с решеткой из угловых или гнутых сварных профилей применяют также для поясов стропильных ферм промышленных зданий.

Для легких балочных конструкций рекомендуются тонкостенные двутавровые балки по ТУ 14-2-205—76 и швеллеры тонкостенные по ТУ 14-2-204—76, у которых толщина стенок принята $(1/60)$ — $(1/70) h$, благодаря чему масса балок снижена на 14—19 % по сравнению с обычными двутаврами или швеллерами.

Гнутые профили изготавливают по ГОСТ 36—2287—80, ГОСТ 8278—83 и других из листовой или полосовой стали толщиной 2—16 мм холодным гнутьем на специальных машинах. Наиболее употреблены гнутые профили — уголки и швеллеры, но можно получить профили и других форм (рис. 1.5). При применении в легких конструкциях гнутых профилей взамен подобных прокатных можно получить экономию металла до 10 %.

Замкнутые гнутые сварные квадратные профили изготавливают по ТУ 36-2287—80 размером 80×80 — 180×180 мм через 20 мм при толщине стенки 3, 4, 5, 7 и 8 мм (табл. 3 прил. II), а замкнутые сварные прямоугольные профили размером $120 \times 80 \times 3$ — $200 \times 160 \times 8$ мм (табл. 4 приложения II). Гнутые С-образные профили

¹ Разработан институтами ЦНИИпроектконструкция им. Мельникова и ВНИКТИстальконструкция.

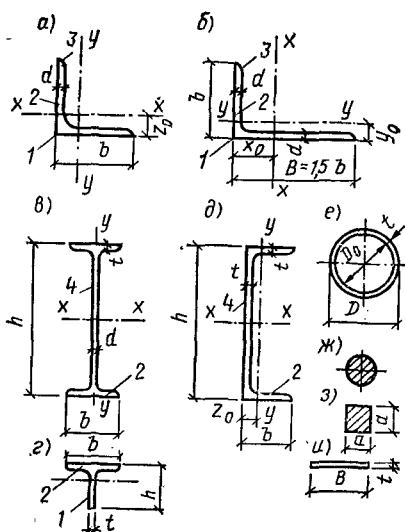


Рис. 1.2. Типы стальных прокатных профилей

а — уголки равнополочные; б — то же, неравнополочные; в — двутавры; г — швеллеры; е — трубы; ж — сталь круглого сечения; и — квадратная сталь; и — листовая сталь; 1 — обухок; 2 — полка; 3 — перо; 4 — стенка

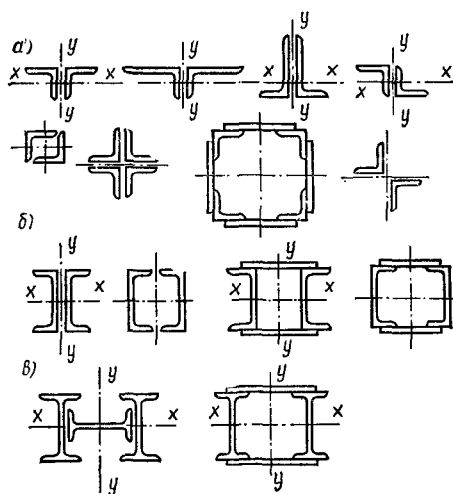


Рис. 1.3. Составные сечения из прокатных профилей

а — из уголков; б — из швеллеров; в — из двутавров

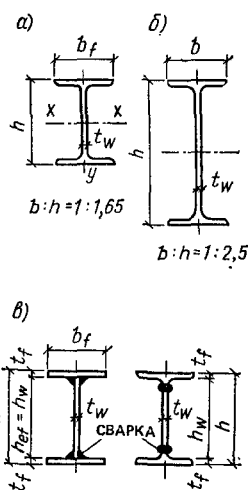


Рис. 1.4. Широкополочные двутавры

а, б — прокатные; в — сварные

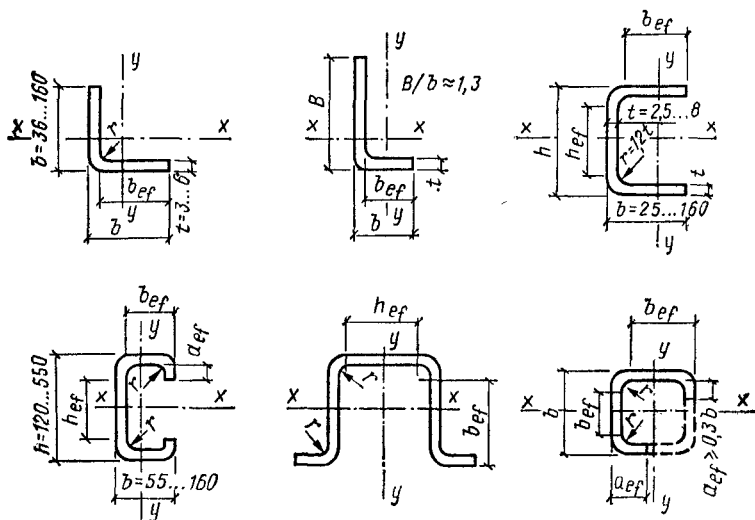


Рис. 1.5. Типы стальных гибких профилей

по ГОСТ 8282—83 рекомендуются двух профилей размерами $400 \times 160 \times 50 \times 3$ и $400 \times 160 \times 60 \times 4$ (табл. прил. II).

Трубы стальные бесшовные (ГОСТ 8732—78*) изготовляют диаметром 45—550 мм при толщине стенки 3,5—7,5 мм, а трубы электросварные (ГОСТ 10704—76* и ГОСТ 10705—80*) — диаметром 8—1620 мм при толщине стенки 1—16 мм. Трубчатый профиль благодаря симметричности сечения и большой жесткости весьма эффективен для сжатых стержней. Широкое применение стальных труб взамен фасонного проката в решетчатых конструкциях (башнях, мачтах, фермах, арках и др.) дает экономию стали до 25 %.

Кроме указанных массовых видов профилей в строительных конструкциях применяют и другие профили: сталь квадратную (ГОСТ 2591—71*) со стороной 5—100 мм; сталь круглую (ГОСТ 2590—71*) диаметром 5—250 мм; сталь полосовую (ГОСТ 82—70*) толщиной 4—60 и шириной 12—200 мм; сталь листовую рифленую (ГОСТ 8568—77*) и сталь просечно-вытяжную (ГОСТ 8706—78*) для настилов и лестниц; сталь рулонную, различные профили для оконных переплетов и фонарей, стальные канаты типа ТК, спиральные и двойной свивки для висячих, вантовых и предварительно-напряженных конструкций.

§ 4. АЛЮМИНИЕВЫЕ СПЛАВЫ

Алюминий в чистом виде для изготовления конструкций не применяют ввиду его низкой прочности и большой пластичности. Плотность алюминия 2,64—2,8 т/м³, модуль упругости $E = 71000$ МПа, что почти в 3 раза меньше, чем у стали. Алюминий упрочняют легированием (сплавлением с другими металлами), нагартовкой (вытяжкой), термической обработкой и естественным или искусственным

старением. В зависимости от состояния алюминия различают сплавы: отожженный, мягкий (М); полунатертованный (П), натертанный (Н), закаленный и естественно состаренный при комнатной температуре в течение 2—6 сут (Т), закаленный и искусственно состаренный при повышенной температуре в течение нескольких часов (Т1).

В строительстве применяют следующие сплавы: марок АМг (алюминий-магний), хорошо свариваемые и весьма коррозиестойчивые; АМц (алюминий-марганец); дюралюмины Д, составленные из алюминия, меди, магния и марганца; авиалы АВ, включающие алюминий, кремний и магний, и сплав АД этой же группы; высокопрочные сплавы В, состоящие из алюминия, цинка, меди и марганца.

Согласно СНиП 2.03.06—85 основным материалом для алюминиевых конструкций является деформируемый алюминий (табл. 1.6):

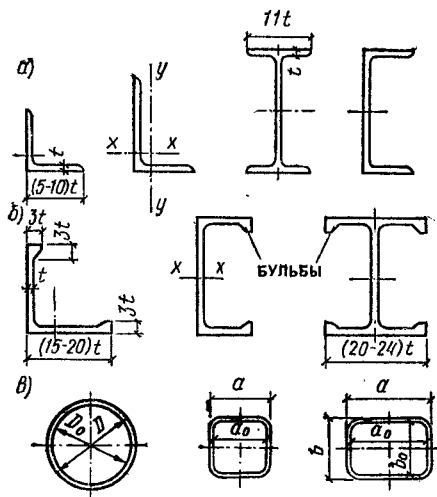
Таблица 1.6. Виды алюминия, применяемого для строительных конструкций

Термически неупрочняемый		Термически упрочняемый	
Марка и состояние	ГОСТ	Марка и состояние	ГОСТ, ТУ
АД1М	ГОСТ 21631 — 76 ГОСТ 13726 — 78	АД21Т	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 18482 — 79 ГОСТ 22233 — 83
АМцМ	ГОСТ 21631 — 76 ГОСТ 13726 — 78	АД31Т1	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 22233 — 83
АМг2М	ГОСТ 21631 — 76 ГОСТ 13726 — 78 ГОСТ 18475 — 82	АД31Т4	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 22233 — 83
АМг2Н2	ГОСТ 21631 — 76 ГОСТ 13726 — 78	АД31Т5	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 22233 — 83
—	—	1915	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 18482 — 79 ГОСТ 22233 — 83
—	—	1915Т	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 18482 — 79 ГОСТ 22233 — 83
—	—	1925	ГОСТ 8617 — 81 ГОСТ 18482 — 79 ГОСТ 22233 — 83
—	—	1935Т	ТУ 1-9-346 — 77

Примечание. Допускается применять алюминий других марок и состояний при технико-экономическом обосновании и после проверки его в опытных конструкциях.

Рис. 1.6. Типы алюминиевых профилей

а — уголки, двутавры, швеллеры; **б** — профили с бульбами на концах полок; **в** — трубчатые сечения



термически неупрочняемый марок АД1М, АМцМ, АМг2М, АМг2Н2; термически упрочняемый марок АД31Т, АД31Т1, АД31Т4, АД31Т5, 1925, 1915Т, 1915, 1935Т.

Алюминий других марок и состояний допускается применять при технико-экономическом обосновании и после проверки их в опытных конструкциях (п. 2.2 СНиП 2.03.06—85). Назначение марок алюминия в зависимости от вида конструкций производят согласно табл. 1 прил. III, а их физические характеристики по табл. 2—4 прил. III.

Алюминиевые сплавы, как и чистый алюминий, не имеют площадки текучести (см. рис. 1.1, кривые 4, 5, 6). Предел текучести сплавов устанавливают по условному пределу текучести, соответствующему относительному остаточному удлинению $\epsilon = 0,2\%$. Расчетные сопротивления R алюминиевых сплавов приведены в табл. 1.7.

Конструкции из алюминиевых сплавов благодаря малой массе, высокой коррозионной стойкости, хладостойкости, антимагнитности, долговечности, хорошему внешнему виду и другим факторам находят применение во многих областях строительства при возведении легких пространственных стержневых систем (арок, куполов, ферм, стоек, мачт и башен, складов и др.), в листовых конструкциях (резервуарах); в конструкциях, сочетающих ограждающие и несущие функции (панели перекрытий и стен, листовые перекрытия больших пролетов и др.); в сборно-разборных конструкциях; для изготовления переплетов и отделки зданий и сооружений. Алюминиевые конструкции рекомендуются также для применения в труднодоступных, сейсмических и северных районах нашей страны.

Профили из алюминиевых сплавов, получаемые прокаткой, прессованием или гнутьем, могут быть разнообразных конфигураций: уголки, швеллеры, тавры и двутавры, зеты, трубы, листы, ленты, плиты и т. д. (рис. 1.6, а). Алюминиевые профили ввиду меньшего модуля упругости, чем для стали, обладают и более низкой устой-

Т а б л и ц а 1.7. Расчетное сопротивление R , МПа

Напряженное состояние	Термически упрочняемый алюминий марок					Литейный алюминий марки АЛ8
	АД1М	АМцМ	АМг2М	АМг2Н2		
				листы	ленты	
Растяжение, сжатие и изгиб R Сдвиг R_s Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p Смятие местное при плотном касании R_{lp} Растяжение в направлении толщины прессованных полуфабрикатов R_{th}	25	40	70	125	145	135
	15	25	40	75	90	80
	40	65	110	200	230	215
	20	30	50	90	110	105
	25	40	70	125	—	—

Термически упрочняемый алюминий марок

	АД31Т; АД31Т4	АД31Т5	АД31Т1	1935Т	1925; 1915	1915Т
	55	100	120	140	175	195
Растяжение, сжатие и изгиб R	35	60	75	85	105	120
Сдвиг R_s	90	160	190	225	280	310
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	40	75	90	105	130	145
Смятие местное при плотном касании R_{lp}	55	100	120	50	50	50
Растяжение в направлении толщины прессованных полуфабрикатов R_{th}						

чивостью. Для повышения устойчивости стержней профили изготовляют с бульбами на концах полок (рис 1.6, б).

Для изготовления заклепок и болтов применяют алюминий следующих марок:

Для заклепок: АД1Н; АМг2Н;
АМг5пМ; АВТ ГОСТ 10299—80
Для болтов: АМг5п; АВТ1 : : : : : ГОСТ 14838—78,
ГОСТ 21488—76

При применении алюминиевых конструкций в помещениях с эксплуатационной температурой воздуха выше 50 °С (51—100 °С) расчетные сопротивления сплавов при расчете сечений умножают на понижающие коэффициенты γ_c , равные 0,85—0,9. Повышенная деформативность сплавов при расчете элементов и соединений несущих конструкций учитывается введением коэффициентов условий работы $\gamma_c = 0,6 \dots 0,9$ (табл. 1.8).

Таблица 1.8. Коэффициенты условий работы γ_c элементов алюминиевых конструкций

№ п. п.	Элементы конструкций	γ_c
1	Корпуса и днища резервуаров	0,8
2	Колонны гражданских зданий и опор водонапорных башен	0,9
3	Сжатые элементы решетки плоских ферм при гибкости: $\lambda \leq 50$ $\lambda > 50$	0,9 0,75
4	Сжатые раскосы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой: с помощью сварных швов или двух и более заклепок или болтов, поставленных вдоль уголка с помощью одной заклепки или болта	0,75 0,6 0,6
5	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнополочных уголков только узкой полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в п. 4 настоящей таблицы, и плоских ферм из одиночных уголков	

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы, приведенные в пп. 3 и 5, одновременно не учитывают. 2. Коэффициенты условий работы, приведенные в пп. 3 и 4, не распространяются на крепления соответствующих элементов конструкций в узлах. 3. Для сжатых раскосов пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков при треугольной решетке с распорками коэффициент условий работы не учитывается.

Формулы для вычисления расчетных сопротивлений алюминия следующие:

	Расчетное сопротивление
растяжение, сжатие и изгиб R . . .	R
сдвиг R_s	$R_s = 0,6 R$
смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	$R_p = 1,6 R$
смятие местное при плотном касании	$R_{lp} = 0,75 R$

При этом расчетное сопротивление алюминия R следует принимать равным меньшему из значений расчетного сопротивления алюминия растяжению, сжатию, изгибу по условному пределу текучести R_y и расчетного сопротивления алюминия растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению R_u . Причем:

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m;$$

$$R_u = R_{un} / \gamma_m \gamma_u,$$

где R_{yn} — условный предел текучести алюминия, принимаемый равным значению условного предела текучести $\sigma_{0,2}$ по государственным стандартам и техническим условиям на алюминий;

R_{un} — временное сопротивление алюминия разрыву, принимаемое равным минимальному значению σ_b по государственным стандартам и техническим условиям на алюминий; $\gamma_m = 1,1$; $\gamma_u = 1,45$.

Глава 2. РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

§ 1. ГРУППЫ РАСЧЕТНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Под предельными состояниями подразумевают такие состояния, при достижении которых конструкции или соединения не удовлетворяют требованиям, предъявляемым к ним в процессе эксплуатации или возведения. Предельные состояния разделяются на две группы:

по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации (ввиду потери устойчивости, прочности; вязкого, хрупкого, усталостного или иного характера разрушений; резонансных явлений; возникновения текучести материала, ползучести или чрезмерного раскрытия трещин);

по непригодности к нормальной эксплуатации, вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин и т. д.

Расчет строительных конструкций состоит в определении в них усилий от действующих нагрузок и назначении необходимых размеров поперечных сечений элементов, соединительных деталей и стыковых соединений, которые обеспечивают удовлетворение расчетным условиям указанных двух групп предельных состояний.

При расчете по первой группе предельных состояний должно удовлетворяться условие

$$N \leq \Phi = f(R, S), \quad (2.1)$$

где $N = N^n \gamma_f \psi_c$ — расчетная нагрузка, определяемая суммированием при наиболее неблагоприятном сочетании нормативных нагрузок N^n , умноженных на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , а при учете нескольких временных нагрузок учитывают также коэффициент сочетаний $\psi_c \leq 1$; $\Phi = f(R, S)$ — фактическая (минимально возможная), расчетная несущая способность элемента, характеризующаяся расчетным сопротивлением материала R и геометрическими размерами сечения S .

Расчетное сопротивление металла, вводимое в расчетные формулы, получают делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу γ_m , а в некоторых случаях учитывают также коэффициент условий работы конструкций γ_c и коэффициент надежности по назначению γ_n , принимаемый согласно нормативов в зависимости от степени ответственности зданий и сооружений.

Расчетные сопротивления проката и труб для различных видов напряженных состояний определяют по следующим формулам:

при растяжении, сжатии и изгибе (по пределу текучести)

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m; \quad (2.2)$$

то же, по временному сопротивлению

$$R_u = R_{un} / \gamma_m; \quad (2.3)$$

при сдвиге

$$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m; \quad (2.4)$$

при смятии торцевой поверхности (при наличии пригонки)

$$R_p = R_{un} / \gamma_m; \quad (2.5)$$

при местном смятии в цилиндрических шарнирах при плотном касании

$$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m; \quad (2.6)$$

при диаметрально со свободным касанием сжатия катков (в конструкциях с ограниченной подвижностью)

$$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m; \quad (2.7)$$

при растяжении в направлении толщины проката

$$R_{th} = 0,5 R_{yn} / \gamma_m. \quad (2.8)$$

где γ_m — коэффициент надежности по материалу, принимаемый по табл. 2.1.

Таблица 2.1. Коэффициенты γ_m надежности по материалу стальных конструкций

ГОСТ или ТУ на сталь	Марка стали	Вид проката	γ_m
ГОСТ 23570 — 79	18кп; 18пс; 18сп; 18Гпс; 18Гсп	Лист, фасон	1,025
ТУ 14-1-3023 — 80	ВСт3кп2-1; ВСт3пс6-1; ВСт3пс6-2; ВСт3сп5-1; ВСт3сп5-2; ВСт3Гпс5-1; ВСт3Гпс5-2; 09Г2Грп1 и 2; 09Г2Сгрп1 и 2	То же	1,025

Продолжение табл. 2.1

ГОСТ или ТУ на сталь	Марка стали	Вид проката	γ_m
ГОСТ 380 — 71*	ВСтЗкп2, ВСтЗпс6, ВСтЗсп5, ВСтЗГпс5, ВСтЗпс, ВСтЗсп, ВСтЗГпс	Лист, фасон	1,05
ГОСТ 10705 — 80	ВСтЗкп, ВСтЗпс, ВСтЗсп	Труба	1,05
ГОСТ 10706 — 76*	ВСтЗкп, ВСтЗпс4, ВСтЗсп4	»	1,05
ГОСТ 14637 — 79	ВСтГпс	Лист	1,05
ГОСТ 19281—73* и ГОСТ 19282—73*, с пределом текучести до 380 МПа (≤ 39 кгс/мм ²)	09Г2С, 10Г2С1, 14Г2, 15ХСНД, 10ХНДП, 09Г2, 14Г2АФ (при $\sigma_y=390$ МПа)	Лист, фасон	1,05
ТУ 14-3-500 — 76	09Г2С	Труба	1,05
ТУ 14-1-389 — 72	10ХНДП	Фасон	1,05
ТУ 14-1-1217 — 75	10ХНДП	Лист	1,05
ГОСТ 19281—73* и ГОСТ 19282—73*, с пределом текучести свыше 380 МПа (> 39 кгс/мм ²)	15Г2АФДпс, 10Г2С1 — термоупрочненная, 10ХСНД, 16Г2АФ, 18Г2АФпс, 15Г2СФ — термоуплотненная	Лист, фасон	1,1
ГОСТ 8731 — 74*	20	Труба	1,1
ТУ 14-3-829 — 79	16Г2АФ	»	1,1
ТУ 14-3-567 — 76	16Г2АФ	»	1,1
ТУ 14-1-1308 — 75	12Г2СМФ	Лист	1,15
ТУ 14-1-1772 — 76	12ГН2МФАЮ	»	1,15

С учетом коэффициентов γ_c и γ_n , например, значение R_y может быть вычислено по формуле

$$R_y = R_{yn} \gamma_c / \gamma_m \gamma_n, \quad (2.9)$$

Таблица 2.2. Коэффициенты условий работы γ_c элементов стальных конструкций

№ п. п.	Элементы конструкций	γ_c
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2	Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4	Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость	0,95
5	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6	Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
	а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
	б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
	в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,05
7	Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку и выполненные на болтовых соединениях (кроме стыков на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
8	Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа (в местах стыков, выполненных на болтах (кроме высокопрочных), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:	
	а) сплошных балок и колонн	1,1
	б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	1,05

№ п. п.	Элементы конструкций	γ_c
9	Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных уголков или неравнополочных, прикрепляемых большей полкой: а) прикрепляемые к поясам одной полкой сварными швами, либо двумя болтами и более, расположенными вдоль уголка: - раскосы (рис. 9, а) и распорки с совместными в смежных гранях узлами (рис. 9, а, б, в по СНиП II-23-81*) 0,9 - раскосы с несомкнутыми в смежных гранях узлами, рис. 9, в, г, д 0,8 б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в п. 9, в данной таблице), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения 0,75 в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями по рис. 9, е СНиП II-23-81* 0,7	
10	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов пространственных конструкций, указанных в п. 9, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: 1. Коэффициенты $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно не учитываются. 2. Коэффициенты γ_c , приведенные соответственно в пп. 1 и 6, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и 6, в; 6, б и 8, б, при расчетах следует учитывать одновременно. 3. Коэффициенты γ_c , приведенные в пп. 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в пп. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует. 4. В случае, не оговоренных этой таблицей, в формулах принимают $\gamma_c = 1$.

где $\gamma_m = 1,025 \dots 1,15$ — при определении нормативного сопротивления стали по пределу текучести или по временному сопротивлению стали на разрыв.

Коэффициент γ_n учитывает в необходимых случаях степень ответственности сооружений; для металлических конструкций зданий и сооружений 1-го класса $\gamma_n = 1$, 2-го класса — 0,95, 3-го — 0,85—0,9. Вводя коэффициент условий работы $\gamma_c < 1$, учитывают режим работы конструкций, длительно действующие (постоянные) нагрузки по отношению к временным, гибкость сжатых элементов решетки ферм и другие факторы, отрицательно влияющие на работу конструкций (табл. 2.2). Например, для растянутых элементов неравенство (2.1) 1-й группы предельных состояний можно записать в следующем виде:

$$N \leq R_y A_n \text{ или } N/A_n \leq R_y, \quad (2.10)$$

Таблица 2.3. Предельные относительные прогибы $[1/n_0]$ изгибаемых элементов металлических конструкций

Элементы конструкций	$f_{max}/\text{доли пролета } l [1/n_0], \text{ для конструкций}$	
	стальных	алюминиевых
1	2	3
Балки и фермы крановых путей под краны:		
легкого режима работы (ручные краны, тельферы, тали)	1/400	—
при электрических кранах		
режима работы среднего	1/500	—
то же, тяжелого	1/600	—
Балки рабочих площадок производственных зданий:		
при отсутствии рельсовых путей:		
главные	1/400	—
прочие	1/250	—
при наличии путей:		
узкоколейных	1/400	—
ширококолейных	1/600	—
Балки междуэтажных перекрытий:		
главные	1/400	—
прочие	1/250	—
Балки и фермы покрытий и чердачных перекрытий:		
несущие подвесное и технологическое оборудование	1/400	1/400
не несущие подвесное оборудование	1/250	1/250*
обрешетки, профилированный настил	1/150	1/150
прогоны	1/200	1/200
Элементы фахверка:		
ригели, стойки	1/300	1/300 (1/200)
прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200	1/200
Покрытия, в том числе большепролетные без подвесного транспорта	—	1/300 (1/250)
Стеновые панели:		
остекленные	—	1/200
неостекленные	—	1/125 (1/100)
Реевые панели и подвесные потолки	—	1/150 (1/125)

* Для главных балок.

Примечания: 1. Прогибы определяют от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности и ослабления сечений отверстиями для заклепок и болтов. 2. Прогибы, данные в скобках, допускаются при соответствующем обосновании (опытное строительство, придание строительного подъема и др.). 3. При наличии штупатурки прогиб балок перекрытий только от временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета. 4. Для консолей пролет l равен удвоенному вылету консоли.

а в развернутом виде

$$\Sigma N^n \gamma_f \psi_c \leq R_{yn} A_n \gamma_c / \gamma_m \gamma_n. \quad (2.11)$$

При расчете конструкций на выносливость (воздействие динамических, знакопеременных нагрузок) расчетные сопротивления основного металла и соединений R_c умножают на коэффициент $\gamma_c < 1$ согласно п. 9.2 СНиПа; в этом случае $\sigma_{max} \leq \alpha R_c \gamma_c$, где α — коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений.

При расчете по второй группе предельных состояний (в большинстве случаев по прогибам) должно соблюдаться условие

$$f/l \leq [1/n_0], \quad (2.12)$$

т. е. относительный прогиб f/l , подсчитанный при действии нормативных нагрузок, не должен превышать установленный нормами предельный прогиб $[1/n_0]$ для данного вида конструкции (табл. 2.3). При учете коэффициента надежности γ_n предельный прогиб делят на этот коэффициент, т. е. условие (2.12) принимает вид

$$f/l \leq (1/\gamma_n) [1/n_0]. \quad (2.13)$$

При расчете по деформациям условие (2.13) можно записать так:

$$\delta \leq (1/\gamma_n) [\delta_{max}], \quad (2.14)$$

где δ — деформации от воздействия внешних нормативных нагрузок; $[\delta_{max}]$ — предельные деформации, установленные СНиПом для рассматриваемого вида конструкций.

Прогиб, например равномерно нагруженных разрезных балок, определяют по формуле

$$f = M^n l^3 / 10 EJ, \quad (2.15)$$

и тогда условие проверки жесткости разрезных балок (и ферм) можно записать в виде

$$f/l = M^n l / 10 EJ \leq [1/n_0].$$

§ 2. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Для расчета элементов металлических конструкций по первой группе предельных состояний применяют следующие формулы: на прочность при центральном растяжении или сжатии

$$N/A_n \leq R_y \gamma_c,$$

откуда

$$A_n = N / R_y \gamma_c, \quad (2.16)$$

где $A_n = A - A_0$; A_0 — площадь отверстий; на устойчивость центрально-сжатых элементов

$$N/\varphi A \leq R_y \gamma_c, \text{ откуда } A = N/\varphi R_y \gamma_c, \quad (2.17)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от условной гибкости элемента $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ и марки стали (см. табл. 1 прил. IV); $\lambda = l_{ef}/i$;

на прочность при изгибе в одной из главных плоскостей:

$$M/W_{\min} \leq R_y \gamma_c, \text{ откуда } W_n = M/R_y \gamma_c; \quad (2.18)$$

$$Q \leq J R_s \gamma_c / S \text{ или } QS/Jt \leq R_s \gamma_c; \quad (2.19)$$

на прочность изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях

$$(M_x/J_{xn}) y \pm (M_y/J_{yn}) x \leq R_y \gamma_c, \quad (2.20)$$

где x, y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей; M_x, M_y — изгибающие моменты относительно осей $x-x$ и $y-y$; J_{xn}, J_{yn} — моменты инерции сечения нетто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$.

Разрезные балки постоянного сечения из стали с $R_{yn} \leq 580$ МПа, несущие статическую нагрузку и закрепленные от потери общей устойчивости, допускается проверять на прочность по пластическому моменту сопротивления W_{pl} . В этом случае формулы (2.18) и (2.20) примут вид:

при изгибе в одной из главных плоскостей

$$M/W_{pl} c_1 \leq R_y \gamma_c, \quad (2.21)$$

при изгибе в двух главных плоскостях при $\tau = 0,5 R_s$ (кроме опорных сечений)

$$(M_x/c_x W_{xn, \min}) + (M_y/c_y W_{yn, \min}) \leq R_y \gamma_c. \quad (2.22)$$

Здесь $M, M_x, M_y, W_n, W_{xn, \min}, W_{yn, \min}$ — абсолютные значения изгибающих моментов и минимальные моменты сопротивления ослабленного сечения; c_1 — коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\text{при } \tau \leq 0,5 R_s \quad c_1 = c;$$

$$\text{при } 0,5 R_s < \tau \leq 0,9 R_s \quad c_1 = 1,05 \beta c;$$

где $\tau = Q/th$;

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha (\tau/R_s)^2}};$$

α — коэффициент, равный 0,7 для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки и $\alpha = 0$ — для других типов сечений; c — коэффициент, определяемый по табл 3 прил V в зависимости от схемы сечения балки и отношения площади сечения полок A_f к площади сечения стенки A_w , т. е. A_f/A_w ; t, h — соответственно толщина и высота стенки.

Коэффициент c_1 принимают равным не менее 1 и не более коэффициента c ;

на устойчивость балок двутаврового сечения при изгибе

$$M \leq \varphi_b W_c R_y \gamma_c \text{ или } (M/\varphi_b W_c) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.23)$$

где φ_b — коэффициент, равный σ_{cr}/σ_y и определяемый по указаниям прил. 7* СНиП II-23-81*; φ_b зависит от расположения нагрузки (по верхнему или по нижнему поясу балки), отношения высоты балки h к ширине сжатого пояса b_f , наличия связей (закреплений) сжатого пояса и т. д.; во всех случаях $\varphi_b \leq 1,0$; σ_{cr} — критическое напряжение потери устойчивости пластинки.

Проверки устойчивости балок по формуле (2.23) не требуется, т. е. $\varphi_b = 1$, если на балку передается статическая равномерно рас-

пределенная нагрузка от жесткого настила, который опирается на верхний сжатый пояс и жестко с ним связан, или если отношение расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b_f не превышает значений, определяемых по формулам табл. 2.4.

Таблица 2.4. Наибольшие отношения l_{ef}/b , при которых не требуется расчет на устойчивость прокатных и сварных балок (при $1 \leq h/b < 6$ и $15 < b/t \leq 35$)

Место приложения нагрузки	Наибольшие значения l_{ef}/b
К верхнему поясу	$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \times \right. \\ \left. \times \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (2.24)$
К нижнему поясу	$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,57 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,92 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \times \right. \\ \left. \times \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (2.25)$
Независимо от приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе	$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \times \right. \\ \left. \times \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (2.26)$

Примечания: 1. В формулах (2.24)–(2.26) b и t соответственно ширина и толщина сжатого пояса; h — расстояние (высота) между осями поясных листов. 2. Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах значения l_{ef}/b , вычисляемые по формулам (2.24)–(2.26), следует умножить на коэффициент 1,2.

Расчет в опорном сечении балок (при $M=0$, $M_x=0$ и $M_y=0$) выполняют по формуле

$$\tau = Q/(th) \leq R_s \gamma_c; \quad (2.27)$$

на прочность сплошностенчатых внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто изгибаемых) элементов при $\sigma_y \leq 580$ МПа: не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, с учетом пластической работы стали при $\tau \leq 0,5 R_s$ и $N/A_n R_y > 0,1$:

$$\begin{aligned} & [(N/A_n R_y \gamma_c)^n + (M_x/c_x W_{xn,min} R_y \gamma_c) + \\ & + (M_y/c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c)] \leq 1; \end{aligned} \quad (2.28)$$

где n , c_x , c_y — коэффициенты (см. табл. 2, прил. 5);

при действии динамических нагрузок, с учетом упругой стадии работы стали

$$[N/A_n \pm (M_x/J_{xn}) y \pm (M_y/J_{yn}) x] \leq R_y \gamma_c; \quad (2.29)$$

на устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента

$$(N/\varphi_e A) \leq R_y \gamma_c, \text{ откуда } A = N/\varphi_e R_y \gamma_c, \quad (2.30)$$

где φ_e — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности внецентренно сжатого элемента вследствие действия момента и продольного изгиба и определяемый по СНиП II-23-81* для сплошностенчатых стержней в зависимости от условной гибкости стержня $\lambda = \lambda \sqrt{R_y/E}$ и приведенного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m = \eta e/\rho = \eta(eA/W_e)$, а для сквозных стержней — в зависимости от условной приведенной гибкости $\lambda_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$ и относительного эксцентриситета $m = e\rho = e(A_n/J)$; $e = M/N$ (здесь η — коэффициент влияния формы сечения [см. табл. 6.1]; коэффициенты φ_e приведены в табл. 6.2 и 6.3).

Расчет на устойчивость не требуется для сплошностенчатых стержней при $m_{ef} > 20$ и для сквозных стержней при $m > 20$;

на устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента (при $J_x > J_y$)

$$(N/c\varphi_y A) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.31)$$

где c — коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента, который действует в плоскости изгиба, на снижение несущей способности стержня из плоскости действия момента; при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ коэффициент c вычисляют по формуле

$$c = \beta/(1 + \alpha m_x), \quad (2.32)$$

при значениях относительного эксцентриситета $m_x > 10$ — по формуле

$$c = 1/(1 + m_x \varphi_y/\varphi_b), \quad (2.33)$$

при значениях относительного эксцентриситета $5 < m_x < 10$ — по формуле

$$c = c_5 (2 - 0,2 m_x) + c_{10} (0,2 m_x - 1), \quad (2.34)$$

где c_5 — определяют по формуле (2.32) при $m_x = 5$, а c_{10} — по формуле (2.33) при $m_x = 10$; φ_y — коэффициент продольного изгиба, как для центрально-сжатых стержней (см. табл. 1 прил. IV) с учетом требований п. 5.3 СНиП II-23-81* α , β — коэффициенты, определяемые по табл. 6.5;

прочность внецентренно растянутых элементов, подверженных растяжению силой, приложенной внецентренно к его главной оси $x-x$ (при $J_x > J_y$) с учетом работы в упругой стадии, можно рассчитывать по формуле

$$(N/A_n) + (M_x/W_{xn}) = (N/A_n)(1 + e_x/\rho_{xn}) = \sigma_0 (1 + m_x) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.35)$$

где $e_x = M_x/N$ — эксцентриситет приложения нормальной силы N ;

$$\rho_{xn} = W_{xn}/A_n; \quad \sigma_0 = N/A_n;$$

$$m_x = e_x/\rho_{xn} = (M_x/N) (A_n/W_{xn}).$$

§ 3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Виды нагрузок. В зависимости от продолжительности действия нагрузки разделяют на постоянные и временные. К постоянным нагрузкам относятся: вес частей зданий и сооружений, в том числе несущих и ограждающих конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление; предварительное напряжение конструкций. Временные нагрузки делят на длительные, кратковременные и особые. К временным нагрузкам, учитываемым при расчете металлических конструкций, относятся: вес стационарного оборудования, емкостей, трубопроводов с арматурой и изоляцией и др.; полезная нагрузка на перекрытия складов, холодильников, библиотек, архивов, театров и других подобных зданий и помещений; давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах в процессе их эксплуатации; температурные воздействия от стационарного теплового оборудования; нагрузка от оборудования и материалов на перекрытия технических этажей зданий; вес производственной пыли (в случае отсутствия мероприятий по ее удалению); нагрузки от мостовых или подвесных кранов; температурные климатические воздействия; нагрузки от подъемно-транспортного оборудования; снеговые и ветровые нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и возведении конструкций, при монтаже и перестановке оборудования; нагрузки от веса временно складированных материалов, насыпного грунта и т. д.; нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий (табл. 2.5).

К особым нагрузкам относятся: сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые временной неисправностью или поломкой оборудования, резким нарушением технологического процесса; воздействие неравномерных деформаций основания (например, при горных выработках, замачивании просадочных грунтов или оттаивании вечномерзлых грунтов и др.).

Различают две группы значений нагрузок: нормативные и расчетные. *Нормативные* значения временной нагрузки устанавливаются нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным их значениям, а постоянные нагрузки (собственный вес конструкций и др.) принимают по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по средним значениям плотности материала. Нормативные значения временных нагрузок на перекрытия приведены в табл. 2.5, снеговой и ветровой нагрузок — см. в табл. 2.7 и 2.8.

Расчетные нагрузки, применяемые для расчета конструкций на прочность и устойчивость для некоторых категорий конструкций, определяют умножением нормативных значений нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , составляющей больше единицы: например, равномерно распределенная нагрузка $g = g^* \gamma_f$ или сосредоточенная $F = F^* \gamma_f$ и т. д. При подаче расчетных нагрузок принимают коэффициент надежности от веса бетонных, железобетонных, каменных и деревянных конструкций $\gamma_f = 1,1$; от веса стяжек, засыпок и утеплителей $\gamma_f = 1,2 \dots 1,3$; от временных нагрузок $\gamma_f = 1,2 \dots 1,3$ и т. д. Коэффициент γ_f меньше единицы ($\gamma_f = 0,8 \dots 0,9$) принимают в тех случаях, когда уменьшение веса конструкций является более неблагоприятным расчетным случаем (например, при расчете конструкций на опрокидывание, всплытие и т. п.). Значения коэффициентов надежности по нагрузке приведены в табл. 2.5 и 2.6.

Т а б л и ц а 2.5. Временные нормативные равномерно распределенные нагрузки на перекрытия и коэффициенты надежности по нагрузке

Здания и помещения	Временная нормативная нагрузка, Па (Н/м²)		γ_f
	полная	в том числе для длительная	
1. Квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, палаты санаториев и больницы	1500	300	1,3
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2000	700	1,2
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, просвещения, науки; помещений счетно-вычислительных станций, кухни общественных зданий; технические этажи, подвальные помещения и др.	По проекту и ≥ 2000	1000	1,2
4. Залы:			
читальные	2000	700	1,2
обеденные (кафе, ресторанов, столовых)	3000	1000	1,2
собраний и совещаний, ожиданий, зрительные, концертные, спортивные	4000	1400	1,2
торговые, выставочные и экспозиционные	По проекту и ≥ 4000	1400	1,2
5. Книгохранилища, архивы, сцены зрелищных предприятий:			
архивы	По проекту и ≥ 5000	5000	1,2
сцены	То же	1800	1,2
6. Трибуны:			
с закрепленными сидениями	По проекту и ≥ 4000	1400	1,2
для стоящих зрителей	≥ 5000	1800	1,2
7. Чердачные помещения	Дополнительно к весу оборудования и материалов 700	—	1,3

Здания и помещения	Временная нормативная нагрузка, Па (Н/м²)		γ_f
	полная	в том числе для длительная	
8. Террасы и покрытия:			
на участках, используемых для отдыха	1500	500	1,3
на участках, где возможно скопление людей, выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. п.	4000	1400	1,2
прочие	500	—	1,3
9. Балконы, лоджии:			
полосовая равномерная нагрузка на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4000	1400	1,2
сплошная равномерная нагрузка по всей площади балкона (лоджии)			
10. Производственные и складские помещения на участках обслуживания и ремонта оборудования	≥ 1500	—	1,3
11. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы с примыкающими проходами в зданиях с помещениями:			
по пп. 1—3 данной таблицы	3000	1000	1,2
по пп. 4, 5 и 11 данной таблицы	4000	1400	1,2
по п. 7 данной таблицы	5000	1800	1,2
12. Перроны вокзалов и станций метрополитенов	4000	1400	1,2
13. Сельскохозяйственные помещения:			
для мелкого скота	≥ 2000	700	1,2
для крупного скота	≥ 5000	1800	1,2

При расчете конструкций по требованиям второй группы предельных состояний за расчетные нагрузки принимают их нормативные значения с коэффициентом $\gamma_f = 1$.

При расчете алюминиевых конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре выше 50 °С (51—100 °С), расчетные сопротивления алюминия, сварных, заклепочных и болтовых соединений необходимо умножать на коэффициент γ_t , равный:

для алюминия марок АД1 и АМц 0,85
то же, АМг2, АД31, 1915, 1925, 1935, АЛ8 . . . 0,9

Т а б л и ц а 2.6. Коэффициенты надежности по нагрузке от веса строительных конструкций, грунтов и статических нагрузок от оборудования

Конструкции, грунты и оборудование	γ_f
1. Металлические конструкции	1,05 (0,9)
2. Бетонные ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$), железобетонные, каменные, армокаменные и деревянные конструкции	1,1 (0,9)
3. Бетонные ($\rho \leq 1600 \text{ кг/м}^3$), изоляционные, отделочные и выравнивающие слои (засыпки, стяжки, штукатурка, плиты, скорлупы, материалы в рулонах и т. п.), выполняемые: в заводских условиях	1,2 (0,9)
на строительной площадке	1,3 (0,9)
4. Грунты в природном залегании	1,1 (0,9)
5. Насыпные грунты	1,15 (0,9)
6. Собственный вес стационарного оборудования	1,05
7. То же, изоляция оборудования	1,2
8. Масса заполнения трубопроводов и оборудования: жидкостями	1
суспензиями, шламами, сыпучими материалами	1,1
9. Нагрузки от веса погрузчиков и карон	1,2
10. Краны мостовые и подвесные	1,1

П р и м е ч а н и я: 1. При уменьшении расчетных нагрузок коэффициент γ_f по пп. 1—4 принимают 0,9. 2. Для металлических конструкций, в которых усилия от собственного веса превышают 50 % общих усилий, следует принимать $\gamma_f = 1,1$.

Коэффициент γ_f дополнительно снижают на 10 %, если нормативная нагрузка составляет не менее 0,9 расчетной и действует непрерывно в течение не менее двух лет.

Сочетания нагрузок. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания (постоянных и кратковременных нагрузок); особые сочетания (постоянных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок).

Основные сочетания рассматриваются в двух вариантах: с одной наиболее существенной кратковременной нагрузкой и с двумя или большим числом кратковременных нагрузок. При расчете конструкций на основные сочетания, включающие только одну кратковременную нагрузку, последнюю принимают без снижения, а в тех случаях, когда в основные сочетания включены две и более кратковременные нагрузки, их расчетные значения (или усилия от них) умножают на коэффициенты сочетаний ψ : для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных — $\psi_2 = 0,9$. При расчете конструкций на особые сочетания кратковременные нагрузки или соответствующие им усилия следует умножить на коэффициент сочетаний $\psi_2 = 0,8$.

Воздействие динамических нагрузок от оборудования, кранов, поездов и автомобилей, создающих колебания сооружения, учитывают умножением проектных нормативных нагрузок на специальный коэффициент динамичности. Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от мостовых кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы (группа режимов 6К—8К по ГОСТ 25546—82) при шаге колонн до 12 м при расчете балок кранового пути допускается учитывать с коэффициентом динамичности $\gamma_d=1,1$. Для кранов среднего режима работы (группа режимов 4К и 5К) с $\gamma_d=1,1$. В остальных случаях — $\gamma_d=1,0$.

Временные нагрузки на перекрытия. При расчете элементов (балок и ригелей) перекрытий жилых и общественных зданий нагрузка от временных перегородок принимается либо по фактическому воздействию конструкции с учетом расположения и характера опирания перегородок, либо как равномерно распределенная добавочная нагрузка к прочей равномерно распределенной нагрузке (по табл. 2.5) интенсивностью не менее 500 Н/м².

При расчете балок и ригелей с грузовой площадью A нагрузку, указанную в табл. 2.5, допускается снижать:

для помещений (см. табл. 2.5, пп. 1 и 2) при $A > A_1 = 9$ м² умножением на коэффициент

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6/\sqrt{A/A_1}; \quad (2.36)$$

для помещений (см. табл. 2.5, п. 4) при $A > A_2 = 36$ м² — умножением на коэффициент ψ_{A2}

$$\psi_{A2} = 0,5 + 0,5/\sqrt{A/A_2}. \quad (2.37)$$

При расчете колонн, стен и оснований временные нормативные нагрузки, указанные в табл. 2.5, допускается снижать:

для помещений (см. табл. 2.5, пп. 1 и 2) — умножением на коэффициент $\psi_{П1}$

$$\psi_{П1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}, \quad (2.38)$$

для помещений по п. 4; 11 (см. табл. 2.5, пп. 4, 11) — умножением на коэффициент $\psi_{П2}$

$$\psi_{П2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}}, \quad (2.39)$$

где n — число учитываемых в расчете полностью загруженных перекрытий (над рассматриваемым сечением); при $n=1$ $\psi_{П1}=1$.

При расчете элементов перекрытий многоэтажных зданий при $A_1 > 9$ м² или $A > 36$ м² учитывают одновременно коэффициенты ψ_{A1} или ψ_{A2} и $\psi_{П1}$ или $\psi_{П2}$.

Снеговая нагрузка на покрытие зависит от климатического района строительства, профиля и уклона кровли, скорости ветра. Нормативную снеговую нагрузку s_0 на 1 м² горизонтальной проекции покрытия определяют по формуле

$$s^2 = s_0 \mu, \quad (2.40)$$

где s_0 — вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности

земли; μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый от 0 до 3 в зависимости от формы и уклонов кровли (см. табл. 1 прил. VI).

В зависимости от района СССР вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли принимают 500—2500 Н:

Район СССР (по карте 1 прил. I) Нагрузка от снегового покрова, Н/м ²	I	II	III	IV	V	VI
	500	700	1000	1500	2000	2500

Расчетную снеговую нагрузку s определяют как произведение нормативной нагрузки s^n на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

$$s = s^n \gamma_f = s_0 \mu \gamma_f. \quad (2.41)$$

При назначении коэффициента μ кроме учета общего профиля кровли необходимо особое внимание обращать на участки перепадов профиля по высоте кровли, где возможно большое скопление снега. Коэффициент μ допускается снижать на 15 % при скорости ветра $v \geq 4$ м/с и уклонах кровли 12—20 %, а при уклонах кровли до 12 % и скорости ветра $v > 2$ м/с — умножить на коэффициент $k = 1,2 \dots 0,1$ в (согласно п. 5.5 СНиП 2.01.07—85).

Коэффициент надежности γ_f для снеговой нагрузки на покрытия следует принимать в зависимости от отношения нормативного собственного веса покрытия g^n (включая и вес подвесного стационарного оборудования) к нормативному весу снегового покрова s^n при $g^n/s^n \geq 1$ коэффициент $\gamma_f = 1,4$; при $g^n/s^n < 0,8$ коэффициент $\gamma_f = 1,6$.

Ветровую нагрузку на здания и сооружения определяют как сумму статической и динамической составляющих. Статическую составляющую, которая соответствует установившемуся скоростному напору w_0 , учитывают во всех случаях. Динамическую составляющую, вызываемую пульсацией скоростного напора, учитывают обычно при расчете высоких зданий и сооружений: мачт, башен, дымовых труб, опор ЛЭП, транспортных галерей и других сооружений с периодом собственных колебаний более 0,25 с, многоэтажных зданий высотой более 40 м, поперечных рам одноэтажных однопролетных производственных зданий высотой более 36 м при отношении высоты к пролету более 1,5.

Нормативную статическую ветровую нагрузку w_n , принимаемую нормальной к поверхности сооружения или его частям, определяют по формуле

$$w_n = w_0 ck, \quad (2.42)$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления, Н/м², принимаемое в зависимости от района СССР и высоты сооружения; для высоты 10 м значения w_0 следующие:

Район СССР (по карте 2 прил. I) Давление ветра Н/м ² (кг/м ²) . .	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
	17,0 (17)	230 (23)	300 (30)	380 (38)	480 (48)	600 (60)	730 (73)	850 (85)

24 Таблица 2.7. Значения коэффициента k

Тип местности	Характеристика местности	При высоте над поверхностью земли, м									
		5	10	20	40	60	100	200	300	480 и выше	
A	Открытые степи, лесостепи, пустыни, открытые на-бережные морей, озер, водохрани-лищ, тундра	0,75	1	1,25	1,5	1,7	2	2,45	2,75	2,75	
B	Городские терри-тории, лесные мас-сивы и другие местности, равно-мерно покрытые препятствиями вы-сотой более 10 м	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,6	2,1	2,5	2,75	
C	Городские районы с застройкой зда-ниями высотой бо-лее 25 м	0,4	0,4	0,55	0,8	1	1,25	1,8	2,2	2,75	

c — аэродинамический коэффициент, равный $-1,4$ — $+1,4$ в зависимости от профиля и сечения сооружений (см. табл. 2 прил. 1); k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте в зависимости от типа местности (табл. 2.7).

Для горных местностей скоростной напор допускается уточнять по данным местных гидрометеорологических служб. Для зданий высотой до 5 м, расположение которых относится к местности типа А, скоростной напор можно снижать на 25 %.

Расчетную статическую ветровую нагрузку w определяют по формуле

$$w = w_n \gamma_f = w_0 c k \gamma_f, \quad (2.43)$$

где γ_f — коэффициент надежности по ветровой нагрузке, равный 1,2 — для жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий; 1,3 — для высоких сооружений (башен, градирен, труб, мачт, стоек ЛЭП и др.).

Динамическую составляющую ветровой нагрузки подсчитывают по указаниям СНиП 2.01.07—85 с учетом приведенной к вершине статической составляющей ветровой нагрузки, коэффициента динамичности и коэффициентов, учитывающих пульсацию скорости напора ветра по высоте и фронту здания или сооружения.

Нагрузки от кранов и транспортных средств. Нормативную нагрузку от мостовых кранов принимают по ТУ 24-9-454 (455)—76 и другим — для кранов грузоподъемностью до 50 т, по ГОСТ 6711—320 т и по ГОСТ 20278—74 — для литейных кранов грузоподъемностью 80—560 т. При подсчете крановых нагрузок в пролете обычно располагают два крана и находят максимальные вертикальные усилия на колеса крана и горизонтальные тормозные силы в поперечном и продольном направлениях.

При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него принимают без снижения ($\psi=1$). При учете двух кранов нагрузки от них необходимо умножить на коэффициент сочетаний $\psi=0,85$ — для кранов группы режимов работы 1К—5К и $\psi=0,95$ — для группы режимов работы 6К—8К, а при учете четырех кранов — соответственно на $\psi=0,7$ или $\psi=0,8$.

Нагрузки от подвижных транспортных средств (железнодорожных поездов, автомобилей, тракторов, строительных машин и механизмов) принимают по нормам проектирования сооружений и мостов на железнодорожных и автодорожных магистралях. Сейсмические воздействия принимают в соответствии с СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах».

При подсчете веса покрытий и перекрытий, приходящегося на несущие металлические конструкции, необходимо знать собственный вес его элементов. Нормативная плотность, кг/м³, наиболее употребительных материалов следующая:

железобетон монолитный	2400
» сборный	2500
сталь	7850
алюминиевый сплав	2700
дерево	500
цементно-песчаный раствор	2000—2200
асфальтобетон:	
песчаный	2000
среднезернистый	2300

утеплители:

из ячеистых бетонов (пенобетон, газобетон, пеносиликат и др.)	400—600
минераловатные плиты	300—500
перлитовые и вермикулитовые плиты на цементном вяжущем	300—500
пеностекло и газостекло	200—300
шлаки гранулированные, пемза, керамзит, диатомиты (трепел)	300—700
плиты из пористых пластмасс (пенопласт, сотопласт и др.)	20—150
масса некоторых элементов покрытий составляет, кг/м ² :	
рулонного ковра из рубероида на битумной мастике:	
в один слой	3—5
в три слоя	10—15
пароизоляции (два слоя пергамина на битумной мастике)	5—6
асбестоцементных волнистых листов усиленного профиля (ВУ) толщиной 8 мм	15—16
профилированного сатального настила	11—15

Нормативная нагрузка на несущие конструкции подсчитывается умножением веса, выраженного в кг/м³, на толщину слоя.

Глава 3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Сварные соединения выполняют четырех основных типов: встык, встык с накладками, внахлестку и втавр. Соединения встык осуществляют стыковыми швами, прямыми или под углом 45—60° (рис. 3.1), а соединения встык с накладками, внахлестку и втавр — угловыми швами (рис. 3.2).

Прочность сварных швов характеризуется их расчетным сопротивлением. Сварные швы рассчитывают по прочности из условий предельного состояния первой группы по формулам:

для стыковых швов, расположенных перпендикулярно оси элемента при сжатии и растяжении

$$N \leq l_w t R_{wy} \gamma_c, \text{ откуда } l_w = N / t R_{wy} \gamma_c; \quad (3.1)$$

то же, при действии на стыковое соединение: изгибающего момента (рис. 3.3, а)

$$\sigma_w = M / W_w = 6M / t l_w^2 \leq R_{wy} \gamma_c; \quad (3.2)$$

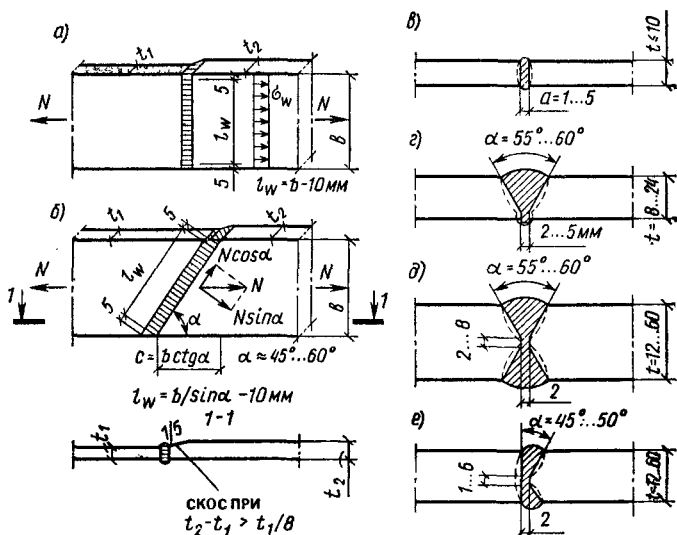


Рис. 3.1. Виды сварных стыковых швов

а — прямой; б — косой; в—е — типы сечений швов соответственно: без кромок; V-образный; Х-образный; К-образный

где $W_w = tl_w^2/6$ — момент сопротивления шва; при действии изгибающего момента и поперечных сил

$$\delta_w = \sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \sigma_{wy} + 3\tau_{wxy}^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c, \quad (3.3)$$

где σ_{wx} и σ_{wy} — нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным напряжениям; τ_{wxy} — напряжение от среза;

для стыковых косых швов:

в направлении, перпендикулярном к шву

$$N \leq (l_w / \sin \alpha) t R_{wy} \gamma_c \text{ или } \sigma_w = (N \sin \alpha / tl_w) \leq R_{wy} \gamma_c; \quad (3.4)$$

вдоль шва (срез)

$$N \leq (l_w / \cos \alpha) t R_{wz} \gamma_c \text{ или } \tau_w = (N \cos \alpha / tl_w) \leq R_{wz} \gamma_c. \quad (3.5)$$

Расчетное сопротивление стыковых швов определяют по пределу текучести или по временному сопротивлению стали соединяемых элементов независимо от вида сварки (табл. 3.1), например: при сжатии $R_{wy} = R_y$; при растяжении и изгибе с визуальным контролем качества шва $R_{wy} = 0,85 R_y$, а при физических методах контроля — $R_{wy} = R_y$; при сдвиге $R_{ws} = R_s$ и т. д.;

для угловых швов (фланговых и лобовых) на срез (условный) по двум сечениям (рис. 3.4):

по металлу шва

$$N \leq (\beta_f k_f) l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \text{ или } N / (\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (3.6)$$

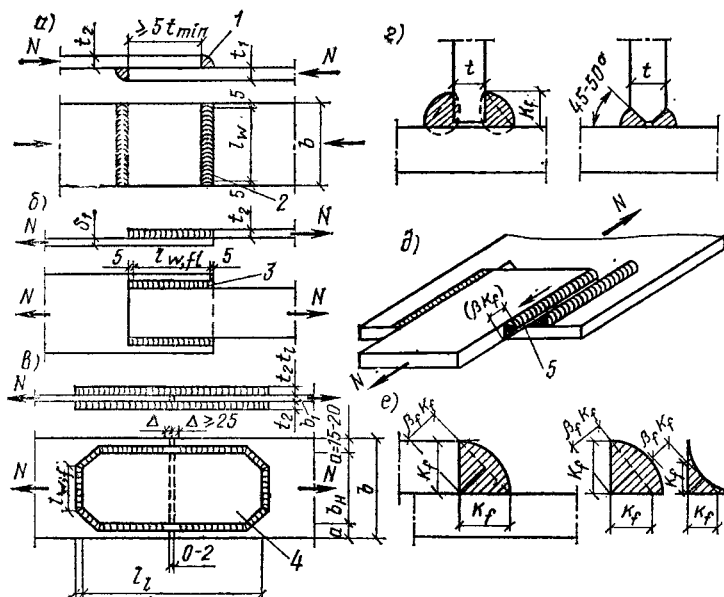


Рис. 3.2. Виды сварных угловых швов

а — внахлестку с лобовыми швами; б — то же, с фланговыми швами; в — с накладками; г — впритык; д — плоскость среза (сдвига), флангового шва; е — схемы к определению катета угловых швов; 1 — угловой шов; 2 — лобовой шов; 3 — фланговый шов; 4 — накладка; 5 — плоскость среза

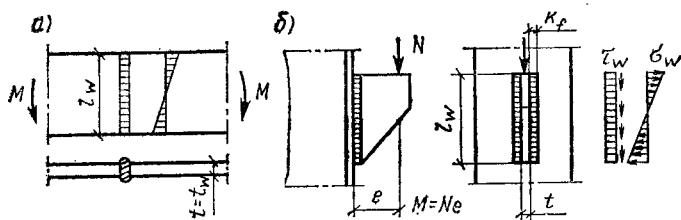


Рис. 3.3. К расчету швов на изгиб и срез с изгибом

а — изгиб стыкового шва; б — срез и изгиб углового шва

по металлу границы сплавления

$$N \leq (\beta_z k_f l_{wz}) R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (3.7)$$

где (βk_f) — расчетная толщина углового шва; β_f , β_z — коэффициенты, зависящие от прочности стали, вида сварки, положения и толщины катета швов и принимаемые от 0,7 до 1,15 при сварке

Рис. 3.4. Расчетные сечения угловых швов

1 — сечение по металлу шва; 2 — то же, по металлу границы сплавления

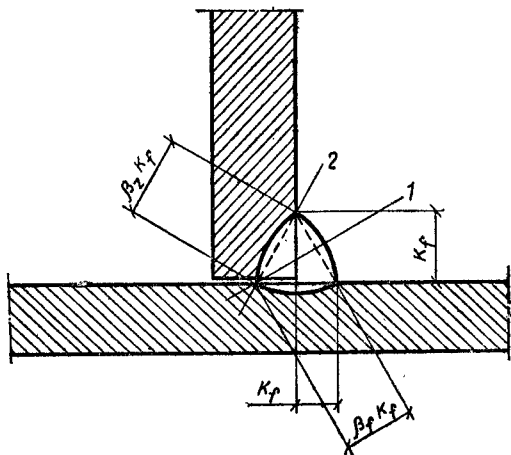


Таблица 3.1. Формулы для определения расчетных сопротивлений сварных соединений в стальных конструкциях

Соединения	Напряженное состояние	Расчетные сопротивления
Стыковые	Сжатие. Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов: по пределу текучести R_{wy} по временному сопротивлению R_{wi}	$R_{wy}=R_y$ $R_{wi}=R_w$
	Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке: по пределу текучести R_{wy}	$R_{wi}=0,85 R_y$
	Сдвиг R_{ws}	$R_{ws}=R_s$
С угловыми швами	Срез (условный): по металлу R_{wf} по металлу границы сплавления R_{wz}	$R_{wf}=0,55 \frac{R_{win}}{\gamma_{wm}}$ $R_{wz}=0,45 R_{un}$

Примечания: 1. Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения R_{win} принимают по значениям временного сопротивления

разрыву металла шва по ГОСТ 9467—75*. 2. Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения R_{wun} принимают по табл. 6 прил. VII или табл. 4 СНиП П-23-81*. 3. Коэффициент надежности по материалу шва γ_{wt} принимают: 1,25 — при $R_{wun} < 490$ МПа и 1,35 — при значениях $R_{wun} \geq 590$ МПа. 4. R_{un} — временное сопротивление стали разрыву, равное по ТУ или ГОСТу на сталь.

Таблица 3.2. Значения коэффициентов β_f и β_z при нормальном режиме сварки

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициент	Коэффициенты β_f и β_z при катетах швов k_f , мм			
			3—8	9—12	14—16	18 и более
Автоматическая при $d=3...5$	В лодочку	β_f	1,1		0,7	
		β_z	1,15		1	
	Нижнее	β_f	1,1	0,9	0,7	
		β_z	1,15	1,05	1	
Автоматическая и полуавтоматическая при $d=1,4...2$	В лодочку	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,15	1		
	Нижнее	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1		
Ручная; полуавтоматической проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ и порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1			

элементов из стали: с пределом текучести до 580 МПа — по табл. 3.2, а с пределом текучести свыше 580 МПа независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварной проволоки $\beta_f=0,7$ и

$\beta_z=1$; γ_{wf} , γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в районах I₁, I₂, II₂ и II₃, для которых $\gamma_{wf}=0,85$ при $R_{wun}=410$ МПа и $\gamma_{wz}=0,85$ — для всех сталей; l_w — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом $2t$ (в стыковых швах при выводе концов за пределы стыка l_w равна полной длине шва); R_{wy} — расчетное сопротивление сварных соединений встык при сжатии, растяжении и изгибе; R_{wf} и R_{wz} — то же, угловых швов при срезе соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления (см. прил. VII).

При действии изгибающего момента на прямоугольный элемент, приваренный угловыми швами к конструкции, проверку нормальных напряжений в швах производят по формулам:

по металлу шва

$$\sigma_w = M/W_w = [M/2 (\beta_f k_f) l_w^2/6] = 3M/(\beta_f k_f) l_w^2 \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (3.8)$$

или по металлу границы сплавления

$$\sigma_w = 3M/(\beta_z k_f) l_w^2 \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (3.9)$$

где l_w — расчетная длина одного шва (цифрой 2 учтено наличие двух швов длиной l_w).

При действии на угловые швы изгиба и среза (см. рис. 3.3, б) суммарные напряжения проверяют по формуле

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (3.10)$$

$$\text{или } \sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (3.11)$$

где
$$\tau_w = \frac{N}{(\beta k_f) \Sigma l_w}; \quad \sigma_w = \frac{M}{W_w} = \frac{3Ne}{(\beta k_f) l_w^2}.$$

Конструктивные требования к сварным соединениям элементов стальных конструкций. Катет угловых швов k_f должен быть не менее 4 мм и не более 1,2 меньшей из толщин свариваемых элементов; расчетная длина шва — не менее $4k_f$, но не менее 40 мм. Наибольшая расчетная длина флангового шва — не более $85 \beta_f$, k_f . Для элементов ферм наименьшая длина фланговых швов 60 мм, расстояние между соседними швами на фасонке — не менее 50 мм.

При сварке полок прокатных профилей вдоль кромок, имеющих округления, наибольшую толщину углового шва k_f принимают меньше толщину полки:

для уголков с толщиной полки $t \leq 6$ мм	$k_f = t - 1$ мм
то же, $t = 7 \dots 16$ мм	$k_f = t - 2$ мм
» , $t > 16$ мм	$k_f = t - 4$ мм
для двутавров до № 14 и швеллеров № 10—12	$k_f \leq 4$ мм
то же, № 16—27 и швеллеров № 14—27	$k_f \leq 6$ мм
» , № 30—40 и швеллера № 30	$k_f \leq 8$ мм
» , № 45 и швеллеров № 36—40	$k_f \leq 10$ мм
» , № 50—60	$k_f \leq 12$ мм

Рекомендуемые минимальные толщины угловых швов в зависи-

Таблица 3.3. Минимальные размеры катетов угловых швов в стальных конструкциях

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали σ_y , МПа	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм							
			4—5	6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	41—80	
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 430	4	5	6	7	8	9	10	
		Свыше 430 до 580	5	6	7	8	9	10	12	
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430	3	4	5	6	7	8	9	
		Свыше 430 до 580	4	5	6	7	8	9	10	
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380	5	6	7	8	9	10	12	
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10	

Примечания: 1. В конструкциях из стали с $\sigma_y > 580$ МПа, а также из всех сталей при толщине элементов более 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям. 2. В конструкциях, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂, III₂, минимальные катеты швов увеличивают на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включительно и на 2 мм при толщине элементов более 40 мм.

мости от толщины свариваемых элементов, вида сварки и вида соединений приведены в табл. 3.3.

Особенности сварных соединений алюминиевых конструкций. Элементы конструкций из алюминиевых сплавов сваривают обычно аргонодуговой сваркой в среде инертного газа аргона, препятствующего образованию тугоплавкой окисной пленки. В качестве электродов принимают вольфрамовые неплавящиеся стержни с присадкой из алюминиевой проволоки (при сварке вручную или автоматом) и плавящиеся электроды из основного сплава (при сварке полуавтоматом или автоматом).

Типы соединений и швов аналогичны применяемым для элементов из стали. В расчетах соединений алюминиевых элементов учитывают не только сопротивление сварного шва в зависимости от применения термически неупрочняемого или упрочняемого алюминия, но и сопротивление сплава в околошовной зоне, которое может быть меньше прочности шва (особенно для термически упрочняемых сплавов).

Расчет сварных соединений в конструкциях из алюминиевых сплавов выполняют по формулам:

стыковых швов, расположенных перпендикулярно действующей силе при сжатии или растяжении,

$$N/(l_w t) \leq R_w \gamma_c, \quad (3.12)$$

угловых швов, работающих на срез

$$N/(\beta_f k_f) l_w \leq R_{wf} \gamma_c, \quad (3.13)$$

где t — наименьшая толщина соединяемых элементов; β_f — коэффициент, принимаемый 0,9 при автоматической одно- и двухпроходной сварке и 0,7 — при автоматической многопроходной, ручной и полуавтоматической сварке с любым числом проходов; k_f — катет углового шва, равный катету вписанного равнобедренного треугольника.

При расчете соединений алюминиевых конструкций так же, как и для их элементов, расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы $\gamma_c = 0,6 \dots 0,9$ (см. табл. 1.9) (значения расчетных сопротивлений сварных соединений, выполняемых аргонодуговой сваркой, приведены в табл. 5 и 6 прил. III). Разделка кромок под сварку назначается с одной или двух сторон с учетом способа и технологии сварки по ГОСТ 14806—80 и по заводским нормам.

Конструктивные требования к сварным угловым швам следующие:

толщина катета шва k_f (при сварке элементов толщиной 4 мм и более) должна быть не менее 4 мм;

расчетную длину флангового и лобового швов принимают не менее 40 мм и не менее $4k_f$; максимальная расчетная длина флангового шва должна быть не более $50k_f$, кроме случаев, где по условиям работы соединения длина шва не ограничивается;

в соединениях внахлестку ширину нахлестки принимают не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов; при аргонодуговой точечной сварке нахлестка должна быть не менее 30 мм.

При определении расчетной толщины углового шва ($\beta_f k_f$) коэффициент β_f принимают: 0,9 — при автоматической одно- и двухпроходной сварке; 0,7 — при ручной, полуавтоматической и автоматической многопроходной сварке. Расчетная длина шва l_w в формулах

(3.12)—(3.13) равна полной длине шва за вычетом $3t$ или $3k_f$ (см. п. 8.1 СНиП 2.03.06—85).

Пример 3.1. Задание: рассчитать сварное соединение встык листов шириной $b=300$ мм, толщиной $t_1=6$ мм и $t_2=10$ мм при действии расчетного осевого усилия растяжения $N=350$ кН (см. рис. 3.1, а, б). Материал листов — сталь марки ВСтЗпс6, сварка — ручная электродами Э42 с визуальным способом контроля качества шва. Коэффициент условий работы $\gamma_c=0,9$.

Решение

Расчет прямого стыка. Согласно табл. 1 прил. II для стали ВСтЗпс6 расчетное сопротивление растяжению стыкового шва $R_{wy}=0,85$ $R_y=0,85 \cdot 200=195$ МПа. По конструктивным требованиям принимаем: $t_{min}=t_1=0,006$ м; $b=0,3$ м и $l_w=b-2t_1$ см (см. рис. 3.1, а).

Проверяем прочность шва:

$$\begin{aligned}\sigma_w &= N/[t_{min}(b-0,012)] = 350\,000/[0,006(0,3-0,012)] = \\ &= 202 \cdot 10^6 \text{ Па} = 202 \text{ МПа} > R_{wy} \gamma_c = 195 \cdot 0,9 = 176 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Прочность прямого шва недостаточна, необходимо устройство косого стыка. Определим усилие, которое может воспринять прямой шов

$$\begin{aligned}N_w &= \gamma_c R_{wy} t_1 (b-0,012) = 176 \cdot 10^6 \cdot 0,006 (0,3-0,012) = \\ &= 303\,000 \text{ Н} = 303 \text{ кН} < N = 350 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Расчет косого стыка (см. рис. 3.1, б). Назначаем стык с отношением $b:c=2:1$, что соответствует углу $\alpha = \arctg 2 = 63^\circ 26'$. Длина косого шва

$$l_w = (b/\sin 63^\circ 26') - 2t_1 = (30/0,894) - 1,2 = 32,5 \text{ см}.$$

Нормальные напряжения в шве по формуле (3.2):

$$\begin{aligned}\sigma_w &= N \sin \alpha / t_1 l_w = 350\,000 \cdot 0,894 / 0,006 \cdot 0,325 = \\ &= 161 \cdot 10^6 \text{ Па} = 161 \text{ МПа} < \gamma_c R_{wy} = 176 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Касательное напряжение в шве по формуле (3.3):

$$\begin{aligned}\tau_w &= N \cos \alpha / t_1 l_w = 350\,000 \cdot 0,447 / 0,006 \cdot 0,325 = \\ &= 8 \cdot 10^6 \text{ Па} = 8 \text{ МПа} < R_{ws} \gamma_c = 13,6 \cdot 0,9 = 12,2 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где $R_{ws}=R_s=0,58R_y/\gamma_m=0,58 \cdot 235/1,025=13,6$ МПа.

Прочность косого стыкового шва обеспечена.

Так как $t_2-t_1=10-6=4$ мм $> t_1/8=0,75$ мм, то по конструктивным требованиям толстый лист в месте стыка должен иметь скос с уклоном 1:5 (см. рис. 3.1, б).

Пример 3.2. Задание: определить расчетное усилие,

которое могут воспринять листы сечением $b \times t = 500 \times 5$ мм из алюминиевого сплава марки АДЗІТ. Листы сварены косым швом встык с полным проваром под углом $\alpha = 60^\circ$. Сварка — ручная аргонодуговая вольфрамовым электродом, контроль качества шва — физическими способами. Коэффициент $\gamma_c = 1$.

Решение. По табл. 1.7 определяем расчетное сопротивление сплава листов $R_y = 55$ МПа, а по табл. 6 прил. III — расчетные сопротивления сварного шва растяжению $R_w = 55$ МПа и сдвигу $R_{ws} = 35$ МПа.

Несущая способность составит:
листов

$$N_1 = \gamma_c R_y A_n = \gamma_c R_y b t = 55 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,005 = 138\,000 \text{ Н} = 138 \text{ кН}$$

(здесь $R_y = 55$ МПа; размеры b и t даны в м);
косого шва на растяжение

$$N_2 = R_w (t l_w / \sin 60^\circ) = 55 \cdot 10^6 (0,005 \cdot 0,567 / 0,866) = \\ = 180\,000 \text{ Н} = 180 \text{ кН},$$

где $l_w = (b / \sin 60^\circ) - 2t = (50 / 0,866) - 1 = 56,7$ см;

$$N_3 = \gamma_c R_{ws} (t l_w / \cos 60^\circ) = 35 \cdot 10^6 (0,005 \cdot 0,567 / 0,5) = \\ = 199\,000 \text{ Н} = 199 \text{ кН}.$$

Расчетное осевое усилие, которое может выдержать сварное соединение, определяют по наименьшей несущей способности, в данном случае по несущей способности листов

$$N = N_{min} = N_1 = 138 \text{ кН}.$$

Следует иметь в виду, что для термически упрочняемых сплавов необходимо также определить несущую способность в околошовной зоне, так как при сварке происходит местный отжиг (разупрочнение) сплава и расчетное сопротивление R сплава снижается (см. табл. 7 прил. III). В данном примере эту проверку не проводим, так как расчетные сопротивления сплава марки АДЗІТ для околошовной зоны и сплава одинаковы (см. табл. 6 и 7 прил. III).

Пример 3.3. Задание: рассчитать стык растянутых стальных листов, симметрично соединяемых накладками с двух сторон (рис. 3.5). Район строительства — II, $t > -40^\circ \text{C}$. Расчетное усилие $N = 500$ кН, сечение листов $b \times t = 200 \times 14$ мм, материал — сталь марки ВСтЗГпс5-1, $R_y = 230$ МПа (см. табл. 1.2), $\gamma_c = 0,9$. Сварка ручная электродами Э42; $R_{wf} = 180$ МПа; $R_{wz} = 0,45 R_{wn} = 0,45 \times 365 = 164$ МПа.

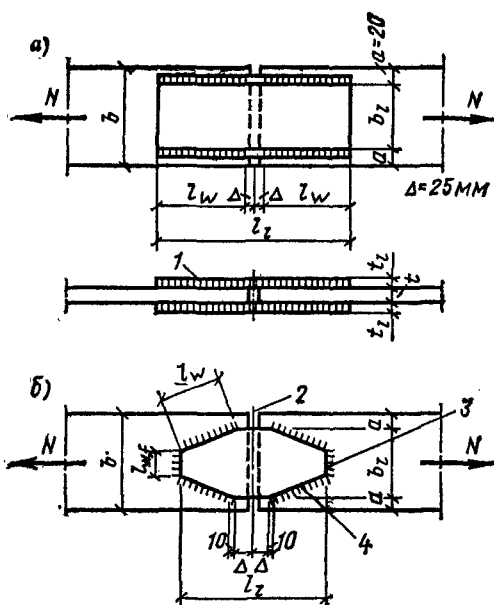


Рис. 3.5. Сварные стыки

а — соединение накладками, приваренными фланговыми швами; б — то же, ромбическими накладками, приваренными лобовыми и фланговыми швами; 1 — фланговый шов; 2 — ось стыка; 3 — лобовой шов; 4 — косой шов

Решение. Вначале определяем размеры накладок, считая, что ширина накладок должна быть на 30—40 мм меньше ширины листов

$$b_l = b - 2a = 200 - 2 \cdot 20 = 160 \text{ мм} = 16 \text{ см.}$$

Площадь поверхности сечения одной накладки составит

$$A_l = 0,5N/R_y \gamma_c = 0,5 \cdot 500\,000 / 230 \cdot 10^6 \cdot 0,9 = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 12 \text{ см}^2$$

Толщина накладки

$$t_l = A_l / b_l = 12 / 16 = 0,75 \text{ см.}$$

Принимаем накладки толщиной 8 мм и катет угловых швов $k_f = t_l = 8 \text{ мм}$.

Требуемую длину двух фланговых швов с каждой стороны одной накладки находим по формулам (3.6) и (3.7): из условий среза по металлу шва

$$l_{wd} = 0,5N/\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,5 \cdot 500\,000 / 0,7 \cdot 0,008 \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 0,9 = 27,6 \text{ см} \approx 28 \text{ см,}$$

где $\beta_f = 0,7$; $\gamma_{wf} = 1$ и $\gamma_c = 0,9$;

из условий среза по границе сплавления

$$l_{wd} = 0,5N/\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 0,5 \cdot 500\,000 / 1,0,008 \cdot 164 \cdot 10^8 \cdot 1,0,9 = 21,2 \text{ см},$$

где $\beta_z=1$; $\gamma_{wz}=1$ и $\gamma_c=0,9$.

Более невыгоден расчет на срез по металлу шва. При этом расчетная длина одного шва составит $l_{w1}=l_{wd}=28/2=14$ см; конструктивная длина шва $l_w=14+2t=14+2 \cdot 0,8=15,6 \approx 16$ см, что больше $l_{w,min}$, равной 4 см, и меньше $l_{w,max}$, равной $60k_f=60 \cdot 0,8=48$ см.

Определяем длину накладок (см. рис. 3.5, а):

$$l_l = 2(l_w + \Delta) = 2(16 + 2,5) = 37 \text{ см}.$$

Для уменьшения длины накладок можно применить обварку накладок по контуру (с учетом работы лобовых швов) или поставить ромбические накладки, которые обеспечивают более равномерную передачу силового потока.

Расчет ромбических накладок (см. рис. 3.5, б) сводится к следующему. Принимаем длину лобового шва $l_{wf}=50 \text{ мм} > l_{w,min}=40 \text{ мм}$. Конструктивная длина одного косого шва

$$l_{ws} = (l_{w1} - 0,5l_{wf}) + 2t = (14 - 2,5) + 2 \cdot 0,8 \approx 13,1 \text{ см}.$$

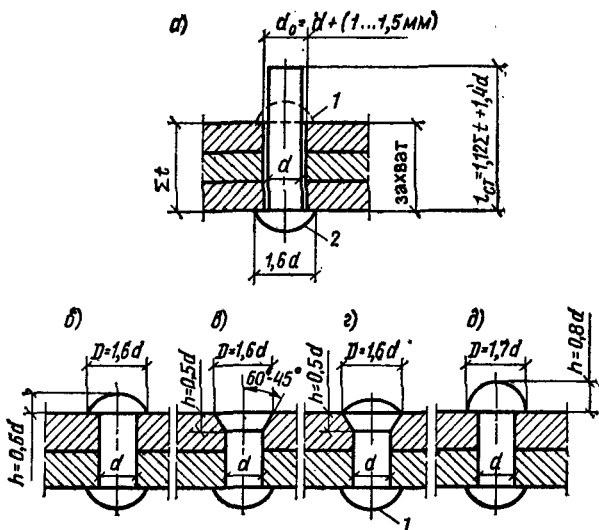
Длину накладок с учетом зазоров по $\Delta=25 \text{ мм}$ и недоведением швов на 10 мм до углов накладки в пределах стыка (см. рис. 3.5, б) вычисляем по формуле

$$l_l = 2 \left[\sqrt{l_{ws}^2 - 0,5(b_l - l_{wf})^2} + \Delta + 2 \cdot 1 \right] = \\ = 2 \left[\sqrt{13,1^2 - 0,5(16 - 5)^2} + 2,5 + 2 \cdot 1 \right] = 30 \text{ см}.$$

Принимаем стыковые накладки длиной 300 мм. По сравнению с прямоугольными накладками длиной 370 мм стык при использовании ромбических накладок получается более компактным.

§ 2. ЗАКЛЕПОЧНЫЕ И БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Заклепочные соединения элементов стальных конструкций ввиду их значительной трудоемкости изготовления в настоящее время имеют ограниченное применение. Их используют в основном для соединений элементов конструкций с тяжелым режимом работы, при значительных динамических воздействиях. В СНиП II-23-81* нормированные данные о применении заклепочных соединений в стальных конструкциях отсутствуют. Поэтому далее некоторые сведения будут приведены по предыдущим нормативам (СНиП II-V.3-72). В конструкциях из алюминиевых сплавов заклепочные соединения



элементов применяют сравнительно широко, так как мягкость алюминия позволяет выполнять холодную клепку и способствует плотному заполнению отверстия стержнями заклепки и образованию замыкающей головки.

В стальных конструкциях применяют заклепки из углеродистой стали марки Ст2, имеющей $\varepsilon=26\%$ и $\sigma_v=220$ МПа, а также из низколегированной стали марки 09Г2 по ГОСТ 19281—73* с относительным удлинением 18% и пределом текучести 300 МПа. В строительных конструкциях наиболее употребительны заклепки диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27 и 30 мм. Отверстия в соединяемых элементах образуют сверлением или продавливанием на 1—1,5 мм больше диаметра заклепки (рис. 3.6, а).

Применяют заклепки с полукруглыми (рис. 3.6, б), потайными (рис. 3.6, в), полупотайными (рис. 3.6, г) и повышенными (рис. 3.6, д) головками. Заклепки с потайными и полупотайными головками не допускается применять при работе их на растяжение. При работе их на срез или смятие вводят коэффициент условий работы $\gamma_c=0,8$ (см. табл. 5 прил. II).

Болты применяют главным образом для монтажных соединений конструкций. Болтовые и заклепочные соединения не рекомендуются в конструкциях из стали высокой прочности, так как эти соединения имеют меньшую, чем основной металл, прочность.

Болты выпускают грубой (класс С), нормальной (класс В) и повышенной (класс А) точности (точечные), а также высокопрочные диаметром 16—48 мм. Кроме того, изготавливают анкерные болты диаметром до 90 мм (по ГОСТ 24379.1—80). В комплект болта входят также гайка и шайба (рис. 3.7). Данные для подбора болтов, гаек и шайб приведены в табл. 3.4. Для изготовления болтов применяют углеродистые и легированные стали, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 1759—70**. В зависимости от расчетной темпе-

Рис. 3.6. Заклепочные соединения

а — схема соединения; б — типы головок заклепок; 1 — замыкающая головка; 2 — закладная головка

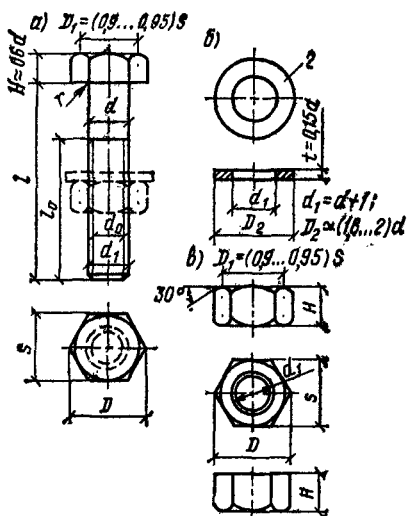


Рис. 3.7. Детали к соединению на болтах

а — болт; б — шайба; в — гайка

Таблица 3.4. Размер, мм, болтов (нормальной точности), шайб и гаек (выборка из ГОСТа)

Изделия	d	d ₁	S	H	t	D	l
Болты (ГОСТ 7798—70*), класса точности В	10	10	17	7	—	18,7	25—200
	12	12	19	8	—	20,9	25—260
	16	16	24	10	—	26,5	25—300
	20	20	30	13	—	33,3	30—300
	24	24	36	15	—	39,6	35—300
Шайбы (ГОСТ 11371—78*)	10	10,5	—	—	2	21 (D _н)	—
	12	13	—	—	2,5	24	—
	16	17	—	—	3	30	—
	20	21	—	—	4	37	—
	24	25	—	—	4	44	—
Гайки (ГОСТ 5915—70*)	10	10	17	8	—	18,7	—
	12	12	19	10	—	20,9	—
	16	16	24	13	—	26,5	—
	20	20	30	16	—	33,3	—
	24	24	36	19	—	39,6	—

ратуры эксплуатации и соединениях элементов конструкций рекомендуется применять:

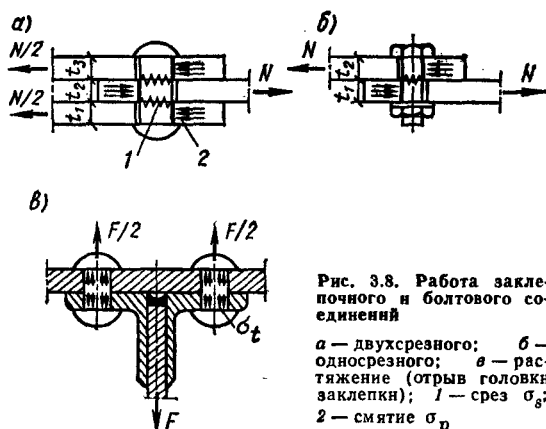


Рис. 3.8. Работа заклепочного и болтового соединений

а — двухсрезного; б — односрезного; в — растяжение (отрыв головки заклепки); 1 — срез σ_s ; 2 — смятие σ_p

при температуре -40°C и выше — болты классов 4.6 и 5.6 грубой и нормальной точности (классы точности С и В);

при температуре -65°C и выше — болты классов 8.8 нормальной и повышенной точности (классов В и А) или из стали марок 35Х и 38ХА (ГОСТ 1759—70**). Отверстия в соединяемых элементах под болты грубой и нормальной точности сверлят или продавливают диаметром, на 2—3 мм больше диаметра болта, а под болты повышенной точности сверлят диаметром, на 0,3 мм больше диаметра болта.

Прочность болтовых и заклепочных соединений во многом зависит от качества отверстий, которые по нормам разделены на две группы — В и С. Группе В соответствуют соединения, в которых заклепки или болты поставлены в отверстия, просверленные на проектный диаметр в собранных элементах или по кондукторам, а группе С — в отверстия, продавленные или просверленные без кондукторов в отдельных деталях.

Высокопрочные болты изготавливают по ГОСТ 22353—77* и 22356—77* из легированных сталей: 40Х, 40ХФА, 38ХС, 30ХЗМФ, гайки и шайбы к ним по ГОСТ 22354—77* и ГОСТ 22355—77*. Отверстия в элементах для таких болтов выполняют такими же, как для болтов нормальной точности. Благодаря большой силе натяжения болта, контролируемой при завинчивании гаек специальным тарировочным ключом, обеспечивается высокая плотность соединения.

Расчет болтовых и заклепочных соединений. Заклепки и болты грубой, нормальной и повышенной точности по плоскостям сопряжений элементов работают на срез, по боковым поверхностям — на смятие соединяемых элементов, а при продольной силе, приложенной вдоль стержня заклепки или болта — на растяжение (рис. 3.8). Соединение рассчитывают по формулам прочности из условий первой группы предельных состояний:

на срез заклепок и болтов

$$N_b \leq n_b n_s (\pi d^2 / 4) R_{bs} \gamma_b;$$

$$N_r \leq n_r n_s (\pi d^2 / 4) R_{rs} \gamma_r,$$

откуда требуемое количество болтов

$$n_b > (4N_b/n_s \pi d^2 R_{bs})_1 \quad (3.14)$$

на смятие

$$N_b < n_b d \Sigma t_{min} R_{bp} \gamma_b;$$

$$N_r < n_r d \Sigma t_{min} R_{rp} \gamma_r;$$

откуда количество болтов

$$n_b \geq N_b / d \Sigma t_{min} R_{bp} \gamma_b; \quad (3.15)$$

на растяжение (отрыв головок) заклепок

$$N < n (\pi d^2 / 4) R_{rt},$$

откуда

$$n > (4N_b / \pi d^2 R_{rt}); \quad (3.16)$$

на растяжение болтов

$$N_b < n_b A_{bn} R_{bt},$$

откуда

$$n_b \geq N_b / A_{bn} R_{bt}. \quad (3.17)$$

В формулах (3.14)–(3.17): N_b — расчетная продольная сила, действующая на соединение; n_r , n_b — число заклепок или болтов; n_s — число рабочих срезов одной заклепки или болта; d — диаметр отверстия для заклепки или наружный диаметр стержня болта; t_{min} — наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении; R_s , R_p , R_t — расчетные сопротивления заклепок или болтов соответственно срезу (R_s и R_{bs}) смятию соединяемых элементов R_{rp} , R_{bp} и растяжению R_{rt} , R_{bt} , принимаемые по табл. 3 прил. II; A_{bn} — площадь сечения болта нетто:

$$A_{bn} = (\pi/16) (d_2^3 + d_3^2),$$

где d_2 — номинальный средний диаметр резьбы; $d_3 = d_1 - H/6$; d_1 — номинальный внутренний диаметр резьбы; H — теоретическая высота резьбы.

Для болтов диаметром 16–48 мм площадь поверхности сечения нетто принимают в зависимости от диаметра (по ГОСТ 7798–70*, СТ СЭВ 4728–84): 16/1,57; 18/1,92; 20/2,45; 22/3,03; 24/2,52; 27/4,59; 30/5,66; 36/8,26; 42/11,2; 48/14,72 (до черты — диаметр болта d , мм, после черты A_{bn} , см²). Болты диаметром 18, 22 и 27 мм применять не рекомендуется.

Расчет соединений на высокопрочных болтах выполняют с учетом передачи действующих в стыках усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов. Расчетное усилие, воспринимаемое каждой такой поверхностью трения, определяют по формуле

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bh} \mu / \gamma_{h..}, \quad (3.18)$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта в готовом изделии, равное $R_{bh} = 0,7 R_{bnp}$ [R_{bnp} — временное сопротивление болта разрыву, зависящее от номинального диаметра резьбы и марки стали (табл. 3.5)]; μ — коэффициент трения, принимаемый: 0,25 — для поверхностей соединяемых элементов без обработ-

ки (очистки); 0,35 — при обработке стальными щетками; 0,42 — при огневой обработке горелками; 0,45—0,5 — при химической обработке и 0,5—0,58 — при пневматической обработке дробью; γ_b — коэффициент условий работы болтового соединения, равный 0,8 при числе болтов в соединении $n < 5$, 0,9 при $5 \leq n < 10$ и 1 при $n \geq 10$; γ_n — коэффициент надежности соединения, зависящий от способа обработки соединяемых поверхностей, способа регулирования натяжения болтов, вида нагрузки (динамической или статической) и разности номинальных диаметров отверстий и болтов, мм, равный 1,02—1,7 (табл. 3.6).

Таблица 3.5. Механические свойства высокопрочных болтов по ГОСТ 22357—87

Номинальный диаметр резьбы d , мм	Марка стали по ГОСТ 4543—71*	Наименьшее временное сопротивление R_{bnp} , Н/мм ²
16—27	40X «селект»	1100
	38ХС «селект», 40ХФА «селект»	1350
	30ХЗМФ 30Х2НМФА	1550 1550
30	40X «селект»	950
	30ХЗМФ, 35Х2АФ	1200
36	40X «селект»	750
	30ХЗМФ	1100
42	40X «селект»	650
	30ХЗМФ	1000
48	40X «селект»	600
	30ХЗМФ	900

Требуемое число высокопрочных болтов рассчитывают по формуле

$$n \geq N / \gamma_c Q_{bh}. \quad (3.19)$$

При расчете заклепочного или болтового соединения при сложном напряженном состоянии на действие изгибающего момента, поперечных и продольных усилий (рис. 3.9) исходят из предположения, что продольная и поперечная силы поровну распределяются между всеми заклепками (болтами) полустыка, а максимальное усилие от действия момента возникает в наиболее удаленных от ней-

Таблица 3.6. Коэффициенты трения μ и надежности γ_h в соединениях на высокопрочных болтах

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования болтов	μ	γ_h при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической, $\delta=3...6$; статической, $\delta=5...6$	динамической, $\delta=1$; статической, $\delta=1...4$
Дробеметный двух поверхностей дробью без консервации	По M » α	0,58 0,58	1,35 1,2	1,12 1,02
То же, с консервацией, металлизацией, распылением цинка или алюминия	По M » α	0,5 0,5	1,35 1,2	1,12 1,02
Дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, а вторая поверхность очищается стальными щетками без консервации	По M » α	0,5 0,5	1,35 1,2	1,12 1,02
Газопламенный двух поверхностей без консервации	По M » α	0,42 0,42	1,35 1,2	1,12 1,02
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	По M » α	0,35 0,35	1,35 1,25	1,17 1,06
Без обработки	По M » α	0,25 0,25	1,7 1,5	1,3 1,2

Обозначения: по M — способ регулирования натяжения болтов по моменту закручивания; по α — по углу поворота гайки.

тральной оси заклепках (болтах). Расчетная формула для определения максимального усилия в крайней заклепке (болте) имеет вид:

$$N_{\max} = \sqrt{(N_1/k + N/n)^2 + (Q/n)^2}, \quad (3.20)$$

где $N_1 = Mh_{\max}/\Sigma h_i^2$ — усилие, приходящееся на наиболее нагруженный (крайний) горизонтальный ряд заклепок (болтов) полустыка: $\Sigma h_i^2 = h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots + h_i^2$ — сумма квадратов расстояний между горизонтальными рядами заклепок (болтов), равноудаленных от нейтральной оси; k — число вертикальных рядов в полустыке; n — общее число заклепок (болтов) и полустыке.

При отсутствии продольных сил в формуле (3.20) принимают

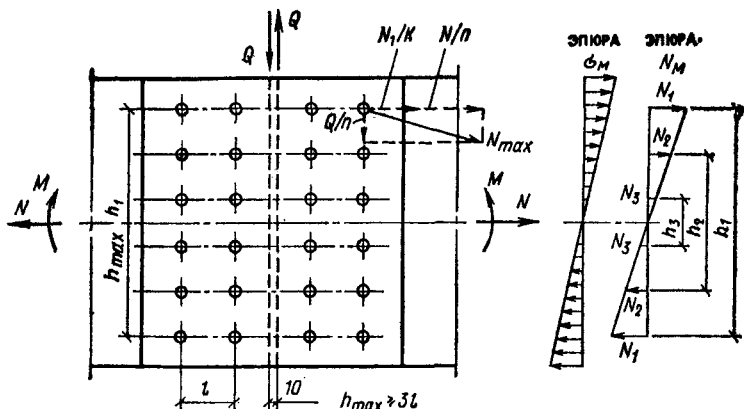


Рис. 3.9. Расчетная схема стыка на болтах или заклепках при воздействии момента M , продольной силы N и поперечной силы Q

$N=0$, а и сечения чистого изгиба, где и $Q=0$, максимальное усилие на крайнюю одну заклепку (болт), N_{max} — равным N_1/k . Зная N_{max} , напряжения соединений проверяем по формулам (3.14) и (3.15), полагая $N=N_{max}$ и $n=1$.

При конструировании соединений элементов на болтах или заклепках следует назначать болты или заклепки одного диаметра и по возможности в минимальном числе для всей конструкции. Тип соединения элементов (внахлестку или с накладками) выбирают в зависимости от конструктивного решения и условий работы стыка.

Расположение болтов и заклепок в соединении может быть рядовое или шахматное, с минимальным или максимальным расстоянием между ними и до краев элемента (рис. 3.10). В стыках и узлах расстояние между болтами и заклепками принимают (в целях экономии металла на накладки и компактности узла) минимальным, а на участках крепления элементов конструкции по всей длине, вне узлов и стыков (например, при креплении поясных уголков в клепаных балках) — максимальным (см. рис. 3.10, б). Нормативные требования по разбивке заклепок и болтов даны в табл. 3.7.

В профильных элементах — уголках, швеллерах и двутаврах — болты и заклепки размещают по рискам, располагаемым по условиям удобства и обеспечения требуемой прочности элемента. Расположение рисок для отверстий в уголках приведено в табл. 3.8, а для двутавров и швеллеров — в табл. 3.9 (более подробные данные приведены в списке литературы).

Толщина склепываемого стального пакета Σt не должна превышать 5 диаметров заклепки d , а при применении заклепок с повышенной головкой и коническим стержнем толщина пакета может быть принята до $7d$. При большей толщине пакета используют болты повышенной точности (класса А).

Особенности болтовых и заклепочных соединений алюминиевых конструкций. Для соединений элементов конструкций из алюминиевых сплавов применяют стальные и алюминиевые болты нормальной и повышенной точности и алюминиевые заклепки (для холодной клепки). Стальные болты и шайбы должны быть кадмированы или

Таблица 3.7. Размещение заклепок и болтов

Расстояние	Расстояние в соединениях элементов конструкций	
	из стали	из алюминиевых сплавов
Между центрами заклепок и болтов в любом направлении: минимальное: для заклепок » болтов максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении » сжатии От центра заклепки или болта до края элемента: минимальное, вдоль усилия и по диагонали минимальное, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках » прессованных кромках максимальное минимальное для высокопрочных болтов в любом направлении усилия	$3 d_0$ $2,5 d_0^*$ $8 d_0$ или $12 t$ $16 d_0$ или $24 t$ $12 d_0$ или $18 t$ $2 d_0$ $1,5 d_0$ $1,2 d_0$ — $4 d_0$ или $8 t$ $1,3 d_0$	$3 d_0$ $3,5 d_0$ $5 d_0$ или $10 t$ $12 d_0$ или $20 t$ $10 d_0$ или $14 t$ $2,5 d_0$ $2,5 d_0$ $2 d_0$ $2 d_0$ $6 d_0$ —

* В элементах из стали $\sigma_y > 380$ МПа минимальное расстояние между болтами принимают $3d_0$.

Обозначения: d_0 — диаметр отверстия для заклепки или болта; t — толщина наиболее тонкого наружного элемента пакета.

оцинкованы для предотвращения интенсивной электрохимической коррозии в местах контакта стали и алюминиевого сплава. Толщина пакета в конструкциях не должна превышать $4d$ при заводской холдной клепке.

Работа и расчет болтовых и заклепочных соединений подобны применяемым для таких же соединений элементам стальных конструкций [см. формулы (3.14) — (3.20)], поэтому в дальнейшем приведены примеры расчета только стальных конструкций в соответствии со СНиП II-23-81*. Следует лишь учитывать ряд особенностей работы соединений в конструкциях из алюминиевых сплавов, предусмотренных СНиП 2.03.06—75. Так, например, в формулах (3.14)

Таблица 3.8. Риски для размещения отверстий в уголках

Однорядное расположение			Двухрядное расположение				
b	e	d_{max}	b	e_1	e_2	d_{max}	размещение отверстий
50	30	13	140	60	45	25	Шахматное Рядовое
56	30	15	140	55	55	19	
63	35	17	160	65	60	25	
70	40	19	160	60	65	21	Шахматное Рядовое
75	45	21					
80	45	21	180	65	80	25	Шахматное
90	50	23	200	80	80	25	
100	55	23	220	90	90	28,5	
110	60	25	250	100	90	28,5	
125	70	25					

Обозначения: b — ширина полки; e_1 — расстояние от обушка до ближайшей риски, мм; e_2 — расстояние между рисками, мм; d_{max} — максимальный диаметр отверстия, мм.

и (3.15) $P=0,6 \sigma_b A_n$; в формуле (3.18) коэффициент условий работы $\gamma_b=0,8$, а коэффициент трения μ принимают: 0,15 — при отсутствии обработки соединяемых поверхностей; 0,4 — при травлении поверхности и 0,45 — при пескоструйной очистке поверхностей. При

Таблица 3.9. Риски для размещения отверстий в двутаврах и швеллерах

№ проф-ля	Двутавры по ГОСТ 8239—72*					Швеллеры по ГОСТ 8240—72*				
	полка		стенка			полка		стенка		
	e	d_{max}	e_1	h_1	d_{max}	e	d_{max}	e_1	h_1	d_{max}
5	—	—	—	—	—	20	9	25	22	7
6,5	—	—	—	—	—	20	11	32,5	37	11
8	—	—	—	—	—	25	11	40	50	13
10	32	9	30	70	11	30	13	33	68	13
12	36	11	35	88	13	30	17	40	86	13
14	40	11	40	107	13	35	17	45	104	15
16	45	13	40	125	15	40	19	50	122	17
18	50	15	50	143	17	40	21	55	140	19
20	55	17	50	161	17	45	23	60	158	21
22	60	19	60	178	21	50	23	65	175	23
24	60	19	60	196	21	50	25	65	192	25
27	70	21	60	224	21	60	25	70	220	25
30	70	23	65	251	23	60	25	70	247	25
33	80	23	65	277	23	60	25	70	273	25
36	80	23	70	302	23	70	25	75	300	25
40	80	23	70	339	25	70	25	75	335	25
45	90	23	70	384	25	—	—	—	—	—
50	100	25	80	430	25	—	—	—	—	—

расчете прочности на растяжение болтового соединения площадь сечения болта в формуле (3.17) принимают $A_b = \pi d_0^2/4$, где d_0 — внутренний диаметр резьбы болта. В заклепочном соединении при расчете на отрыв головки в формуле (3.16) площадь сечения отрыва головки $A_t = \pi d h$, где $h = 0,4 a$ — высота поверхности отрыва головки и т. д.

Пример 3.4. Задание: рассчитать и сконструировать заклепочное соединение стыка затяжки арки (рис. 3.11, а) при действии расчетного усилия растяжения 1920 кН. Материал затяжки — сталь марки ВстЗпсб-1, заклепок — сталь марки Ст2, устройство отверстий по группе В.

Решение. По табл. 1.2 и табл. 2 прил. II определяем расчетные сопротивления: стали — $R_y = 230$ МПа, сдвигу заклепок — $R_{rs} = 180$ МПа и смятию стали соединяемых элементов затяжки — $R_{rp} = 420$ МПа. Согласно конструктивным требованиям назначаем заклепки диаметром $d = 20$ мм, диаметр отверстия $d_0 = 21$ мм, что больше $1/5 \Sigma t = 1/5 \cdot 82 = 16,5$ мм. Толщину накладок и прокладок принимаем $t_2 = 14$ мм, что больше $0,5 t_1 = 0,5 \cdot 20 = 10$ мм; $\Sigma t_2 (3 \cdot 14 = 42 \text{ мм}) > \Sigma t_1 (2 \cdot 20 = 40 \text{ мм})$.

Определяем требуемое число заклепок с одной стороны от оси стыка:

из условий прочности на срез по формуле (3.14)

$$n \geq 4N/n_s \pi d_0^2 R_{rs} \gamma_c = 4 \cdot 1920 / 4 \cdot 3,14 \cdot 2,1^2 \cdot 180 (10^{-1})^* 0,9 = 7,$$

где $R_s = 180$ МПа = $180 (10^{-1}) = 18$ кН/см²;

из условий прочности на смятие по формуле (3.15)

$$n \geq N/d_0 \Sigma t_{min} R_{rp} \gamma_c = 1920 / 2,1 \cdot 4 \cdot 42 \cdot 0,9 = 5.$$

где $\Sigma t_{min} = 2t_1 = 2 \cdot 2 = 4$ см; $\gamma_c = 0,9$.

С учетом конструктивных требований для соединений с накладками принимаем по расчету на срез число заклепок на 10 % больше $n = 1,1 \cdot 7 = 7,7 \approx 8$ шт. Располагаем заклепки в три ряда по вертикали и горизонтали, всего девять заклепок. Согласно табл. 3.7 устанавливаем расстояния между заклепками и до краев элементов затяжки в стыке:

$$a = 80 \text{ мм} > 3d_0 = 3 \cdot 21 = 63 \text{ мм};$$

$$a_1 = 50 \text{ мм} > 2d_0 = 2 \cdot 21 = 42 \text{ мм};$$

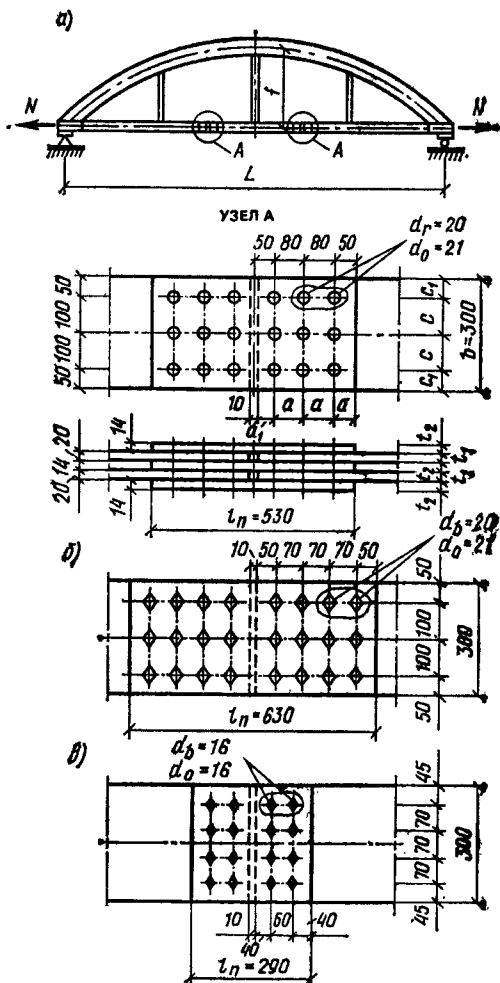
$$c_1 = 50 \text{ мм} > 1,5d_0 = 1,5 \cdot 21 = 31,5 \text{ мм};$$

$$c = 0,5 (b - 2c_1) = 0,5 (300 - 2 \cdot 50) = 100 \text{ мм}.$$

* Здесь и далее число (10^{-1}) вводится для пересчета расчетного сопротивления, выраженного в МПа, в кН/см².

Рис. 3.11. Соединения на болтах и заклепках

a — соединение элементов затяжки арки на заклепках; *б* — то же, на болтах класса В нормальной точности; *в* — то же, на болтах класса А повышенной точности



Проверяем прочность полос затяжки на разрыв по ослабленному сечению

$$\sigma = [N / (b - kd_0) \Sigma t_1] = 1920 / (30 - 3 \cdot 2,1) 2 \cdot 2 = 20,3 \text{ кН/см}^2 = 203 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 0,9 = 207 \text{ МПа},$$

т. е. прочность пластин затяжки обеспечена.

Пример 3.5. Задание: рассчитать и сконструировать болтовой стык для затяжки арки по рис. 3.11, *a*. Расчетное усилие $N=1920$ кН. Материал болтов — сталь

класса прочности 4.8, соединение — многоболтовое, болты — нормальной точности (класс В).

Решение. По табл. 3 прил. II принимаем расчетное сопротивление срезу болтов $R_{bs}=160$ МПа и смятию элементов $R_{bp}=350$ МПа, $d=20$ мм и $d_0=23$ мм (сверление отверстий по группе С), $\gamma_b=0,9$ (при $n=5\ldots 10$).

Необходимое число болтов составит:

из условия прочности на срез по формуле (3.14)

$$n \geq 4N/n_s \pi d^2 R_{bs} \gamma_b = 4 \cdot 1920/4 \cdot 3,14 \cdot 2^2 \cdot 160 (10^{-1}) 0,9 = 10,7;$$

из условия прочности на смятие по формуле (3.15)

$$n \geq N/d \Sigma t_{min} R_{bp} \gamma_b = 1920/2 \cdot 4 \cdot 350 (10^{-1}) 0,9 = 7,63.$$

Принимаем с каждой стороны стыка по 12 болтов, размещая их по четыре в трех горизонтальных рядах (рис. 3.11, б).

Проверяем прочность листов на разрыв по ослабленному отверстию сечению при $\gamma_c=1,05$ (по п. 8, б табл. 6 СНиП II-23-81*)

$$\begin{aligned} \sigma &= N/(b - kd_0) \Sigma t_1 = 1920/(30 - 3 \cdot 2,3) 4 = 20,8 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 208 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1,05 = 241 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Для уменьшения числа болтов в стыке можно проектировать соединения на болтах повышенной точности со сверлением отверстий по группе В. В этом случае применяют болты из стали класса прочности 8.8 и диаметр отверстий принимают равным диаметру болта. Такое соединение хорошо работает на срез, но требует высокой точности исполнения. Значения расчетных сопротивлений по табл. 3 прил. II принимают: $R_{bs}=320$ МПа, $R_{bp}=385$ МПа (в конструкциях из стали с $R_{un}=355$ МПа). Диаметр болтов принимаем 16 мм, $\gamma_b=1$.

Число болтов повышенной точности (класс А) составит:

из условия прочности на срез

$$n \geq 4 \cdot 1920/4 \cdot 3,14 \cdot 1,6^2 \cdot 320 (10^{-1}) 1 = 7,47;$$

из условия прочности на смятие

$$n \geq 1920/1,6 \cdot 4 \cdot 385 (10^{-1}) 1 = 7,8.$$

Принимаем восемь болтов с расположением их по два в четырех горизонтальных рядах (рис. 3.11, в). Назначаем размеры между осями болтов и до краев элементов: при применении болтов нормальной точности диамет-

ром $d=20$ мм, диаметр отверстий $d_0=23$ мм:

$$a = 70 \text{ мм} > 3d_0 = 3 \cdot 23 = 69 \text{ мм};$$

$$a_1 = 50 \text{ мм} > 2d_0 = 2 \cdot 23 = 46 \text{ мм};$$

$$c_1 = 50 \text{ мм} > 1,5d_0 = 1,5 \cdot 23 = 34,5 \text{ мм}$$

$$c = 0,5(b - 2c_1) = 0,5(300 - 2 \cdot 50) = 100 \text{ мм} < 12t_2 = 12 \cdot 14 = 168 \text{ мм};$$

при применении болтов повышенной точности $d=d_0=16$ мм:

$$a = 60 \text{ мм} > 3d_0 = 3 \cdot 16 = 48 \text{ мм};$$

$$a_1 = 40 \text{ мм} > 2d_0 = 2 \cdot 16 = 32 \text{ мм};$$

$$c_1 = 45 \text{ мм} > 1,5d_0 = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ мм};$$

$$c = (b - 2c_1)/3 = (300 - 2 \cdot 45)/3 = 70 \text{ мм} > 3d_0 = 3 \cdot 16 = 48 \text{ мм}.$$

Как видно из рис. 3.11, в, при применении болтов повышенной точности длина накладок в стыке уменьшается более чем в 2 раза.

Вариант решения стыка на высокопрочных болтах. Применяем болты $d=20$ мм из стали марки 38ХС «селект» по ГОСТ 4543—71*, $R_{bun}=1350$ Н/мм² (135 кгс/мм²), по табл. 3.5. Обработка соединяемых поверхностей производится газопламенным способом, коэффициент трения $\mu=0,42$, коэффициент надежности $\gamma_h=1,02$ (при статической нагрузке, при разности диаметров болта и отверстия $\delta=1...4$ мм и способе регулирования натяжения болтов по углам поворота гайки).

По формуле (3.18) определяем несущую способность одного высокопрочного болта

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} (\mu/\gamma_h) k = 946 (10^{-1}) 0,9 \cdot 2,45 (0,42/1,02) 4 = 347 \text{ кН},$$

где $R_{bh}=0,7 \cdot 1350=946$ МПа; $A_{bn}=2,45$ см²; $A_b=3,14$ см²; $\gamma_b=0,9$ при $5 \leq n < 10$; $k=4$ — число плоскостей трения.

Число болтов на полунакладке вычисляем по формуле (3.19)

$$n = N/\gamma_c Q_{bh} = 1920/1 \cdot 347 = 5,8 \text{ шт.}$$

Принимаем шесть болтов в два вертикальных ряда по три болта в каждом. Проверяем несущую способность листов по ослабленному сечению: площадь поверхности сечения одного листа брутто: $A=2 \cdot 30=60$ см²; то же, нетто $A_n=2(30-3 \cdot 2,3)=46,2$ см²; отношение площадей $A_n/A=46,2/60=0,77 < 0,85$. Согласно п. 11.14 СНиП II-23-81* при $A_n/A < 0,85$ в расчет вводится условная площадь $A_c=1,18A_n=1,18 \cdot 46,2=54,5$ см².

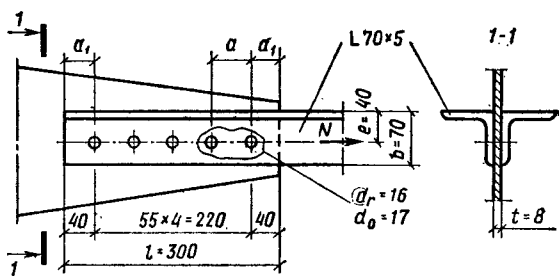


Рис. 3.12. Крепление уголковых профилей и фасонки заклепками

Несущая способность листов стыка (при $\gamma_c = 1$)

$$N = A_c R_y \gamma_c = 54,5 \cdot 2 \cdot 230 (10^{-1}) 1 = 2500 \text{ кН} > 1920 \text{ кН}.$$

Из приведенного расчета видно, что при применении высокопрочных болтов уменьшается их количество в стыке и несущая способность соединения увеличивается в сравнении с соединением на болтах повышенной точности.

Пример 3.6. Задание: рассчитать заклепочное соединение элемента фермы из уголков 70×5 мм и фасонки толщиной 8 мм (рис. 3.12). Материал — алюминиевый сплав: фермы — марки АДЗ1Т, заклепок марки АМгбпМ. Расчетное усилие 60 кН.

Решение. По табл. 1.7 определяем расчетное сопротивление алюминиевого сплава фермы $R_y = 55$ МПа, а по табл. 8 прил. III — срезу заклепок $R_{rs} = 100$ МПа и смятию соединяемых элементов $R_{rp} = 90$ МПа. Исходя из конструктивных требований по табл. 3.8 назначаем $d = 16$ мм, $d_0 = 17$ мм $< d_{max} = 19$ мм (для уголков с полкой шириной 70 мм). Заклепки располагаем в один ряд ($e = 40$ мм).

Проверяем предельную несущую способность двух уголков 70×5 мм на растяжение

$$N' = R_y A_n \gamma_c = 55 \cdot 12,02 (10^{-1}) = 66 \text{ кН} > N = 60 \text{ кН},$$

где $A_n = 2(A_{ab} - k d_0 t_{ab}) = 2(6,86 - 1 \cdot 1,7 \cdot 0,5) = 12,02 \text{ см}^2$; $\gamma_c = 1$.

Необходимое число заклепок составит:

из условия прочности на срез по формуле (3.14)

$$n \geq 4N/n_s \pi d_0^2 R_{rs} \gamma_c = 4 \cdot 60 / 2 \cdot 3,14 \cdot 1,7^2 \cdot 100 (10^{-1}) 1 = 1,32;$$

из условия прочности на смятие соединяемых элементов по формуле (3.15)

$$n \geq N/d_0 \Sigma t_{min} R_{rp} \gamma_c = 60 / 1,7 \cdot 0,8 \cdot 90 (10^{-1}) 1 = 4,9,$$

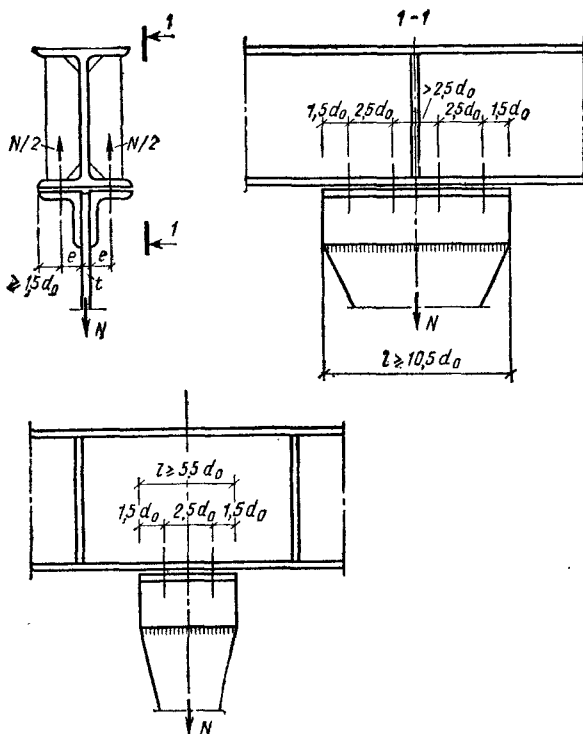


Рис. 3.13. К расчету болтового крепления подвески на растяжение

где Σt_{min} равна толщине фаноски $t_f = 0,8$ см, так как толщина двух уголков $2t_a = 2 \cdot 5 = 10$ мм $> t_f = 8$ мм. Принимаем пять заклепок, располагая с шагом $a = 55$ мм $> 3d_0 = 3 \cdot 17 = 51$ мм; $a_1 = 40$ мм $> 2d_0 = 2 \cdot 17 = 34$ мм.

Длина прикрепления фаноски: $l = 4a + 2a_1 = 4 \cdot 55 + 2 \cdot 40 = 300$ мм.

Пример 3.7. Задание: рассчитать болты конструкции подвески к нижнему поясу фермы (рис. 3.13). Расчетное растягивающее усилие в подвеске $N = 30$ кН.

Решение

Вариант 1. Принимаем $\gamma_b = 1$, прикрепление осуществляем болтами грубой точности $d = 20$ мм класса 5.8, для которых $R_{bp} = 200$ МПа $= 20$ кН/см² (табл. 3 прил. II).

Определяем расчетное усилие одного болта на растяжение по формуле (3.17): $N_b = R_{bt} A_{bn} = 20 \cdot 2,45 = 49$ кН,

где $A_{bn}=2,45 \text{ см}^2$ — площадь сечения болта нетто при $d=20 \text{ мм}$ (см. гл. 2, § 2).

Расчет числа болтов: $n \geq N/N_b \gamma_b = 300/1 \cdot 49 = 6,12$ шт.; принимаем восемь болтов $d=20 \text{ мм}$ по четыре на каждый уголок; минимальное расстояние между болтами $2,5d_0$ (где d_0 — диаметр отверстия); при $d_0=23 \text{ мм}$, $2,5d_0 = 2,5 \cdot 23 = 57,6 \text{ мм} \approx 60 \text{ мм}$; расстояние до края уголка $1,5d_0 = 1,5 \cdot 23 = 34,5 \text{ мм}$ или $\approx 40 \text{ мм}$. Общая конструктивная длина уголка $l = 60 \cdot 3 + 40 \cdot 2 = 260 \text{ мм}$.

Вариант 2. Прикрепление подвески осуществляем болтами $d=20 \text{ мм}$ повышенной прочности из стали 35Х класса 8.8, для которой $R_{bt}=400 \text{ МПа} = 40 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное усилие одного болта: $N_b = R_{bt} A_{bn} = 40 \cdot 2,45 = 98 \text{ кН}$. Требуемое число болтов для крепления подвески $n = N/\gamma_b N_b = 300/1 \cdot 98 = 3,06$ шт.; по конструктивным соображениям принимаем четыре болта (рис. 3.13, б); длина уголков $l \geq 2,5d_0 + 2 \cdot 1,5d_0 = 5,5d_0 = 5,5 \cdot 23 = 127 \text{ мм}$; принято $l = 60 + 2 \cdot 40 = 140 \text{ мм}$. Таким образом, применяя болты повышенной прочности в растянутых элементах, можно существенно уменьшить размеры соединяемых элементов и конструкция узла будет более компактной.

Глава 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК МЕЖДУЭТАЖНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ПЛОЩАДОК

§ 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Различают балки прокатные (из двутавров или швеллеров) и составные — сварные или клепанные (из листов и уголков). Балочная клетка представляет собой систему пересекающихся несущих балок, предназначенных для опирания настила перекрытий. В зависимости от схемы расположения балок балочные клетки разделяют на три типа (рис. 4.1): упрощенные, нормальные и усложненные. В упрощенной балочной клетке (рис. 4.1, а) нагрузка от настила передается непосредственно на балки, располагаемые обычно параллельно короткой стороне перекрытия, затем на вертикальные несущие конструкции (стены, стойки и др.). В балочной клетке нормального типа (рис. 4.1, б—г) балки настила опираются на главные балки, а те, в свою очередь, на колонны или другие несущие конструкции. В усложненной балочной клетке (рис. 4.1, д) балки настила опираются на вспомогательные балки, которые крепятся к главным балкам.

Балки настила и вспомогательные балки обычно проектируют прокатными, а главные балки могут быть как прокатными (больших

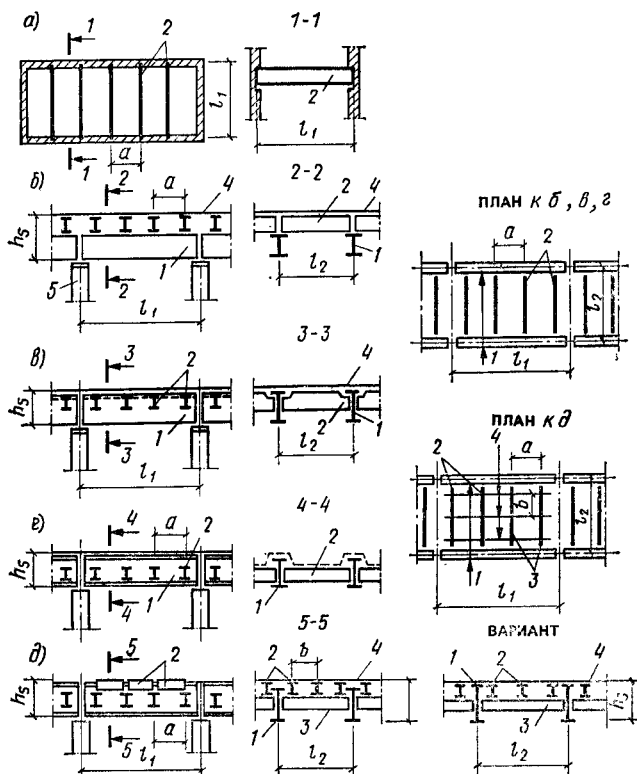


Рис. 4.1. Типы балочных клеток

a — упрощенная; $б-г$ — нормальные с расположением балок настила соответственно по верху главных балок (этажное), в одном уровне и с пониженным расположением; $д$ — усложненная; 1 — главные балки; 2 — балки настила; 3 — вспомогательные балки; 4 — стальной настил; 5 — колонны

профилей), так и составными. Взаимное расположение балок в балочной клетке может быть различным: этажное (рис. 4.1, б), в одном уровне (рис. 4.1, в) и пониженное (рис. 4.1, г). Тип балочной клетки выбирают в зависимости от назначения перекрытий путем анализа различных вариантов, имея при этом в виду минимальный расход металла, соответствие конструкции технологическим требованиям и условиям эксплуатации. Генеральные размеры балочной клетки в плане и по высоте (расстояние между колоннами или стенами, отметка верха настила, высота помещения в чистоте, размеры технологических отверстий и т. д.) обычно определяются проектами. Размеры сечения балок устанавливают расчетом.

Главные балки устанавливаются в узелке с расстановкой колонн. Балки настила и вспомогательные балки располагают с учетом расстановки оборудования и в зависимости от типа настила и нагрузки:

при стальном плоском настиле шаг этих балок принимают 0,6—1,8 м; при железобетонном — 1,5—6 м кратно размерам стандартного настила. При использовании для перекрытий сборных железобетонных плит назначают, как правило, упрощенный тип балочной клетки с укладкой плит непосредственно на балки настила. Толщину монолитной железобетонной плиты для определения нагрузки рекомендуется принимать (при временных нормативных нагрузках 15—30 кН/м²):

При расчетном пролете 1,5—2 м	10—12 см
То же, 2,1—2,5 м	12—14 »
» , 2,6—3 м	14—16 »

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ НА БАЛКИ И РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Каждую балку в перекрытии рассматривают отдельно, не связанной с другой. Нагрузка на балку настила передается от настила с участков перекрытия, расположенных на смежных от балки пролетах, а на главную балку — от вспомогательных балок или балок настила (рис. 4.2).

Площадь перекрытия, с которой нагрузка передается на балку, называется грузовой площадью. Для главной балки ширина грузовой площади равна расстоянию между главными балками или пролету вспомогательной балки, а для вспомогательной — шагу этих балок или пролету настила. Нагрузка на среднюю колонну передается с площади, равной произведению пролета главной балки на пролет вспомогательной балки $l_1 \cdot l_2$. Для крайних колонн среднего ряда нагрузка от перекрытия принимается в 2 раза, а для угловых колонн — в 4 раза меньшей, чем для среднего ряда. Погонная равномерно распределенная нагрузка на балку:

$$q^n = (p^n + g^n) l_i; \quad (4.1)$$

расчетная

$$q = (\gamma_{1p} p^n + \gamma_{1g} g^n) l_i, \quad (4.2)$$

где l_i — шаг балок (соответственно l_2 или l_1 по рис. 4.2): p^n — нор-

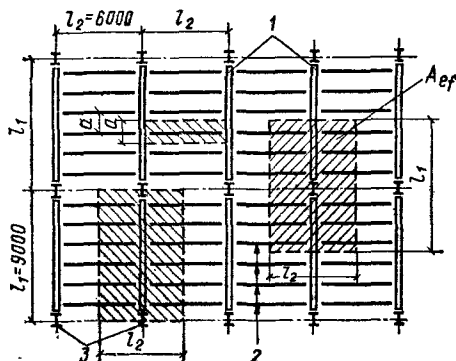


Рис. 4.2. Распределение нагрузки на элементы балочной клетки

1 — главные балки;
2 — балки настила;
3 — колонны

мативная временная, g^n — постоянная (включая собственный вес балки) равномерно распределенные нагрузки; γ_{fp} , γ_{fg} — соответственно коэффициенты надежности по временной и постоянной нагрузкам.

Максимальные расчетные значения изгибающего момента M и поперечной силы Q для разрезной балки:

$$M = ql^2/8; \quad Q = ql/2. \quad (4.3)$$

В соответствии со значением M подбирают сечение балки по формулам первого предельного состояния и проверяют прогиб балки по условию второго предельного состояния, принимая нормативное значение изгибающего момента M^n (без учета коэффициентов надежности по нагрузкам).

§ 3. РАСЧЕТ ПЛОСКОГО СТАЛЬНОГО НАСТИЛА

В зависимости от интенсивности нагрузки для настила применяют листы толщиной t_d при $g=10 \text{ кН/м}^2$ — 6 мм, при $g=10-20 \text{ кН/м}^2$ — 8 мм и при $g>20 \text{ кН/м}^2$ — 10—14 мм.

Плоский настил при опирании по двум сторонам (при отношении длины листа к пролету балок, на которые он опирается, более двух) рассчитывают либо как балочный элемент на поперечный изгиб (рис. 4.3, а), т. е. когда настил сравнительно толстый ($l_d/t_d < 50$) и он недостаточно закреплен на опорах или опоры подвижны, либо как упругую висячую конструкцию на изгиб с распором, что имеет место при жестком закреплении тонкого настила ($l_d/t_d > 50$) на неподвижных опорах, когда возникающее осевое усилие растяжения H при изгибе настила может быть воспринято закреплением на опорах, а сами опоры неподвижны (рис. 4.3, б).

Настил при работе его только на изгиб при прогибе не более $1/150$ рассчитывают из условий прогиба простой балки по предельному состоянию второй группы:

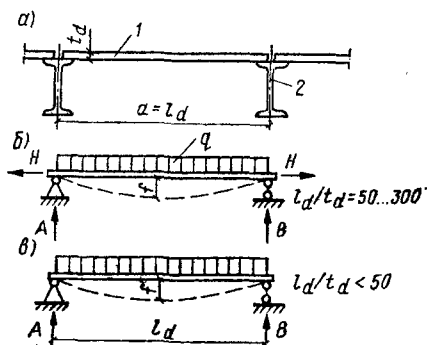
$$(f/l_d) \leq [1/n_0] = 1/150$$

(при $f/l_d \geq 1/120$ настил рассчитывают также и по прочности).

Относительный прогиб настила f/l_d при равномерно распреде-

Рис. 4.3. Расчет настила на изгиб

а — поперечное сечение; б, в — соответственно расчетные схемы на изгиб с распором и без распора; 1 — настил; 2 — балка настила



ленной нагрузке

$$f/l_d = (5/384) (q^n l_d^3/E_1 J) = (5/32) (q^n l_d^3/E_1 b t_d^3 \leq [1/n_0], \quad (4.4)$$

где $E_1 J = [E b t_d^3/12] (1-\nu^2)$ — цилиндрическая жесткость пластинки; $E_1 = E/(1-\nu^2)$; ν — коэффициент Пуассона, для стали равный 0,3; $(1-\nu^2)$ — поправка, учитывающая отсутствие в длинной пластинке (настиле) поперечной линейной деформации; l_d — пролет настила; b — расчетная ширина полосы настила, обычно принимаемая 100 см.

Толщину листа, см, определяют по формуле

$$t_d = (l_d/1,93) \sqrt[3]{q^n n_0/bE}, \quad (4.5)$$

а напряжение, МПа, в настиле будет

$$\sigma = M/W = (q^n l_d^2/8) (6/b t_d^2) = (3/4) (q^n/b) (l_d/t_d)^2.$$

Толщину листа при работе настила на изгиб с распором можно вычислять приближенно из условия заданного предельного прогиба по формуле

$$l/t_d = (4n_0/15) [1 + (72E_1/n_0^4 q^n)], \quad (4.6)$$

откуда

$$t_d \approx 3,75l/(n_0 + 72E_1/n_0^3 q^n). \quad (4.7)$$

Силу распора H определяют по формуле

$$H = \gamma_f (\pi^2/4) (f/l)^2 E_1 t_d, \quad (4.8)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетное значение катета углового шва, прикрепляющего настил к балкам:

$$k_f = H/\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \text{ или } k_f = H/\beta_z l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (4.9)$$

Настил рассчитывают в следующем порядке: вначале вычисляют нормативную нагрузку на 1 см полосы настила шириной 100 см, затем устанавливают относительный прогиб $(1/n_0) - 1/150$ или $1/200$ и по соответствующим формулам определяют толщину настила t_d . При расчете настила с учетом распора определяют толщину углового шва по формуле (4.9).

§ 4. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Требуемый момент сопротивления прокатных балок вычисляют по формулам (2.18) и (2.21):

$$W_{nd} = M/R_y \gamma_c \text{ или при } \tau \leq 0,9R_s \text{ и } \sigma_y \leq 380 \text{ МПа;}$$

$$W_{nd} = M/c_1 R_y \gamma_c,$$

где c_1 — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению, предварительно принимают $c_1=1,1$. В сечениях балки, где касательные напряжения $\tau \leq 0,5R_s$, коэффициент $c_1=c$,

а при $0,5R_s < \tau < 0,9R_s$ коэффициент c_1 принимают по формуле

$$c_1 = 1,058c = 1,05c \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}},$$

где c — коэффициент, зависящий от формы сечения и степени развития пластических деформаций и принимаемый по табл. 3 прил. V; α — коэффициент, равный 0,7 для двутавров, изгибаемых в плоскости стенки (для других типов сечения $\alpha=0$); $\tau=Q/th$ — средние касательные напряжения; $c_1 \geq 1$ и не более c .

При изгибе балки в двух главных плоскостях x и y проверку прочности выполняют по формуле

$$M_x/c_x W_{xn,min} + M_y/c_y W_{yn,min} \leq R_y \gamma_c.$$

В зависимости от W_n в сортаменте находят соответствующий номер профиля. Прочность назначенного сечения балки проверяют по формулам (2.18) и (2.21):

при упругой работе

$$\sigma = (M/W_n) \leq R_y \gamma_c;$$

при учете пластических деформаций

$$\sigma = (M/c_1 W_{n,min}) \leq R_y \gamma_c.$$

Сечение считается подобранным удовлетворительно, если недонапряжение составляет до 5—7 %.

В опорном сечении балок (при $M=0$; $M_x=0$; $M_y=0$) следует выполнять проверку по формуле

$$\tau = Q/th \leq R_s \gamma_c.$$

В тех случаях, когда верхняя полка балок недостаточно закреплена от потери устойчивости (отсутствует сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки) или отношение расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b превышает значения, вычисленные по формулам, приведенным в табл. 2.4, балку проверяют на устойчивость по формуле (2.23):

$$\sigma = (M/\Phi_b W_c) \leq R_y \gamma_c,$$

где Φ_b — коэффициент, определяемый по указаниям прил. 7 СНиП П-23-81* по коэффициенту Φ_1 . Для балок двутаврового сечения высотой h с двумя осями симметрии $\Phi_1 = \Psi(J_y/J_x)(h/l_{ef})^2 E/R_y$, где коэффициент Ψ для прокатных двутавров определяют в функции параметра α :

$$\alpha = 1,54 (J_t/J_y) (l_{ef}/h)^2$$

(здесь J_t — момент инерции при кручении).

Значение коэффициента Φ_b принимают: при $\Phi_1 \leq 0,85$ $\Phi_b = \Phi_1$; при $\Phi_1 > 0,85$ $\Phi_b = 0,68 + 0,21 \Phi_1$, но не более 1. Коэффициент γ_c при проверке общей устойчивости балки принимают 0,95.

Устойчивость балок можно не проверять, если отношение расчетной длины участка балки между связями, препятствующими поперечным смещениям сжатого пояса l_{ef} к его ширине b не превышает значения (при $1 \leq h/b \leq 6$ и $b/t \leq 35$), вычисляемого по формуле (2.26).

$$l_{ef}/b = \delta [0,41 + 0,0032b/t + (0,73 - 0,016b/t)b/h_0 \sqrt{E/R_y}],$$

где b , t — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки; h_0 — расстояние между осями листов (полок); $\delta = [1 - 0,7(c_1 - 1)] / [(c - 1)]$; для сечений балок, работающих в упругой стадии $\delta = 1$.

Проверку местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок, как правило, не делают, так как она обеспечивается принятыми толщинами элементов из условий проката.

Подобранное сечение проверяют на прочность от действия касательных напряжений по формуле (2.19):

$$\tau = (Q_{\max} S / J t_w) \leq R_y \gamma_c,$$

где S — статический момент половины сечений балки относительно нейтральной оси; t_w — толщина стенки балки.

Относительный прогиб балки при равномерно распределенной нагрузке проверяют по формуле

$$f/l = (5/384) (q^n l^3 / EJ) \leq [1/n_0], \quad (4.10)$$

где q^n — нормативная погонная нагрузка, Н/см; E — модуль упругости стали, МПа; J — момент инерции балки, см⁴; $[1/n_0]$ — предельный относительный прогиб (по табл. 2.3.).

§ 5. КОМПОНОВКА И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СОСТАВНЫХ СВАРНЫХ БАЛОК

Проектирование составных балок выполняют в два этапа: на первом компонуют и подбирают сечения, на втором — проверяют прочность и устойчивость балки в целом и ее элементов, а также проверяют по прогибу. Компоновку составного сечения начинают с установления высоты балки.

Из условия экономичности, характеризующейся наименьшим расходом стали, вначале вычисляют оптимальную высоту балки:

$$h_{opt} = k \sqrt{W/t_w}, \quad (4.11)$$

где $W = M_{\max} / R_y \gamma_c$; t_w — толщина стенки, мм [предварительно можно определить по эмпирической формуле $t_w = (7 + 3h)$, где $h \approx (1/8 - 1/15) l$, l — пролет балки, м (табл. 4.1)]; k — коэффициент, равный для сварных балок постоянного сечения 1,2—1,5, переменного — 1; для клепанных соответственно — 1,25 и 1,2.

Для приближенных расчетов сварных балок переменного сечения h_{opt} можно вычислить по формуле

$$h_{opt} = (5,5 \dots 6,5) \sqrt{W}. \quad (4.12)$$

Из условия обеспечения жесткости высота балки должна быть не менее

$$h_{\min} = (5/24) (R_y l / E) [l/f] [(p^n + g^n) / (\gamma_{fp} p^n + \gamma_{fg} g^n)], \quad (4.13)$$

где γ_{fp} , γ_{fg} — коэффициенты надежности по нагрузке соответственно для временной и постоянной нагрузок.

Для балок, изготовленных из стали марки ВСт3, при подстановке в формулу (4.13) значений $R_y \gamma_c = 230$ МПа, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа, $[l/f] = n_0$ и, принимая $(p^n + g^n) / (\gamma_{fp} p^n + \gamma_{fg} g^n) = 1/\gamma_q$ (где γ_q — средний коэффициент надежности по нагрузке, равный обычно γ_{fp} для временной нагрузки), минимальная высота сечения

балки будет

$$h_{min} = (l n_0 / 4800) (1 / \gamma_q). \quad (4.14)$$

Назначаемая окончательно высота балки должна быть близкой к h_{opt} (обычно на 5—10 % меньше полученного по формуле h_{opt} , не меньше h_{min} и не выше заданной строительной высоты перекрытия H_c за вычетом необходимых зазоров $\Delta(H_c - \Delta)$, где H_c принимается от нижнего пояса балки до верхней кромки рассматриваемого перекрытия (см. рис. 4.1). Предварительно h_{min} можно принимать также из следующих отношений минимальной высоты сечения балки к пролету (h_{min}/l) в зависимости от предельного прогиба $[1/n_0]$ (для балок из стали марки ВСт3):

предельный относительный прогиб

$f/l = [1/n_0]$	1/1000	1/750	1/600	1/500	1/400	1/250	1/200
h_{min}/l	1/8	1/8	1/10	1/12	1/15	1/25	1/30

После установления высоты балки определяют минимальную толщину стенки $t_{w,min}$ из условия работы ее на срез и сравнивают с ранее назначенной

$$t_{w,min} = k Q_{max} / h_w R_s \gamma_c, \quad (4.15)$$

где $k=1,5$ — при работе на срез без учета поясов и $k=1,2$ — с учетом работы поясов; приближенно $h_w = h - (2...5 \text{ см})$ или $h_w < (100...150)$ t_w при $h=1...2,5$ м и $t_w \approx 8...14$ мм.

Если $t_{w,min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой в формуле для h_{opt} (где $t_w = 7+3h$), то следует назначить $t_w > t_{w,min}$ и затем скорректировать значение h_{opt} . Рекомендуемые толщины стенки балки: 8—12 мм кратно 1 мм, при большей толщине кратно 2 мм. Стенки толщиной 14—24 мм проектируют сравнительно редко — в балках высотой 2—5 м при значениях $h/t_w = 160...230$.

Назначая окончательно толщину стенки, необходимо учитывать, что местная устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром обеспечивается, если соблюдается условие (при R_y МПа):

$$t_w \geq (h_w \sqrt{R_y/E}) / 5,5. \quad (4.16)$$

Установив размеры стенки, определяют момент ее инерции

$$J_w = t_w h_w^3 / 12,$$

а затем момент инерции полков

$$J_f = J - J_w,$$

где $J = W(h/2)$ — момент инерции симметричной балки.

Приближенно $J_f \approx 2A_f(h_0/2)^2$, откуда площадь сечения одной полки

$$A_{f1} = 2J_f / h_0^2,$$

где h_0 — расстояние между центрами тяжести полков ($h_0 = h - t_f$).

Задавшись толщиной полки t_f (16—40 мм), находят ее ширину: $b_f = A_{f1} / t_f$. Из условия обеспечения устойчивости отношение свободного свеса полки b_{ef} к ее толщине t_f не должно превышать значений, вычисляемых по формулам табл. 4.1. Кроме того, b_f рекомендуется

Таблица 4.1. Предельное отношение свеса сжатого пояса b_{ef} к толщине t_f в изгибаемых элементах

Вид расчета изгибаемых элементов	Свес	Значение $k_{max}=(b_{ef}/t_f)_{max}$
В пределах упругих деформаций	Неокаймленный	$0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Окаймленный ребром	$0,75 \sqrt{E/R_y}$
С учетом развития пластических деформаций	Неокаймленный	$0,11 h_{ef}/t_w$, но не более $0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Окаймленный ребром	$0,16 h_{ef}/t_w$, но не более $0,75 \sqrt{E/R_y}$
То же, при $h_{ef}/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}$	Неокаймленный	$0,3 \sqrt{E/R_y}$
	Окаймленный ребром	$0,45 \sqrt{E/R_y}$

Примечания: 1. Обозначения: h_{ef} — расчетная высота балки; t_w — толщина стенки балки. 2. При назначении сечений изгибаемых элементов по предельным прогибам предельные значения b_{ef}/t_f следует умножить на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$, но не более чем на 1,25 (см. п. 7.27 СНиП II-23-81*); для изгибаемых элементов $\varphi_m = 1$, а σ — большее из двух значений $\sigma = M/W \varphi_b$ или $\sigma = (M_x/J_x)y + (M_y/J_y)x$.

выдерживать в пределах 1/3—1/5 высоты балки h . Отношение толщины полки t_f к толщине стенки t_w не должно превышать 3 ($t_f/t_w \leq 3$). Для стали с пределом текучести $\sigma_y \leq 380$ МПа наибольшие отношения b_{ef}/t_f составляют примерно 12—15. Для растянутых поясов балок отношение b_{ef}/t_f принимают не более 30 из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса (полки).

Назначив сечения стенки и полку, вычисляют фактическое значение W и проверяют нормальные напряжения $\sigma = (M_{max}/W) \leq R_y \gamma_c$ или $\sigma = M_{max}/c_1 W_n \leq R_y \gamma_c$. Перенапряжение, как правило, не допускается, а недонапряжение для удовлетворительно подобранного сечения балки должно составлять не более 5 %. Для экономии стали по мере уменьшения изгибающего момента можно изменять ширину полку. Применяемые размеры стенки и полку балки необходимо согласовывать с сортаментом на листовую и полосовую сталь по ГОСТу (см. прил. VII).

На следующем этапе проводят проверку балки на прогиб по формулам второй группы предельных состояний и проверку общей

и местной устойчивости элементов балки, назначают расстановку и сечение ребер жесткости, рассчитывают толщину сварных швов прикрепления полок к стенке.

Пример 4.1. Задание: рассчитать балочную клетку рабочей площадки производственного цеха по схеме, приведенной на рис. 4.2 со следующими данными: пролет главных балок $l_1=9$ м, балок настила $l_2=6$ м. По балкам уложен стальной настил с рифленой верхней поверхностью. Нормативная полезная равномерно распределенная нагрузка на площадке $p_0^n=18$ кН/м²; коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fp}=1,2$. Материал — сталь марки ВСтЗпс6-1. Предельные относительные прогибы приняты (см. табл. 2.3): для главных балок — $1/n_0=1/400$, для балок настила — $1/n_0=1/250$, для настила — $1/n_0=1/150$. Объект первого класса, $\gamma_n=1$. Требуется рассчитать настил, балки настила и главные балки.

Решение

Расчет плоского настила. Первый вариант. Предварительно назначаем толщину рифленого настила $t=8$ мм (так как $p_0^n=18$ кН/м²). Собственный вес настила, согласно ГОСТ 8568—77*, составляет 66,8 кг/м². Принимаем 67 кг/м². Коэффициент условий работы $\gamma_c=1$.

Вычисляем нормативную нагрузку на 1 см полосы настила шириной $b=100$ см;

$$q^n = (p_0^n + g^n)b = (18\,000 + 670) 100/10\,000 = 186,7 \approx 187 \text{ Н/см},$$

где 10 000 — число пересчета нагрузки из Н/м² в Н/см²; g^n — собственный вес настила.

Так как $q^n=187>100$, то расчет настила при $1/n_0=1/150$ ведем по формуле (4.5) на изгиб (при $q^n<100$ расчет ведут по формулам на изгиб с распором):

$$\begin{aligned} t_d &= \frac{l_d}{1,93} \sqrt[3]{\frac{q^n n_0}{b_{ef} E}} = \frac{l_d}{1,93} \sqrt[3]{\frac{q^n \cdot 150}{100 \cdot 2,06 \cdot 10^5 (100)}} = \\ &= \frac{l_d \sqrt[3]{q^n}}{466}, \end{aligned}$$

где $E=2,06 \cdot 10^5$ МПа; (100) — пересчет МПа в Н/см².

Предварительно назначаем шаг балок настила $a=75$ см; расчетный пролет настила равен шагу балок: $l_d=a=75$ см (см. рис. 4.3, a, ϑ). Тогда

$$t_d = (75 \sqrt[3]{187})/466 = 0,92 \text{ см}.$$

Принимаем листы толщиной 10 мм, проверяем прогиб

по формуле (4.4)

$$f/l = (5/32) (q^n t_d^3 / E b_{ef} t_d^3) = (5/32) \times \\ \times [187 \cdot 75^3 / 2,06 \cdot 10^5 (100) 100 \cdot 1^3] = 1/167 < 1/150.$$

При проектировании настила можно также вначале задаться толщиной настила t_d (6—14 мм) и по формуле (4.5) вычислить предельный пролет, отвечающий заданной нагрузке и относительному прогибу $1/n_0 = 1/150 \dots 1/200$.

$$l_d = 1,93 t_d \sqrt[3]{b E / q^n n_0}.$$

Так, например, при $t_n = 10$ мм, $b = 100$ см, $1/n_0 = 1/150$ и $q^n = 187$ Н/см пролет настила должен быть не более

$$l_d = 1,93 \cdot 1 \sqrt[3]{\frac{100 \cdot 2,06 \cdot 10^5 (100)}{187 \cdot 150}} = 80,6 \text{ см.}$$

Принято, как указано ранее, $l_d = a = 75$ см $< 80,6$ см.

Второй вариант. Из конструктивных соображений принимаем настил, который приварен к балкам электродами Э42, предельный относительный прогиб $1/n_0 = 1/150$. Определяем размеры настила по формуле (4.7) с учетом распора H (см. рис. 4.3, б)

$$t_d = 3,75 l_d / (n_0 + 72 E_1 / n_0^3 q^n) = \\ = 3,75 \cdot 75 / (150 + 72 \cdot 23 \cdot 10^6 / 150^3 \cdot 1,87) = 0,69 \text{ см,}$$

где

$$E_1 = 20,6 \cdot 10^6 / (1 - 0,3^2) = 23 \cdot 10^6 \text{ Н/см}^2; \\ q^n = 18,67 \text{ кН/м}^2 = 1,87 \text{ Н/см}^2.$$

Таким образом, при приварке настила к балкам можно принять рифленую сталь толщиной 8 мм, что в сравнении с предыдущим расчетом дает экономию стали почти на 15 %.

Толщину углового шва, прикрепляющего настил к балкам, при ручной сварке определяем по формуле (4.9)

$$k_f = H / (\beta_f l_w) R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 2430 / 0,7 \cdot 1 \cdot 18\,000 = 0,19 \text{ см,}$$

где усилие H находят по формуле (4.8)

$$H = 1,2 (\pi^2/4) (1/150^2 \cdot 23 \cdot 10^6 \cdot 0,8) = 2,43 \text{ кН/см; } \gamma_{wf} = 1; \gamma_c = 1; \\ R_{wf} = 18\,000 \text{ Н/см}^2.$$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

Расчет балки настила. Расчетная погонная нагрузка

на балку

$$\begin{aligned} q &= p_0^n \gamma_{fp} a + g_d^n \gamma_{fg} a + q_{bg}^n \gamma_{fg} = \\ &= 18\,000 \cdot 1,2 \cdot 0,75 + 670 \cdot 1,05 \cdot 0,75 + 230 \cdot 1,05 = \\ &= 17\,000 \text{ Н/м} = 17 \text{ кН/м}, \end{aligned}$$

где g_d^n — собственный вес настила; q_{bg}^n — собственный вес 1 м балки, принятый ориентировочно 230 Н/м (обычно предварительно назначают 300—500 Н/м²), $\gamma_{fg}=1,05$ — коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлоконструкций.

Максимальный изгибающий момент

$$M = q l_2^2 / 8 = 17 \cdot 6^2 / 8 = 76,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки по формуле (2.21) из стали марки ВСт3кп2-1 по ТУ 14-1/302-3—80

$$W = M / c_1 R_y \gamma_c = 7\,640\,000 / 1,1 \cdot 230 (100) = 303 \text{ см}^3,$$

где $c_1=1,1$; $R_y=230$ МПа; $\gamma_c=1$.

По сортаменту принимаем двутавр № 27, имеющий $W_x=371 \text{ см}^3$ и массу 1 м — 31,5 кг. Проверяем минимальную высоту балки из условия жесткости по формуле (4.14)

$$h_{min} = (I_2 n_0 / 4800) (1/n_q) = 600 \cdot 250 / 4800 \cdot 1,2 = 26,1 \text{ см},$$

т. е. меньше 27 см. Условие удовлетворяется.

Расчетное напряжение в балке при

$$M = q l_2^2 / 8 = 17,06 \cdot 6^2 / 8 = 76,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\begin{aligned} \text{и } q &= 1800 \cdot 1,2 \cdot 0,75 + 67 \cdot 1,05 \cdot 0,75 + 31,5 \cdot 1,05 = \\ &= 1706 \text{ кг/м} = 17\,060 \text{ Н/м} \end{aligned}$$

составит

$$\sigma = M / 1,1 W_x = 7\,650\,000 / 1,1 \cdot 371 = 18\,800 \text{ Н/см}^2 <$$

$$< R_y \gamma_c = 23\,000 \text{ Н/см}^2 = 230 \text{ МПа}.$$

Фактический относительный прогиб балки будет

$$\begin{aligned} f/l_2 &= (5/384) (q^n l_2^3 / EJ_x) = (5/384) (140,4 \cdot 600^3 / 20,6 \cdot 10^6 \cdot 5010) = \\ &= 1/268 < 1/250, \end{aligned}$$

$$\text{где } q^n = 18\,000 \cdot 0,75 + 670 \cdot 0,75 + 31,5 = 14\,040 \text{ Н/м} =$$

$$= 140,4 \text{ Н/см}; \quad E = 20,6 \cdot 10^6 \text{ Н/см}^2; \quad J_x = 5010 \text{ см}^4.$$

Расчет главной балки. Главная балка воспринимает нагрузку от балок настила, расположенных шагом 0,75 м. При таком частом размещении этих балок можно считать,

что главная балка нагружена равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетная погонная нагрузка на главную балку будет

$$q = p_0^n \gamma_{fp} l_2 + g_1^n \gamma_{fg} l_2 + q_{bg}^n \frac{l_2}{a} \gamma_{fg} + q_{bp}^n \gamma_{fg} = 18\,000 \cdot 1.2 \cdot 6 + \\ + 670 \cdot 1.05 \cdot 6 + 31.5 \cdot 1.05 \cdot 6/0.75 + 2400 \cdot 1.05 = 137\,000 \text{ Н/м} = 137 \text{ кН/м},$$

где l_2 — пролет балки настила; a — шаг балки; γ_{fp} , γ_{fg} — коэффициенты надежности для полезной нагрузки, настила и балок; q_{bp}^n — собственный вес главной балки, предварительно принимаемый 0,24 т/м (по опыту проектирования обычно 1—2 % нагрузки, приходящейся на балку).

Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки составляет

$$M = q l_1^2 / 8 = 137 \cdot 9^2 / 8 = 1390 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

максимальная поперечная сила на опоре

$$Q = q l_1 / 2 = 137 \cdot 9 / 2 = 617 \text{ кН};$$

требуемый момент сопротивления по формуле (2.18) при упругой стадии работы

$$W_d = M / R_y \gamma_c = 1390 \cdot 10^5 / 23\,000 \cdot 1 = 6060 \text{ см}^3,$$

что больше $W_x = 2560 \text{ см}^3$ максимального прокатного профиля двутавра № 60 (по ГОСТ 8239—72*).

Однако следует иметь в виду, что в нашей стране освоен выпуск двутавровых балок с параллельными гранями полок высотой сечения 20—100 см и длиной 6—24 м (по ГОСТ 26020—83). Из профилей этого сортамента можно проектировать балки высотой сечения 60 см и более, например 80, 90 и 100 см — профили от 20Б1 до 100Б4 или 20Ш1 до 70Ш5 (см. табл. 2 прил. VIII). Из прокатных можно принять балку № 90Б1, $W_x = 6817 \text{ см}^3$ или 70Ш3, $W_x = 7059 \text{ см}^3$.

Так как для более общего случая расчета требуется умение рассчитывать и конструировать составную балку любого сечения, то далее приводится пример проектирования сварной двутавровой главной балки.

Минимальная высота сечения сварной балки из условий жесткости при $f/l_{ef} = 1/400$ должна быть (см. стр. 91): $h_{min}/l_{ef} = 1/15$, откуда $h_{min} \geq 900/15 = 60 \text{ см}$. При расчете по эмпирической формуле толщина стенки составит $t_w = 7 + 3h_{min} = 7 + 3 \cdot 600/1000 = 8,8 \text{ мм}$. Принимаем рекомендуемую толщину стенки 10 мм (четного размера).

Оптимальная высота балки при $t_w = 10$ мм будет

$$h_{opt} = k \sqrt{W/t_w} = 1,15 \sqrt{6060/1} = 90 \text{ см},$$

где $k = 1,15$ — для сварных балок.

Назначаем высоту балки $h = 90$ см и толщину стенки $t_w = 10$ мм. Сталь марки ВСт3сп6-1 по ТУ 14-1-3023—80, $R_y = 230$ МПа, $R_{yn} = 235$ МПа, $R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 235 / 1,025 = 133 \approx 135$ МПа (округленно до 5 МПа).

Проверяем принятую толщину стенки из условия действия касательных напряжений

$$t_w = 3/2 Q/h R_s \gamma_c = 3 \cdot 617\,000 / 2 \cdot 90 \cdot 13\,500 \cdot 1 = 0,76 \text{ см} < 1 \text{ см},$$

т. е. условие удовлетворяется.

Проверяем условие (4.16), при соблюдении которого не требуется постановка продольных ребер в стенке

$$t_w = (h \sqrt{R_y/E}) / 5,5 = (90 \sqrt{230/2 \cdot 0,6 \cdot 10^5}) / 5,5 = 0,54 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Принятая стенка толщиной 10 мм удовлетворяет прочности на действие касательных напряжений и не требует постановки продольного ребра для обеспечения местной устойчивости.

Далее производим подбор горизонтальных листов (полок) балки. Для чего вычисляем требуемый момент инерции сечения балки J , момент инерции стенки J_w и поясов листов J_f , а затем вычисляем площадь сечения поясов A_f и назначаем их размеры.

Подбираем сечения сварной балки:

$$J = W (h/2) = 6060 (90/2) = 274\,000 \text{ см}^4;$$

$$J_w = t_w h_w^3 / 12 = 1 (90 - 2t_f)^3 / 12 = 1 \cdot 86^3 / 12 = 53\,200 \text{ см}^4,$$

где $h_w = h - 2t_f = 90 - 2 \cdot 2 = 86$ см; $t_f = 2$ — толщина полки, $J_f = J - J_w = 274\,000 - 53\,200 = 220\,800 \text{ см}^4$.

$A_f \approx 2J_f/h_0^2 = 2 \cdot 220\,800 / 88^2 = 57 \text{ см}^2$, где $h_0 = 90 - 2 = 88$ см (расстояние между осями полок); $b_f = A_f/t_f = 57/2 = 28,5$ см (максимальное отношение b_{ef}/t_f принимается по табл. 4.1).

Принимаем сечение полок 300×20 мм (рис. 4.4), тогда $A_f = 30 \cdot 2 = 60 \text{ см}^2$.

Проверяем принятую ширину (свес) поясов b_f по формуле табл. (4.1), исходя из обеспечения их местной устойчивости

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_f} &= \frac{(30 - 1)}{2 \cdot 2} = 7,25 < 0,5 \sqrt{E/R_y} = \\ &= 0,5 \sqrt{2 \cdot 0,6 \cdot 10^5 / 230} = 14,96 \approx 15, \end{aligned}$$

условие удовлетворяется;
то же, при упругопластической работе сечения балки

$$b_{ef}/t_f = 7,25 < 0,11 h_{ef}/t_w = 0,11 \frac{86}{1} = 9,46,$$

$$\text{где } h_{ef} = h - 2t_f = 90 - 2 \cdot 2 = 86 \text{ см.}$$

Проверяем принятое сечение на прочность. Для этого предварительно вычисляем фактический момент инерции и момент сопротивления балки:

$$J = (t_w h_w^3/12) + 2a^2 A_f = (1 \cdot 86^3/12) + 2 \cdot 44^2 \cdot 60 = 285\,700 \text{ см}^4;$$

$$a = h_0/2 = 44 \text{ см};$$

$$W = J/(h/2) = 285\,700/45 = 6350 \text{ см}^3.$$

Напряжение по формуле (2.18) составляет

$$\sigma = M/W = 1390 \cdot 10^5/6350 = 219 < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа},$$

т. е. условие удовлетворяется.

Проверяем касательные напряжения по нейтральной оси сечения у опоры балки

$$\begin{aligned} \tau &= QS/Jt_w = 617\,000 \cdot 3576/285\,700 \cdot 1 = 7700 \text{ Н/см}^2 = \\ &= 77 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 135 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где S — статический момент полусечения:

$$S = A_f (h_0/2) + (A_w/2) (h_w/4) = 60 \cdot 44 + (1 \cdot 86 \cdot 86/2 \cdot 4) = 3576 \text{ см}^3.$$

Полная площадь сечения балки

$$A = 86 \cdot 1 + 2 \cdot 60 = 206 \text{ см}^2;$$

масса 1 м балки (без ребер жесткости); $G = 206 \times \times 100 (7850/10^6) = 162 \text{ кг/м}$, а с ребрами жесткости примерно $1,03 \cdot 162 = 167 \text{ кг/м}$.

Расчет соединения поясов со стенкой. Сдвигающее усилие T , приходящееся на 1 см длины балки, составит

$$T = \tau t_w = QS_f/J = 617 \cdot 2640/285\,700 = 5,71 \text{ кН},$$

где S_f — статический момент пояса (сдвигаемого по стыку со стенкой) относительно нейтральной оси:

$$S_f = A_f (h_0/2) = 60 \cdot 44 = 2640 \text{ см}^3.$$

Сдвигающая сила T воспринимается двумя швами, тогда минимальная толщина этих швов при длине $l_w = 1 \text{ см}$ будет

$$\begin{aligned} k_f > QS_f/nJ (\beta R_w) \gamma_c &= T/2 (\beta R_w) \gamma_c = 5710/2 \cdot 1 \cdot 16\,200 = \\ &= 0,18 \text{ см}, \end{aligned}$$

где $(\beta R_w)_{\min}$ — меньшее из произведений коэффициента глубины

проплавления (β_f или β_z) на расчетное сопротивление, принимаемое по условному срезу металла шва ($R_{wf}\gamma_{wf}$) или по срезу металла на границе сплавления шва ($R_{wz}\gamma_{wz}$); при $\gamma_{wf}=\gamma_{wz}=1$ и для автоматической сварки проволокой $d=2$ мм марки Св-08А (по ГОСТ 2246-70*) $\beta_f=0,9$ и $\beta_z=1,05$ (см. табл. 3.2) имеем

$$\beta_f R_{wf} \gamma_{wf}^* = 0,9 \cdot 180 \cdot 1 = 162 \text{ МПа};$$

$$\beta_z R_{wz} \gamma_{wz}^* = 1,05 \cdot 165 \cdot 1 = 173 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 365 = 165 \text{ МПа};$$

$n=1$ — при односторонних швах; $n=2$ — при двусторонних швах; $\gamma_c=1$.

Принимаем конструктивно минимальную толщину шва $k_f=7$ мм, рекомендуемую при толщине пояса 17—22 мм (см. табл. 3.3).

Проверка общей и местной устойчивости элементов главной балки. Потеря общей устойчивости (изгиб и кручение в горизонтальной плоскости) балки может наступить тогда, когда сжатый пояс балки не раскреплен в боковом направлении и напряжения достигли критического значения (σ_{cr}). В нашем примере главная балка раскреплена балками настила через 0,75 м. Отношение расстояния между точками закрепления сжатого пояса l_0 к ширине пояса b

$$l_0/b = 75/30 = 2,5 < (l_0/b)_{max} = 18,7,$$

где при $h/b=90/30=3 < 6$ и $b/t_f=30/2=15 < 35$ максимальное значение $(l_0/b)_{max}$:

$$\begin{aligned} (l_0/b)_{max} &= \delta [0,41 + 0,0032b/t_f + (0,73 - 0,016b/t_f) b/h_0] \times \\ &\times \sqrt{E/R_y} = 1 [0,41 + 0,0032 \cdot 30/2 + (0,73 - 0,016 \cdot 30/2) \times \\ &\times 30/88] \sqrt{2,06 \cdot 10^5/230} = 18,7; \end{aligned}$$

$\delta=1$ — для сечений балок, работающих упруго.

Условие (2.26) соблюдается, следовательно, проверки балки на общую устойчивость не требуется.

Потеря местной устойчивости (местное выпучивание) может произойти в стенке или поясе балки под действием нормальных (сжимающих) или касательных напряжений. Критическое состояние быстрее наступает в тонких гибких элементах при отношениях высоты к толщине больше предельных. Проверка местной устойчивости по-

* γ_{wf} , γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва равны 1 во всех случаях для районов с $t > -40^\circ\text{C}$. В этой книге во всех примерах расчетов приняты $\gamma_{wf}=\gamma_{wz}=1$, поэтому в дальнейшем сокращены.

яса выполнена ранее. Устойчивость пояса обеспечена, так как выполняется условие $b_{ef}/t_f = 14,5/2 = 7,25 < 0,5\sqrt{E/R_y} = 14,96$.

Проверку устойчивости стенки выполняют с учетом значений условной ее предельной гибкости $\bar{\lambda} = (h_w/t_w)\sqrt{R_y/E}$ и наличия местной нагрузки на пояс балки. В нашем примере проверку местной устойчивости стенки проводим в следующем порядке:

определяем необходимость постановки ребер жесткости по формуле

$$\bar{\lambda}_w = h_{ef}/t_w \sqrt{R_y/E} = 86/1 \sqrt{230/2,06 \cdot 10^5} = 2,87 < 3,2,$$

следовательно, поперечные ребра жесткости по расчету не требуются:

конструктивно назначаем поперечные ребра жесткости с шагом не более $1,5h_w$ при $\bar{\lambda} \leq 3,2$; $2,5h_w = 2,5 \cdot 86 = 215$ см.

Конструктивно увязываем расположение ребер с шагом балок настила. Тогда при шаге балок 0,75 м ребра располагаем через два шва, т. е. через 150 см (рис. 4.4). Затем определяем размеры ребер жесткости. Ширина ребра $b_r \geq h_w/30 + 40 = 86/30 + 40 = 69$ мм. Принимаем $b_r = 80$ мм. Толщина ребра $t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 8 \sqrt{230/2,06 \cdot 10^5} = 0,53$ см; принимаем $t_r = 6$ мм.

Проверка прогиба главной балки. Относительный прогиб балки f/l не должен превосходить предельного значения $1/n_0$, установленного нормами (см. табл. 2.3). В нашем примере: $f/l \leq 1/n_0 = 1/400$;

$$f/l = (5/384) (q^n l_1^3 / EJ_x) = (5/384) (116,2 \cdot 900^3 / 285\,700 \cdot 20,6 \cdot 10^6) = 1/532 < 1/400,$$

где $q^n = p_0^n l_2 + q_d^n l_2 + q_{bg}^n (l_2/a) + q_{bp}^n = 18000 \cdot 6 + 670 \cdot 6 + 315(6/0,75) + 1670 = 116210$ Н/м = 116,21 кН/м — нормативная нагрузка на 1 м балки (или 1162 Н/см).

Расчет прикрепления балок настила к главным балкам. Крепление балок настила к главной балке предусматриваем с помощью опорных столиков (рис. 4.5). Столик воспринимает все опорное давление балки F_A , которое передается на главную балку. Торцы балки настила крепятся к стенке главной балки на болтах уголками или непосредственно к ее поперечным ребрам жесткости. Такой узел — шарнирный вследствие податливости всего

[illegible]

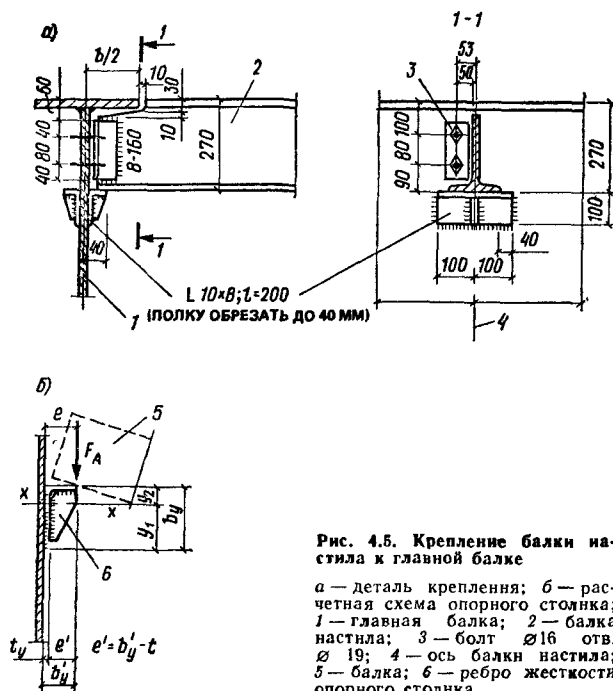


Рис. 4.5. Крепление балки настила к главной балке

а — деталь крепления; б — расчетная схема опорного столка; 1 — главная балка; 2 — балка настила; 3 — болт $\varnothing 16$ отв. $\varnothing 19$; 4 — ось балки настила; 5 — балка; 6 — ребро жесткости опорного столка

соединения (изгиба полок уголков, податливости гаек, смещения болтов в отверстиях и др.).

Определяем опорную реакцию

$$F_A = q l_2 / 2 = 17,06 \cdot 6 / 2 = 51,2 \text{ кН}$$

Расчетную длину сварного шва l_w на одной стороне столика вычисляют при усилии $2/3 F_A$ ввиду возможной перегрузки одной стороны при неизбежных неточностях во время изготовления и монтажа

$$l_w = 2 F_A / 3 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 2 \cdot 51 \cdot 200 / 3 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 000 = 3,9 \text{ см},$$

где $\beta_f = 0,7$ — при ручной сварке; k_f — принято 7 мм конструктивно; $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ ($18 \cdot 000 \text{ Н/см}^2$); $\gamma_c = 1$; $\gamma_{wf} = 1$

Конструктивно принимаем равнобокие уголки $100 \times 8 \text{ мм}$ с обрезкой на половину ширины опорной полки. Длина уголка равна ширине полки двутавра балки плюс 80 мм:

$$l_y = b_f + 80 = 11,5 + 80 = 195 \approx 200 \text{ мм}.$$

Для предотвращения изгиба укороченной полки уголка ставим по оси ребро жесткости $t=8$ мм (см. рис. 4.5).

Такой же уголок предусматриваем на стенке балок настила. Его длину определяют из условия размещения двух монтажных болтов. При применении болтов диаметром 16 мм минимальная длина уголка на стенке будет

$$l_a = 2 \cdot 2d_0 + 3d_0 = 4 \cdot 19 + 3 \cdot 19 = 133 \text{ мм},$$

где $d_0=19$ мм — диаметр отверстия под болты; $2d_0$ — минимальное расстояние до края элемента; $3d_0$ — то же, между центрами болтов.

Принята длина 160 мм.

Проверяем прочность верхней полки уголка от действия изгибающего момента: считаем, что опорная реакция F_A при прогибе балки действует на внешнюю кромку полки опорного столика с эксцентриситетом $e=b'_y=4$ см, а по отношению к внутренней грани уголка с $e'=b'_a - t_a=4-0,7=3,2$ см, тогда:

$$M = F_A e = 51,2 \cdot 4 = 204,8 \approx 205 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M' = F_A e' = 51,2 \cdot 3,2 = 164 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

требуемый момент сопротивления опорного столика:

$$W = M' / R_y \gamma_c = 164\,000 / 23\,000 \cdot 1 = 7,15 \text{ см}^3.$$

Для полки, усиленной ребром жесткости $t=8$ мм, W рассчитывают, определяя последовательно площадь таврового сечения с полкой вверх

$$A = b_f t_f + t_r h_r = 20 \cdot 0,8 + 0,8 \cdot 6 = 20,8 \text{ см}^2;$$

статический момент сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести полки

$$S_1 = 0,8 \cdot 6 \cdot 3,4 = 16,3 \text{ см}^3;$$

расстояние z_1 от оси полки до центра тяжести сечения

$$z_1 = S_1 / A = 16,3 / 20,8 = 0,78 \text{ см};$$

момент инерции сечения

$$J_x = (t_r h_r^3 / 12) + A_r a_r^2 + (b_f t_f^3 / 12) + A_f a_f^2 = \\ = (0,8 \cdot 6^3 / 12) + 0,8 \cdot 7,2 \cdot 62^2 \cdot (20 \cdot 0,8^3 / 12) + 20 \cdot 0,8 \cdot 0,78^2 = 57,9 \text{ см}^4;$$

моменты сопротивления сечения:
верхней части

$$W_t = J_x / z_t = 57,9 / 1,18 = 51,8 \text{ см}^3;$$

нижней части

$$W_b = J_x / z_b = 57,9 / 5,62 = 10,3 \text{ см}^3,$$

что больше, чем требуемый $W=7,15 \text{ см}^2$, т. е. условие прочности удовлетворяется.

Если не ставить ребро жесткости, то толщина полки уголка должна быть $W_d = b_a t_a^2 / 6$, а $t_a \geq \sqrt{6W_d / b_a} = \sqrt{6 \cdot 7,15 / 20} = 1,46 \text{ см}$, что неэкономично, поэтому опорный столик проектируем с усилением полки ребром жесткости.

Проверяем прочность сварных швов опорного столика на действие опорной реакции F_A и момента $M = F_A b'_a$; расчет по металлу шва

$$\tau_w = F_A / l_w \beta_f k_f = 51\,200 / 18 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 58,2 \text{ МПа},$$

где

$$l_w = 2(b_a - 1 \text{ см}) = 2(10 - 1) = 18 \text{ см};$$

$$\sigma_w = M / W_w = 205\,000 / 13,3 = 15\,300 \text{ Н/см}^2 = 123 \text{ МПа},$$

где

$$W_w = 2(\beta_f k_f l_w^2 / 6) = 2(0,7 \cdot 0,7 \cdot 9^2 / 6) = 18,3 \text{ см}^3;$$

$$l_w = 10 - 1 = 9 \text{ см}.$$

Суммарное напряжение в швах составит

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = \sqrt{58,2^2 + 153^2} = 146 \text{ МПа} \ll R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

где $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1$ — для ручной сварки; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$; $\gamma_c = 1$;

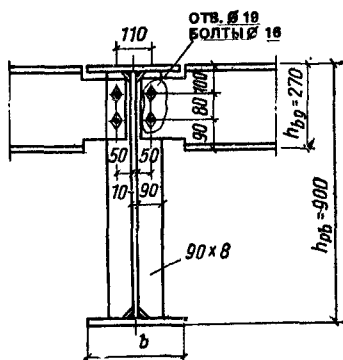
$R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ — для сварки электродами Э42; $R_{wf} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 365 = 165 \text{ МПа}$; расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \cdot 1 \cdot 1 = 180 \text{ МПа}$, то же по металлу границы сплавления $R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 165 \cdot 1 \cdot 1 = 165 \text{ МПа}$.

Расчет по металлу границы сплавления не производим, так как $\beta_z = 1 > \beta_f = 0,7$ и τ_w , σ_w будут ниже, чем по расчету по металлу шва; вычисленное $\sigma = 164 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 165 \text{ МПа}$.

В расчетах лобовой шов вдоль вертикальной полки уголка столика обычно выполняют конструктивно и его работа идет в запас прочности; если же его учесть в расчете, то может оказаться возможным толщину шва t_w немного уменьшить, например до 6 мм вместо 7 мм.

Балки настила к главным балкам можно крепить также на болтах к поперечным ребрам, совмещаемым с ребрами жесткости стейки балки (рис. 4.6). В этом слу-

Рис. 4.6. Крепление балки настила к поперечным ребрам главной балки



чае болтовое соединение рассчитывают из условий прочности на срез и смятие:

требуемое число болтов диаметром 16 мм нормальной точности по прочности на срез

$$n = F / n_s \pi d^2 R_{bs} \gamma_b = 51200 \cdot 4 / 1 \cdot 3,14 \cdot 1,6^2 \cdot 0,9 \cdot 150 (100) = 1,9;$$

то же, на смятие соединяемых элементов

$$n = F / d \Sigma t_{min} R_{bp} \gamma_b = 51200 / 1,6 \cdot 0,6 \cdot 365 (100) \cdot 0,9 = 1,63,$$

где $\gamma_b = 0,9$; $R_{bs} = 150$ МПа, $R_{bp} = 365$ МПа.

Принимаем два болта диаметром 16 мм нормальной точности класса 4,6; отверстия под болты диаметром 19 мм. Ширину поперечных ребер принимаем по конструктивным соображениям не менее 90 мм.

Расчет изменения сечения главной балки по длине. Сечение разрезной составной балки, подобранное по максимальному моменту, можно в соответствии с эпюрой моментов уменьшить в местах снижения моментов на некотором расстоянии от опор. Учитывая увеличение трудоемкости изготовления, рекомендуется уменьшать сечения поясов в балках пролетом 10—12 м и более.

При равномерной нагрузке наиболее выгодное место изменения сечения поясов в однопролетной балке находится на расстоянии примерно $1/6$ пролета балки от опоры. Сечение поясов изменяют различными способами: уменьшают высоту балки, изменяют ширину или толщину поясов, число горизонтальных листов (в клепанных балках), непрерывно изменяют ширины поясов (рис. 4.7). Наиболее простым способом является изменение ширины пояса (рис. 4.7, б), так как при этом не изменяется высота бал-

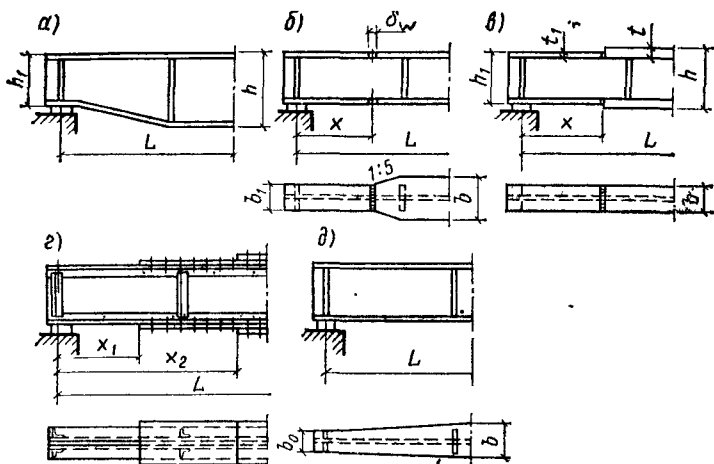


Рис. 4.7. Способы изменения сечения балок по длине

а — уменьшение высоты балки на опоре; б — изменение ширины поясов; в — изменение толщины поясов; г — изменение числа горизонтальных листов; д — непрерывное изменение ширины поясов

ки и верхний пояс остается гладким, что удобно при поэтажном опирании вспомогательных балок и при укладке крановых рельсов (в подкрановых балках). Уменьшенная ширина поясов должна составлять: $b_1 \geq 1/10h$; $b_1 \geq 180$ мм и $b_1 \geq 0,5b$.

Проведем расчет изменения ширины пояса главной балки по примеру 4.1, назначив стык на расстоянии $1/6$ пролета от опоры (рис. 4.8), определяя последовательно: расчетный момент и поперечную силу в сечении 1—1 на расстоянии $x = l/6 = 9/6 = 1,5$ м:

$$M_1 = qx(l - x)/2 = 137 \cdot 1,5(9 - 1,5)/2 = 773 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_1 = q(l/2 - x) = 137(9/2 - 1,5) = 4,11 \text{ кН};$$

требуемый момент сопротивления при упругой работе

$$W_{d1} = M_1/R_{wy} \gamma_c = 773 \cdot 10^5 / 196(100)1 = 395 \text{ см}^3,$$

где $R_{wy} = 0,85$ $R_y = 0,85 \cdot 230 = 196$ МПа — расчетное сопротивление растяжению прямого стыкового шва по пределу текучести;

требуемый момент инерции балки в сечении 1—1

$$J_{d1} = W_{d1}(h/2) = 395(90/2) = 178 \text{ 000 см}^4;$$

момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$J_{1f} = J_{d1} - J_w = 178 \text{ 000} - 53 \text{ 200} = 124 \text{ 800 см}^4,$$

$$J_w = t_w h_w^3 / 12 = 1,86^3 / 12 = 53 \text{ 200 см}^4;$$

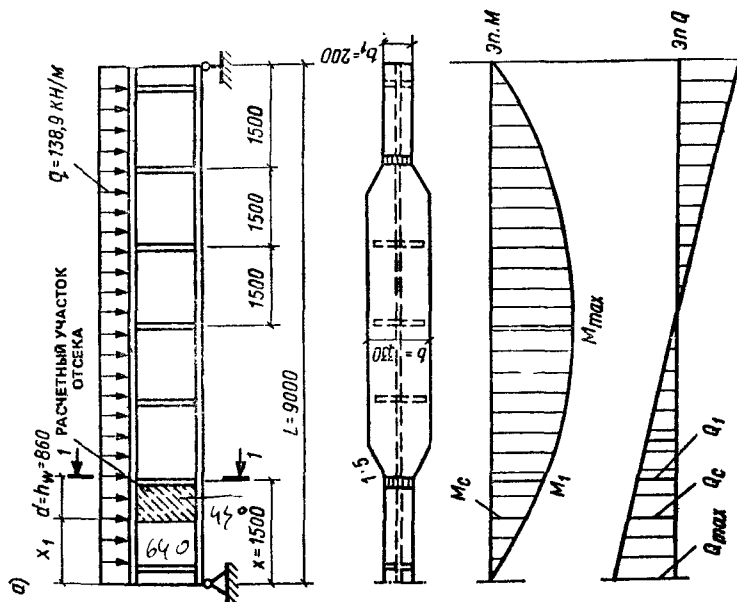
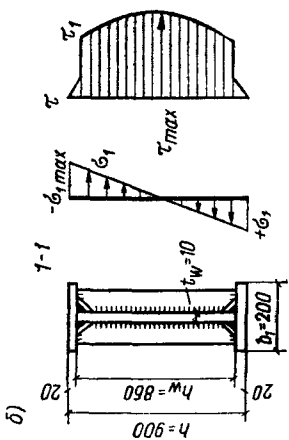


Рис. 4.8. Расчетные схемы к изменению
 сечения поясов главной балки
 а — нагрузка, эпюры M и Q ; б — приве-
 денные напряжения в расчетном сечении



требуемую площадь поясных листов

$$A_{1f} = 2J_{1f}/h_0^2 = 2 \cdot 124\,800/88^2 = 32,3^2.$$

Принимаем пояс из универсального листа 180×20 мм, $A = 18 \cdot 2 = 36 \text{ см}^2$, тогда момент инерции балки в сечении $I—I$ составит

$$J_1 = J_w + 2b_1 t_f (h_w/2 + t_f/2)^2 = 53\,200 + 2 \cdot 18 \cdot 2 (86/2 + 2/2)^2 = 192\,700 \text{ см}^4.$$

Проверяем напряжение в уменьшенном сечении балки

$$\sigma_1 = M_1/W_1 = 77\,300/4270 = 18,2 \text{ кН/см}^2 = 182 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c = \\ = 0,85 \cdot 230 \cdot 1 = 196 \text{ МПа},$$

где

$$W_1 = 2J_1/h = 2 \cdot 192\,700/90 = 4270 \text{ см}^3,$$

т. е. условие прочности сечения удовлетворяется.

Проверяем устойчивость стенки балки в месте изменения сечения балки (см. рис. 4.8, б). Расчетный момент в сечении $I—I$ $M_1 = 773 \text{ кН} \cdot \text{м}$, поперечная сила $Q_1 = -Q - qx = 617 - 137 \cdot 1,5 = 411 \text{ кН}$.

По формуле (2.26) вычисляем отношение $(l_0/b_1)_{\max}$ и сравниваем его с l_0/b_1 для участка между балками настила ($l_0 = 75 \text{ см}$). Предварительно проверяем применимость формулы (2.26) по табл. 2.4

$$1 < h/b_1 = 90/18 = 5 < 6 \text{ и } b_1/t_f = 18/2 = 9 < 35;$$

условия применимости формулы соблюдаются; тогда

$$\frac{l_0}{b_1} = \frac{75}{18} = 4,15 < \left[0,41 + 0,0032 \frac{18}{2} + \left(0,73 - \right. \right. \\ \left. \left. - 0,016 \frac{18}{2} \right) \frac{18}{88} \right] \sqrt{\frac{20,6 \cdot 10^5}{230}} = 16,7;$$

общая устойчивость балки в уменьшенном сечении обеспечивается.

Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = h_{ef}/t_w \sqrt{R_y/E} = (86/2) \times \sqrt{230/206 \cdot 10^5} = 1,43$, что меньше 3,5 (для балок с двусторонними поясными швами и при отсутствии местных напряжений); устойчивость стенки обеспечена и ее можно не проверять. Однако в учебных целях эту проверку выполним. Поперечные ребра жесткости поставлены по конструктивным требованиям через 1500 мм, что меньше $2,5h_w = 2,5 \cdot 86 = 2150 \text{ мм}$.

Так как длина отсека $l_c = 1500 \text{ мм}$ превосходит его расчетную высоту $h_{ef} = h_w = 860 \text{ мм}$, то при вычислении средних напряжений σ и τ в отсеке принимаем расчетный

участок длиной, равной расчетной высоте отсека, т. е.
 $d = h_w = 860 \text{ мм}$.

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w < 6$ выполняют по формуле

$$\sqrt{\sigma/\sigma_{cr}^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (4.17)$$

$$\text{где } \sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2; \quad (4.18)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}; \quad (4.19)$$

Таблица 4.2. Значения коэффициента c_{cr} для стенок балок

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

c_{cr} — коэффициент принимаемый по табл. 4.2 и зависимости от параметра $\delta = \beta (b_f/h_{ef}) (t_f/t_w)^2$; $\beta = 0,8$ — для балок (кроме подкрановых) при отсутствии непрерывного опирания на них жестких плит см. табл. 22 СНиП II-23-81*); μ — отношение большей стороны a или h_w к меньшей стороне d отсека стенки;

$$\bar{\lambda}_{tw} = d/t_w \sqrt{R_y/E} \text{ (если } a > h_w, \text{ то } d = h_w).$$

Последовательно определяем:

изгибающий момент в сечении на границе расчетного участка крайнего отсека (точка C , рис. 4.8, a)

$$M_c = qx_1 (l_1 - x_1)/2 = 137 \cdot 0,64 (9 - 0,64)/2 = 376 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } x_1 = 1500 - 860 = 640 \text{ мм};$$

среднее значение момента на расчетном участке отсека

$$M_m = (M_1 + M_c)/2 = (773 + 367)/2 = 570 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

краевое нормальное напряжение сжатия в стенке посередине расчетного участка

$$\begin{aligned} \sigma &= (M_m/W_1) (h_w/h) = (57000/4270) (86/90) = \\ &= 12,8 \text{ кН/см}^2 = 128 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

поперечную силу Q_c

$$Q_c = Q - qx_1 = 617 - 137 \cdot 0,64 = 529 \text{ кН};$$

среднюю поперечную силу в пределах расчетного участка отсека

$$Q_m = (Q_1 + Q_c)/2 = (411 + 529)/2 = 470 \text{ кН};$$

$$137 \cdot 1,07 \cdot (9 - 1,07)/2 = 109$$

среднее касательное напряжение

$$\tau = Q_m / h_w t_w = 470 / 86 \cdot 1 = 5,47 \text{ кН/см}^2 = 54,7 \text{ МПа.}$$

Определяем критическое нормальное напряжение σ_{cr} , предварительно вычислив коэффициент защемления стенки δ по формуле (77) СНиП II-23-81*:

$$\delta = \beta (b_f / h_{ef}) (t_f / t_w)^3 = 0,8 (18/86) (2/1)^3 = 1,34,$$

условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = d / t_w \sqrt{R_y / E} = 86 / 1 \sqrt{230 / 2,06 \cdot 10^5} = 3,21 < 6,$$

По табл. 4.2 при $\delta = 1,34$ принимаем по интерполяции коэффициент $c_{cr} = 32,1$; по формуле (4.18) критическое нормальное напряжение

$$\sigma_{cr} = c_c R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 32,1 \cdot 230 / 3,21^2 = 7,16 \text{ МПа.}$$

Определяем критическое касательное напряжение τ_{cr} по формуле (4.19), предварительно вычислив

$$\mu = a / h_0 = 1,5 / 0,86 = 1,75;$$

$$\bar{\lambda}_{cf} = \bar{\lambda}_w = 3,21; \quad R_s = 135 \text{ МПа;}$$

тогда

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,75^2} \right) \frac{135}{3,21^2} = 168 \text{ МПа.}$$

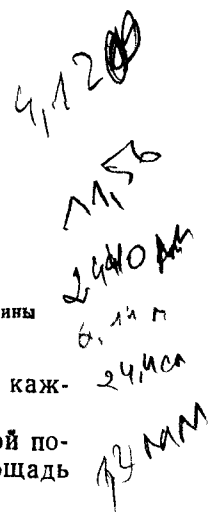
Проверяем устойчивость стенки по формуле (4.17) при отсутствии местных напряжений ($\sigma_{loc} = 0$):

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} = \sqrt{(128/716)^2 + (54,7/168)^2} = 0,372 < \gamma_c = 1;$$

следовательно, стенка устойчива; принятая по конструктивным требованиям расстановка ребер жесткости через 1,5 м удовлетворяет условиям обеспечения устойчивости стенки.

Расчет опирания главной балки на колонну. Главная балка опирается на колонну сверху и крепится к оголовку на болтах (рис. 4.9, а). Опорный торец балки пристроган. Опорная реакция балки $Q = 617 \text{ кН}$.

Так как балка опирается на оголовок колонны пристроганной площадью торцевой части нижнего пояса, то проверку торца балки на смятие не проводят. В этом случае делают расчет на смятие торцов опорных ребер и проверку опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, в площадь сечения A_p которого включаются опорные ребра



a — на оголовок колонны сверху; *б* — на опорный столик сбоку колонны

Рассчитываем опорные ребра на смятие торцевой поверхности при действии $F=617$ кН. Требуемая площадь смятия

где $R_p = R_{un} / \gamma_m = 355 / 1,025 = 345 \text{ МПа} = 34,5 \text{ кН/см}^2$;
 $\gamma_c = 1$.

iii

ширина одного ребра должна составить $b_{rs} = A_{pd}/2 \cdot t_{rs} = 18/2 \cdot 2 = 4,5$ см. Назначаем ребра шириной 9 см. С учетом среза угла на 4 см расчетная ширина ребра по торцу смятия $b'_{rs} = 9 - 4 = 5$ см (см. сеч. 2—2 на рис. 4.9), а общая площадь смятия двух ребер $A_p = 2 \cdot 5 \cdot 2 = 20 \text{ см}^2 > A_{pd} = 18 \text{ см}^2$.

Проверяем прочность на срез сварных швов, прикрепляющих опорные ребра к стенке. Назначаем толщину швов $k_f = 6$ мм. В этом случае расчетную длину одного шва принимаем не более $l_w = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 36$ см. Напряжение срезу швов по металлу шва

$$\sigma = F/A_w = 617/60,4 = 10,2 \text{ кН/см}^2 = 102 \text{ МПа} <$$

$$< R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

где $A_w = 4l_w \beta_f k_f = 4 \cdot 36 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 60,4 \text{ см}^2$;

проверка напряжений по металлу границы сплавления

$$\sigma = F/A_w = 617/60,4 = 10,2 \text{ кН/см}^2 = 102 \text{ МПа} <$$

$$< R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

де $A_w = 4l_w \beta_f k_f = 4 \cdot 36 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 60,4 \text{ см}^2$,

$$A_w = 4\beta_z k_f l_w = 4 \cdot 0,6 \cdot 51,2 = 123 \text{ см}^2,$$

где $l_w = 85\beta_z k_f = 85 \cdot 1 \cdot 0,6 = 51,2 \text{ см} < h_w = 86 \text{ см}$.

$$\sigma = 617/123 = 5,02 \text{ кН/см}^2 = 50,2 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 165 \cdot 1 \cdot 1 = 165 \text{ МПа}.$$

Проверяем устойчивость опорного участка балки (рис. 4.9, а)

$$\sigma_s = F/\varphi A_s = 617/0,96 \cdot 69,5 = 9,24 \text{ кН/см}^2 = 92,4 \text{ МПа} <$$

$$< R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа},$$

где $A = 2 \cdot 9 \cdot 2 + \Delta \cdot 1^2 + 12 \cdot 1 + 2 \cdot 1 = 69,5 \text{ см}^2$; φ — коэффициент продольного изгиба условного опорного стержня, принимаемый по гибкости $\lambda = h_w/i_{\text{оп}} = h_w/\sqrt{J_s/A_s}$ относительно оси y_1 — y_1 ; $i_s = \sqrt{1152/69,5} = 4,07 \text{ см}$; $J_s = [2(2 \cdot 9 + 1)^3/12] + [(12 + 19,5)^3/12] = 1152 \text{ см}^4$; $\lambda = 86/4,07 = 21,1$; $\Delta = 0,65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{2,06 \times 10^5/230} = 19,45 \text{ см} \approx 19,5 \text{ см}$.

По табл. 1 прил. IV $\varphi = 0,961$. Так как $\sigma_s = 92,4 < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}$, то условие устойчивости опорной части балки удовлетворяется.

Пример 4.2. Задание: требуется рассчитать опорное ребро главной сварной балки и опорный столик при свободном опирании балки на колонну сбоку (рис. 4.9, б),

возможен также вариант опирания опорного ребра балки сверху колонны (см. рис. 5.6). Опорная реакция $Q = 617 \text{ кН}$ (по примеру 4.1).

Решение. Определяем площадь смятия торца опорного ребра из формулы

$$A_D = F/R_D = 617\,000/320 (100) = 19,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем ребро 200×10 , $A = 20 \cdot 1 = 20 \text{ см}^2$.

Прикрепление опорного ребра к стенке проектируем двусторонними швами полуавтоматической сваркой проволокой марки Св-08Г2. По табл. 3.2 $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$. Расчетное сопротивление $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$ (табл. 2 прил. II) и $R_{wz} = 0,45 \cdot 365 = 165 \text{ МПа}$. Вычисляем наименьшее произведение (βR_w) : $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 215 = 193 \text{ МПа}$, что больше $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 165 = 173 \text{ МПа} = 17,3 \text{ кН/см}^2$.

Находим наименьшее значение катета сварного шва по границе сплавления при ограничении длины шва величиной $(85\beta_z k_f)$

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 R_{wz}}} = \frac{1}{1,05} \sqrt{\frac{6 \cdot 17}{2 \cdot 85 \cdot 16,5}} = 0,45 \text{ см.}$$

Принимаем толщину сварных швов, прикрепляющих ребро к стенке балки, $k_f = 5 \text{ мм}$ (что соответствует требованиям табл. 3.3) и проверяем напряжение среза по металлу границы сплавления

$$\tau = F/\beta_z k_f \Sigma l_w = 617\,000/1,05 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 44,7 = 13100 \text{ Н/см}^2 = 131 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 173 \text{ МПа},$$

$$\text{где } l_w < 85\beta_z k_f = 85 \cdot 1,05 \cdot 0,5 = 44,7 \text{ см} < h_w = 86 \text{ см.}$$

Болты назначаем конструктивно диаметром 20 мм.

Проверяем опорный участок балки на устойчивость (рис. 4.9, б):

$$\sigma_{оп} = Q/\varphi A_{оп} \leq R_y \gamma_c,$$

где

$$A_{оп} = 20 \cdot 1 + 19,45 \cdot 1 \cdot 1 = 39,5 \text{ см}^2;$$

$$J_0 = (1 \cdot 20^3/12) + (19,5 \cdot 1^3/12) = 568 \text{ см}^4.$$

$$i_0 = \sqrt{J_{оп}/A_{оп}} = \sqrt{568/39,5} = 4,1 \text{ см};$$

$$\lambda = 86/4,1 = 21; \quad \varphi = 0,961;$$

$$\text{т. е. } \sigma_0 = 617\,000/0,961 \cdot 39,5 = 16\,300 \text{ Н/см}^2 = 163 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа.}$$

Следовательно, условие расчета на устойчивость удовлетворяется.

Расчет крепления опорного столика. Определяем длину опорного столика сбоку колонны. Принимаем катет швов с двух сторон: $k_f = 12$ мм. Тогда с учетом коэффициента $k = 1,3$, учитывающего возможность неравномерной передачи опорного давления, длина опорного столика будет (при ручной сварке)

$$l_w = l_{ts} \geq (1,3F/2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) = 1,3 \cdot 617 / 2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 18 \cdot 1 = 26,5 \text{ см},$$

где $\beta_f R_{wf} = 180 \cdot 0,7 = 126 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 1 \cdot 165 \text{ МПа}$, поэтому в расчете учтено $(\beta R_w)_{\min} = 126 \text{ МПа}$. С учетом непровара по концам принимаем длину опорного столика $l_{ts} = 30 \text{ см}$.

§ 6. НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В основу создания новых конструктивных форм балочных конструкций положены принципы повышения их технико-экономических показателей благодаря применению новых эффективных материалов и конструктивных форм. К ним относятся (рис. 4.10):

бистальные балки, т. е. балки, у которых наиболее напряженные участки поясов выполняются из стали повышенной прочности, а вся стенка и менее напряженные участки поясов (вблизи опор) выполняются из малоуглеродистой стали;

балки из алюминиевых сплавов как прокатные двутаврового и швеллерного сечения, так и составные из листов и уголков (в основном клепаные);

предварительно напряженные балки, позволяющие с помощью предварительного напряжения уменьшить расход металла на балку на 10—20 %, а стоимость конструкции — на 5—12 %, снизить строительную высоту балки и добиться некоторых других положительных показателей;

балки с гибкой стенкой, в которых используются закритическая работа стенки; балки как бы превращаются в раскосную ферму, в которой роль растянутых раскосов выполняют растянутые участки стенки, а роль сжатых стоек — ребра жесткости. В результате этого эффекта можно достичь экономии металла;

балки с перфорированной стенкой, образующиеся разрезкой стенки двутавра по зигзагообразной линии с последующей раздвижкой половинок и сваркой встык частей двутавров по выступам стенки (рис. 4.10, з). Несущая способность таких сквозных двутавров в 1,3—1,5 раза выше несущей способности исходного двутавра, достигаемой за счет их большей высоты;

балки с гофрированной стенкой, у которых тонкая стенка имеет вертикальные волнообразные выступы, повышающие ее устойчивость, и в результате значительного уменьшения толщины стенки достигается экономия стали на балку.

Совершенствование конструкций балок, выполняемых в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, МИСИ им. В. А. Куйбышева и других институтах, направлено на дальнейшее снижение металлоемкости балок и повышение их технико-экономической эффективности.

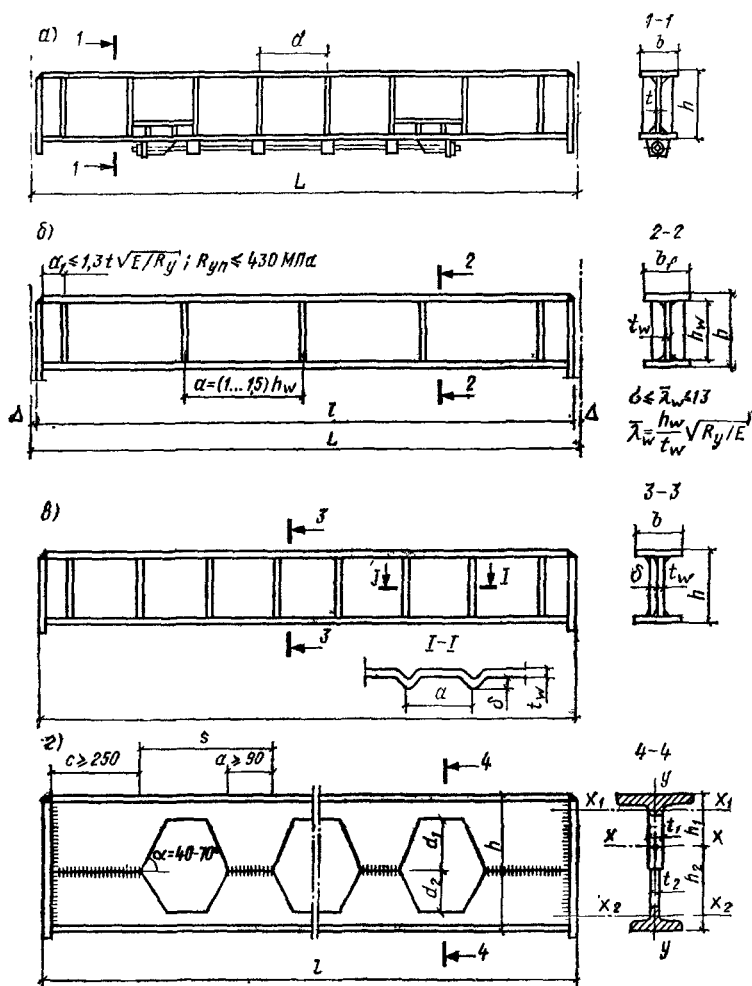


Рис. 4.10. Эффективные конструкции балок

a — предварительно напряженные; b — тонкостенные; c — гофрированной стенкой; $г$ — с перфорированной стенкой

Глава 5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ КОЛОНН

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Центрально-сжатые колонны воспринимают продольную силу, приложенную по оси колонны. При этом все поперечное сечение колонны испытывает равномерное сжатие.

Колонна состоит из трех основных частей: стержня, оголовка и базы (башмака). По типу сечений различают колонны сплошные и сквозные. Сплошные состоят либо из прокатных элементов, либо из листов, соединенных на сварке или клепке (рис. 5.1); сквозные — из отдельных ветвей, соединенных одна с другой для совместной работы планками или решетками из уголков (рис. 5.2). Клепанные стальные колонны в настоящее время не проектируют ввиду значительной трудоемкости их изготовления. Клепанные составные элементы сравнительно широко применяют в алюминиевых конструкциях.

При проектировании центрально-сжатых колонн необходимо обеспечить устойчивость колонны относительно главных осей ее сечения. После вычисления действующих на колонну расчетных усилий N с учетом коэффициента надежности по назначению γ_n требуемую площадь сечения A_d стержня колонны определяют из условия расчета сжатых стержней по устойчивости [формула (2.17)]:

$$\sigma = (N/\Phi A) \leq R_y \gamma_c, \text{ откуда } A_d \geq N/\Phi R_y \gamma_c,$$

где Φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости колонны $\lambda = l_{ef}/i$ и марки стали (табл. 1 прил. IV) (в предварительных расчетах значением Φ задаются в пределах 0,7—0,85 или $\lambda = 90 \dots 60$); i — радиус инерции сечения стержня колонны $i = \sqrt{J/A}$.

Расчетная (приведенная) длина колонны:

$$l_{ef} = \mu l,$$

где l — полная длина колонны от основания опорной плиты башмака до верха оголовка; μ — коэффициент, учитывающий способ закрепления концов колонны (табл. 5.1).

Сплошные колонны. Стержень сплошных колонн по вычисленной площади сечения A проектируют подбором для выбранной схемы сечения соответствующих прокатных профилей так, чтобы моменты инерции сечения относительно главных осей были равны или близки один другому ($J_x \approx J_y$). При решении стержня в виде сварного двутавра, составленного из трех листов (см. рис. 5.1, а), размеры сечения назначают по следующим соображениям: для поясов применяют листы толщиной $t = 8 \dots 40$ мм, для стенки — толщиной $t = 6 \dots 16$ мм; высоту сечения h при длине колонны $H = 10 \dots 20$ м принимают не менее $1/15 \dots 1/20$ H ; ширина поясных листов b должна быть не более высоты сечения h ($b \leq h$).

Для обеспечения местной устойчивости стенок и полок стальных элементов сплошного сечения должны соблюдаться условия:
для стенок

$$h_{ef}/t \leq k_{max,w} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}; \quad (5.1)$$

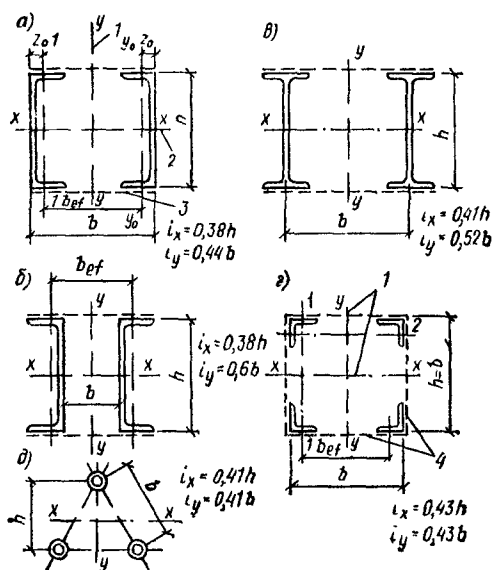


Рис. 5.2. Типы сечений сквозных центрально-сжатых колонн

а—г — составные из прокатных профилей, соответственно из швеллеров и уголков; д — то же, из труб; 1 — свободная ось; 2 — материальная ось; 3 — планка или решетка; 4 — решетка

для полок

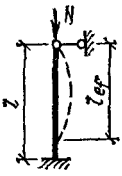
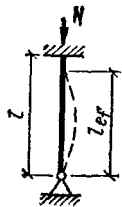
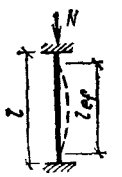
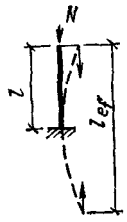
$$h_{ef}/t \leq k_{max,f} = \bar{\lambda}_{uf} \sqrt{E/R_y}, \quad (5.2)$$

где h_{ef} — расчетная (эффективная) высота стенки, принимаемая в сварных элементах полной высоте стенки, в клепаных элементах — расстоянию между нижними перьями поясных уголков, в гнутых профилях за вычетом закруглений по рис. 5.3; b_{ef} — расчетная ширина полки, равная для двутавра консольной ее части; k_{max} — предельное значение отношений h_{ef}/t или b_{ef}/t , принимаемое по табл. 5.2 и 5.3

Т а б л и ц а 5.1. Расчетные данные сжатых стержней

Способ закрепления концов	Расчетная схема	Коэффициент μ	Расчетная длина $l_{ef} = \mu l$	Примечание
Шарнирное обоих концов		1	$l_{ef} = l$	Горизонтальное смещение концов невозможно, поворот возможен

Продолжение табл 5 1

Способ закрепления концов	Расчетная схема	Коеф-фици-ент μ	Расчетная длина $l_{ef} = \mu l$	Примечание
Жесткое для нижнего конца и шарнирное для верхнего		0,7	$l_{ef} = 0,7l$	То же, поворот верхнего конца возможен
Жесткое для верхнего конца и шарнирное для нижнего		0,7	$l_{ef} = 0,7l$	То же, поворот верхнего конца невозможен
Жесткое для обоих концов		0,5	$l_{ef} = 0,5l$	Горизонтальное смещение и повороты обоих концов невозможны
Жесткое для нижнего конца и свободный верхний конец		2	$l_{ef} = 2l$	Возможны горизонтальное смещение и поворот только верхнего конца

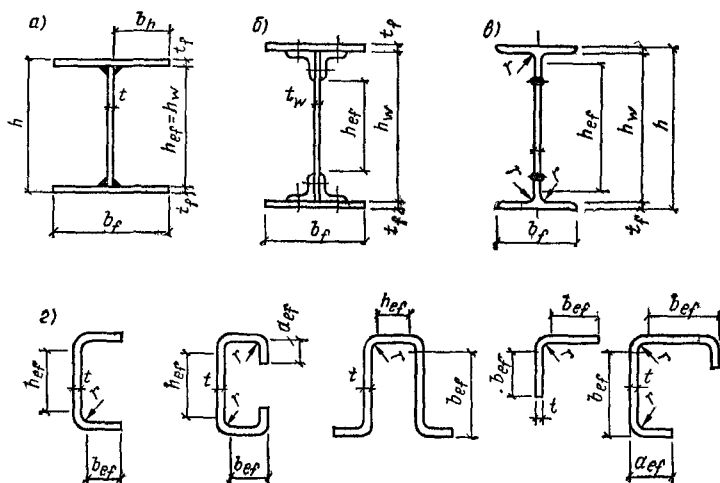


Рис. 5.3. Расчетная высота стейки и ширина полки составных балок и гнутых профилей
а—в — балки; г — гнутые профили

в зависимости от вида сечения элемента, условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ (где $\lambda = l_{ef}/i$) и параметра $\lambda_{uw} \sqrt{E/R_y}$. Для центрально сжатых элементов двутаврового, швеллерного и коробчатого сечений $k_{max} = \lambda_{uw} \sqrt{E/R_y}$ при относительном эксцентриситете $m=0$ (см. табл. 5.2). Для малоуглеродистых сталей предельное отношение неокаймленного свеса полки к ее толщине b_{ef}/t обычно равно около 15 и не менее 12 (см. табл. 5.3). При несоблюдении условия (5.2) и невозможности по конструктивным требованиям уменьшить ширину сжатой полки свес полки окаймляют ребром, а в гнутых элементах ставят соединительные планки или решетку. Высота окаймляющих ребер принимается равной $a_{ef} \geq 0,3 \times b_{ef}$ — при отсутствии планок соединительной решетки и $a_{ef} \geq 0,2 \times b_{ef}$ — при наличии планок.

Стенки сплошных колонн при $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$ следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5-3)h_{ef}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер

Сквозные колонны. Стержень сквозных колонн состоит из двух или нескольких прокатных профилей (швеллеров, двутавров или уголков), соединенных в плоскостях полок планками или решетками. Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях (по главным осям $x-x$ и $y-y$) достигается раздвижкой ветвей на такое расстояние, чтобы приведенная гибкость λ_{ef} по свободной оси $y-y$ была не более гибкости колонны по материальной оси $x-x$ ($\lambda_{ef} \leq \lambda_x$). Сечение стержня сквозной колонны подбирают по требуемой площади сечений ветви A_{bd} , вычисленной по формулам:

при колоннах, состоящих из двух ветвей,

$$A_{bd} = N/2\varphi R_y \gamma_c; \quad (5.3)$$

Таблица 5.2. Предельные отношения расчетной высоты стенки h_{ef} к толщине t (h_{ef}/t) центрально-сжатых элементов

Сечение элемента	Значение $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$	Значения $k_{w, max} = [h_{ef}/t] =$ $= \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$
Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2$	$(1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y}$
	$\bar{\lambda} \geq 2$	$(1,2 + 0,35 \bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y}$, но не более $2,3 \sqrt{E/R_y}$
Швеллерное прокатное и коробчатое	$\bar{\lambda} < 1$	$1,2 \sqrt{E/R_y}$
	$\bar{\lambda} \geq 1$	$(1 + 0,2 \bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$, но не более $1,6 \sqrt{E/R_y}$
Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\sqrt{E/R_y}$
	$\bar{\lambda} \geq 0,8$	$(0,85 + 0,19 \bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$, но не более $1,6 \sqrt{E/R_y}$

Примечания: 1. В графе для $k_{w, max} = [h_{ef}/t]$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ равно выражению перед $\sqrt{E/R_y}$. 2. При назначении сечения по предельной гибкости величину $k_{w, max} = [h_{ef}/t]$ умножают на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi / \sigma}$, где $\sigma = N/A$, но не более чем на 1,25. 3. В случаях когда фактическое значение h_{ef}/t превышает значение $k_{w, max}$, найденное по табл. 5.2, но не более чем в 2 раза, в расчетных формулах вместо площади сечения A принимают приведенное значение A_{red} , вычисленное с высотой стенки h_{red} . Для двутаврового и швеллерного сечений $A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t$, см. пп. 7.14 и 7.20 СНиП II-23-81*.

то же, из четырех ветвей,

$$A_{bd} = N / 4 \varphi R_y \gamma_c; \quad (5.4)$$

По A_{bd} из сортамента подбирают ближайший номер швеллера, двутавра или уголка и определяют гибкость λ_x относительно материальной оси $x-x$. Ветви расставляют на расстоянии b , чтобы удовлетворилось условие $\lambda_{ef} \leq \lambda_x$. Значение приведенной гибкости λ_{ef} вычисляют по формулам, приведенным в табл. 7 СНиП II-23-81*:
для колонн из двух ветвей с плашками при $J_s I / (J_{sb}) \geq 5$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}; \quad (5.5)$$

Таблица 5.3. Значение $k_{max,f}=b_{ef}/t$ для свеса поясного листа (полки) в центрально-, внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементах

Характеристика полки (поясного листа) и сечения элемента	$k_{max,f}=b_{ef}/t$ в элементах с условной гибкостью $\bar{\lambda}=0,8\dots 4$
Неокаймленная полка двутавра и тавра	$(0,36+0,1\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$
Окаймленная ребром двутавра и тавра	$(0,54+0,15\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$
Неокаймленная полка равнополочных уголков и гнутых профилей (кроме швеллера)	$(0,4+0,07\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$
Окаймленная ребром равнополочных уголков и гнутых профилей	$(0,5+0,18\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$
Неокаймленная большая полка неравнополочного уголка и полка швеллера	$(0,43+0,08\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$
Окаймленная ребром и усиленная планками гнутых профилей	$(0,85+0,19\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$

Примечания: 1. При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формулы, приведенные в табл. 5.3, при определении $k_{max,f}$, следует подставлять соответственно $\bar{\lambda}=0,8$ или $\bar{\lambda}=4$. 2. В центрально-сжатых элементах коробчатого сечения $k_{max,f}=b_{ef}/t$ принимают по табл. 5.2, как для стенок указанных сечений. 3. Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах коробчатого сечения значения $k_{max,f}=b_{ef}/t$ следует принимать: при $m \leq 0,3$ — как для центрально-сжатых элементов (по табл. 5.2); при $m \geq 1$ и $\bar{\lambda} \leq (2+0,04m)$ значение $k_{max,f}=b_{ef}/t \sqrt{E/R_y}$ при $m \geq 1$ и $\bar{\lambda} > (2+0,04m)$ — $k_{max,f}=b_{ef}/t = (0,4+0,3\bar{\lambda})(1-0,01m) \sqrt{E/R_y}$; при $0,3 < m < 1$ значение $k_{max,f}$ определяют линейной интерполяцией между $k_{max,f}$ при $m=0,3$ и $m=1$.

для колонн из двух ветвей с решетками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 A/A_{d1}}, \quad (5.6)$$

для колонн из четырех ветвей с планками при $J_{sl}/(J_{sb}) \geq 5$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}; \quad (5.7)$$

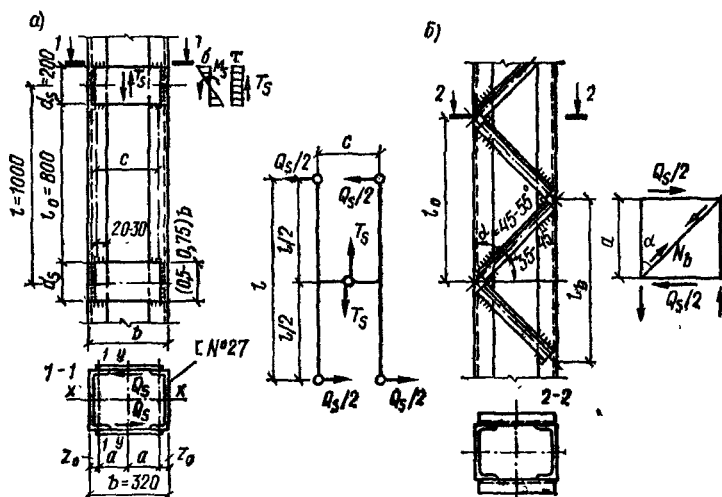


Рис. 5.4. Соединение ветвей сквозных колонн
а — планками; б — решеткой

то же, с решетками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A(\alpha_1/A_{d1} + \alpha_2/A_{d2})}, \quad (5.8)$$

где λ — наибольшая гибкость всего стержня: $\lambda_y = l_y/i_y$ — гибкость всего стержня относительно свободной оси $y-y$; $\lambda_1 = l_1/i_1$ — гибкость ветви на свободном участке между планками (обычно принимают $\lambda_1 = 30 \dots 40$); A — площадь сечения всего стержня; A_{d1} , A_{d2} — площади сечения двух раскосов решетки перпендикулярно осям 1-1 и 2-2 ветвей (см. рис. 5.2, а, з); α_1 , α_2 — коэффициенты, определяемые по формуле: $\alpha = 10 a^3/b^2 l$ (здесь: a — длина раскоса решетки между узлами; b — расстояние между осями ветвей колонны; l — расстояние между осями планок смежных узлов решетки ветвей).

Схемы расположения элементов решетки и планок сквозных колонн показаны на рис. 5.4.

Соединительные планки и решетки рассчитывают на условную поперечную силу Q_{fic} , определяемую приближенно в зависимости от площади сечения стержня (брутто) по формулам:

для стали с	$R_y = 210$ МПа	$Q_{fic} = 200A$;
то же	$R_y = 260$ МПа	$Q_{fic} = 300A$;
»	$R_y = 290$ МПа	$Q_{fic} = 400A$;
»	$R_y = 380$ МПа	$Q_{fic} = 500A$;
»	$R_y = 440$ МПа	$Q_{fic} = 600A$;
»	$R_y = 530$ МПа	$Q_{fic} = 700A$

где A — площадь сечения стержня колонны, см²; Q_{fic} , Н. Для промежуточных значений Q_y , МПа, величину Q_{fic} принимают по интерполяции. Точнее Q_{fic} вычисляют по формуле (23) СНиП П-23-81*:

$$Q_{f/c} = 7,15 \cdot 10^{-6} [2330 - E/R_y] N/\varphi.$$

В дальнейшем по прочности на изгиб рассчитывают базу колонны (опорную плиту и траверсу) и решают оголовок. Методику расчета и конструирования центрально-сжатой колонны легко усвоить на примерах

§ 2. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ КОЛОНН

Пример 5.1. Задание: подобрать стержень колонны сплошного сечения по следующим данным: расчетная длина колонны $l_{ef} = l = 6,1$ м; вертикальное расчетное усилие с учетом собственного веса колонны и коэффициента надежности $\gamma_n \approx 0,95$ (для второго класса зданий) $N = 1350$ кН. Материал колонны — сталь марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*, $R_y = 225$ МПа, $\gamma_c = 1$. Соединения сварные, электроды Э42.

Решение. Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 80$ и по табл. 1 прил. IV находим $\varphi = 0,707$, тогда: требуемая площадь сечения

$$A_d = N/\varphi R_y \gamma_c = 1\,350\,000/0,707 \cdot 22\,500 = 85 \text{ см}^2;$$

требуемый радиус инерции

$$i_d = l_{ef}/\lambda = 601/80 = 7,53 \text{ см.}$$

Первый вариант: по сортаменту подбираем стержень колонны из трех двутавров. По схеме 32 (табл. 5.4) определяем (при $i_x = i_y$): высоту сечения — $h = i_d/0,32 = 7,53/0,32 = 23,5$ см; ширину сечения $b = i_d/0,49 = 7,53/0,49 = 15,4$ см.

Принимаем сечение из трех двутавров, раздвигая крайние элементы на такое расстояние, чтобы просвет между полками (из условий удобства сварки и окраски) был бы не менее 100 мм, поэтому komponуем сечение из трех двутавров № 22 (рис. 5.5, а); общая площадь сечения $\Sigma A = 30,6 \cdot 3 = 91,8 \text{ см}^2$; $J_{x1} = 2550 \text{ см}^4$; $J_{y1} = 157 \text{ см}^4$.

Проверяем устойчивость принятого сечения, предварительно вычисляя:

$$J_x = 2J_{x1} + J_{y1} = 2 \cdot 2550 + 157 = 5257 \text{ см}^4;$$

$$J_y = J_{x1} + 2J_{y1} + 2(b/2)^2 A_1 = 2550 + 2 \cdot 157 + 2(22/2)^2 30,6 = 10264 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{5257/91,8} = 7,56 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{10264/91,8} = 10,6 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{ef}/i_x = 610/7,56 = 80,5; \quad \varphi = 0,706.$$

ТАБЛИЦА 5.4. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ РАДИУСОВ ИНЕРЦИИ СЕЧЕНИЙ

1  $i_x = 0,33h$ $i_y = 0,3b$ $i_z = 0,195h$	11  $i_x = 0,4h$ $i_y = 0,21b$	21  $i_x = 0,36h$ $i_y = 0,5b$	31  $i_x = 0,41h$ $i_y = 0,22b$
2  $i_x = 0,32h$ $i_y = 0,28b$ $i_z = 0,18 \frac{h+b}{2}$	12  $i_x = 0,45h$ $i_y = 0,23b$	22  $i_x = 0,38h$ $i_y = 0,44b$	32  $i_x = 0,32h$ $i_y = 0,49b$
3  $i_x = 0,3h$ $i_y = 0,215b$	13  $i_x = 0,44h$ $i_y = 0,28b$	23  $i_x = 0,32h$ $i_y = 0,58b$	33  $i_x = 0,29h$ $i_y = 0,5b$
4  $i_x = 0,32h$ $i_y = 0,2b$	14  $i_x = 0,43h$ $i_y = 0,43b$	24  $i_x = 0,32h$ $i_y = 0,4b$	34  $i_x = 0,29h$ $i_y = 0,45b$
5  $i_x = 0,28h$ $i_y = 0,24b$	15  $i_x = 0,39h$ $i_y = 0,2b$	25  $i_x = 0,38h$ $i_y = 0,21b$	35  $i_x = 0,29h$ $i_y = 0,29b$
6  $i_x = 0,3h$ $i_y = 0,17b$	16  $i_x = 0,42h$ $i_y = 0,22b$	26  $i_x = 0,44h$ $i_y = 0,32b$	36  $i_x = 0,24h_{cp}$ $i_y = 0,41b_{cp}$
7  $i_x = 0,26h$ $i_y = 0,21b$	17  $i_x = 0,43h$ $i_y = 0,24b$	27  $i_x = 0,44h$ $i_y = 0,38b$	37  $i = 0,25d$
8  $i_x = 0,21h$ $i_y = 0,21b$ $i_z = 0,185h$	18  $i_x = 0,365h$ $i_y = 0,275b$	28  $i_x = 0,37h$ $i_y = 0,54b$	38  $i = 0,35d_m$ $d_m = \frac{D+d}{2}$
9  $i_x = 0,21h$ $i_y = 0,21b$	19  $i_x = 0,35h$ $i_y = 0,56b$	29  $i_x = 0,37h$ $i_y = 0,45b$	39  $i_x = 0,39h$ $i_y = 0,53b$
10  $i_x = 0,45h$ $i_y = 0,24b$	20  $i_x = 0,39h$ $i_y = 0,29b$	30  $i_x = 0,4h$ $i_y = 0,24b$	40  $i_x = i_y = 0,204h$ $b=h$

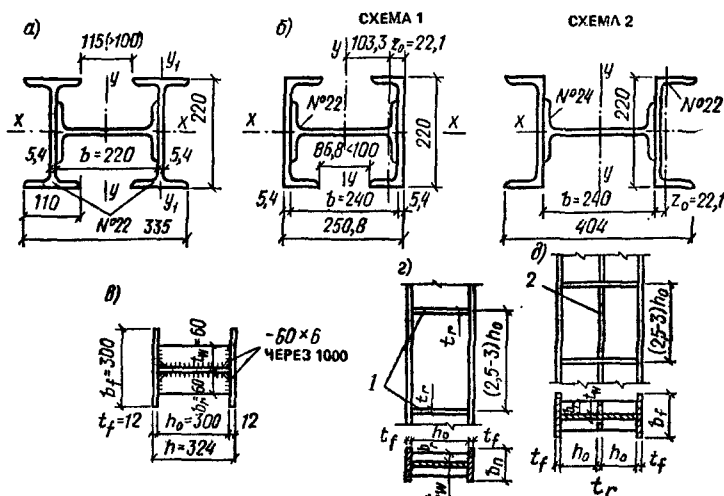


Рис. 5.5. Варианты сечений сплошной колонны (к примеру 5.1)

a — из трех двутавров; *б* — из двух швеллеров, соединенных двутавром; *в* — сварное из трех листов; *г* — расположение поперечных ребер жесткости; *д* — то же, продольных и поперечных ребер жесткости; *е* — поперечные ребра; *ж* — продольные ребра

Напряжение в сечении

$$\sigma = N/\varphi A = 1\,350\,000/0,706 \cdot 91,8 = 20\,800 \text{ Н/см}^2 = 208 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

т. е. подобранное сечение удовлетворяет расчету по устойчивости.

Второй вариант: komponуем сечение из двух швеллеров № 22: $A = 26,7 \cdot 2 = 53,4 \text{ см}^2$, соединенных двутавром № 24, $A = 34,8 \text{ см}^2$; общая площадь сечения $\Sigma A = 53,4 + 34,8 = 88,2 \text{ см}^2$ (рис. 5.5, б).

Сечение стержня может быть спроектировано с полками швеллеров, обращенных внутрь и наружу. Первая схема (см. рис. 5.5, б) при малом просвете между полками швеллеров ($< 100 \text{ мм}$) не может быть рекомендована для автоматической сварки. Стержень с открытым профилем, когда полки швеллеров развернуты наружу (вторая схема), менее трудоемок в изготовлении, обладает большей жесткостью по оси $y-y$, доступен для автоматической и ручной сварки элементов стержня, хотя сечение и получается менее компактным, чем по первой схеме.

Проверяем сечение для первой схемы:

$$J_x = 2 \cdot 2110 + 198 = 4418 \text{ см}^4;$$

$$J_y = 3460 + 2 \cdot 151 + 2 \cdot 10,3^2 \cdot 26,7 = 9432 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{4418/88,2} = 7,08 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{9432/88,2} = 10,3 \text{ см};$$

$$\lambda_x = 610/7,08 = 86,15; \quad \varphi_x = 0,67;$$

$$\lambda_y = 610/10,3 = 59,2; \quad \varphi_y = 0,82.$$

Проверяем устойчивость стержня:

$$\sigma_x = 1\,350\,000/0,67 \cdot 88,2 = 22\,600 \text{ Н/см}^2 \text{ (226 МПа)} \approx$$

$$\approx R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа.}$$

т. е. условие общей устойчивости соблюдается.

По сравнению с первым вариантом стержня экономия стали по второму варианту составляет $\approx 4\%$. Таким образом, при компоновке сплошного сечения стержня колонны путем различных сочетаний прокатных профилей (см. табл. 5.4) необходимо подбирать наиболее экономичное, учитывая способ и трудоемкость изготовления.

Третий вариант: komponуем сечение в виде сварного двутавра из трех листов. Сталь марки ВСтЗпс6, ГОСТ 380—71*; $R_y = 225 \text{ МПа}$. Для схемы 17 (см. табл. 5.4) приближенное значение радиусов инерции $i_x = 0,43h$ и $i_y = 0,24b$. Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 85$. Тогда $\varphi = 0,67$:

требуемый радиус инерции сечения

$$i_d = I_{ef}/\lambda = 610/85 = 7,18 \text{ см}$$

требуемая ширина колонны

$$b = i_d/0,24 = 7,18/0,24 = 30 \text{ см};$$

требуемая площадь поперечного сечения

$$A_d = N/\varphi R_y \gamma_c = 1\,350\,000/0,67 \cdot 22\,500 = 89,4 \text{ см}^2.$$

Принимая стенку $300 \times 6 \text{ мм}$. Следовательно, требуемая площадь полки

$$A_f = (A_d - A_w)/2 = (89,4 - 30 \cdot 0,6)/2 = 35,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем полку $300 \times 12 \text{ мм}$, $A_f = 36 \text{ см}^2$.

Свес полки

$$b_{ef} = 0,5 (b_f - t_w) = 0,5 (30 - 0,6) = 14,7 \text{ см.}$$

Для обеспечения местной устойчивости стенки и полки необходимо принимать отношение h_{ef}/t_w и b_{ef}/t_f не более величин, определяемых по формулам, приведенным в табл. 5.2 и 5.3. Вначале вычисляем фактические характеристики сечения;

$$\begin{aligned}
 A &= 30 \cdot 0,6 + 30 \cdot 1,2 \cdot 2 = 90 \text{ см}^2; \\
 J_x &= (0,6 \cdot 30^3)/12 + 2 \cdot 30 \cdot 1,2 (0,5 \cdot 30 + 0,6)^2 = 18\,900 \text{ см}^4; \\
 J_y &= 2 \cdot 1,2 \cdot 30^3/12 = 5400 \text{ см}^4; \\
 i_x &= \sqrt{18\,900/90} = 14,5 \text{ см}; \\
 i_y &= \sqrt{5400/90} = 7,75 \text{ см}; \\
 \lambda_{max} &= \lambda_y = 610/7,75 = 78,7; \quad \varphi_y = 0,711.
 \end{aligned}$$

Проверяем общую устойчивость

$$\begin{aligned}
 \sigma &= N/\varphi A = 1\,350\,000/0,711 \cdot 90 = 21\,200 \text{ Н/см}^2 \\
 (212 \text{ МПа}) &< R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа},
 \end{aligned}$$

т. е. общая устойчивость колонны обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенки

$$\begin{aligned}
 h_{ef}/t_w &= h_w/t_w = 30/0,6 = 50; \\
 \bar{\lambda} &= \lambda \sqrt{R_y/E} = 78,7 \sqrt{225/2,06 \cdot 10^5} = 2,6.
 \end{aligned}$$

Определяем $k_{max, w} = h_{ef}/t$ по табл. 5.2 при $\bar{\lambda} > 2,0$ для двутаврового сечения

$$\begin{aligned}
 h_{ef}/t_{max} &= (1,2 + 0,35 \cdot 2,6)^2 \sqrt{2,06 \cdot 10^5/225} = \\
 &= 2,01 \sqrt{2,06 \cdot 10^5/225} = 60,6 > 50;
 \end{aligned}$$

стенка устойчива.

Проверяем местную устойчивость полки по формуле табл. 5.3:

$$\begin{aligned}
 b_{ef}/t &= 14,7/1,2 = 12,2 < k_{max, f} = b_{ef}/t = (0,36 + 0,1 \cdot 2,6) \times \\
 &\times \sqrt{2,06 \cdot 10^5/225} = 20,6; \\
 b_{ef} &= (30 - 0,6)/2 = 14,7 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Таким образом, проверочные расчеты показали, что стенка и полка принятого составного двутаврового сечения устойчивы.

Устанавливаем необходимость постановки ребер жесткости по условию: $h_{ef}/t_w = 30/0,6 = 50 < 2,3 \sqrt{E/R_y} = 2,3 \sqrt{2,06 \cdot 10^5/225} = 69$; ребра жесткости не требуются, ставим их по конструктивным соображениям через $3h = 3 \cdot 30 = 90 \text{ см} \approx 1 \text{ м}$ (рис. 5.3, в).

Конструирование стержня колонн сплошностенчатого сечения. В центрально-сжатых колоннах сплошного сечения сдвигающие усилия между стенкой и поясами незначительны, поэтому сварные швы, соединяющие элементы поясов и стенки, назначают конструктивно

(толщиной 6—8 мм). В колоннах, сечение которых составлено из трех листов (см. рис. 5.1, а, рис. 5.5, в—д), толщину стенки обычно принимают по возможности наименьшей, отвечающей условию обеспечения местной устойчивости,

$$h_{ef}/t \leq 3,2 \sqrt{E/R_y}.$$

При несоблюдении этого условия стенку укрепляют продольными ребрами жесткости, ширину которых принимают $b_r \geq 10t_w$, а толщину — $t_r \geq 3/4 t_w$ (см. рис. 5.5, д). Продольные ребра рекомендуется включать в расчетное сечение стержня колонны.

Поперечные ребра ставят для укрепления контура колонны при $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$. Размеры поперечных ребер принимают аналогично составным балкам: ширину $b_r = (h_{ef}/30) + 40$ мм, толщину $t_r \geq b_r/15$ — для стали с $R_y \leq 230$ МПа и не менее $b_r/12$ — из стали с $R_y \leq 440$ МПа. Расстояние между поперечными ребрами жесткости принимают $(2,5 \dots 3)h$, но не менее двух ребер на отправочном элементе (рис. 5.5, г, д).

Полки составного стержня проектируют так, чтобы обеспечивалась их местная устойчивость. Отношение свеса полки к ее толщине не должно превышать значений, указанных в табл. 5.3. Чем выше марка стали, тем толщина полок должна быть больше, так как расчетные напряжения в стержне колонны повышаются.

Пример 5.2. Задание: для перекрытия (см. пример 4.2) рассчитать и сконструировать составную центрально-сжатую колонну при высоте этажа 7 м от пола первого этажа до верха балок перекрытия помещения промышленного цеха. Толщину настила ввиду малости в отметках не учитываем. Материал — сталь марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*, $R_y = 215$ МПа (лист $t = 4 \dots 20$ мм), $R_y = 225$ МПа (фасон $t = 4 \dots 20$ мм). Колонна имеет шарнирное крепление в уровне фундамента и в уровне опор балок перекрытия. Цех на объекте первого класса, $\gamma_n = 1$.

Решение

Определение действующих нагрузок. Грузовая площадь перекрытия, приходящаяся на колонну (см. рис. 4.2), будет

$$A_d = l_1 l_2 = 6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2.$$

Расчетные нагрузки составляют:

от веса настила и балок настила

$$g_d = 670 \cdot 1,05 + 315 \cdot 1,05 (1/0,75) = 1144 \text{ Н/м}^2;$$

от веса главной балки

$$g_{bp} = 1760 \cdot 1,05 (1/6) = 308 \text{ Н/м}^2;$$

полезная нагрузка $p = 18\,000 \cdot 1,2 = 21\,600$ (всего $(g + p) = 23\,052 \text{ Н/м}^2 \approx 23,1 \text{ кН/м}^2$);

нагрузка на колонну от перекрытия

$$N = 23,1 \cdot 54 = 1250 \text{ кН}.$$

Расчет стержня колонны. В соответствии с условиями закрепления концов колонны находим расчетную длину стержня

$$l_{ef} = \mu H = 1 \cdot 6,1 = 6,1 \text{ м},$$

где

$$H = H_f - h_{bp} = 7 - 0,9 = 6,1 \text{ м}.$$

Расчет сечения колонны ведем относительно материальной оси, а расстояния между ветвями определяем относительно свободной оси. Требуемую площадь сечения вычисляем по формуле (2.10), задаваясь $\lambda = 80$ и $\varphi = 0,71$,

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 1\,250\,000 / 0,71 \cdot 22\,500 = 78,3 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем колонну из двух швеллеров № 30 (см. рис. 5.4, а), для которых

$$A = 40,5 \cdot 2 = 81 \text{ см}^2; \quad i_x = 12 \text{ см};$$

гибкость по материальной оси: $\lambda_x = l_{ef} / i_x = 610 / 12 = 50,8 < \lambda_{lim} = 120$; $\varphi = 0,852$ (см. табл. 1 прил. IV); фактическое напряжение составит

$$\sigma = 1\,250\,000 / 0,862 \cdot 81 = 18\,000 \text{ Н/см}^2 = 180 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа (недонапряжение 20\%)}.$$

Если принять два швеллера № 27, $A = 35,2 \cdot 2 = 70,4 \text{ см}^2$; $i_x = 10,9 \text{ см}$; $i_y = 2,73 \text{ см}$, то

$$\lambda_x = 610 / 10,9 = 56 \text{ и } \varphi = 0,84;$$

$$\sigma_x = 1\,250\,000 / 0,84 \cdot 70,4 = 21\,200 \text{ Н/см}^2 = 212 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа (-5,7\%, допустимо)}.$$

Окончательно принимаем стержень колонны из двух швеллеров № 27.

Расчет соединительных планок. Соединение ветвей в первом варианте решаем планками. Ветви раздвигаем на такое расстояние от свободной оси $y-y$, чтобы соблюдалось условие $\lambda_{ef} \leq \lambda_x$.

Требуемая гибкость относительно свободной оси при гибкости ветви $\lambda_1 = 35$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{56^2 - 35^2} = 43,6;$$

необходимый радиус инерции

$$i_y = l_y / \lambda_{ef} = 610 / 43,6 = 14 \text{ см.}$$

По табл. 5.2 (схема 22) найдем для сечения двух швеллеров: $i_y = 0,44b$, откуда $b = i_y / 0,44 = 14 / 0,44 = 32 \text{ см.}$

Принимаем $b = 32 \text{ см}$ (это удовлетворяет условию $b \geq 2b_f + 100 = 2 \cdot 95 + 100 = 290 \text{ мм}$).

Проверяем устойчивость колонны по свободной оси, предварительно вычисляя геометрические характеристики J_y , i_y , λ_y :

$$J_y = 2 (J_{y1} + a^2 A_1) = 2 (262 + 13,53^2 \cdot 35,2) = 13\,424 \text{ см}^4;$$

$$a = b/2 - z_0 = 32/2 - 2,47 = 13,53 \text{ см.}$$

Площадь сечения ветви из швеллера № 27 $A_1 = 35,2 \text{ см}^2$.

Тогда $i_y = \sqrt{J_y / A} = \sqrt{13\,424 / 2 \cdot 35,2} = 13,9 \text{ см}$; $\lambda_y = l_y / i_y = 610 / 13,9 = 44$.

Гибкость ветвей при $l_1 = 80 \text{ см}$:

$$\lambda_1 = 80 / 2,73 = 29,3 < \lambda_1 = 35 \text{ (ранее принятой)}.$$

Проверяем гибкость для колонны с планками:

$$\lambda_1 = 80 / 2,73 = 29,3 < \lambda_1 = 35 \text{ (ранее принятой)}.$$

Напряжение в колонне по свободной оси можно не проверять, так как $\lambda_{ef} < \lambda_x$, следовательно, $\varphi_y > \varphi_x$ и σ_y будут меньше σ_x .

Вычисляем условную поперечную силу, приходящуюся на систему планок с одной стороны колонны (см. рис. 5.4, а):

$$Q_s = Q_{fic} / 2,$$

где значение условной поперечной силы Q_{fic} определяют по формуле

$$\left. \begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} A E \beta \left(2330 \frac{R_y}{E} - 1 \right) \\ &\text{или} \\ Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi \end{aligned} \right\} \quad (5.9)$$

где

$$R_y / E = 225 / 2,06 \cdot 10^5 = 1,09 \cdot 10^{-3};$$

$$\sigma = N / A = 1\,250\,000 / 70,4 = 17\,760 \text{ Н/см}^2 = 177,6 \text{ МПа};$$

$$\beta = \sigma / \varphi R_y = 177,6 / 0,84 \cdot 225 = 0,94;$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot 70,4 \cdot 2,06 \cdot 10^5 (100) \cdot 0,94 (2330 \cdot 1,09 \cdot 10^{-3} - 1) = \\ = 15 \cdot 100 \text{ Н.}$$

$$Q_s = Q_{fic}/2 = 15 \cdot 100/2 = 7550 \text{ Н} = 7,55 \text{ кН.}$$

Планки рассчитывают на перерезывающую силу F и момент M_1 , возникающие в плоскости планки от действия поперечной силы Q_s . Определяем по формулам усилие F и момент M_1 :

$$F = Q_s l/c = 7,55 \cdot 100/27,06 = 28 \text{ кН,}$$

где:

$$c = 2a = 2 \cdot 13,53 = 27,06 \text{ см;}$$

$$l = l_1 + d_{pl} = 80 + 20 = 100 \text{ см;}$$

$$M_1 = Q_s l/2 = 7,55 \cdot 100/2 = 378 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Задаваясь толщиной планки $t_{pl} = 8$ мм и шириной $d_{pl} = 200$ мм — ($d_{pl} \approx 0,6 \dots 0,7 b$), вычисляем момент сопротивления поперечного сечения

$$W_{pl} = t_{pl} d_{pl}^2/6 = 0,8 \cdot 20^2/6 = 53,3 \text{ см}^3.$$

Проверяем напряжение в планке от изгиба

$$= M_1/W_{pl} = 378/53,3 = 7,1 \text{ кН/см}^2 = 71 \text{ МПа} \ll R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа.}$$

Крепление планки выполняем на сварке электродами Э42, катет шва назначаем $k_f = 6$ мм, длину его $l_w = 200$ мм (в расчет вводят только вертикальные швы). Вычисляем момент сопротивления и площадь сечения шва (с учетом расчетного сечения по металлу шва):

$$W_f = \beta_f k_f d_{pl}^2/6 = 0,7 \cdot 0,6 \cdot 20^2/6 = 28 \text{ см}^3;$$

$$A_f = \beta_f k_f d_{pl} = 0,7 \cdot 0,6 \cdot 20 = 8,4 \text{ см}^2.$$

где $\beta_f = 0,7$ для ручной сварки.

Напряжения в сварном шве от совместного действия перерезывающей силы и момента составят:

$$\tau_w = F/A_f = 28/8,4 = 3,34 \text{ кН/см}^2 (33,4 \text{ МПа});$$

$$\sigma_w = M_1/W_f = 378/28 = 13,5 \text{ кН/см}^2 (135 \text{ МПа});$$

суммарное напряжение

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = \sqrt{3,34^2 + 13,5^2} = 13,9 \text{ кН/см}^2, \\ (139 \text{ МПа}) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2 (180 \text{ МПа}).$$

Расчет решетки из уголков. Решетку из уголков обычно назначают при большом расстоянии между ветвями. Угол наклона раскосов к горизонтали $\alpha = 45^\circ$ (см. рис. 5.4, б). Для данной колонны сравнительно малого сече-

ния расчет решетки из уголков выполнен как вариант для показа методики их расчета. Длину раскоса между узлами решетки определяем из условия центровки уголков на внешнюю грань швеллеров ветвей (такая центровка допускается для малонагруженных центрально-сжатых колонн из швеллеров; как правило, уголки решетки центрируют по осям ветвей колонн)

$$l_d = b / \sin \alpha = 320 / \sin 45^\circ = 453 \text{ мм} = 45,3 \text{ см},$$

где $b=320$ мм — при центровке по внешней грани швеллеров.

Задаваясь гибкостью раскоса $\lambda_d=60$ и соответственно $\varphi=0,82$ (по табл. 1 прил. IV), последовательно определяем:

усилия сжатия в раскосе от действия поперечной силы

$$\begin{aligned} N_d &= Q_s / \cos \alpha = Q_{fc} / 2 \cos \alpha = 15 \cdot 100 / 2 \cos 45^\circ = \\ &= 15 \cdot 100 / 2 \cdot 0,707 = 10 \cdot 640 \text{ Н}, \end{aligned}$$

требуемую площадь сечения раскоса

$$A_d = N_d / \varphi R_y \gamma_c = 10 \cdot 640 / 0,82 \cdot 0,75 \cdot 22 \cdot 500 = 0,77 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c=0,75$ — для элементов из одиночных уголков; $R_y=225$ МПа.

Из конструктивных соображений принимаем рекомендуемый минимальный профиль уголков 50×5 мм, $A=4,8 \text{ см}^2$, $i_{\min}=0,98$ см. Тогда

$$\lambda_d = l_d / i_{\min} = 45,3 / 0,98 = 46,3.$$

По табл. 1 прил. IV находим $\varphi=0,87$. Далее определяем:

напряжение в раскосе

$$\begin{aligned} \sigma &= N_d / \varphi A_d = 10 \cdot 640 / 0,87 \cdot 4,8 = 2548 \text{ Н/см}^2 = \\ &= 25,5 \text{ МПа} \ll \gamma_c R_y = 0,75 \cdot 225 = 168 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

требуемую длину сварных швов в сечении по металлу шва

$$l_w = N_d / \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 10 \cdot 640 / 0,75 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 000 = 2,25 \text{ см}.$$

Конструктивно принимаем общую длину швов у обушка и у пера не менее 40 мм, толщину швов 4—5 мм.

Проверяем гибкость колонны по свободной оси для случая соединения ветвей решетками из уголков

$$\begin{aligned} \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 (A / A_d)} = \sqrt{44^2 + 28 (70,4 / 4,8 \cdot 2)} = \\ &= 46,3 < \lambda_x = 56. \end{aligned}$$

где

$$\alpha_1 = 10 \frac{a^3}{b^2 l} = 10 \frac{45,3^3}{32^2 \cdot 32} = 28.$$

Соединение ветвей решеткой обеспечивает большую жесткость колонны, чем соединение планками. Последнее допускается в центрально-сжатых, а также во внецентренно-сжатых колоннах, если фактическая поперечная сила меньше условных усилий, определяемых по СНиП II-23-81*, т.е. меньше величины $Q_{fic} \approx (200 A \dots 700 A) N$ в зависимости от класса стали.

Расчет и конструирование базы. Размеры опорной плиты определяют исходя из условий смятия бетона под плитой по формуле

$$A_{pl} \geq N/R_{b,loc}, \quad (5.10)$$

где N — нагрузка на колонны, включая ее собственный вес;

$$R_{b,loc} = \alpha R_b \sqrt[3]{A_f/A_{pl}} \leq 1,5 R_b \gamma_{bs}, \quad (5.11)$$

R_b — расчетное сопротивление сжатию бетона (призмная прочность), принимаемое по СНиП 2.03.01-84; $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона при местном сжатии (смятии); A_f — площадь фундамента, на которую опирается плита; $\gamma_{bs} = 0,9$; $\alpha = 1$ — для бетона класса ниже В25.

В нашем примере

$$N = N_{of} + G_{ow} = 2 \cdot 625 + 0,352 \cdot 0,365 \cdot 1,05 \cdot 6,1 \cdot 2 = 1255 \text{ кН},$$

где N_{of} — нагрузка от перекрытия; G_{ow} — собственный вес колонны.

Фундамент проектируем из бетона класса В7,5, следовательно, $R_b = 4,5$ МПа (45 кгс/см²), как для массивных бетонных фундаментов (для железобетонных фундаментов из бетона класса В12,5 $R_b = 7,5$ МПа). Принимаем предварительно $R_{b,loc} = 1,5 R_b = 1,5 \cdot 4,5 = 6,75$ МПа (67,5 кгс/см²), тогда

$$A_{pl} = N/R_{b,loc} = 1\,255\,000/675 (100) = 1860 \text{ мм}^2.$$

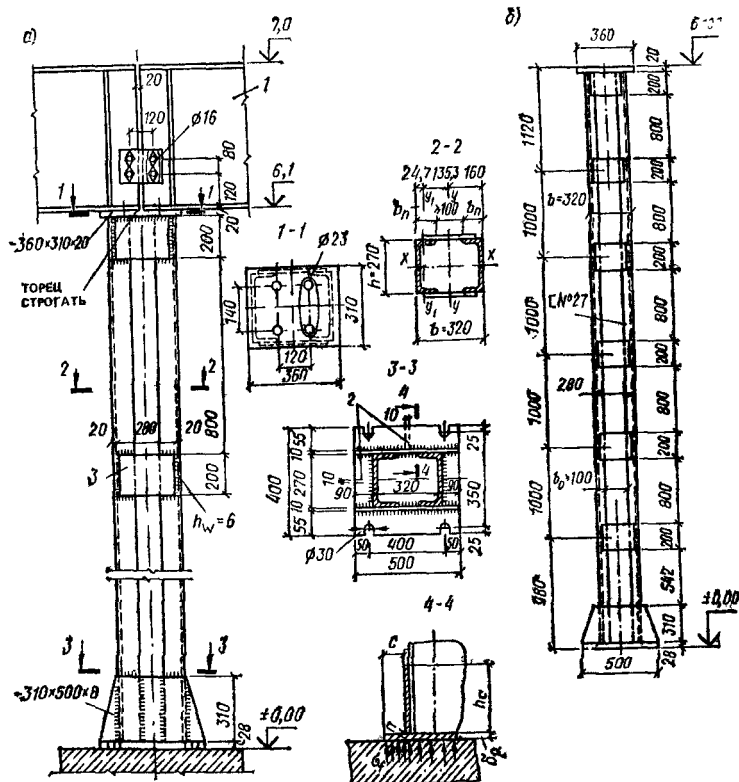
Принимаем плиту размером 40×50 см, $A_{pl} = 2000 \text{ см}^2$, а верх фундамента размером 70×80 см ($A_f = 70 \cdot 80 = 5600 \text{ см}^2$).

Проверяем напряжение $R_{b,loc}$ по формуле (5.8)

$$R_{b,loc} = 4,5 \sqrt[3]{5600/2000} = 6,33 \text{ МПа}.$$

Требуемая площадь плиты $A_{pl} = 1\,255\,000/6,33 \times (100) = 1980 \text{ см}^2$, что меньше принятой площади плиты $= 2000 \text{ см}^2$, т.е. условие удовлетворяется.

Определяем толщину плиты. Плита работает на из-



a — общий вид и детали; *б* — разбивка планок по длине колонны; *1* — главная балка; *2* — расчетная полоса, *3* — планка 200×280×8

$$g = \sigma_b = N/A_{pl} = 1\,255\,000/2000 = 627 \text{ Н/см}^2 = 6,27 \text{ МПа}.$$

Выделяем в консоли плиты полосу шириной 1 см (см. сечение 4—4 на рис. 5.6) и определяем момент

$$M = \sigma_h c^2 / 2 = 627.9^2 / 2 = 25\,400 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Тогда требуемый момент сопротивления сечения плиты составит

$$W_d = M/R_y \gamma_c = 25\,400/20\,500 = 1,24 \text{ см}^3,$$

где $R_y=205$ МПа — толщина листов $t=21\ldots40$ мм;

толщина плиты при $b=1$ см:

$$W = 1 t_{pl}^2/6; \quad t_{pl} = \sqrt{6W_d} = \sqrt{6 \cdot 1,24} = 2,73 \text{ см.}$$

Проверяем работу среднего участка плиты, заключенного между ветвями и опертого по четырем сторонам. Отношение сторон составляет $b/a=308/270=1,14$. Используя табл. 5.5, изгибающие моменты для полос шириной 1 см вычислим по формулам:

$$M_a = \alpha_1 g a^2 = 0,0582 \cdot 627 \cdot 27^2 = 26\,600 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$M_b = \alpha_2 g a^2 = 0,0494 \cdot 627 \cdot 27^2 = 22\,600 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

где при $b/a=1,14$ $\alpha_1=0,0582$ и $\alpha_2=0,0494$.

Требуемую толщину плиты определяем по M_a :

$$t_{pl} = \sqrt{6M_a/R_y \gamma_c} = \sqrt{6 \cdot 26\,600/20\,500} = 2,79 \text{ см.}$$

Принято $t_{pl}=2,8$ см. Как видим, внутренний участок плиты оказался более нагруженным, чем консольный. По нему и назначают толщину плиты. Толщина плиты может быть уменьшена, если поставить дополнительные ребра жесткости между ветвями колонны. В данном случае ввиду усложнения работ и при сравнительно малом расстоянии между ветвями постановка ребер нецелесообразна.

Высоту листов траверсы h_{cp} находим из условия полной передачи усилия от ветвей на опорную плиту через сварные швы (при расчете по металлу шва):

$$h_d = N/\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c n_w = 1,255\,000/0,7 \cdot 1 \cdot 18\,000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4 = 24,9 \text{ см},$$

где $k_f=10$ мм и $n_w=4$ — число учитываемых швов, которые удобно варить.

Принимаем $h_{cp}=300$ мм.

Анкерные болты назначаем конструктивно диаметром 20 мм. Размеры фундамента в плане принимают на 15—20 см больше в каждую сторону от опорной плиты $L_f \times B_f = 80 \times 70$ см. Тогда

$$\begin{aligned} R_{b,loc} &= R_b \sqrt[3]{A_f/A_{pl}} = 4,5 \sqrt[3]{80 \cdot 70/50 \cdot 40} = \\ &= 6,33 \text{ МПа} > \sigma_b = 6,27 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

т.е. условие прочности фундамента соблюдается.

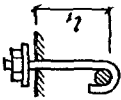
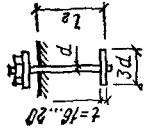
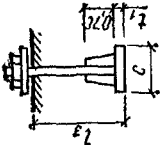
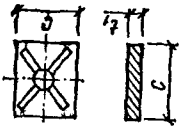
Т а б л и ц а 5.5. Коэффициенты α_1 , α_2 , α_3 для расчета на изгиб плит, опертых по четырем и трем сторонам

Плиты	Коэффици- енты	Пря b/a										
		1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
Опертые по четырем сторонам	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100
	α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046

Плиты	Коэффици- енты	При a_1/d_1									
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	Более 2
Опертые по трем сторонам	α_3	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

Обозначения: b — длинная сторона; a — короткая сторона; d_1 — длина свободной стороны; a_1 — длина стороны, перпендикулярной к свободной.

Т а б л и ц а 5.6. Нормативные размеры анкеровых болтов для колонн при бетоне фундаментов класса по прочности на сжатие В7,5—В15

Наружный диаметр болта, мм	Площадь сечения болта нетто $A_{bn}, \text{см}^2$	Длина заделки, мм, при схеме анкера		Размер шайбы $c \times f_1$	Максимальное расчетное усилие, кН. Допускаемое на болт из стали марки	
		без опорной шайбы	с опорной шайбой		ВСт3кп2, $R_y=146 \text{ МПа}$	09Г2С-6(2), $R_y=185 \dots 179 \text{ МПа}$
						
20	2,25	700	—	—	32,6	41,6
24	3,24	850	—	—	47	55,9
30	5,19	1050	—	500	75,2	96
36	7,59	1300	—	600	110	137
42	10,34	—	1500	700	150	186
48	13,8	—	1700	800	200	248
56	18,74	—	2000	1000	272	337
64	25,12	—	2300	1100	365	440
72	32,3	—	2600	1300	467	564
80	40,97	—	2800	1400	593	715
90	53,68	—	3200	1600	778	913
100	67,32	—	3400	1700	976	1144

Глубина заделки анкеров диаметром 20 мм должна быть не менее 700 мм (табл. 5.6).

Конструирование оголовка колонны. Толщину опорной плиты оголовка назначают конструктивно в пределах 20—25 мм. Если торец колонны не фрезеруется, то опорное давление от балок передается от опорной плиты на стержень колонны через швы, которыми плиту приваривают к ветвям. Если швов по контуру плиты недостаточно, то ставят дополнительно вертикальные ребра. Высоту ребра оголовка определяют по требуемой длине швов, передающей нагрузки на стержень колонны: при расчете по металлу шва

$$h_r \geq N / 4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (5.12)$$

при расчете по металлу границы сплавления

$$h_r \geq N / 4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (5.12a)$$

Толщину ребра вычисляют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением:

$$t_r = N / l_r R_{b,loc}. \quad (5.13)$$

В нашем примере предусматривается фрезерование ветвей колонны, и в этом случае опорная плита приваривается к ветвям конструктивно, $k_f = 6 \dots 8$ мм (см. рис. 5.5). Аналогично решается оголовок, когда опорные ребра балок располагают по осям ветвей колонн. Общий вид и детали спроектированной колонны показаны на рис. 5.6.

При отсутствии фрезерования торца ветвей давление балок полностью передается через опорную плиту на сварные швы по контуру ее приварки к ветвям. При $N = 1250$ кН и $k_f = 0,8$ см требуемая длина шва

$$l_{wd} = N / \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 1250000 / 0,7 \cdot 0,8 \cdot 180(100) \cdot 1 \cdot 1 = 124 \text{ см},$$

что больше общего контура колонны $l_c = 2(27 + 32) = 118$ см. Между ветвями проектируем дополнительно ребро толщиной 14 мм, длиной $l_r = 308$ мм и высотой 150 мм. Тогда общая расчетная длина сварных швов будет $l_w = 2(27 + 30) + 2(30,8 - 2,8) = 170 \text{ см} > l_{wd} = 124 \text{ см}$, т. е. условие по прочности удовлетворяется.

Пример 5.3. Задание: разработать вариант решения оголовка колонны без фрезерования торца ветвей с передачей опорного давления через опорные ребра балок (рис. 5.7). Опорное давление двух балок (по примеру 5.2) $N = 1250$ кН.

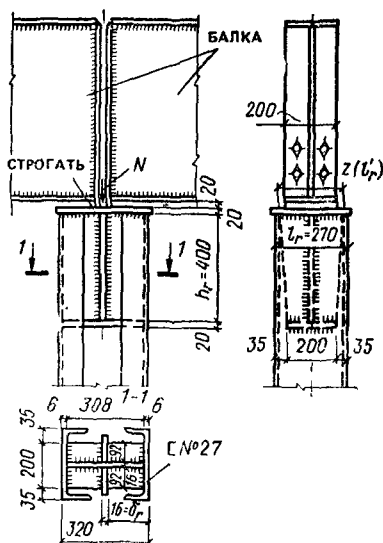


Рис. 5.7. Детали оголовка сквозной колонны

Решение. Определяем размеры ребра оголовка при $k_f = 0,8$ см по формуле (5.12):

$h_r = N / 4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 1\,250\,000 / 4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18\,000 \cdot 1 \cdot 1 = 31$ см;
принимаем 40 см.

Далее определяем толщину ребра по формуле (5.13) при $l'_r = z = 240$ мм (учитываем ребра, расположенные под опорными ребрами балок, $l'_r = 20 + 2 + 2 = 24$ см):

$$t_r = N / l'_r R_s = 1\,250\,000 / 0,24 \cdot 33\,200 = 1,57 \text{ см},$$

где $R_s = 332$ МПа (при $R_{un} = 365$ МПа); (здесь z — расчетная длина распределения местного давления опорных ребер балки). Принято $t_r = 16$ мм.

Проверяем напряжение в швах, прикрепляющих ребра оголовка к плите при $k_f = 12$ мм:

$$\sigma = N / \beta_f k_f \Sigma l_w = 1\,250\,000 / 0,7 \cdot 1,2 \cdot 107,6 = 13\,830 \text{ Н/см}^2 = 138,3 \text{ Па} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 186 \text{ МПа},$$

где $\Sigma l_w = 2 \cdot 30,8 + 2(27 - 4) = 107,6$ см.

Ветви колонны приваривают к опорной плите швами толщиной 6—8 мм.

Глава 6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ КОЛОНН

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Внецентренно сжатые колонны наиболее часто применяют в каркасах промышленных цехов с крановыми нагрузками. Колонны рассматриваются как элементы поперечных рам, на которые действуют нагрузки от веса несущих конструкций, покрытия, крановые нагрузки вертикальные и горизонтальные, стеновые ограждения, ветровая нагрузка и др. Колонны обычно жестко заделывают в фундамент, а с ригелем (фермой или балкой) они имеют либо жесткие (см. рис. 6.1, а, в, г), либо шарнирное (рис. 6.1, б) соединения.

Различают колонны трех типов: постоянного сечения, переменного сечения (ступенчатые) и раздельные (рис. 6.1). Колонны постоянного сечения (см. рис. 6.1, а) с консолью для подкрановой балки рациональны при кранах сравнительно небольшой грузоподъемности — 150—200 кН. В настоящее время для экономии металла такие колонны чаще проектируют железобетонными.

Колонны переменного сечения (рис. 6.1, б, в) наиболее распространены в каркасах промышленных зданий, так как пригодны почти для любых крановых нагрузок. Верхнюю (надкрановую) часть этих колонн обычно выполняют сплошной постоянной сечения, а нижнюю подкрановую — либо сплошной, либо сквозной. В сплошных колоннах обе ветви соединяют сплошным листом (обычно сваркой и реже на клепке), в сквозных — решетками из уголков или планками из полосовой стали.

Колонны раздельного типа (см. рис. 6.1, г) рациональны в цехах с тяжелыми крановыми нагрузками (более 150 т) режима 6К — 7К и при небольшой высоте (до 20 м). Наружная (шатровая) и внутренняя (подкрановая) ветви этих колонн соединяются гибкими в вертикальной плоскости планками, благодаря чему каждая ветвь работает самостоятельно. Шатровая ветвь воспринимает нагрузку от конструкций покрытия и стенового ограждения, а подкрановая — от крана как центрально-сжатая стойка. Детали узлов крепления ферм к колоннам показаны на рис. 6.2.

Типы и размеры сечений внецентренно-сжатых колонн назначают предварительно. В колоннах постоянного сечения высоту сечения h принимают примерно $1/15l$ при высоте колонн 10—12 м, $1/18l$ — при высоте 14—16 м и $1/20l$ при высоте более 20 м (l — расстояние от верха фундамента до нижнего опорного узла фермы покрытия). В колоннах переменного сечения высоту сечения h_2 надкрановой части принимают в пределах $1/8$ — $1/12$ высоты l_2 (обычно $h_2=500$ мм и реже 750—1000 мм), а высоту сечения h_1 подкрановой части — $1/10$ — $1/20l_1$ в зависимости

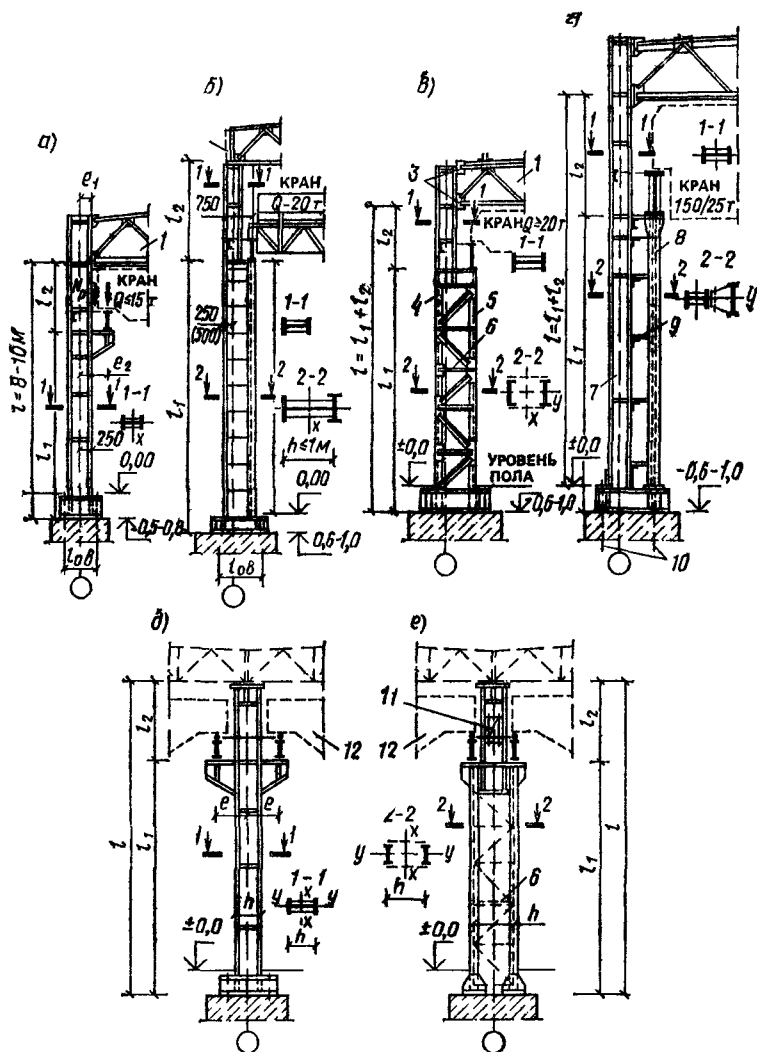


Рис 6.1 Типы внецентренно сжатых колонн

a — постоянного сечения *б в* — переменного сечения ступенчатые (с одним уступом), соответственно со сплошной и сквозной подкрановой частью, *г* — ступенчатой раздельного типа *д, е* — ступенчатые среднего ряда соответственно сплошного и сквозного сечения, *1* — ригель (стропильная ферма); *2* — вариант шарнирного крепления фермы *3* — жесткое крепление фермы, *4* — шатровая (наружная) ветвь, *5* — подкрановая ветвь *6* — диафрагма жесткости, *7* — шатровая колонна, *8* — подкрановая стойка, *9* — горизонтальные планки, *10* — анкерные болты, *11* — проход, *12* — кран

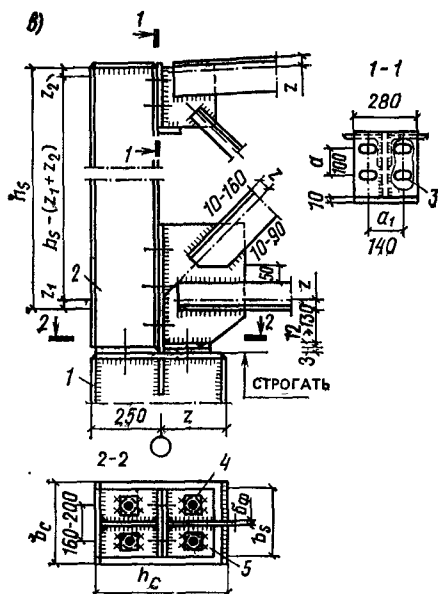


Рис. 6.2. Опорные узлы жесткого (а) и шарнирного (б, в) креплений фермы к колонне

1 — колонна; 2 — над-опорная стойка; 3 — овальные отверстия 40××23 под болты $\varnothing 20$; 4 — шайба 80×80×20 (приварить на монтаже); 5 — болты $\varnothing 20$ отв. $\varnothing 23$ в шайбе, $\varnothing 40$ в плите

от высоты l_1 и типа сечения (сплошного или сквозного). Сплошное сечение по условиям экономии металла и трудоемкости изготовления назначают при высоте сечения h до 1 м, сквозные — при $h \geq 1,2$ м. Некоторые типы поперечных сечений колонн показаны на рис. 6.3. Высоту l_1 нижней части колонны (подкрановой) принимают от низа базы колонны до подкрановой площадки, а l_2 верхней части — от подкрановой площадки до опорного узла фермы покрытия. В задании на проектирование цеха обычно указывают высоту от пола до головки подкранового рельса l_b и пролет цеха. Все остальные размеры колонны по высоте необходимо определять конструктивно, учитывая габариты мостовых кранов, расположение фундаментов технологического оборудования вблизи колонн и т. д. В общем случае

$$l_1 = l_f + (l_b - h_{bc}); \quad l_2 = h_c + h_{bc} + a_1, \quad (6.1)$$

где l_f — заглубление низа базы колонны по отношению к полу цеха (если нет примыкающих к колонне прямиков или других фундаментов l_f принимают 0,6—1 м); l_b — расстояние от пола до головки кранового рельса; h_{bc} — высота подкрановой балки (по расчету) с учетом высоты кранового рельса; h_c — габаритный размер крана по высоте (принимается по ГОСТу и ТУ на мостовые электрические

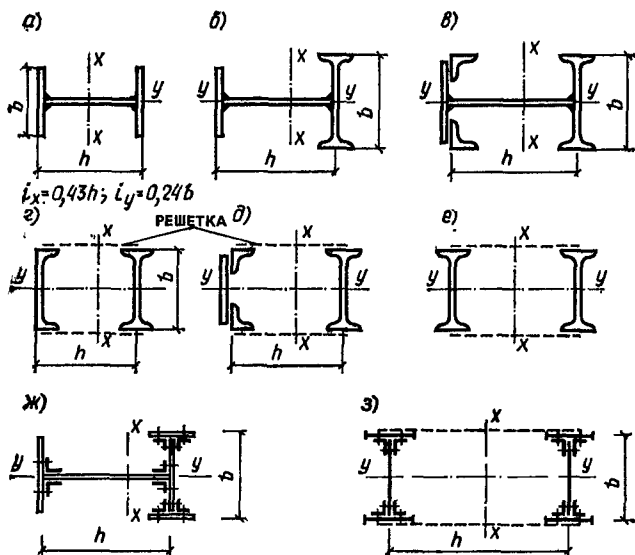


Рис. 6.3. Типы сечений внецентренно сжатых колонн
а—в, ж — сплошные; г—з — сквозные

краны); a_1 — расстояние между верхом габарита крана и низом конструкции покрытия, назначаемое по требованиям ГОСТа на краны не менее 100 мм, обычно принимается 200—250 мм.

Полная высота помещения

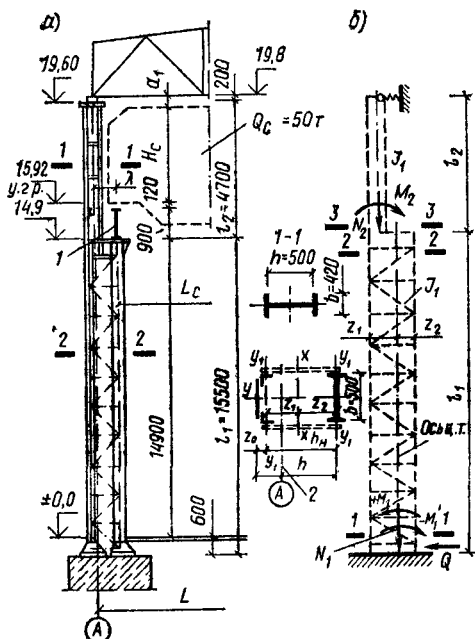
$$H = l_b + l_t \text{ или } H = l_1 + l_2 - l_f + (200 \dots 250) \text{ мм}, \quad (6.2)$$

где l_t — расстояние от головки кранового рельса до низа фермы.

Полную высоту H в соответствии с размерами стандартных ограждающих конструкций, предусмотренных «Основными положениями по унификации», принимают кратной 1,2 м до высоты 10,8 м, а при большей высоте — кратной 1,8 м, например: 8,4; 9,6; 10,8; 12,6; 14,4; 16,2; 18; 19,8 и т. д. В некоторых случаях при соответствующем обосновании размер H принимают кратным 0,6 м. Обычно при окончательной корректировке размеров по высоте цеха размер l_t принимают минимально допустимым, уточняют отметку головки рельса и устанавливают высоту H . Расчетную высоту участков колонны определяют по формуле

$$l = \mu_l l_t, \quad (6.3)$$

а — компоновочная;
б — расчетная (1—1,
2—2, 3—3 — расчет-
ные сечения); 1 —
подкрайовая балка;
2 — разбивочная ось



где B_1 — свес габарита крана за ось кранового пути (указан в ГОСТе на краны); h_t — высота сечения верхней части колонны, обычно равна 500 мм.

По ТУ 24-9-454—76 и другим на краны мостовые электрические грузоподъемностью 5—50 т B_1 изменяется в пределах 230—300 мм. Следовательно, для этих кранов минимальное значение $\lambda_c = (h_t/2) + (300 \dots 400)$ мм. Для кранов грузоподъемностью 75—250 т по ГОСТ 6711—81* $B_1 = 400$ и 500 мм, тогда наименьшее значение $\lambda_c = (h_t/2) + (460 \dots 560)$ мм.

В колоннах с большой длиной надкрановой части l_2 и при тяжелых кранах ($Q_c > 100$ т) высота сечения надкрановой части может оказаться больше 500 мм. В этих случаях разбивочную ось крайнего ряда колонн (рис. 6.5) сооружения располагают на расстоянии 250 или 500 мм от наружной грани колонны и λ_c будет $\lambda_c = h_c + (250 \text{ или } 500 \text{ мм}) + B_1 + (60 \dots 75) \text{ мм}$.

§ 2. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ КОЛОНН

Пример 6.1. Задание. Рассчитать и подобрать сечение ступенчатой колонны промышленного одноэтажного цеха пролетом 30 м при следующих данных, полученных из статического расчета поперечной рамы¹ (рис. 6.6), где учтен коэффициент $\gamma_n = 0,95$;

расчетные усилия: в надкрановой части колонны — $M_2 = 800$ кН·м, $N_2 = 650$ кН; в подкрановой части — $M_1 = +2500$ кН·м, $N_1 = 1500$ кН и $M'_1 = -1000$ кН·м, $N'_1 = 800$ кН, $Q = 100$ кН, наибольшая вертикальная сила, действующая в надкрановой части $N_{2max} = 850$ кН и соответствующий момент $M_2 = 520$ кН·м; в подкрановой части — $N_{1max} = 2300$ кН и соответствующий момент $M_1 = 1200$ кН·м;

размеры колонны: высота подкрановой части — $l_1 = 15,5$ м, высота помещения $H = 19,8$ м (от уровня пола до оси нижнего пояса фермы). Материал конструкции — сталь марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*.

Решение

Назначение размеров сечений колонны и определение расчетных длин. Предварительно принимаем

$$h_2/l_2 = 0,5/4,7 = 1/9,4;$$

¹ Расчет рамы для данного примера не приводится, так как является инженерной задачей и в учебную программу курса для техникумов не входит. Методика подсчета нагрузок и расчетная таблица усилий для крайней колонны сплошного сечения приведены в примере 6.2.

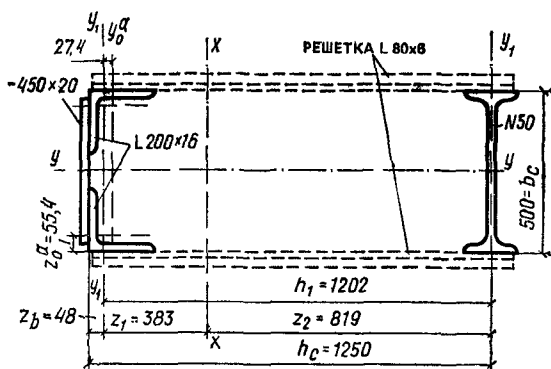


Рис. 6.6. Сечение нижней части колонны

для нижней части при $l_1 = 15 \dots 20$ м рекомендуется $h_1/l_1 = 1/11 \dots 1/14$, для сквозных колонн и $1/12 - 1/16$ — для сплошных колонн; назначаем $h_1 = 1250$ мм, тогда $h_1/l_1 = 1,25/15,5 = 1/12,4$, что больше $1/14$ и меньше $1/11$.

Для определения расчетных длин вычисляем:

$$l_2/l_1 = 4,7/15,5 = 0,304; \quad \beta = (N_1 + N_2)/N_2 = (2300 + 850)/850 = 3,7; \quad N_1/N_2 = 2300/850 = 2,71 < 3;$$

$$l_1/l_2 = 15,5/4,7 = 3,3.$$

Отношение J_2/J_1 принимаем 0,1 (для предварительных расчетов обычно 0,08—0,2). Отношение погонных жесткостей участков будет

$$i_2/i_1 = J_2 l_1 / J_1 l_2 = 1 \cdot 15,5 / 10 \cdot 4,7 = 0,33;$$

$$\alpha_1 = (l_2/l_1) \sqrt{J_1/J_2} = (4,7/15,5) \sqrt{10/3,7} = 0,498.$$

По табл. 1 прил. VI находим коэффициент $\mu_1 = 2,2$.

Коэффициент расчетной длины μ_2 :

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3;$$

$$\mu_2 = 2,2/0,498 = 4,42 > 3.$$

Принимаем $\mu_2 = 3$.

Таким образом, расчетные длины участков колонны равны:

в плоскости действия момента

$$l_{x1} = \mu_1 l_1 = 2,2 \cdot 15,5 = 34,1 \text{ м};$$

$$l_{x2} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 4,7 = 14,1 \text{ м};$$

в плоскости, перпендикулярной действию момента, расчетная длина верхней части колонны равна расстоянию от тормозной балки, расположенной в уровне верхнего пояса подкрановой балки (см. рис. 6.5, а), до нижнего опорного узла фермы $l_{y2} = 4,7 - 0,9 = 3,8$ м, а нижней части — расстоянию от верха фундамента до низа подкрановой балки, т. е. $l_{y1} = l_1 = 15,5$ м.

Расчет сечения верхней части колонны. Сечение верхней части колонны обычно принимают в виде сварного двутавра (см. рис. 6.3, а). Требуемую площадь сечения определяем из формулы (2.19) расчета внецентренно сжатых элементов на устойчивость в плоскости действия момента:

$$A_d = N_2 / \varphi_e R_y \gamma_c = 650\,000 / \varphi_e 21\,500,$$

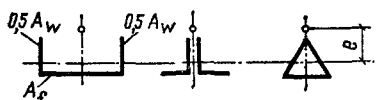
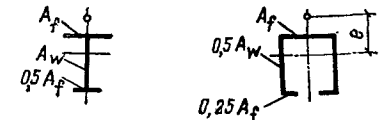
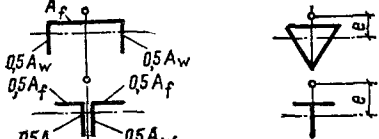
где $\gamma_c = 1$.

Для нахождения коэффициента φ_e предварительно

Таблица 6.1. Коэффициенты влияния формы сечения η

Тип сечения	Схема	Отношение A_f/A_w	Коэффициенты η при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1	2	3	4	5	6	7
1		—	1	1	1	
2		—	0,85	0,85	0,85	
3		—	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	0,85	
4		—	$(1,35 - 0,05 m) - 0,01 (5 - m) \bar{\lambda}$	1,1	1,1	

5		—	0,25	$(1,45 - 0,05 m) - 0,01 (5 - m) \bar{\lambda}$	1,2	1,2
			0,5	$(1,75 - 0,1 m) - 0,02 (5 - m) \bar{\lambda}$	1,25	1,25
			≥ 1	$(1,9 - 0,1 m) - 0,02 (6 - m) \bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02 \bar{\lambda}$	1,3
6		—	$\eta_5 \left[1 - 0,3 (5 - m) \times \frac{a_1}{h} \right]$	η_5	η_5	
7		—	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	
8		—	0,25	$(0,75 + 0,05 m) + 0,01 (5 - m) \bar{\lambda}$	1	1
			0,5	$(0,5 + 0,1 m) + 0,02 (5 - m) \bar{\lambda}$	1	1
			≥ 1	$(0,25 + 0,15 m) + 0,03 (5 - m) \bar{\lambda}$	1	1

1	2	3	Коэффициент η при			
			$0 \leq \lambda \leq 5$		$\lambda > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
			4	5	6	7
9		0,5	$(1,25 - 0,05 m) - 0,01 (5 - m) \bar{\lambda}$	1	1	
		≥ 1	$(1,5 - 0,1 m) - 0,02 (5 - m) \bar{\lambda}$	1	1	
10		0,5	1,4	1,4	1,4	1,4
		1	$1,6 - 0,01 (5 - m) \bar{\lambda}$	1,6	$1,35 + 0,05 m$	1,6
		2	$1,8 - 0,02 (5 - m) \bar{\lambda}$	1,8	$1,3 + 0,1 m$	1,8
11		0,5	$1,45 + 0,04 m$	1,65	$1,45 + 0,04 m$	1,65
		1	$1,8 + 0,12 m$	2,4	$1,8 + 0,12 m$	2,4
		1,5	$2 + 0,25 m + 0,1 \bar{\lambda}$	—	—	—
		2	$3 + 0,25 m + 0,1 \bar{\lambda}$	—	—	—

Примечания: 1. Для сечения типов 5—7 при подсчете значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок учитывать не следует. 2. Для сечения типов 6 и 7 значения η_b следует принимать равными коэффициентам η для типа 5 при тех же отношениях A_f/A_w .

Таблица 6.2. Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\lambda = \frac{l}{R_y} \sqrt{E}$	Коэффициент φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1	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	813	742	653	587	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	667	597	520	465	425	396	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4	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	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6	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	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	95	91
9	122	117	112	107	103	100	098	096	093	092	091	089	087
10	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14	052	049	049	048	048	047	047	046	046	045	044	043	042

Продолжение табл. 6.2

Условная гибкость, $\lambda = \lambda \sqrt{R_y/E}$														Коэффициент φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}	
	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20		
0,5	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077		
1	283	250	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	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	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	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	055		
4,5	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055		
5	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	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049		

Условная гиб- кость, $\bar{\lambda} =$ $= \lambda \sqrt{R_y/E}$	Коэффициент φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}													
	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20	
6,5	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047	
7	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045	
8	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041	
9	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038	
10	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035	
11	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032	
12	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029	
13	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027	
14	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	020	026	

Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_e увеличены в 1000 раз. 2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

находим значения:

$$e = M_2/N_2 = 800/650 = 1,23 \text{ м} = 123 \text{ см};$$

$$i_x = 0,42h_2 = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = l_{x2}/i_x = 1410/21 = 67,1;$$

$$\rho = W_c/A = i_x^2/z = 21^2/25 = 17,6 \text{ см}$$

$$(\text{здесь } z = h_2/2 = 50/2 = 25 \text{ см});$$

условная гибкость стержня

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 67,1 \sqrt{215/206\,000} = 2,17 < 5,$$

где $R_y = 215 \text{ МПа}$ для листового проката $t = 4 \dots 20 \text{ мм}$ и

$$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

относительный эксцентриситет

$$m = e/\rho = 123/17,6 = 6,98 < 20.$$

По табл. 6.1, п. 5 определяем (при $\bar{\lambda}_x = 0 \dots 5$, $A_1/A_w > 1$ и $m = 5 \dots 20$) коэффициент влияния формы сечения η :

$$\eta = 1,4 - 0,02 \bar{\lambda}_{ef} = 1,4 - 0,02 \cdot 2,17 = 1,35.$$

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta m = \eta (e/\rho) = 1,35 \cdot 6,98 = 9,4.$$

По табл. 6.2 при $m_{ef} = 9,3$ и $\bar{\lambda}_{ef} = 2,17$ по интерполяции вычисляем $\varphi_e = 0,132$ (для колонн сквозного сечения значения φ_e приведены в табл. 6.3).

Т а б л и ц а 6.3. Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$		Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m												
		0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4
0,5		908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200
1		872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197
1,5		830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190
2		774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183
2,5		708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175
3		637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165
3,5		562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155
4		484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145
4,5		415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136
5		350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127
5,5		300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118
6		255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109
6,5		221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102
7		192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095
8		148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082
9		117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072
10		097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062
11		082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054
12		068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049
13		060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045
14		050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041

Условная при- веденная гнóсть $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/F}$	Коэффициенты γ_e при относительном эксцентриситете m													
	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20	
0,5	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048	
1	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046	
1,5	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045	
2	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045	
2,5	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044	
3	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043	
3,5	143	130	123	115	110	105	096	088	078	069	059	050	042	
4	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041	
4,5	124	116	110	105	100	095	089	079	073	065	055	048	040	
5	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039	
5,5	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039	
6	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038	
6,5	097	092	088	085	080	077	072	065	061	054	050	044	037	
7	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036	
8	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035	
9	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035	
10	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033	
11	053	052	050	048	046	044	043	043	041	038	035	032	030	
12	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028	
13	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026	
14	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025	

Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_e умножены на 1000. 2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

После подстановки φ_e в расчетную формулу получим

$$A_d = N_2 / \varphi_e R_y \gamma_c = 650\,000 / 0,132 \cdot 21\,500 = 229 \text{ см}^2.$$

Для предварительного определения площади сечения внецентренно сжатых сплошных колонн можно пользоваться приближенной формулой Ф. С. Ясинского:

$$\sigma = (N/\varphi A) + (M_x/W_x) \leq R_y \gamma_c,$$

которая после преобразований, принимая $\varphi \approx 0,8$; $M_x = N e_x$; $\rho_x = W_x/A \approx 0,45h$, имеет следующий вид:

$$A_d = (N/R_y) (1/\varphi + e_x A/W_x) = (N/R_y) (1/\varphi + e_x/\rho_x) \approx (N/R_y) \times \times [1,25 + 2,2 (e_x/h)].$$

Для данного примера при $e_x = 123 \text{ см}$ и $h = 50 \text{ см}$ требуемая площадь равна: $A_d = [650\,000/215(100)] \cdot (1,25 + 2,2 \cdot 123/50) = 202 \text{ см}^2$.

Намечаем минимальную ширину сечения колонны b исходя из условия обеспечения достаточной жесткости колонны относительно оси $y - y$:

$$i_y = l_{y2}/\lambda_y = 380/50 = 7,6 \text{ см},$$

где $\lambda_y = 50 \dots 60$ и обычно назначается меньше λ_x , так как $l_{y2} < l_{x2}$;

для двутавровых сечений $i_y = 0,24b$, откуда

$$b \geq i_y/0,24 = 7,6/0,24 = 31,7 \text{ см}.$$

Намечаем стенку колонны из листа $460 \times 10 \text{ мм}$, тогда при $A_d \approx 229 \text{ см}^2$ площадь одной полки составит

$$A_f = 0,5 (A_d - A_w) = 0,5 (229 - 46 \cdot 1) = 91,5 \text{ см}^2.$$

При толщине листа 20 мм ширина его будет

$$b = 91,5/2 = 45,75 \text{ см};$$

принимаем $b = 45 \text{ см}$.

Фактическая площадь сечения составит

$$A = 46 \cdot 1 + 2 \cdot 45 \cdot 2 = 226 \text{ см}^2.$$

После назначения размеров полок и стенки сечения колонны вычисляем фактические значения: J_x , J_y , W_x , i_x , i_y , ρ , λ_x , m и m_{ef} , а затем проверяем расчетное напряжение σ , которое не должно превосходить расчетного сопротивления стали R_y , последовательно определяя:

моменты инерции

$$J_x = (t_w h_w^3/12) + 2a^2 A_f = (1 \cdot 46^3/12) + 2 \cdot 24^2 \cdot 90 = 111\,930 \text{ см}^4;$$

$$J_y = 2t_f b^3/12 = 2 \cdot 2 \cdot 45^3/12 = 30\,500 \text{ см}^4.$$

момент сопротивления

$$W_x = J_x / (h/2) = 2 J_x / h = 2 \cdot 111\,930 / 50 = 4470 \text{ см}^3;$$

радиусы инерции и гибкости:

$$i_x = \sqrt{J_x / A} = \sqrt{111\,930 / 226} = 22,2 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{J_y / A} = \sqrt{30\,500 / 226} = 11,6 \text{ см};$$

$$\rho_x = W_x / A = 4470 / 226 = 19,8 \text{ см};$$

$$m_x = e / \rho = 123 / 19,8 = 6,22;$$

$$\lambda_x = l_{x2} / i_x = 1410 / 22,2 = 63,5;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 63,5 \sqrt{215 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,05;$$

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot 2,05 = 1,36; \quad m_{ef} = \eta m_x = 1,36 \cdot 6,22 = 8,45.$$

По табл. 6.2 при $\bar{\lambda}_{ef} = 2,05$ и $m_{ef} = 8,45$ по интерполяции находим значение коэффициента $\varphi_e = 0,145$. Фактическое напряжение в сечении

$$\sigma = N_2 / \varphi_e A = 650\,000 / 0,145 \cdot 226 = 19\,835 \text{ Н/см}^2 \approx$$

$$\approx 198 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет около 8 % (>5 %). Можно немного уменьшить сечение вследствие сокращения ширины полок, например до $b = 420$ мм, и сделать вторичную проверку, в итоге получим: $A = 214 \text{ см}^2$; $J_x = 102\,630 \text{ см}^4$; $J_y = 24\,700 \text{ см}^4$; $W_x = 4100 \text{ см}^3$; $i_x = 21,9 \text{ см}$; $i_y = 10,7 \text{ см}$; $\rho_x = 19,16 \text{ см}$; $\lambda_x = 64,38$; $\bar{\lambda}_{ef} = 2,08$; $\eta = 1,36$; $m_x = 6,42$; $m_{ef} = 8,7$ и $\varphi_e = 0,14$. Тогда $\sigma = 650\,000 / 0,142 \cdot 214 = 21\,390 \text{ Н/см}^2 = 213,9 \text{ МПа} < R_y = 215 \text{ МПа}$.

Сечение полок принимаем 420×20 мм.

Проверяем несущую способность верхней части колонны на действие максимальной вертикальной силы $N_{2max} = 850 \text{ кН}$ и $M_2 = 520 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Для этого вычисляем:

$$e = M_2 / N_{2max} = 520 / 850 = 0,612 \text{ м};$$

$$m_x = e / \rho_x = 61,2 / 19,2 = 3,19;$$

$$m_{ef} = \eta m_x = 1,34 \cdot 3,19 = 4,28; \quad \varphi_e = 0,248.$$

Расчетное напряжение составит $\sigma = 850\,000 / 0,248 \times 214(100) = 160 \text{ МПа} < R_y = 215 \text{ МПа}$, где (100) — для пересчета размерности Н/см^2 в МПа , т.е. несущая способность обеспечения.

Проверим местную устойчивость стенки. Расчетная высота стенки $h_{ef} = h_w = 46 \text{ см}$.

Проверяем условие $h_{ef} / t_w \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E / R_y}$ (по требова-

ниям п. 7.14 СНиП II-23-81*):

$$\text{при } m \geq 1 \text{ и } \bar{\lambda}_1 \geq 2$$

$$\lambda_{uw} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_1 = 1,2 + 0,35 \cdot 2,08 = 1,94 < 3,1;$$

$$h_{ef}/t_w = 46/1 < 1,94 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 215} = 60,05.$$

условие соблюдается, проверка местной устойчивости стенки не требуется. Значение λ_{uw} определяют по формулам, данным в табл. 6.4. Ребра жесткости ставим конструктивно через 2,5—3 h_{ef} .

Проверяем местную устойчивость полок. Проверки не требуется, если соблюдается условие (для неокантованного двутавра при $\bar{\lambda} = 0,8...4$)

$$b_{ef}/t_f \leq (0,36 + 0,1 \bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y},$$

где $b_{ef} = (b/2) - (t_w/2) = (42/2) - (1/2) = 20,5$ см свес листа полки; $t_f = 2$ см — толщина полки; b_{ef}/t_f — предельное отношение свеса листа к его толщине, устанавливаемое нормами в зависимости от условной гибкости колонны, типа сечения и марки стали (см. табл. 5.3).

$$b_{ef}/t_f = 20,5/2 = 10,25 < [b_{ef}/t]_{lim} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,08) \times \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 215} = 17,58.$$

Условие соблюдено, следовательно, полка, как и стенка, устойчива при действии нормальных напряжений.

Проверяем напряжение в сечении верхней части колонны из плоскости действия момента (по оси $y-y$). Напряжения вычисляют из условия расчета колонны постоянного сечения на устойчивость из плоскости действия момента при ее изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии. Расчетная формула (2.31) имеет вид

$$\sigma = N_2 / c \Phi_y A \leq R_y \gamma_c,$$

$$\text{где } c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,864 \cdot 4,28) = 0,213.$$

Коэффициенты α и β приняты по табл. 6.5. При $\lambda_y > \lambda_c$ (см. табл. 6.6) для стали марки ВСтЗкп2 $R_y = 215$ МПа $\lambda_c = 97$

$$\lambda_y = l_{y2}/i_y = 380/10,7 = 35,6 < \lambda_c = 97.$$

При $\lambda_y > \lambda_c$ коэффициент c принимают не более значений, определенных по формуле (60) СНиП II-23-81* или по формуле (173) прил. 6 того же СНиПа.

Согласно СНиП II-23-81* при вычислении m_x за расчетный момент M'_x принимают максимальный момент

Таблица 6.4. Значения λ_{uw} для центрально-сжатых (при $m=0$), внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значение условной гибкости $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения значения $\bar{\lambda}_{uw}$
$m=0$	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2$
		$\bar{\lambda} \geq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}$, но не более 2,3
	Коробчатое, швеллерное, прокатное	$\bar{\lambda} < 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$
		$\bar{\lambda} \geq 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1 + 0,2 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
$m \geq 1$	Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1$
		$\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
	Двутавровое, коробчатое	$\bar{\lambda}_1 < 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2$
		$\bar{\lambda}_1 \geq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_1$, но не более 3,1

Обозначения: $\bar{\lambda}$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии; $\bar{\lambda}_1$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

Таблица 6.5. Коэффициенты α и β в формуле (2.32)

Зависимость α и β от относительного эксцентриситета приложения продольной силы и гибкости	Значения коэффициентов α и β при сечениях			
	открытых двутавровых и тавровых		замкнутых	
α при: $m \leq 1$ $1 < m_x \leq 5$ β при: $\lambda_y \leq \lambda_c$ $\lambda_y > \lambda_c$	$0,7$ $0,65 + 0,05 m_x$ 1 $\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$	$1 - 0,3 J_2 / J_1$ $1 - (0,35 - 0,05 m_x) J_2 / J_1$ 1 $1 - (1 - \sqrt{\varphi_c / \varphi_y}) \times$ $\times (2 \frac{J_2}{J_1} - 1)$; при $J_2 / J_1 <$ $< 0,5$ значение $\beta = 1$	$0,6$ $0,55 + 0,05 m_x$ 1 $\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$	

Примечания: 1. J_1 и J_2 — моменты инерции большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения $y-y$; φ_c — значение φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{ER_y}$. 2. Пользование коэффициентами α и β , установленными для стержней замкнутого сечения, допускается только при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае коэффициенты определять как для стержней открытого двутаврового сечения.

Таблица 6.6. Значения $\lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / R_y}$

R_y , МПа	205	210	220	240	270	310	360	400	515
λ_c	100	98	96	92	86	81	75	71	63

в пределах средней трети длины стержня, т.е. в данном случае высоты верхней части колонны l_2 , но не менее половины наибольшего момента в пределах верхней части колонны.

В рассматриваемом примере при $M_B = 0$ (например, при шарнирном закреплении верхнего конца стойки) по расчету $M'_x = (2/3) M_2 = 2/3 \cdot 800 = 534$ кН·м. Тогда эксцентриситет

$$e'_x = M'_x / N_2 = 534 / 650 = 0,821 \text{ м} = 82,1 \text{ см};$$

относительный эксцентриситет

$$m_x = e'_x / \rho_x = 82,1 / 19,16 = 4,28.$$

При $m_x = 1 \dots 5$ коэффициент α по табл. 6.5 будет

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,28 = 0,864.$$

По значению $\lambda_y = 35,6$ в табл. 1 прил. IV находим $\varphi_y = 0,92$ и тогда

$$\sigma = 650\,000 / 0,213 \cdot 0,92 \cdot 214 = 15\,500 \text{ Н/см}^2 = 155 \text{ МПа} \triangleleft$$

$$< R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Проверяем устойчивость сечения верхней части колонны на второе сочетание усилий: $N_2 = 850$ кН и $M_2 = 520$ кН. Для этого предварительно вычисляем:

$$M'_x = 2/3 M_2 = 2/3 \cdot 520 = 346 \text{ кН·м};$$

$$e'_x = M'_x / N_2 = 346 / 850 = 0,407 \text{ м} = 40,7 \text{ см};$$

$$m_x = e'_x / \rho_x = 40,7 / 19,2 = 2,13;$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot 2,13 = 0,756;$$

$$\beta = 1 \text{ (при } \lambda_y = 35,6 < \lambda_c = 97);$$

$$c = 1 / (1 + 0,756 \cdot 2,13) = 0,383;$$

$$\text{при } \lambda_y = 35,6 \text{ коэффициент } \varphi_y = 0,92;$$

$$\sigma = 850\,000 / 0,383 \cdot 0,92 \cdot 214 = 11\,523 \text{ Н/см}^2 =$$

$$= 115,23 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Расчет сечения нижней части колонны. Действующие на ветви колонны усилия из задания равны: для расчета подкрановой ветви $N'_1 = 800$ кН, $M'_1 = -1000$ кН·м; для расчета шатровой (наружной) ветви $N_1 = 1500$ кН

и $M_1 = +2500$ кН·м. Расчетная длина нижнего участка колонны в плоскости действия моментов $l_{x1} = 34,1$ м, а из плоскости действия моментов $l_{y1} = 15,5$ м.

Предварительно задаемся типом сечения нижней части колонны. Шатровую ветвь принимаем из прокатных уголков и листа, а подкрановую — из двутавра. Ветви соединяются решеткой из одиночных уголков, располагаемых под углом $40-45^\circ$ к горизонтали. Высоту сечения ранее приняли $h_1 = 1,25$ м.

Сквозную колонну рассчитывают по ветвям отдельно. Действующие на колонну вертикальные силы и момент раскладывают по ветвям и затем каждую ветвь рассчитывают как центрально-сжатый стержень. Усилия, приходящиеся на ветвь, определяют по формуле

$$N_b = Nz/h_1 + M/h_1, \quad (6.5)$$

где z — расстояние от центра тяжести сечения колонны до ветви, противоположной рассматриваемой (в симметричных сечениях $z = 0,5h$, в несимметричных — $z = (0,4 \dots 0,5)h$ — до наиболее нагруженной ветви).

В этом примере сечение принято несимметричным, поэтому задаемся

$$z_1 = 0,4h_1 = 0,4 \cdot 1,25 = 0,5 \text{ м и } z_2 = h_1 - z_1 = 1,25 - 0,5 = 0,75 \text{ м,}$$

где z_1 — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее нагруженной ветви (по заданию более нагружена шатровая ветвь, так как момент в ее сторону $M_1 = +2500$ кН·м, а в сторону подкрановой ветви $M_1 = -1000$ кН·м).

Вычисляем максимальные усилия:

в наружной (шатровой) ветви

$$N_{ob} = N_1 z_2/h_1 + M_1/h_1 = 1500 \cdot 0,75/1,25 + 2500/1,25 = 2900 \text{ кН;}$$

в подкрановой ветви

$$N_{ib} = N'_1 z_1/h_1 + M'_1/h_1 = 800 \cdot 0,5/1,25 + 1000/1,25 = 1120 \text{ кН.}$$

Расчет подкрановой ветви. Из условий обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости действия моментов (или из плоскости рамы) высоту двутавра подкрановой ветви назначают в пределах $(1/20-1/30)l_1$, что соответствует гибкости $\lambda = 60 \dots 100$. При $l_{y1} = l_1 = 15,5$ м высота двутавра будет от $1550/20 = 77,5$ см до $1550/30 = 51,7$ см. Назначаем ближайший двутавр № 50, площадь сечения $A = 100 \text{ см}^2$; $i_x = 19,9 \text{ см}$; $W_x = 1598 \text{ см}^3$; $J_x = 39727 \text{ см}^4$; $J_y = 1043 \text{ см}^4$; $i_y = 3,23 \text{ см}$. Гибкость $\lambda_y = l_{y1}/i_y = 1550/19,9 = 77,8$, чему соответствует $\varphi = 0,733$.

Проверяем устойчивость ветви:

$$\sigma = N_{ib}/\varphi A = 1\,200\,000/0,733 \cdot 100 = 15\,280 \text{ Н/см}^2 = \\ = 152,8 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}$$

(для фасона толщиной 4—20 мм из стали марки ВСтЗкп2, ГОСТ 380—71*).

Проверяем гибкость ветви в плоскости действия момента (по оси $y_1 - y_1$, рис. 6.5, сеч. 2—2) при расстоянии между узлами решетки $l_b = 1250$ мм:

$$\lambda_{y1} = l_b/i_{y1} = 1250/3,23 = 38,7 < 120,$$

т. е. условие соблюдается.

Расчет наружной ветви. Ориентировочная площадь сечения наружной ветви при $\lambda = 70$ и $\varphi = 0,77$:

$$A_d = N_{ab}/\varphi R_y \gamma_c = 2\,900\,000/0,77 \cdot 21\,500 = 175 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 215$ МПа — по листовому прокату $t = 4 \dots 20$ мм.

Предварительно проектируем сечение из двух уголков 200×14 , $A = 54,6 \text{ см}^2$ и листа 450×16 ; площадь всего сечения $A_{ob} = 54,6 \cdot 2 + 45 \cdot 1,6 = 181,2 \text{ см}^2$. Геометрические характеристики уголков: $J_x = 2097 \text{ см}^4$; $i_x = 6,2 \text{ см}$; $z_0 = 5,46 \text{ см}$.

Для проверки несущей способности колонны в целом определяем геометрические характеристики принятого сечения. Общая площадь сечения

$$\Sigma A = A_{ib} + A_{ob} = 100 + 181,2 = 281,2 \text{ см}^2.$$

Расстояние от наружной грани шатровой ветви до ее центра тяжести

$$z_{ob} = S_0/A_{ob} = 828,7/181,2 = 4,57 \text{ см} \approx 46 \text{ мм},$$

где

$$S_0 = 2A_a(z_{0a} + t_s) + A_s t_s/2 = 2 \cdot 54,6 (5,46 + 1,6) + \\ + 45 \cdot 1,6/2 = 828,7 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести всего сечения колонны до осей ветвей при расстоянии между осями ветвей $h_b = h_1 - z_{ob} = 1250 - 45,7 = 1204,3 \text{ мм} \approx 120,4 \text{ см}$:

$$z_1 = A_{ob} h_b/A = 100 \cdot 120,4/281,2 = 42,8 \text{ см};$$

$$z_2 = h_b - z_1 = 120,4 - 42,8 = 77,6 \text{ см}.$$

С учетом фактических значений z_1 , z_2 вычисляем значения усилий в ветвях колонны и проверяем напряжения в сечениях. В подкрановой ветви:

усилие

$$N_{0b} = N'_1 z_1/h_1 + M_1 h_1 = 800 \cdot 0,428/1,204 + 1000/1,204 = 1110 \text{ кН};$$

гибкость ветви

$$\lambda_y = l_{y1}/i_x = 1550/19,9 = 78; \quad \varphi_y = 0,726;$$

гибкость ветви между узлами решетки при $l_b = 125 \text{ см}$

$$\lambda_b = l_b/i_y = 125/3,23 = 38,7 < \lambda_y = 78;$$

напряжение в сечении I № 50

$$\sigma = N_{0,b}/\varphi_y A_{0,b} = 1\,110\,000/0,726 \cdot 100 = 15\,290 \text{ Н/см}^2 \approx \\ \approx 153 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}.$$

В наружной ветви:

усилие

$$N_{ib} = N_1 z_2/h_1 + M_1/h_1 = 1500 \cdot 0,726/1,204 + 2500/1,204 = 3050 \text{ кН};$$

момент инерции сечения всей ветви из плоскости действия момента

$$J_{y,ib} = J_s + 2 (J_{0,a} + a^2 A_a) = 1,6 \cdot 45^3/12 + 2 (2097 + \\ + 19,54^2 \cdot 54,6) = 57544 \text{ см}^4,$$

где $a = b_c/2 - z_0 = 50/2 - 5,46 = 19,54 \text{ см}$; b_c — ширина колонны (соответствует двутавру № 50);

момент инерции сечения ветви в плоскости действия момента

$$J_{y1} = 2 (J_{0,a} + a_1^2 A_a) + a_s^2 A_s = \\ = 2 (2097 + 2,49^2 \cdot 54,6) + 3,77^2 \cdot 72 = 6620 \text{ см}^4,$$

где

$$a_1 = (z_{0,a} + t_s) - z_{0,ob} = 5,46 + 1,6 - 4,57 = 2,49 \text{ см};$$

$$a_s = z_{0,ob} - t_s/2 = 4,57 - 1,6/2 = 3,77 \text{ см}.$$

При подсчете J_{y1} значением $b_s t_s^3/12 = 45 \cdot 1,6^3/12$ пренебрегаем ввиду малости.

Определяем радиус инерции наружной ветви колонны из плоскости действия момента

$$i_y = \sqrt{57\,544/181,2} = 17,8 \text{ мм};$$

то же, в плоскости действия момента:

$$i_{y1} = \sqrt{6620/181,2} = 6,05 \text{ см};$$

гибкость всей ветви

$$\lambda_y = l_{y1}/i_y = 1550/17,8 = 87; \quad \varphi_y = 0,675;$$

гибкость ветви между узлами решетки

$$\lambda_b = I_b / i_{yl} = 125 / 6,05 = 20,7 < \lambda_y = 87;$$

напряжение в сечении наружной ветви

$$\sigma = N / A_{об} \varphi_y = 3\,050\,000 / 181,2 \cdot 0,675 = \\ = 24\,845 \text{ Н/см}^2 = 248 \text{ МПа} > R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Перенапряжение на 13,3 % недопустимо, следовательно, сечение ветви недостаточное. Для увеличения сечения можно увеличить профили элементов ветви, либо сделать более широкую колонну, раздвинув уголки на необходимое расстояние, либо изменить и то и другое. В последнем случае потребуется увеличение профиля подкранового двутавра, поэтому несколько утолщаем уголки и лист: ставим уголки 200×16 , лист принимаем сечением 450×20 мм. В подкрановой ветви проектируем без изменения двутавр № 50. В этом случае расчетные значения наружной ветви будут следующими:

$$A_{об} = 45 \cdot 2 + 2 \cdot 62 = 214 \text{ см}^2;$$

$$J_{y,об} = 2 \cdot 45^3 / 12 + 2 [2363 + (25 - 5,54)^2 \cdot 62] = 67\,130 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{67\,130 / 214} = 17,8 \text{ см}; \quad \lambda_y = 1550 / 17,8 = 87,3;$$

$$\varphi_y = 0,68;$$

$$\sigma = 3\,050\,000 / 214 \cdot 0,68 = 20959 \text{ Н/см}^2 \approx 210 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Уточняем расположение центра тяжести сечения ветви и колонны в целом (см. рис. 6.6):

$$\Sigma A = A_{ib} + A_{об} = 100 + 214 = 314 \text{ см}^2;$$

$$S_0 = 2 \cdot 62 (5,54 + 2) + 45 \cdot 2 \cdot 2 / 2 = 1025 \text{ см}^3;$$

$$z_{об} = S_0 / A_{об} = 1025 / 214 = 4,8 \text{ см};$$

$$h_b = 1250 - 48 = 1202 \text{ см};$$

$$z_1 = 100 \cdot 120,2 / 314 = 38,3 \text{ см};$$

$$z_2 = h_b - z_1 = 120,2 - 38,3 = 81,9 \text{ см}.$$

Распределение усилий по ветвям:

$$N_{ib} = 800 \cdot 0,383 / 1,202 + 1000 / 1,202 = 1086 \text{ кН};$$

$$N_{об} = 1500 \cdot 0,819 / 1,202 + 2500 / 1,202 = 3100 \text{ кН}.$$

Расчетные напряжения будут:
в подкрановой ветви

$$\sigma = 108\,500 / 0,726 \cdot 100 = 14\,945 \text{ Н/см}^2 \approx 150 \text{ МПа} < \\ < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}$$

(сечение двутавра принято завышенным конструктивно по данным габарита наружной ветви);

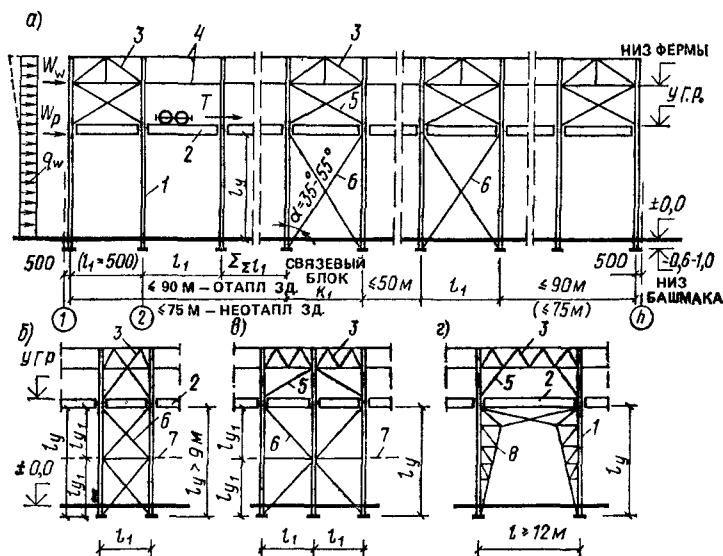


Рис. 6.7. Вертикальные связи между колоннами

а — расположение по длине здания; б — виды связей; 1 — колонны; 2 — подкрановые балки; 3 — связи между фермами; 4 — распорки между фермами; 5 — то же, выше подкрановых балок; 6 — связи между колоннами ниже подкрановых балок; 7 — распорки между колоннами; 8 — порталные связи между колоннами при расстоянии между ними более 12 м; у г р — уровень (отметка) головки кранового рельса

в наружной ветви

$$\sigma = 3\,100\,000 / 214 \cdot 0,68 = 21\,302 \text{ Н/см}^2 = 213 \text{ МПа} <$$

$$< R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа.}$$

Следует отметить, что устойчивость высоких колонн в плоскости, перпендикулярной к действующему моменту (ось $y-y$), можно значительно повысить, поставив во всех пролетах по длине здания дополнительные распорки между колоннами, закрепляемые в узлах вертикальных связей (рис. 6.7). В этом случае расчетная длина и гибкость колонн по оси $y-y$ уменьшаются, а следовательно, увеличивается коэффициент продольного изгиба φ_y и соответственно снижается напряжение в сечении колонны, вычисляемое по формуле (2.20). Если в нашем примере предусмотреть распорку в середине высоты колонны, то расчетная длина $l_y = l_{y1}/2 = 1550/2 = 775 \text{ см}$; гибкость $\lambda_y = 775/17,8 = 43,6$ и $\varphi_y = 0,89$. На-

пряжение в сечении наружной ветви будет

$$\sigma = 3\,100\,000/214 \cdot 0,89 = 16\,300 \text{ Н/см}^2 = 163 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = \\ = 215 \text{ МПа.}$$

В этом случае после пересчета можно немного уменьшить сечение ветвей колонны, например, приняв двутавр № 45 и уголки 200×14 . Однако, учитывая необходимость расчета таких распорок, а также увеличение трудоемкости изготовления, проектирование распорок следует подтверждать технико-экономическим обоснованием (по расходу металла, трудоемкости и стоимости). При наличии фахверка расположение распорок необходимо увязывать с разбивкой элементов фахверка (балок и стоек).

Проверяем несущую способность всего сечения нижней части колонны в целом. Предварительно вычисляем

$J_x, i_x, m_x, \lambda_x, \bar{\lambda}_{ef}, \varphi_e$

$$J_x = (J_{x2} + A_{ob} z_1^2) + (J_{x1} + A_{tb} z_2^2) = \\ = (6890 + 214 \cdot 38,3^2) + (1043 + 100 \cdot 81,9^2) = 992\,933 \text{ см}^4,$$

где

$$J_{x2} = 2 [2363 + (5,54 - 2,8)^2 62] + 90 (4,8 - 1)^2 = \\ = 5660 + 1230 = 6890 \text{ см}^4;$$

$$J_{x1} = 1043 \text{ см}^4 \text{ (по сортаменту для I № 50 по оси } y-y \text{):}$$

$$i_x = \sqrt{992\,933/314} = 56,2 \text{ см.}$$

Относительный эксцентриситет вычисляем по формуле

$$m_{1x} = e_x/\rho = (M_1/N_1) (A z_1/J_x) = (250\,000/1500) (314 \cdot 38,3/992\,933) = \\ = 2,03,$$

где $M_1 = 2500 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_1 = 1500 \text{ кН}$ — для комбинаций усилий, нагружающих наружную ветвь.

Гибкость нижней части колонны

$$\lambda_x = l_{x1}/i_x = 3140/56,2 = 55,8.$$

Для составных колонн необходимо определить условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ и по ней коэффициент φ_e . Для колонн, ветви которых соединяются решеткой из уголков, расположенных под углом $\alpha = 40^\circ \dots 60^\circ$, λ_{ef} вычисляют по формуле (5.6)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 (A/A_{d1})} = \\ = \sqrt{55,8^2 + 28 (314/2) 10,8} = 59,2; \\ \bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E} = 59,2 \sqrt{215/2,06 \cdot 10^5} = 1,87,$$

где $\alpha_1=28$ при $\alpha=45^\circ$; A_{d1} — площадь раскоса; принимаем предварительно раскосы из уголков 80×7 мм: $A_{d1}=10,8 \text{ см}^2$; $i_{min}=1,58 \text{ см}$.

При $m_{1x}=2,03$ и $\lambda_{ef}=1,87$ в табл. 6.3 находим $\varphi_e=0,297$.

Проверяем устойчивость колонны

$$\sigma = N / \varphi_e A = 1\,500\,000 / 0,297 \cdot 314 = 16\,084 \text{ Н/см}^2 \approx \\ \approx 161 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Расчет раскосов решетки колонн. Наибольшая поперечная сила дана в задании $Q=100 \text{ кН}$. Расчетная сила кроме этого приближенно не должна быть меньше $200 A$ (для стали марки ВСт3); $Q_{fic} \approx 200 \cdot 314 = 62\,800 \text{ Н} = 62,8 \text{ кН}^*$, где A — площадь сечения колонны, см^2 . Рассчитываем на большую силу, т. е. на $Q=100 \text{ кН}$. Усилие в раскосе, считая равномерную передачу сил на две плоскости, найдем по формуле

$$N_d = Q/2 \sin \alpha = 1\,000 / (2 \cdot 0,707) = 70\,800 \text{ Н},$$

где α — угол наклона раскоса к ветви колонны (определяется из формулы: $\text{tg } \alpha = 1,25/1,25 = 1$; по тригонометрическим таблицам находим при $\alpha=45^\circ$, $\sin \alpha=0,707$).

Последовательно определяем:
длину раскоса

$$l_d = h_1 / \sin \alpha = 1,25 / 0,707 = 1,77 \text{ м};$$

гибкость

$$\lambda_d = l_d / i_{min} = 177 / 1,58 = 112 < 150; \quad \varphi = 0,5;$$

напряжение в раскосе из $\angle 80 \times 7$

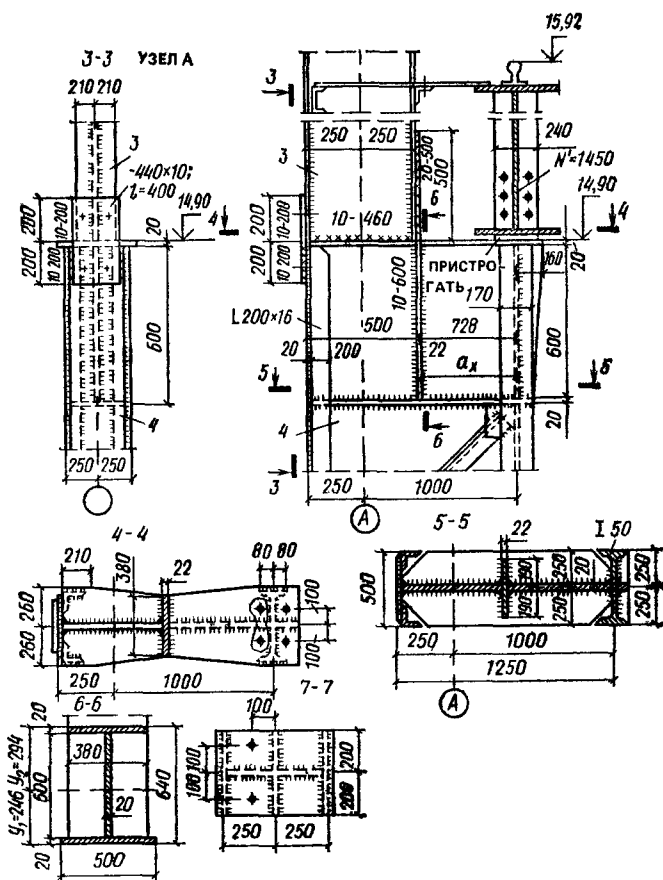
$$\sigma = N_d / \varphi A_d = 70\,800 / 0,5 \cdot 10,8 = 13\,100 \text{ Н/см}^2 = \\ = 131 \text{ МПа} < 0,75 \cdot 225 = 168,7 \text{ МПа}.$$

Из условий соответствия предельной гибкости и прочности можно для раскосов принять профиль уголков несколько меньшей толщины, например $\angle 80 \times 6$, для которого $i_{min}=1,58$; $A_d=9,38 \text{ см}^2$

$$\sigma = 70\,800 / 0,5 \cdot 9,38 = 15\,096 \text{ Н/см}^2 \approx 151 \text{ МПа} < \\ < \gamma_c R_y = 168,7 \text{ МПа}.$$

После окончательного выбора профиля уголков решетки повторно выполняют проверку устойчивости ко-

* Более точно Q_{fic} определяют, как указано выше, по формуле (5.9): $Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} A E B \left(2330 \frac{R_y}{E} - 1 \right)$.



боре типа траверсы необходимо учитывать как условия производства работ, так и обеспечение устойчивости колонн, особенно при высоких и сильно нагруженных колоннах.

Высота траверсы h_s определяется длиной сварных швов l_w , необходимых для крепления внутреннего пояса верхней части колонны. Усилие в поясе при заданных значениях нормальных сил N и моментов M , которое передается на швы, определяют по формуле

$$N_w = N_2/2 + M_2/b_1 = 650/2 + 800/0,46 = 2060 \text{ кН},$$

$$\text{где } N_2 = 650 \text{ кН}; \quad M_2 = 800 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b_1 = h_w = 50 - 4 = 46 \text{ см}.$$

Считая, что сила N_w передается через два шва толщиной по 14 мм, найдем предварительно

$$l_w = N_w / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 2060000 / (2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1800) = 58,4 \text{ см (здесь } R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 1800 \text{ Н/см}^2; \quad \gamma_{wf} = 1; \quad \gamma_c = 1).$$

Принимаем $l_w = 60$ см. Обычно h_s не должна превышать 500...700 мм для крайних ступенчатых колонн и 800...1000 мм для средних колонн; приближенно принимают $h_s = 0,5...0,8 h_b$, где h_b — ширина нижней части колонны. На наружный пояс верхней части колонны передается меньшее усилие, поэтому размеры l_w могут быть уменьшены либо приняты конструктивно те же размеры, что и для внутреннего пояса. Деталь стыка верхней и нижней части колонны показана на рис. 6.8, узел А. После назначения высоты траверсы из конструктивных соображений принимают толщину верхней опорной плиты на уступе колонны $t_{pl} = 16...25$ мм и толщину вертикального ребра $t_r = 10...20$ мм. Принимаем $t_r = t_{pl} = 20$ мм. Нижний пояс траверсы принимаем также толщиной 20 мм (см. узел А на рис. 6.8). Траверса сквозной колонны работает на изгиб и срез как балка двутаврового сечения, ее проверяют по формулам:

при изгибе

$$\sigma = M_s / W_s \leq R_y \gamma_c;$$

при срезе

$$\tau = Q_s / h_w t_w \leq R_s \gamma_c.$$

Усилие на уступ колонны $N' = N_{1max} - N_{2max} = 2300 - 850 = 1450$ кН. Проверяем напряжение смятия стенки траверсы от давления подкрановых балок:

$$\sigma_p = N' / z t_w = 1450000 / (28 \cdot 2) = 25900 \text{ Н/см}^2 = 259 \text{ МПа} < R_p \gamma_c = 332 \text{ МПа},$$

где z — рабочая длина листа траверсы; $z = 24 + 2 \cdot 2 = 28$ см,

Геометрические характеристики траверсы (см. рис. 6.8, сеч. 6—6 следующие:

положение центра тяжести сечения траверсы

$$y_1 = S_{0-0} / \Sigma A = (2 \cdot 38 \cdot 63 + 2 \cdot 50 \cdot 32 + 2 \cdot 50 \cdot 1) / (2 \cdot 38 + 2 \cdot 50 + 2 \cdot 60) = 20,7 \text{ см},$$

где S_{0-0} — статический момент сечения относительно наружной грани нижней полки;

$$y_2 = h - y_1 = 64 - 20,7 = 43,3 \text{ см};$$

момент инерции сечения

$$J_x = 2 \cdot 60^3 / 12 + 2 \cdot 60 (32 - 20,7)^2 + 2 \cdot 38 \cdot 42,3^2 + 2 \cdot 50 \cdot 19,7^2 = 226 \ 600 \text{ см}^4;$$

момент сопротивления верхней части сечения

$$W_{min} = J_x / y_2 = 226 \ 600 / 43,3 = 5230 \text{ см}^3.$$

Расчетные усилия в траверсе, как у балки, опирающейся на ветви колонны, от нагрузок с верхней части колонны составят:

давление траверсы на подкрановую ветвь при первом сочетании усилий

$$Q_{b1} = (N_1 / b_b) (b_t / 2) + M_2 / b_b = (650 / 1,25) (0,5 / 2) + 800 / 1,25 = 770 \text{ кН};$$

то же, при втором сочетании усилий

$$Q_{b2} = (850 / 1,25) (0,5 / 2) + 520 / 1,25 = 588 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

изгибающий момент у грани внутренней полки верхней части колонны

$$M_x = Q_{b1} a_x = 770 \cdot 0,728 = 562 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

расчетная поперечная сила траверсы с учетом части опорного давления подкрановых балок

$$Q_{cp} = Q_{b1} + N' / 2 = 770 + 1450 / 2 = 1495 \text{ кН};$$

напряжения в траверсе от изгиба и среза

$$\sigma = M_x / W_{min} = 562 \cdot 10^5 / 5230 = 10 \ 800 \text{ Н/см}^2 = 108 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа};$$

$$\tau = Q_{cp} / h_w t_w = 1 \ 495 \ 000 / 60 \cdot 2 = 12 \ 458 \text{ Н/см}^2$$

$$(124,6 \text{ МПа}) \approx R_s \gamma_c = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 225 / 1,05 = 124,3 \text{ МПа}.$$

Требуемая толщина швов для крепления стенки траверсы к подкрановой ветви колонны будет

$$k_f \geq Q_{cp} / 2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_w \gamma_c = 1 \ 495 \ 000 / [2 \cdot 0,7 \cdot 60 \cdot 180 (100) 1] = 1 \text{ см}.$$

Принимаем $k_f = 12$ мм. Вертикальное ребро подкрановой ветви принимаем такой же толщины, как и стенки

траверсы, $t_r = 20$ мм. Так как на это ребро действует сила $N'/2 = 1450/2 = 725$ кН, что меньше $Q_s = 1495$ кН, то по конструктивным соображениям назначаем толщину швов $k_f = 12$ мм, равной толщине швов вертикального листа траверсы.

Расчет базы колонны. В сквозных колоннах применяют, как правило, отдельные базы. Они просты в изготовлении и экономичны. Базу под каждую ветвь располагают симметрично относительно ее оси и рассчитывают на центральное сжатие от максимальных усилий, действующих на ветвь. Состоит база из опорной плиты, траверс, ребер и опорных столиков для анкерных болтов.

В уровне верхнего обреза фундамента согласно расчету действуют усилия (см. рис. 6.5, б): $M_1 = 2500$ кН·м и $N_1 = 1500$ кН; $M'_1 = -1000$ кН·м и $N'_1 = 800$ кН. Кроме этого, при определенном сочетании нагрузок может быть максимальная нормальная сила $N_{1max} = 2300$ кН и соответствующий этому нагружению момент $M_{1c} = 1200$ кН·м.

Определяем усилия в ветвях:

на подкрановую ветвь при учете M'_1 и N'_1

$$N_{ib} = 800 \cdot 0,383/1,202 + 1000/1,202 = 1088 \text{ кН};$$

на наружную ветвь при учете действия M_1 и N_1

$$N_{ob} = 1500 \cdot 0,819/1,202 + 2500/1,202 = 3130 \text{ кН}.$$

Аналогично вычисляем N_{ib} и N_{ob} от действия N_{1max} и M_{1c}

$$N_{ib} = 2300 \cdot 0,383/1,202 - 1200/1,202 = -214 \text{ кН};$$

$$N_{ob} = 2300 \cdot 0,819/1,202 + 1200/1,202 = 2568 \text{ кН}.$$

За расчетные усилия в ветвях принимаем:

в подкрановой ветви — $N_{ib} = 1088$ кН;

в наружной ветви — $N_{ob} = 3130$ кН.

Для фундамента принят бетон класса В7,5, для которого согласно СНиП 2.03.01—84 расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 4,5$ МПа. Базу проектируем из стали марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*, сварка осуществляется электродами Э42.

Расчет плиты. Площадь опорной плиты при центральном сжатии ветви

$$A_{pl} = N_b/R_b. \quad (6.6)$$

Шириной плиты B обычно задаются:

$$B = b + 2a_{cp} + 2c,$$

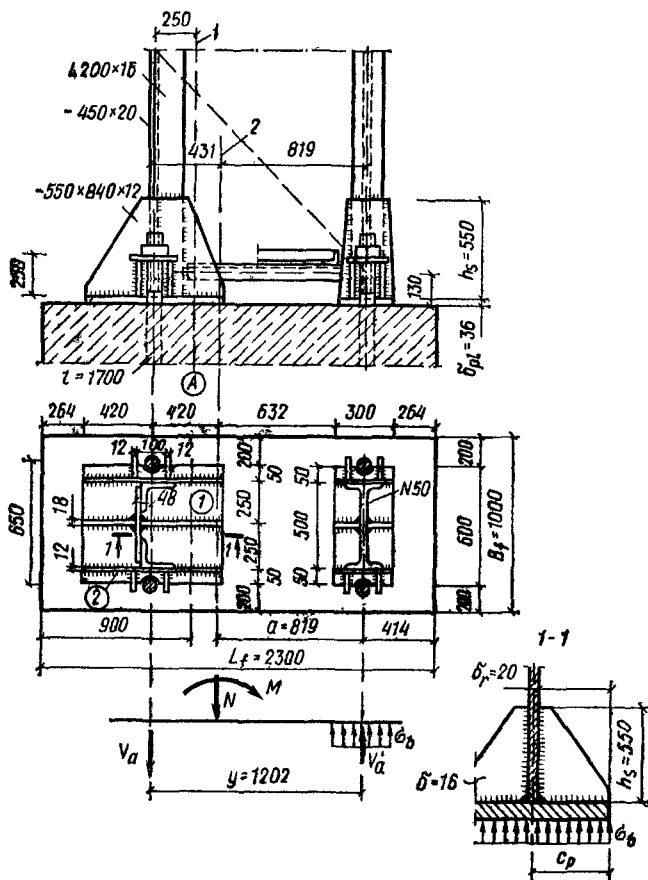


Рис. 6.9. База сквозной колонны

1 — разбивочная ось; 2 — ось ц. т. сечения; 3 — анкер $d=75$; $l=1700$

где b — ширина сечения ветви; t_{cp} — толщина листов траверсы (1—2 см); c — свес плиты, принимаемый 30—50 мм.

Сопротивление бетона осевому сжатию принимают немного выше расчетного сопротивления R_b как для элементов, подвергающихся местному смятию,

$$R_{b,loc} = \alpha R_b \Phi_b = \alpha R \sqrt[3]{A_f/A_{pl}} \leq 1,5 R_b. \quad (6.7)$$

Длина плиты

$$L = A_{pl}/B. \quad (6.8)$$

Толщину плиты определяют из условий работы ее на

изгиб как пластинки, опертой сторонами на торцы ветвей, траверсы и ребра (по трем или четырем сторонам), или как консолей, защемленных на опоре. Размеры фундамента под опорной плитой принимают на 40—60 см больше габаритов плиты (рис. 6.9).

Намечаем ширину плиты

$$B = b + 2t_{cp} + 2c = 50 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 4 = 60 \text{ см.}$$

Последовательно определяем:

требуемую площадь плиты при $\Phi_b = 1,4$:

$$A_1 = N_{ib} / R_b \Phi_b = 1\,088\,000 / 4,5 (100) 1,4 = 1730 \text{ см}^2;$$

$$A_2 = N_{ob} / R_b \Phi_b = 3\,130\,000 / 4,5 (100) 1,4 = 4970 \text{ см}^2;$$

длину плиты:

$$L_1 = A_1 / B = 1730 / 60 = 29 \text{ см} \approx 30 \text{ см};$$

$$L_2 = A_2 / B = 4970 / 60 = 83 \text{ см. Принимаем } 84 \text{ см.}$$

Уточняем коэффициенты:

$$\Phi_{b1} = \sqrt[3]{A_{1\Phi} / A_1} = \sqrt[3]{0,88 \cdot 1 / 0,173} = 1,72;$$

$$\Phi_{b2} = \sqrt[3]{A_{2\Phi} / A_2} = \sqrt[3]{1,42 \cdot 1 / 0,497} = 1,41.$$

Расчетное сопротивление бетона составит:

$$R_{b,loc1} = R_b \Phi_{b1} = 4,5 \cdot 1,72 = 7,72 \text{ МПа};$$

$$R_{b,loc2} = R_b \Phi_{b2} = 4,5 \cdot 1,41 = 6,34 \text{ МПа};$$

фактическое давление на бетон:

$$\begin{aligned} \sigma_{ib} &= N_{ib} / A_{pl1} = 1\,088\,000 / 30 \cdot 60 = 605 \text{ Н/см}^2 = \\ &= 6,05 \text{ МПа} < 7,72 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ob} &= N_{ob} / A_{pl2} = 3\,130\,000 / 60 \cdot 84 = 623 \text{ Н/см}^2 = \\ &= 6,23 \text{ МПа} < 6,34 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Так как под плитой наружной ветви напряжение на фундаменте больше, чем в подкрановой ветви, то расчет толщины плиты ведем для плиты наружной ветви. Рассматриваем два участка плиты — опертый по трем сторонам (участок 1, рис. 6.9) и консольный (участок 2).

Момент на участке 1 плиты при отношении сторон $a_1/d_1 = 448/250 = 1,8$ будет

$$M_1 = 0,8 \alpha_3 \sigma_b d_1^2 = 0,8 \cdot 0,13 \cdot 623 \cdot 25^2 = 40\,400 \text{ Н·см},$$

где $\alpha_3 = 0,13$ (находим по табл. 5.5); 0,8 — коэффициент, учитывающий защемление участка плиты по контуру сварки;

момент в заделке консольного участка 2:

$$M_2 = \sigma_b c^2 / 2 = 623 \cdot 5^2 / 2 = 7780 \text{ Н·см.}$$

Расчет плиты ведем по участку 1, где $M_1 > M_2$. Толщину плиты

$$t_{pl} = \sqrt{6M/R_y \gamma_c} = \sqrt{6 \cdot 40400/315(100)} = 3,35 \text{ см}$$

можно принять $t_{pl} = 34$ мм, но так как этот размер не рекомендуется по ГОСТ 19903—74* как основной для листового металла, то назначаем $t_{pl} = 36$ мм (см. прил. VII, табл. 6).

Расчет траверсы и ребер базы. Усилие от ветви колонны на опорную плиту передается через восемь вертикальных сварных швов, из которых четыре приходятся на листы траверсы (по два на каждый лист) и четыре на средние ребра жесткости. Требуемая длина одного шва равна при $k_f = 10$ мм (расчет по металлу шва):

$$l_{wd} \geq N_{0b}/8\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 3\,130\,000/8 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 180(100) = 31,2 \text{ см},$$

где $\beta = 0,7$ — для ручной сварки; $\gamma_{wf} = 1$; $\gamma_c = 1$, ребра траверсы по высоте должны быть равны не менее 34 см, с учетом непровара по концам шва.

Проверяем напряжение в горизонтальных швах, прикрепляющих траверсу к плите:

$$\tau = N_{0b}/0,7k_f \Sigma l_w = 3\,130\,000/0,7 \cdot 1 [6(84 - 2 \cdot 2) + 2(50 - 2 \cdot 2)] =$$

$$= 3\,130\,000/0,7 \cdot 1 \cdot 572 = 7830 \text{ Н/см}^2 = 78,3 \text{ МПа} <$$

$$< R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

где при подсчете Σl_w исключены в каждом шве по 2 см на непровар и участки по 1 см в стыках с вертикальными швами.

В траверсе расчету подлежат средние ребра жесткости, усиливающие опорную плиту на участке 1. Нагрузка, приходящаяся на одно ребро,

$$q_r = \sigma_b \cdot 25 = 623 \cdot 25 = 15\,600 \text{ Н/см}.$$

Ребро работает как защемленная в стенку ветви консоль: изгибающий момент в заделке будет (см. рис. 6.9, сеч. 1—1)

$$M_r = q_r \cdot c_r^2/2 = 15\,600 \cdot 45,8^2/2 = 16\,300\,000 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

где

$$c_r = 42 + z_{0b} - t_s/2 = 42 + 4,8 - 2/2 = 45,8 \text{ см}.$$

Вычисляем требуемый момент сопротивления ребра W_r и затем высоту ребра h_r при $t_r = 1,6$ см:

$$W_r = M_r/R_y \gamma_c = 16\,300\,000/21\,500 = 758,1 \text{ см}^3;$$

$$h_r = \sqrt{6W_r/t_r} = \sqrt{6 \cdot 758,1/1,6} = 53,3 \text{ см}.$$

Принято $h_r = 55$ см (кратно 5 см)

Проверяем прочность вертикальных листов траверсы:

$$q_s = \sigma_b (5 + 25/2) = 623 \cdot 17,25 = 10\,800 \text{ Н/см};$$

$$M_s = q_s c_s^2/2 = 10\,800 \cdot 37,2^2/2 = 7\,480\,000 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

$$W_s = t_s h_s^2/6 = 1,2 \cdot 55^2/6 = 604 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = M_s/W_s = 7\,480\,000/604 (100) = 124 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Сечение листов принято конструктивно; для унификации резки листы и ребра траверсы имеют одинаковую высоту 55 см.

Вертикальные швы, прикрепляющие средние ребра к стенке, необходимо также проверить на прочность от совместного действия изгибающего момента M и опорной реакции V в заделке. Суммарное напряжение в шве не должно превышать расчетного сопротивления срезу углового шва, т. е. должно соблюдаться следующее условие:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} < R_{ws} \gamma_c.$$

Последовательно определяем:

нормальные напряжения от действия момента

$$\sigma_w = M_r/W_w = 16\,300\,000/1129,3 = 14\,434 \text{ Н/см}^2 = 144,3 \text{ МПа},$$

где $W_w = n_w \beta_f k_f l_w^2/6 = 2 \cdot 0,7 \cdot 1,6 \cdot 55^2/6 = 1129,3 \text{ см}^3$; n_w — число швов, прикрепляющих ребро к стенке ($n_w=2$); k_f — толщина шва, равная 16 мм; $\beta_f=0,7$;

опорную реакцию V консоли, сдвигающую ребро,

$$V = q_r l_r = 15\,600 \cdot 44,8 = 697\,000 \text{ Н};$$

напряжение среза τ_w в швах

$$\tau_w = V/A_w = 697/2 \cdot 0,7 \cdot 1,6 (55 - 2) = 5871 \text{ Н/см}^2 = 58,7 \text{ МПа}.$$

Суммарное напряжение составит

$$\sigma = \sqrt{144,3^2 + 58,7^2} = 155,8 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа}.$$

Приведенный расчет показывает, что окончательные размеры элементов траверсы и ребер жесткости определяются в результате ряда проверок и расчетов, которые необходимо выполнять, несмотря на их трудоемкость.

Расчет анкерных болтов. Требуемую площадь нетто сечения анкерных болтов определяют по формуле

$$A_{bn} = (M - Na)/\gamma R_{ba} = (2500 \cdot 10^5 - 15 \cdot 10^5 \cdot 81,9)/120,2 \times \\ \times 175 (100) = 60,4 \text{ см}^2,$$

где M , N — момент и нормальные силы, действующие в уровне верхнего обреза фундамента, определяемые при выборе наилучшего слу-

чеза загрузки, когда наблюдается максимальный момент M_{max} и соответствующая этому моменту минимальная сила N_{min} .

В данном примере не производился статический расчет рамы цеха, и это сочетание является заданным: $M = 2500$ кН·м; $N_{min} = 1500$ кН; $a = 81,9$ см — расстояние от оси колонны до середины опорной плиты подкрановой ветви; $y = 120,2$ см — расстояние от оси анкерных болтов до середины опорной плиты подкрановой ветви; $R_{ba} = 175$ МПа — расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов из стали марки 09Г2С (см. табл. 4, прил. II).

Площадь поверхности сечения одного болта

$$A_{bл1} = A_{bл}/2 = 60,4/2 = 30,2 \text{ см}^2.$$

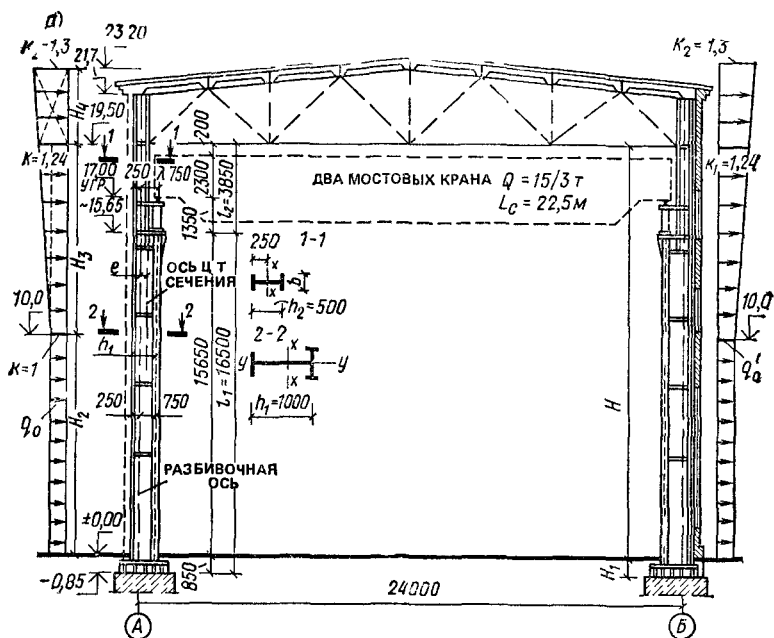
По ГОСТ 24379.0—80 находим ближайший диаметр 72 мм, расчетная площадь сечения нетто $A_{bл} = 32,83$, что больше $A_{bл1} = 30,2 \text{ см}^2$. Длина заделки болта в бетон согласно табл. 5.6 должна быть 2,6 м при отсутствии опорной шайбы или 1,3 м при наличии опорной шайбы. Деталь спроектированной базы колонны показана на рис. 6.9.

Пример 6.2. Задание. Рассчитать и сконструировать внецентренно сжатую колонну крайнего ряда для одноэтажного однопролетного цеха (рис. 6.10). Исходные данные: пролет здания 24 м; высота от пола до головки рельса подкранового пути — 17 м; шаг поперечных рам — 12 м; цех оборудован двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 15/3 т; здание — отапливаемое; стены кирпичные, самонесущие; районы строительства: по снеговому покрову — III, $p_0 = 1000 \text{ Н/м}^2$; по скоростному напору ветра — 1, $q_0 = 270 \text{ Н/м}^2$. Материал колонн — сталь марки ВСт3кп2, $R_y = 215 \text{ МПа}$.

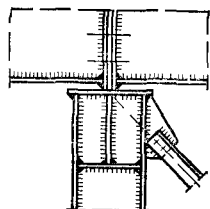
Решение. В этом примере дана методика подсчета расчетных нагрузок на поперечную раму цеха, так как обычно это представляет затруднение, и ошибки, допущенные в начале расчета, влекут за собой пересчет всего статического расчета рамы. Правильно подсчитанные нагрузки и умелое использование готовых таблиц и графиков из справочной и учебной литературы дают возможность сравнительно быстро определить усилия в элементах рамы, заполнить расчетные таблицы усилий, а затем выполнить расчет их сечений.

Определение расчетных нагрузок

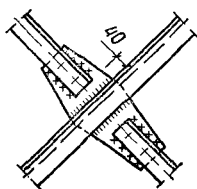
Нагрузка от покрытия. Постоянная от покрытия:



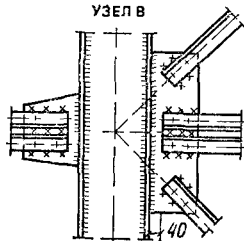
УЗЕЛ А



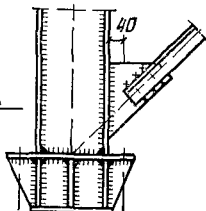
УЗЕЛ Б



УЗЕЛ В



УЗЕЛ Г



а — поперечный разрез, *б, в* — планы связей соответственно по нижним и верхним поясам ферм, *г* — вертикальные связи между колоннами, *1* — колонны, *2* — распорки *3* — вертикальные связи, *4, 5* — горизонтальные связи, *6* — полкрановые балки

181

варительно)¹ — $0,26 \cdot 1,05 = 0,275 \text{ кН/м}^2$ (здесь $\gamma_f = 1,05 \dots 1,3$ — коэффициенты надежности по нагрузке);

от суммарного веса покрытия — $g = 0,13 + 0,468 + 0,432 + 0,052 + 1,98 + 0,275 = 3,34 \text{ кН/м}^2$;

временная снеговая — $p_s = p_0 \mu \gamma_f = 1 \cdot 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2$;

равномерно распределенная на 1 м длины ригеля рамы:

постоянная — $q = gB = 3,34 \cdot 12 = 40,1 \text{ кН/м}$;

временная $p = p_s B = 1,4 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м}$;

опорное давление на колонну от ригеля рамы:

постоянное — $N_c = ql/2 = 40,1 \cdot 24/2 = 481,2 \text{ кН}$;

временное — $P = pl/2 = 16,8 \cdot 24/2 = 202 \text{ кН}$.

Масса подкрановой балки $l = 12 \text{ м}$ и тормозной площадки (ориентировочно) — 5,3 т.

Нагрузку от мостовых кранов определяем в следующем порядке:

вертикальное давление от кранов (по схеме, приведенной на рис. 6.11):

$$D_{max} = \psi_c \gamma_f F_{max}^n \Sigma y + G_{bc} \gamma_f = \\ = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 190 \cdot 2,95 + 53 \cdot 1,05 = 628 \text{ кН};$$

$$D_{min} = \psi_c \gamma_f F_{min}^n \Sigma y + G_{bc} \gamma_f = \\ = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 55 \cdot 2,95 + 53 \cdot 1,05 = 220 \text{ кН},$$

где $\psi_c = 0,85$ — коэффициент сочетаний усилий для двух кранов; $\gamma_f = 1,2$ — коэффициент надежности для крановой нагрузки (по заданию); $F_{max}^n = 190 \text{ кН}$ (см. табл. 3 прил. VI); $\Sigma y = 1 + 0,84 + 0,475 + 0,633 = 2,95$; $F_{min}^n = (Q + G_{cr})/n_0 - F_{max}^n = (150 + 340)/2 - 190 = 55 \text{ кН}$; n_0 — число колес на одной стороне крана, равное 2; G_{cr} — общая масса крана при его грузоподъемности $Q = 15/3 \text{ т}$ и пролете 22,5 м, равная 34 т;

сосредоточенные изгибающие моменты от вертикального давления кранов:

$$M_{max} = D_{max} e_c = 628 \cdot 0,5 = 314 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} e_c = 220 \cdot 0,5 = 110 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

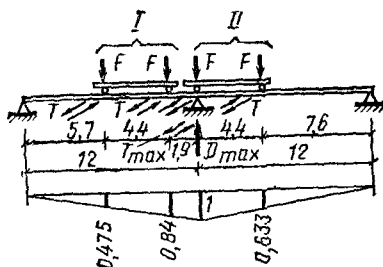
где $e_c = 0,5 \text{ м}$, $b_b = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \text{ м}$.

Поперечные горизонтальные нагрузки T будут следующими:

¹ Собственный вес металлических конструкций покрытия можно ориентировочно принимать, кН/м^2 : стропильных ферм — 0,2—0,4; подстропильных ферм — 0,65—0,15; фонарей — 0,08—0,12; связей — 0,04—0,1; прогонов — 0,12—0,18; коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса $\gamma_f = 1,05$.

Рис. 6.11. Определение максимальной нагрузки на колонну от действия мостовых кранов

I — кран I; 2 — кран II



нормативная сила

$$T_0^n = f(Q + G_t) n'_k / n_k = 0,1 (150 + 70) 1/2 = 11 \text{ кН},$$

где f — коэффициент трения при торможении тележки, равный 0,1 для кранов с гибким подвесом груза и 0,2 — с жестким подвесом; G_t — масса тележки (для принятого крана $G_t = 7 \text{ т}$); n'_k — число тормозных колес тележки; n_k — число всех колес тележки (для четырехколесных тележек обычно $n'_k / n_k = 1/2$ (см. гл. 7);

горизонтальная сила на одно колесо крана

$$T_{\max}^n = T_0^n / n'_k = 11/2 = 5,5 \text{ кН};$$

расчетное горизонтальное давление на колонну рамы составит: $T = \psi_c \gamma_f T_{\max}^n \Sigma y = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 5,5 \cdot 2,95 = 16,6 \text{ кН}$.

Нагрузки ветровые. Нормативный скоростной напор ветра по заданию равен 270 Н/м^2 . Действующую неравномерно ветровую нагрузку приводим к эквивалентной равномерно распределенной по условию равенства моментов относительно основания: $M_w = M_{w,eq}$ (рис. 6.12, а).

Эквивалентный напор $q_{0,eq}$ ветра на стойку, принимая местность застройки по типу А (см. табл. 2.8), определяем предварительно вычислив моменты M_w и $M_{w,eq}$. Так как ветровая нагрузка выше отметки 10 м имеет трапециевидное изображение, то для ее подсчета вначале определяют на уровне проектных отметок коэффициенты увеличения нагрузки k : по СНиП 2.01.07—85 до отм. +10 м — $k=1$, на отметке +20 м — $k=1,25$ и на отм. +40 м — $k=1,55$. Для данного примера на отм. 19,5 м коэффициент $k_1 = 1 - 9,5 \cdot 0,25/10 = 1,24$ и на отм. 23,2 м — $k_2 = 1,25 + 3,2 \cdot 0,3/20 = 1,298 \approx 1,3$.

Моменты от ветровой нагрузки (относительно сеч. I—I, рис. 6.12, а) будут:

$$M_w = k q_0 H (H + H_1)/2 + [(k_1 - k) q_0 (H - H_2)/2] [H_1 + H_2 + (2/3) H_3] = 1 \cdot 0,27 \cdot 19,5 (19,5 + 0,85)/2 + [(1,24 -$$

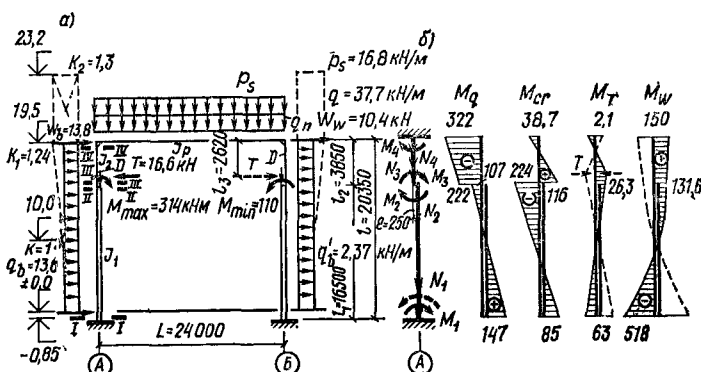


Рис. 6.12. Расчетная схема поперечной рамы
 а — нагружение; б — усилия и эпюры моментов колонны по ряду А; $J_2/J_1=1/6$;
 $J_b/J_1=4$; $\lambda=l_2/l=3,85/20,35=0,19$; $M=De$

$$-1) 0,27 (19,5 - 10)/2] [10,85 + (2/3) 9,5] = 56,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{w,eq} = q_{0,eq} H_0^2/2 = q_{0,eq} (H + H_1)^2/2 = q_{0,ep} (19,5 + 0,85)^2/2 = 20,35^2 q_{0,eq}/2.$$

Так как по условию $M_w = M_{w,eq}$, то

$$q_{0,eq} = 2M_w/H_0^2 = 2 \cdot 56,6/20,35^2 = 0,274 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м длины колонны от активного давления ветра составит

$$q_w = \gamma_f q_{0,eq} c_B = 1,2 \cdot 0,274 \cdot 0,8 \cdot 12 = 3,16 \text{ кН/м}.$$

Расчетная сосредоточенная сила W_w в уровне опоры нижнего пояса фермы (ригеля) будет

$$W_w = [(k_1 + k_2)/2] H_4 \gamma_f q_0 c_B = [(1,24 + 1,3)/2] 3,7 \cdot 1,2 \times 0,27 \cdot 0,8/2 = 13,8 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от отсоса ветра составит:

$$q'_w = (0,6/0,8) q_w = 0,75 \cdot 3,16 = 2,37 \text{ кН/м};$$

$$W'_w = (0,6/0,8) W_w = 0,75 \cdot 13,8 = 10,4 \text{ кН}.$$

Данные из статического расчета рамы. Подробный расчет рамы в данном примере, так же как и в примере 6.1, не приводится. Раму рассчитывают методом деформаций или сил на действие каждой нагрузки отдельно, используя для ускорения готовые таблицы и графики (расчетные схемы рамы и крайней стойки приведены на

рис. 6.12, а, б). Затем составляют таблицы расчетных усилий и их сочетаний. Для этого примера расчетные усилия в крайней стойке с учетом $\gamma_n=0,95$ приведены в табл. 6.7, а их сочетания в табл. 6.8. Принятые сочетания усилий для расчета сечений колонны в табл. 6.8 выделены в рамку.

Определение расчетных длин колонны, составляющих для верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы

$$l_{x1} = \mu_1 l_1; \quad l_{x2} = \mu_2 l_2.$$

Для вычисления коэффициентов μ_1 и μ_2 определяем параметры:

$$n = J_2 l_1 / J_1 l_2 = i_2 / i_1 = 1 \cdot 16,5 / 5 \cdot 3,85 = 0,858;$$

$$\alpha_1 = (i_2 / i_1) \sqrt{J_1 / J_2} \beta = (3,85 / 16,5) \sqrt{5 / 1 \cdot 2,96} = 0,303,$$

где $\beta = (N_1 + N_2) / N_2 = (1238 + 630) / 630 = 2,96$; N_1 и N_2 — значения усилий из табл. 6.8 и соответственно в сечениях 1—1 и 4—4 (см. рис. 6.12, а) при одинаковых сочетаниях нагрузки. По табл. 2 прил VI и по табл. 67 СНиП II-23-81* при $i_2 / i_1 = 0,858$ и $\alpha_1 = 0,303$ по интерполяции находим $\mu_1 = 1,94$. Коэффициент $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 1,94 / 0,303 = 6,4 > 3$. Принимаем $\mu_2 = 3$.

Расчетные длины колонны будут:
в плоскости рамы

$$l_{x1} = 1,94 \cdot 16,5 = 32 \text{ м} = 3200 \text{ см},$$

$$l_{x2} = 3 \cdot 3,82 = 11,46 \text{ м} = 1146 \text{ см};$$

из плоскости рамы

$$l_{y1} = 1150 \text{ см}; \quad l_{y2} = 3,85 - 1,2 = 3,65 \text{ м} = 365 \text{ см};$$

при наличии распорки между колоннами вдоль цеха

$$l_{y1} = 0,5 \cdot 1650 = 825 \text{ см}.$$

Подбор сечения верхней части колонны. Расчетные значения усилий (см. табл. 6.8) равны: $M = -622,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = 630 \text{ кН}$, эксцентриситет $e = M / N = 622,3 / 630 = 0,988 \text{ м}$.

Требуемую площадь поверхности сечения сварного двутавра ориентировочно определяют по формуле

$$A_d = (N / R_y) (1,25 + 2,2e / h) = (630 / 215) [1,25 + 2,2 (98,8 / 50)] = 162,5 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 215 \text{ МПа}$; h — высота сечения колонны, предварительно принимаемая равной 500 мм (для тяжело нагруженных колонн $h \leq 1000 \text{ м}$).

Компонуем сечение двутавра, исходя из условий обеспечения устойчивости стенки $\lambda_w = h_w / t_w \approx 60 \dots 120$) и полки по требованиям СНиП II-23-81*; ширина полки

Таблица 6.7. Сводная таблица расчетных усилий в колонне рамы по ряду А (см. рис. 6.12, а)

№ схемы загрузки	Схема нагрузки и эпюры моментов	Вид нагрузки	Коэффициент сочетания	Значения усилий по сечениям								
				1—1			2—2		3—3		4—1	
				M, кН·м	N, кН	Q, кН	M, кН·м	N, кН	M, кН·м	N, кН	M, кН·м	N, кН
1		Постоянная нагрузка на ригеле	1	147,6	452	-14	-107	452	-222	452	-322,6	452
2		Временная (снеговая) нагрузка на ригеле	1	65	198	-6,2	-47	198	-97	198	-142	198
			0,9	58,5	178	-5,6	-42,3	178	-87	178	-128	178
3		Крановые моменты (тележка слева)	1	85	676	-16,5	-224	676	116	—	-38,7	—
			0,9	76,5	608	-14,8	-202	608	104	—	-34,8	—
4		То же (тележка справа)	1	74,3	201	-8,6	-81	201	20,6	—	-14	—
			0,9	66,9	181	-7,7	-73	181	18,5	—	-12,6	—

5		Поперечное торможение кранов (сила на левой стойке)	1	±63	—	±5	±26,3	—	±26,3	—	±2,1	—
			0,9	±56,7	—	±4,5	±23,7	—	±23,7	—	±1,9	—
6		То же (сила на правой стойке)	1	±54	—	±3,8	±14,7	—	±14,7	—	±28	—
			0,9	±48,6	—	±3,42	±13,2	—	±13,2	—	±25,2	—
7		Ветровая нагрузка (слева направо)	1	-558	—	68	125,6	—	125,6	—	131	—
			0,9	-503	—	61,2	113	—	113	—	118	—
8		То же (справа налево)	1	518	—	-58	-131,6	—	-131,6	—	-150	—
			0,9	466	—	-52,2	-118	—	-118	—	-135	—

Таблица 6.8. Основные сочетания расчетных усилий в крайней колонне ряда А (см. рис. 6.12, а)

№ сочетания	Усилия	Коэффициент сочетания ψ_c	Обозначения данных	Нижняя часть колонны, сечение					Верхняя часть колонны, сечение			
				1—1			2—2		3—3		4—4	
				М, кН·м	N, кН	Q, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН
1	$+M_{max}$	1	№ схем загрузки	1; 8			1; 7		—	—	—	—
			Усилия	+665,6	452	-72	+18,6	452	—	—	—	—
	N_c	0,9	№ схем загрузки	1; 2; 3; 5; 8			—		1; 3; 5; 7		—	—
			Усилия	+805,4	1238	-91,1	—	—	+24	452	—	—
2	$-M_{max}$	1	№ схем загрузки	1; 7			1; 3; 5		1; 8		1; 8	
			Усилия	-410,4	452	+54	-357,3	1128	-353,6	452	-472,6	452
	N_c	0,9	№ схем загрузки	1; 4; 5; 7			1; 2; 3; 5; 8		1; 2; 8		1; 2; 3; 5; 8	
			Усилия	-345,2	633	+44	-493	1238	-427	630	-622,3	630
3	$+M_c$	0,9	№ схем загрузки	1; 2; 3; 5; 8			—		1; 3; 5; 7		—	
			Усилия	+805,3	1238	-91,1	—	—	+24	452	—	—
	N_{max}	1	№ схем загрузки	1; 7			1; 3; 5		1; 2		1; 2	
			Усилия	-410,4	452	+54	-357,3	1128	-319	650	-464,6	650
4	$-M_c$	0,9	№ схем загрузки	1; 4; 5; 7			1; 2; 3; 5; 8		1; 2; 8		1; 2; 3; 5; 8	
			Усилия	-345,2	633	+44	-493	1238	-427	630	-622,3	630
5	N_{min}	1	№ схем загрузки	1; 7			—		—		—	
			Усилия	+651*	407*	-70,6*	—	—	—	—	—	—
	$+M_c$	0,9	№ схем загрузки	1; 2; 3; 5; 8			—		—		—	
			Усилия	—	—	-91,1	—	—	—	—	—	—

* Усилия от постоянных нагрузок в этой комбинации взяты с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=0,9$.

должна также составлять не менее $1/20 - 1/30$ длины колонны из плоскости рамы — l_{y2} . Принимаем стенку толщиной $t_w = 10$ мм (менее 8 мм назначать не рекомендуется) и полки из листов толщиной $t_f = 18$ мм; тогда: площадь стенки — $A_w = 1(50 - 2 \cdot 1,8) = 46,4 \text{ см}^2$, площадь одной полки — $A_f \geq 0,5(A_d - A_w) = 0,5(167 - 46,4) = 60,3 \text{ см}^2$; ширина полки — $b_f = A_f/t_f = 60,3/1,8 = 33,6 \text{ см}$

Предварительно принимаем полки сечением 380×18 мм. Тогда: отношение — $b_f/t = 38/1,8 = 21,2$; площадь поверхности сечения — $A = 2(38 \cdot 1,8) + 1 \cdot 46,4 = 183,4 \text{ см}^2$.

Проверяем принятое сечение на местную устойчивость стенки и полки. Для симметричного двутавра вычисляем:

$$i_x \approx 0,42h = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см}; \quad \rho_x \approx 0,35h = 0,35 \cdot 50 = 17,5 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{x2}/i_x = 1146/21 = 54,57;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 54,57 \sqrt{215/2,06 \cdot 10^5} = 1,76;$$

$$m_x = e_x/\rho_x = 98,8/17,5 = 5,646$$

При $m > 1$ и $\bar{\lambda} < 2$ предельное отношение h_{ef} стенки к толщине t_w

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = (1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y} = (1,3 + 0,15 \cdot 1,76^2) \times$$

$$\times \sqrt{2,06 \cdot 10^5/215} = 54,6;$$

тогда толщина стенки $t_w \geq 46,4/54,6 = 0,85 \text{ см}$, принятая толщина $t_w = 10$ мм удовлетворяет требованиям проверки местной устойчивости стенки

При $\bar{\lambda}$ от 0,8 до 4 предельное отношение расчетной ширины свеса полки b_{ef} к толщине t не должно превышать следующей величины для неокаймленных двутавров внецентренно сжатых сечений элементов (см табл 53): $b_{ef}/t = (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,76) \cdot \sqrt{2,06 \times 10^5/215} = 16,6$, что больше принятого $(19 - 0,5)/1,8 = 10,3$, местная устойчивость полки обеспечена.

Вычисляем геометрические характеристики принятого сечения (рис. 6.13, б);

$$J_x = t_w h_w^3/12 + 2A_f (h/2 - t_f/2)^2 = 1 \cdot 46,4^3/12 + 2 \cdot 38 \cdot 1,8 (50/2 - 1,8/2)^2 = 88\,000 \text{ см}^4;$$

$$J_y = 2(t_f b_f^3/12) = 2 \cdot 1,8 \cdot 38^3/12 = 16\,500 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{88\,000/183,4} = 21,9 \text{ см};$$

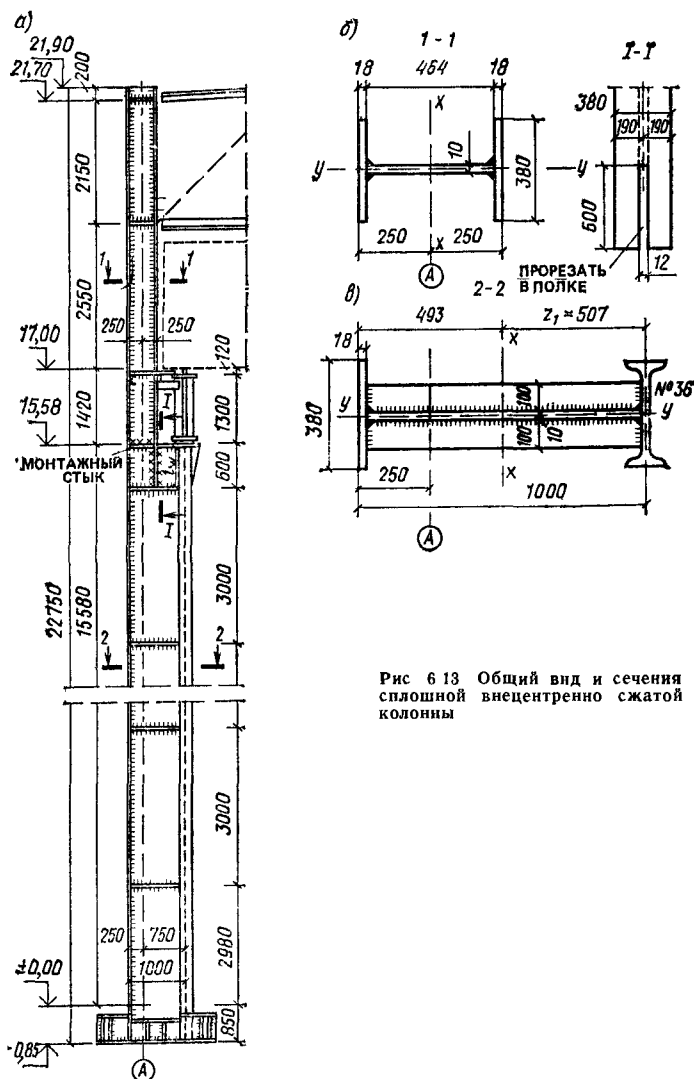


Рис 6.13 Общий вид и сечения сплошной внецентренно сжатой колонны

$$i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{16\,500/183,4} = 9,45 \text{ см};$$

$$W_x = 2J_x/h = 2\,88\,000/50 = 3530 \text{ см}^3.$$

Гибкость стержня верхней части колонны:
в плоскости рамы — $\lambda_x = l_{x2}/i_x = 1146/21,9 = 52,3$;

из плоскости рамы — $\lambda_y = l_{y2}/i_y = 365/9,45 = 38,6$.

Проверяем устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента по формуле (2.30): $\sigma = N/\varphi_e A \leq R_y \gamma_c$, где для определения φ_e вначале вычисляют:

условную гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 52,3 \sqrt{215/206\,000} = 1,67;$$

$$A_f/A_w = 38 \cdot 1,8/46,4 = 1,474;$$

$$m = e/\rho = \frac{MA}{NW_x} = \frac{62\,230 \cdot 183,4}{630 \cdot 3530} = 5,13.$$

Приведенный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta(e/\rho) = \eta(MA/NW_x) = 1,367(62\,230 \cdot 183,4/630 \cdot 3530) = 7,07,$$

$$\text{где } \eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 1,67 = 1,367 \text{ (по табл. 6.1)}.$$

По табл. 6.2 по интерполяции вычисляем коэффициент $\varphi_e = 0,165$. Проверяем напряжение в сечении колонны:

$$\begin{aligned} \sigma &= N/\varphi_e A = 630/0,165 \cdot 183,4 = 20,82 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = \\ &= 21,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (215 МПа)}. \end{aligned}$$

Условие удовлетворяется.

Устойчивость верхней части колонны из плоскости действия момента проверяем по формуле (2.31)

$$\sigma = N/c\varphi_y A.$$

Для этого предварительно вычисляем коэффициент c при $m_x \leq 5$:

$$c = \beta/(1 + m_x \alpha) = 1/(1 + 4,4 \cdot 0,87) = 0,208,$$

где α, β — коэффициенты по табл. 6.5 с учетом выполнения условия $\lambda_y = 38,6 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^5/215} = 96$; $\beta = 1$; $\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,4 = 0,87$; $m_x = M'_x A/NW_x = 53200 \cdot 183,4/630 \times 3530 = 4,4$ (здесь $M'_x = 2/3[(M_4 - M_3)] + M_3 = 2/3[(622,3 - 352) + 352] = 532$ кН·м — наибольший момент в пределах средней трети верхней части колонны (рис. 6.14, а); $M_4 = -622,3$ кН·м — момент в сечении 4—4 (см рис 6.12, а) при сочетании нагрузок 1, 2, 3, 5, 8 (см. табл. 6.8); $M_3 = -352$ кН·м ($-222 - 87 + 104 - 29 - 118$) — момент в сечении 3—3 (см рис. 6.12, а) при том же сочетании усилий (см табл. 6.7)).

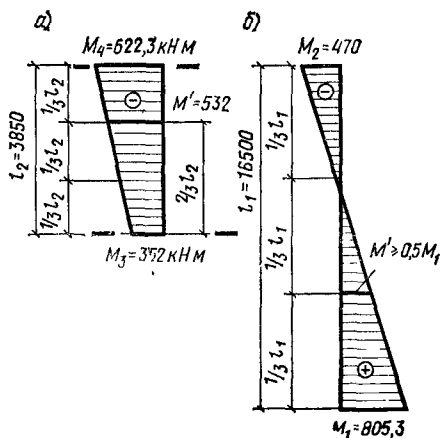
Проверяем устойчивость стержня верхней части колонны из плоскости действия момента:

$$\begin{aligned} \sigma &= N/c\varphi_y A = 630/0,208 \cdot 0,906 \cdot 183,4 = 18,3 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 183 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где $\varphi_y = 0,906$ при $\lambda_y = 38,6$ (см. табл. 1 прил. IV) для конструкций из стали с $R_y = 215$ МПа.

Рис. 6.14. Определе-
ние момента в сред-
ней трети длины ко-
лонны

а — верхней части;
б — нижней части



Местная устойчивость полок колонны обеспечена, так как отношение свеса полки к ее толщине составляет $b_{ef}/t = 18,5/1,8 = 10,3 < 16,6$ при $\bar{\lambda} = 1,76$ (по табл. 5.3). Местная устойчивость стенки колонны обеспечивается также при соблюдении условия $h_w/t_w \leq [h_{ef}/t_w]$. Максимальное значение отношения $[h_{ef}/t]$ определяют в зависимости от значений (п. 7.16 СНиП П-23-81*):

$$\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma \text{ и } \tau/\sigma,$$

где

$$\sigma = N/A + (M/J_x) y_c = 630/183,8 + (62\,230/88\,000) (46,8/2) = 20,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_1 = N/A - (M/J_x) y_c = 630/183,8 - 62\,230/88\,000 (46,8/2) = -13,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{тогда } \alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma = [20,1 - (-13,1)]/20,1 = 1,65 > 1.$$

При $\alpha \geq 1$ наибольшее значение $[h_{ef}/t]$ определяют по формуле (90) СНиП П-23-81*:

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) E}{\sigma (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{E/R_y},$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\tau/\sigma$; $\tau = Q/th$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении;

вычисляем:

$$\tau = Q/t_w h_w = 80/1 \cdot 46,8 = 1,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta = 1,4 (2 \cdot 1,65 - 1) 1,7/20,1 = 0,249;$$

$$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\left[\frac{h_{ef}}{t} \right]_{max} = 4,35 \sqrt{\frac{(2 \cdot 1,65 - 1) 2,06 \cdot 10^4}{20,1 (2 - 1,65 + \sqrt{1,65^2 + 4 \cdot 0,249^2})}} =$$

$$= 146 > 3,8 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 215} = 117,6;$$

принимаем $[h_{ef}/t]_{max} = 117,6$, что больше фактического отношения $h_w/t_w = 46,8/1 = 46,8$, следовательно, местная устойчивость стенки обеспечена.

Подбор сечения нижней части колонны. Сечение нижней части колонны сплошное, соединение элементов на сварке. По оси подкрановой балки принимаем прокатный двутавр, а с противоположной стороны — полку из листовой стали (см. рис. 6.13, в). Комбинации расчетных усилий по сечению 1—1 (см. рис. 6.12, а) (табл. 6.8) следующие: $M_1 = +805,3$ кН·м, $N_1 = 1238$ кН, $Q_1 = 91,1$ кН, $M_2 = -345,2$ кН·м, $N_2 = 633$ кН, $Q_2 = 44$ кН. Высота сечения колонны $h_b = 1000$ мм, что составляет $(1/16,5)l_1 = 16\,500/16,5 = 1000$ (сплошное сечение колонн рекомендуется принимать при $h \leq 1$ м, а $h \geq 1/20l$ в обычных промышленных зданиях и $h \geq 1/15l$ — в зданиях с кранами особого режима работы) — 7К—8К.

В соответствии с рекомендациями учебника [10] сечение колонны подбираем по ядовым моментам:

для первой комбинации усилий

$$M_1^y = N_1 (0,56h + M_1/N_1) = 1238 (0,56 \cdot 1 + 805,3/1238) =$$

$$= 1500 \text{ кН·м};$$

для второй комбинации усилий

$$M_2^k = 633 (0,56 \cdot 1 + 345,2/633) = 703 \text{ кН·м}.$$

Требуемые моменты сопротивления (при $R_y = 21,5$ кН/см² — для листового проката и $R_y = 22,5$ — для фасонного проката, $t = 4$ —20 мм по ГОСТ 380—71*):

$$W_1 = M_1^k/R_y = 150\,000/21,5 = 6976 \text{ см}^3;$$

$$W_2 = M_2^k/R_y = 70\,300/21,5 = 3270 \text{ см}^3.$$

Толщину стенки принимаем $t_w = 10$ мм.

При положительном моменте левая ветвь A_l колонны сжимается, а правая A_r растягивается, при отрицательном — наоборот. Требуемая площадь полки будет

$$A_{f,l} = W_1/h - h_w t_w / 6 = 6976/100 - 100 \cdot 1/6 = 53,1 \text{ см}^2.$$

По аналогии с верхней частью колонны принимаем

лист размером $38 \times 1,8$ см; $A_f = 68,4$ см²:

$$A_{f,r} = W_2/h - h_w t_w/6 = 3270/100 - 100 \cdot 1/6 = 16,1 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем двутавр № 36, $A = 61,9$ см², что удовлетворяет условию обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента: рекомендуется ширину колонны b принимать $1/20 - 1/30$ расчетной высоты. В этом примере при наличии распорок расчетная высота нижней части колонны из плоскости рамы $l_y = 0,5 l_{y2} = 0,5 \cdot 16,5 = 8,25$ м; в этом случае $b = 825/20 \dots 825/30 = 41,2 \dots 27,5$ см. Принято $b = 38$ см по аналогии с полками верхней части колонны и двутавра № 36 (см. рис. 6.13, а).

Подбор сечения сплошной колонны можно выполнять также по методике, изложенной для верхней части колонны:

$$A_d \approx (N/R_y) (1,25 + 2,2e_x/h) = (1238/21,5) (1,25 + 2,2 \cdot 65/100) = 154,3 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } e_x = M_1/N_1 = 805,3/1238 = 0,65 \text{ м} = 65 \text{ см}.$$

Далее по A_d предварительно назначают тип и размеры сечения колонны, принимая ширину b не менее $1/20 l$, определяют необходимые геометрические характеристики сечения и проверяют устойчивость колонны.

Точные геометрические характеристики сечения колонны определяют в таком порядке:

статический момент сечения относительно оси подкрановой ветви

$$S = \Sigma A_i z_i = 97,8 \cdot 1 \cdot 97,8/2 + 38 \cdot 1,8 (100 - 0,9) = 11\,560 \text{ см}^3;$$

расстояние до центра тяжести сечения:

$$y_1 = S/A = 11\,560/228,2 = 50,7 \text{ см};$$

$$A = 61,9 + 38 \cdot 1,8 + 97,8 \cdot 1 = 228,2 \text{ см}^2;$$

$$J_x = J_f + J_w + J_{fb} = (38 \cdot 1,8^3/12) + 38 \cdot 1,8 \cdot 48,4^2 + (1 \cdot 97,8^3/12) + 97,8 \cdot 1 \cdot 1,4^2 + 516 + 61,9 \cdot 50,7^2 = 398\,327 \text{ см}^4,$$

где J_f , J_w , J_{fb} — соответственно моменты инерции полки, стенки и двутавра относительно центра тяжести сечения (ось — $x-x$); для двутавра № 36 $J_x = 13380$ см⁴; $i_x = 14,7$ см; $J_y = 516$ см⁴; $i_y = 2,89$ см;

для сечения колонны:

$$i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{398\,327/228,2} = 41,7 \text{ см};$$

$$W_x = 2J_x/h = 2 \cdot 398\,327/100 = 7970 \text{ см}^3;$$

$$J_y = 1,8 \cdot 38^3/12 + 97,8 \cdot 1^3/12 + 13\,380 = 21\,638 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{21\,638/228,2} = 9,75 \text{ см}.$$

Гибкость нижней части колонны в плоскости и из плоскости рамы составляет:

$$\lambda_x = l_{x1}/i_x = 3200/41,7 = 77 < 120;$$

$$\lambda_y = l_{y1}/i_y = 1650/9,75 = 170 > 120,$$

поэтому для уменьшения λ_y предусматриваем распорки в середине высоты нижней части колонны (см. рис. 6.10, б), тогда $\lambda_y = 825/9,75 = 84,8 \approx 85 < 120$.

Проверяем устойчивость колонны в плоскости действия момента. Для этого предварительно вычисляем:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 77 \sqrt{215/206\,000} = 2,48;$$

$$m_{ef} = \eta e \rho = 1,43 \text{ (МА/Н}W_x) = 1,41 \text{ (80 530} \cdot 228,2/1238 \cdot 7970) = 2,62;$$

$$\eta = \eta_5 \left[1 - 0,3 (5 - m) \frac{a_1}{h} \right] = 1,51 \left[1 - 0,3 (5 - \right.$$

$$\left. - 1,86) \frac{7,25}{100} \right] = 1,51 \cdot 0,932 = 1,41;$$

где η_5 при $A_f/A_w \geq 1$ и $m < 5$ равно (см. табл. 6.1 или 73 СНиП II-23-81*);

$$\eta_5 = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 1,86) - 0,02(6 - 1,86) \times 2,48 = 1,51;$$

$$m = e/\rho = MA/NW_x = 80530 \cdot 228,2/1238 \cdot 7970 = 1,86; \quad a_1 = 145/2 = 72,5 \text{ мм} - \text{половина полки двутавра № 36.}$$

По табл. 6.2 находим по интерполяции коэффициент $\varphi_e = 0,31$.

Уточняем вертикальное усилие N с учетом добавления собственного веса колонны G по формуле

$$G = \frac{100NH}{\varphi_e R_y} = \frac{100 \cdot 1238 \cdot 20,3}{0,310 \cdot 21,5 \cdot 10^4} = 37,7 \text{ кН}$$

(здесь $R_y = 21,5 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2$; $N = 1238 + 37,7 = 1276 \text{ кН}$).

Напряжение в нижней части колонны определяем по формуле (2.30)

$$\sigma = N/\varphi_e A = 1276/0,31 \cdot 228,2 = 18,04 \text{ кН/см}^2$$

$$(180 \text{ МПа}) < R_y \gamma_e = 215 \text{ МПа.}$$

Проверяем устойчивость нижней части колонны из плоскости рамы. Предварительно вычисляем коэффициент c :

$$c = \beta/(1 + \alpha m_x) = 1/(1 + 0,752 \cdot 2,04) = 0,395,$$

где $\beta = 1$, так как $\lambda_y = 85 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{2,06 \times 10^5/215} = 96$; $\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,04 = 0,752$; $m_x = M'_x/A/NW_x = 40260 \cdot 228,2/1276 \times 3520 = 2,04$; M'_x — момент в средней трети высоты нижней части

колонны (см. рис. 6.14, б), равный $(2/3)(805,3+470)-470=380 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,5 M_{\max} = 0,5 \cdot 805,3 = 402,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Принимаем $M'_x = 0,5 M_{\max} = 402,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Проверяем устойчивость стержня колонны из плоскости действия момента по формуле (2.31)

$$\sigma = N / \varphi_y A = 1276 / 0,395 \cdot 0,681 \cdot 228,2 = 20,78 \text{ кН/см}^2 \\ (208 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}$$

(здесь $\varphi_y = 0,681$ при $\lambda_y = 85$ по табл. 1 прил. IV).

Местная устойчивость полок нижней части колонны обеспечена, так как соблюдается условие $b_{ef}/t = 0,5 (38-1) 1,8 = 10,3 < 16,6$ (при $\lambda_x = 77$).

Для проверки местной устойчивости стенки предварительно вычисляем:

$$\alpha = (\sigma - \sigma_1) / \sigma = [15,9 - (-3,86)] / 15,6 = 1,26 > 1,$$

где $\sigma = N/A + (M/J_x) y_c = 1276/228,2 + (80\,530/398\,327) (97,8/2) = 6,02 + 9,88 = 15,9 \text{ кН/см}^2$ (159 МПа);

$\sigma_1 = N/A - (M/J_x) y_c = 1276/228,2 - (80\,530/398\,327) (97,8/2) = 6,02 - 9,88 = -3,86 \text{ кН/см}^2$;

$$\tau = Q/h_w t_w = 91,1/97,8 \cdot 1 = 0,932 \text{ кН/см}^2.$$

Так как $\alpha > 1$, то местную устойчивость стенки проверяем по формуле (90) СНиП II-23-81*

$$\left(\frac{h_{ef}}{t} \right)_{\max} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) E}{\sigma (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{E/R_y},$$

$$\beta = 1,4 (2\alpha - 1) \tau / \sigma = 1,4 (2 \cdot 1,26 - 1) 0,932 / 15,9 = 0,125;$$

$$\left(\frac{h_{ef}}{t} \right)_{\max} = 4,35 \sqrt{\frac{(2 \cdot 1,26 - 1) 2,06 \cdot 10^4}{15,9 (2 - 1,26 + \sqrt{1,26^2 + 4 \cdot 0,125^2})}} = \\ = 124,8 > 117,6;$$

$$3,8 \sqrt{E/R_y} = 3,8 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 215} = 117,6;$$

принимаем $(h_{ef}/t)_{\max} = 117,6$; фактически отношение $h_w/t_w = 97,8/1 = 97,8 < 117,6$, следовательно, местная устойчивость стенки обеспечена и площадь всей стенки учитывается в расчете.

Расчет соединения верхней части колонны с нижней. Стык наружных полок проектируем сваркой встык прямым швом, а внутренней полки—накладкой (рис. 6.15, а). Определяем усилия в полках верхней части колонны при расчетных значениях M и N в сечении 3—3 (табл. 6.8):

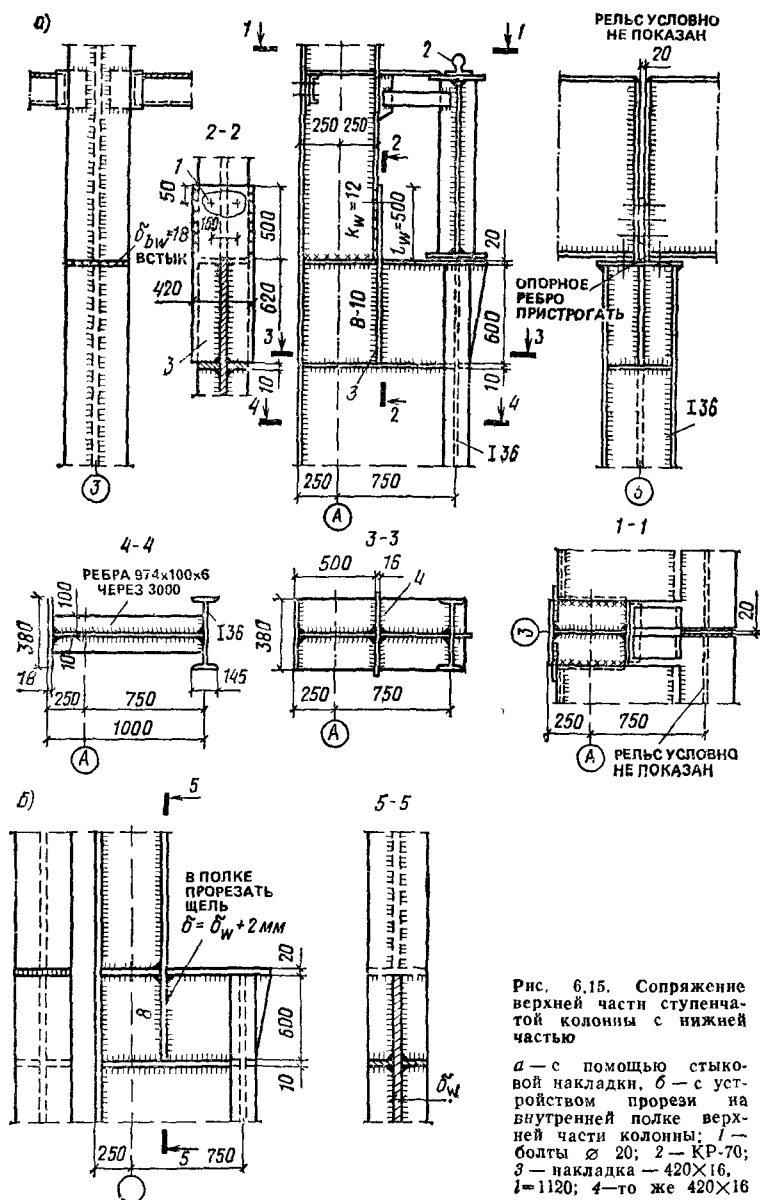


Рис. 6.15. Сопряжение верхней части ступенчатой колонны с нижней частью

а — с помощью стыковой накладки, б — с устройством прорези на внутренней полке верхней части колонны; 1 — болты $\varnothing 20$; 2 — КР-70; 3 — накладка — 420×16, $l=1120$; 4 — то же 420×16

$$M_1 = +24 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N_1 = 452 \text{ кН};$$

$$M_2 = -427 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N_2 = 630 \text{ кН}.$$

Усилие в наружной полке:

$$F_{os} = N_1/2 + M_1/h_b = 452/2 + 24/0,5 = 274 \text{ кН}.$$

Проверяем напряжение в стыковом шве, выполняемое электродами марки Э42,

$$\sigma = F_{os}/t_f b = 274/1,8 \cdot 38 = 4 \text{ кН/см}^2 (40 \text{ МПа}) < R_{wy} =$$

$$= R_y = 215 \text{ МПа}.$$

Усилие во внутренней полке

$$F_{is} = N_2/2 + M_2/h_b = 630/2 + 427/0,5 = 1169 \text{ кН}.$$

Длина шва нахлестки накладки l_w составляет (при расчете по металлу шва)

$$l_w = F_{is}/2 (\beta_f k_f) R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 1169/2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 18 = 38,7 \text{ см},$$

где $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2 (180 \text{ МПа})$, $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_c = 1$, $k_f = 12 \text{ мм}$

Принимаем $k_f = 10 \text{ мм}$, толщину накладки $t_l = 18 \text{ мм}$ (из условий равнопрочности с полкой) и длину нахлестки $l_p = 500 \text{ мм}$. Длину заделки накладки на стенке нижней части колонны назначаем 600 мм с приваркой швами высотой $k_f = 10 \text{ мм}$ (равной толщине стенки нижней части колонны). Вариант соединения внутренней полки верхней части колонны с нижней без накладки, с прорезью на полке, показан на рис. 6.15. б.

Расчет базы сплошной колонны. Расчетные усилия принимаем по сечению 1—1 (табл. 6.9): $M = +805,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 1238 \text{ кН}$. По конструктивным соображениям определяем ширину опорной плиты:

$$B = b_f + 2t_{cp} + 2c = 38 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 4 = 48 \text{ см},$$

где b_f — ширина полки колонны равная 38 см; t_{cp} — толщина траверсы, принимаемая равной 10 мм; c — вылет консоли плиты, назначаемый обычно в пределах 30—50 мм.

Принимаем в соответствии с ГОСТ 82—70* $B = 48 \text{ см}$.

Определяем длину плиты по формуле

$$L = N/2BR'_b + \sqrt{N/(2BR'_b)^2 + 6M/BR'_b}, \quad (6.9)$$

где R'_b — расчетное сопротивление бетона фундамента, принимаемое по формуле (6.7) (предварительно можно принимать $R'_b = \varphi_b R_b = 1,1 R_b$); для бетона класса В12,5 $R_b = 7,5 \text{ МПа}$ и $R'_b = 1,1 \cdot 7,5 =$

$$= 8,2 \text{ МПа} = 0,82 \text{ кН/см}^2;$$

$$L = 1238/2 \cdot 48 \cdot 0,82 + \sqrt{(1238/(2 \cdot 48 \cdot 0,82))^2 + 6 \cdot 80 \cdot 530/48 \cdot 0,82} = 128 \text{ см.}$$

Принимаем $L = 140 \text{ см}$ (кратно 10).

Вычисляем краевые напряжения в бетоне:

$$\sigma_{\max} = N/BL + 6M/BL^2 = 1238/48 \cdot 140 + 6 \cdot 80 \cdot 530/48 \cdot 140^2 = 0,7 \text{ кН/см}^2 (7 \text{ МПа});$$

$$\sigma_{\min} = N/BL - 6M/BL^2 = 1238/48 \cdot 140 - 6 \cdot 80 \cdot 530/48 \cdot 140^2 = -0,333 \text{ кН/см}^2 (-3,33 \text{ МПа}).$$

Назначаем размеры фундамента $600 \times 1500 \text{ мм}$ и уточняем коэффициент φ_b : $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{\phi}/A_{pl}} = \sqrt[3]{60 \cdot 150/48 \times \dots \rightarrow \dots \rightarrow \times 140/140} = 1,1$; в этом случае $R'_b = 1,1 \cdot 7,5 = 8,2 \text{ МПа} > \sigma_{\max} = 7 \text{ МПа}$. Схема конструкции базы и эпюра напряжений показаны на рис. 6.16. Промежуточные значения напряжений σ_2 , σ_3 и σ_4 на участке эпюры сжатия:

$$\sigma_2 = 865 \cdot 7/950 = 0,64 \text{ кН/см}^2 (6,4 \text{ МПа});$$

$$\sigma_3 = 732 \cdot 7/950 = 0,54 \text{ кН/см}^2 (5,4 \text{ МПа});$$

$$\sigma_4 = 400 \cdot 7/950 = 0,295 \text{ кН/см}^2 (2,95 \text{ МПа}).$$

Изгибающие моменты в расчетных участках опорной плиты (см. рис. 6.16—цифры в кружках) будут следующими.

Участок 1. Плита на этом участке работает на изгиб как консольный элемент, так как отношение сторон $b/a_1 = 380/75 = 5,07 > 2$. Изгибающий момент:

$$M_1 = \sigma_{\max} a_1^2/2 = 0,7 \cdot 7,5^2/2 = 19,7 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 2. Плита опирается на две стороны. Отношение сторон $b/a_2 = 380/115 = 3,3 > 2$. Изгибающий момент как в свободно опертой балке будет

$$M_2 = \sigma_2 a_2^2/8 = 0,64 \cdot 11,5^2/8 = 10,5 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 3. Плита опирается на три стороны. Отношение сторон $a_3/b_3 = 235/322 = 0,73$; коэффициент α_3 по табл. 5.5 равен 0,091. Изгибающий момент

$$M_3 = \alpha_3 \sigma_3 a_3^2 = 0,091 \cdot 0,54 \cdot 23,5^2 = 27,14 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Толщину опорной плиты определяем по наибольшему моменту $M_3 = 27,14 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$$t_{pl} = \sqrt{6M_3/R_y} = \sqrt{6 \cdot 27,14/21,5} = 2,75 \text{ см} \approx 28 \text{ мм.}$$

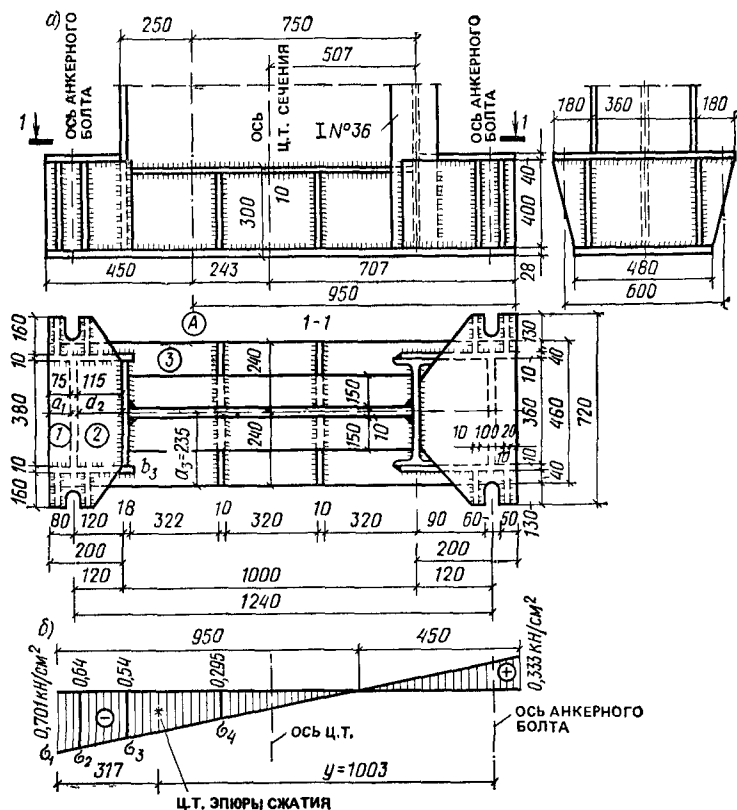


Рис. 6.16. База сплошной внецентренно сжатой колонны
а — общий вид и сечения; б — эпюра напряжений в основании

Расчет высоты траверсы. Предварительно назначаем высоту траверсы $h_{cp}=400$ мм (рекомендуется принимать в пределах 300—600 мм), а толщину $t_{cp}=10$ мм; толщина сварных швов $k_f=t_{cp}=10$ мм. Проверим соблюдение условия прочности швов:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c.$$

Последовательно определяем:
нормальные напряжения в швах

$$\sigma_w = M_{cp}/W_w = 3360/355 = 9,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (95 МПа),}$$

где

$$M_{cp} = \sigma_{max} B_1 l_{cp}^2 / 2 = 0,7 \cdot 24 \cdot 20^2 / 2 = 3360 \text{ кН} \cdot \text{см};$$
$$W_w = 2 \beta_f k_f (h_{cp} - 1)^2 / 6 = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 (40 - 1)^2 / 6 = 355 \text{ см}^3;$$

касательные напряжения в швах

$$\tau_w = Q_{cp} / A_w = 336 / 54,6 = 6,15 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$Q_{cp} = \sigma_{max} B_1 l_{cp} = 0,7 \cdot 24 \cdot 20 = 336 \text{ кН};$$
$$A_w = 2 \beta_f k_f (h_{cp} - 1) = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 (40 - 1) = 54,6 \text{ см}^2;$$

приведенные напряжения в швах

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{9,5^2 + 6,15^2} =$$
$$= 11,3 \text{ кН/см}^2 (113 \text{ МПа}) < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность траверсы, работающей на изгиб, по формуле

$$\sigma = (M_{cp} / W_{cp}) \leq R_y \gamma_c$$

(здесь $M_{cp} = 3360 \text{ кН} \cdot \text{см}$, $\gamma_c = 1$);

$$W_{cp} = l_{cp} h_{cp}^2 / 6 = 1 \cdot 40^2 / 6 = 267 \text{ см}^3;$$
$$\sigma = 3360 / 267 = 12,6 \text{ кН/см}^2 (126 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

Расчет анкерных болтов. Расчетные усилия в сечении 1—1 (по табл. 6.8): $N = 407 \text{ кН}$; $M = 651 \text{ кН} \cdot \text{м}$; тогда:

усилие в анкерных болтах

$$F = (M - Na) / y = (65 \cdot 100 - 407 \cdot 37,6) / 100,3 = 498 \text{ кН};$$

площадь поверхности сечения нетто одного анкерного болта

$$A_n = F / n R_{ba} = 498 / 2 \cdot 14,5 = 17,2 \text{ см}^2,$$

где $R_{ba} = 14,5 \text{ кН/см}^2$ (145 МПа) (см. табл. 3 прил. II для стали марки ВСтЗкп2); n — число анкерных болтов в растянутой зоне, принимаем $n = 2$, проектируем болты диаметром 56 мм; $A_{bn} = 18,74 \text{ см}^2$, длина заделки болта в бетоне $l = 2 \text{ м}$ (по схеме 2) и не менее 1 м (по схеме 3 табл. 56)

Расчет плитки под анкерные болты. Плитка работает на изгиб как свободно лежащая на ребрах траверсы балка, нагруженная сосредоточенной силой от анкерного болта ($N = 498 / 2 = 249 \text{ кН}$). Принимаем просвет между ребрами равным $b_0 = 100 \text{ мм}$. Тогда:

изгибающий момент

$$M = N b_0 / 4 = 249 \cdot 10 / 4 = 648 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

требуемый момент сопротивления

$$W_d = M/R_y \gamma_c = 648/20,5 = 31,6 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c=1$, $R_y=205 \text{ МПа}$ — при $t=21\ldots 40 \text{ мм}$, сталь ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71*.

Назначаем сечение анкерной плитки размером $180 \times 40 \text{ мм}$ с отверстием для болта диаметром 60 мм. Момент сопротивления нетто плитки

$$W_n = bt^2/6 = (18 - 6) 4^2/6 = 32 \text{ см}^3 > W_d = 31,6 \text{ см}^3.$$

Напряжение в плитке по ослабленному сечению составляет

$$\sigma = M/W_n = 648/32 = 20,2 \text{ кН/см}^2 (202 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 205 \text{ МПа}.$$

Глава 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

§ 1. ВИДЫ И ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К подкрановым конструкциям относятся: подкрановые балки, тормозные балки (иногда и фермы), крепления балок к колоннам, крановые рельсы и детали их креплений к балке, крановые упоры на концевых участках балок. Основными несущими элементами подкрановых конструкций являются подкрановые балки, которые воспринимают нагрузки от мостовых кранов и передают их на колонны. При подвесных кранах балки передают нагрузки на узлы ферм.

Подкрановые балки по конструктивной схеме разделяют на сплошные и сквозные (фермы), однопролетные (разрезные) и многопролетные (неразрезные), а по способу изготовления — на сварные и клепанные (рис. 7.1). В качестве типовых разработаны сплошные сварные подкрановые балки двутаврового профиля (рис 7.2, е), способные выдерживать нагрузки от мостовых кранов грузоподъемностью от 5 до 275 т. При кранах пролетом 6 м и небольшой грузоподъемности (5—10 т) можно применять прокатные балки с усилением верхнего пояса листом, швеллером или уголками для восприятия горизонтальных усилий (рис. 7.2, б—е). Подкрановые балки для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы (5К—8К), больших пролетов и при значительных нагрузках иногда проектируют двустенчатыми сварными или составными клепаными (рис. 7.2, д—и).

Клепанные балки тяжелее сварных и более трудоемки в изготовлении. Однако они позволяют сравнительно просто konstruировать более мощный верхний пояс балки (из уголков и горизонтальных листов) и при наличии податливых заклепочных соединений поясов со стенкой такие балки в условиях эксплуатации работают лучше, чем сварные балки. Это имеет большое значение для зданий с кранами особого режима работы. Верхний пояс балок при дейст-

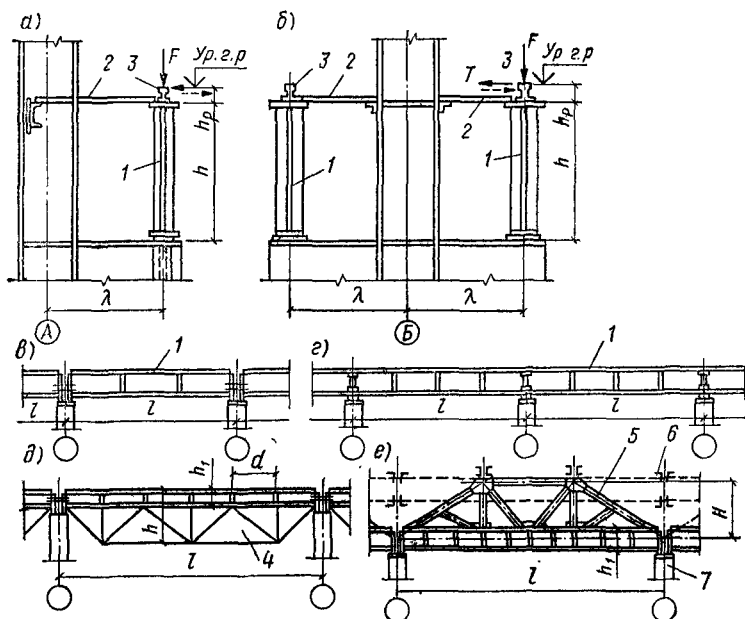


Рис. 7.1. Подкрановые конструкции

а, б — компоновка элементов; в—е — конструктивные схемы подкрановых балок и ферм; 1 — подкрановая балка; 2 — тормозная балка (или ферма); 3 — крановый рельс; 4 — подкрановая ферма; 5 — подкраново-подстропильная ферма; 6 — стропильная ферма; 7 — колонна

вии горизонтальных усилий усиливают постановкой в горизонтальной плоскости тормозных балок (иногда ферм), которые одновременно служат в качестве площадок для обслуживания подкрановых путей и кранов (см. рис. 7.1, а, б).

При назначении разрезной или неразрезной балки необходимо прежде всего учитывать податливость опор. При отсутствии податливости опор (это должно подтверждаться проектным решением здания) неразрезные балки экономичнее разрезных по расходу металла на 10—15 %, но более трудоемки по монтажу. Разрезные подкрановые балки благодаря простоте изготовления и монтажа, независимой работы от податливости опор широко распространены в строительстве промышленных зданий.

Сквозные подкрановые балки (фермы) проектируют сравнительно редко при пролетах 18 м и более под краны грузоподъемностью 20—30 т. Высоту таких ферм принимают в пределах $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$ пролета, а длину панели $(0,8—1,3)h$, кратной 3 м. Верхний пояс проектируют обычно двутаврового сечения сварным из листов или из прокатного двутавра с усилением верхней полки уголками или листом (см. рис. 7.2, б, в, г). Элементы решетки и нижний пояс фермы решают из уголков, толщину фасонки в узлах назначают не менее 10 мм.

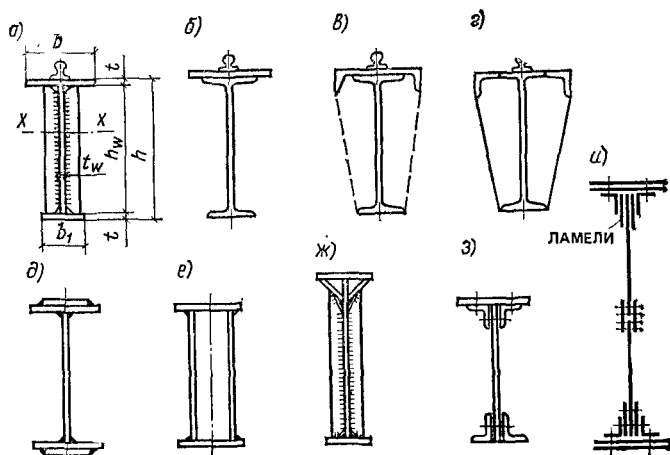


Рис. 7.2. Типы сечений сплошных составных подкрановых балок
а—ж — сварные; з—и — клепаные

Подкраново-подстропильные фермы¹ (см. рис. 7.1, г) целесообразны при пролетах 36 м и более и тяжелых кранах. Они совмещают функции подкрановых балок и подстропильной фермы. Высоту фермы в осях принимают в пределах $(\frac{1}{6}—\frac{1}{8})l$, высоту h нижнего пояса коробчатого сечения — $(\frac{1}{5}—\frac{1}{7})d$ (где l — пролет фермы; d — наибольшая длина панели, назначаемая кратной 6 м).

Далее даны расчеты только сварных балок двутаврового сечения как наиболее распространенных.

§ 2. РАСЧЕТ НАГРУЗОК И ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ПОДКРАНОВОЙ БАЛКЕ

Нагрузки от крана передаются на подкрановую балку через колеса крана. Число колес с каждой стороны крана, в том числе тормозных, указано в ГОСТе и ТУ на краны. Вертикальные и горизонтальные T нагрузки от мостовых кранов грузоподъемностью 10—125 т показаны на рис. 7.3. Расчет балок обычно выполняют на нагрузку от двух сближенных кранов (рис. 7.3, в). Так как вероятность появления одновременно наибольших нагрузок на двух кранах мала, то при подсчете усилий вводится понижающий коэффициент сочетания ψ_c (согласно СНиП 2.01.07—85 $\psi_c=0,85$ — при кранах легкого и среднего режимов работы; $\psi_c=0,95$ — при кранах тяжелого и весьма тяжелого режимов работы; $\psi_c=1$ — при учете нагрузки только от одного крана). Расчетные значения вертикальных

¹ Подробное описание подкраново-подстропильных ферм, сквозных балок, узлов и деталей подкрановых конструкций (см., например, Беленя Е. И., Балдин В. А., Ведеников Г. С. и др. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1985).

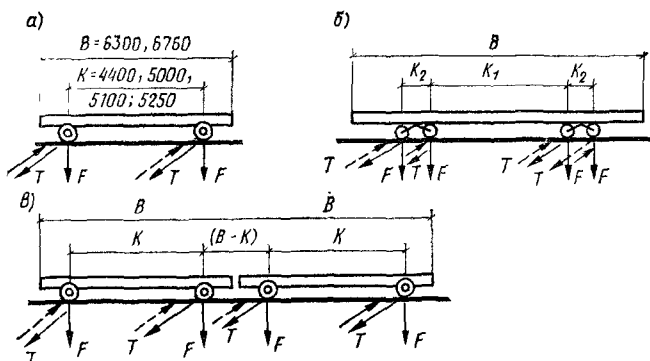


Рис. 7.3. Нагрузки от мостовых кранов

а — четырехколесных грузоподъемностью 10—50/10 т; б — восьмиколесных грузоподъемностью 80/20—125/20 Т; в — от двух сцепленных кранов

и горизонтальных сил, приходящиеся на одно колесо крана, определяют по формулам:

$$F = k_{d1} \gamma_f (n'_k / n_k) \psi_c F_c^n, \quad (7.1)$$

$$T = k_{d2} \gamma_f \psi_c T_c^n, \quad (7.2)$$

где k_{d1} , k_{d2} — коэффициенты динамичности; k_{d1} принимается равным: 1 — для кранов легкого и среднего режимов работы независимо от шага колонны и 1,1—1,2 — для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы в зависимости от шага колонны; $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке; F_c^n — максимальное нормативное давление на каток крана (по ГОСТ или ТУ на краны); $k_{d2} = 1$ — для легкого, среднего и тяжелого режимов (1К—6К) и $k_{d2} = 1,1$ — для весьма тяжелого режима (7К—8К) (табл. 7.1).

Нормативную поперечную горизонтальную силу от торможения тележки крана, передаваемую на колесо мостового крана, T_c^n определяют по формуле

$$T_c^n = f (Q + G_t) (n'_k / n_k) / n_0, \quad (7.3)$$

где f — коэффициент течения при торможении тележки, равный 0,1 — для кранов с гибким подвесом груза и 0,2 — с жестким подвесом груза; Q — грузоподъемность крана; G_t — масса тележки крана, принимаемая по ГОСТу на краны (при отсутствии данных о массе тележки кранов с гибким подвесом приблизительно можно принимать $G_t = 0,3G_c$, где G_c — масса крана); n_k — число всех колес тележки, n'_k — число тормозных колес тележки.

Краны, как правило, имеют четырехколесную тележку с двумя тормозными колесами, следовательно, при $n'_k / n_k = 0,5$ и $f = 0,1$ для кранов с гибким подвесом груза формула (7.3) примет вид:

$$T_c^n = 0,05 (Q + G_t) / n_0, \quad (7.4)$$

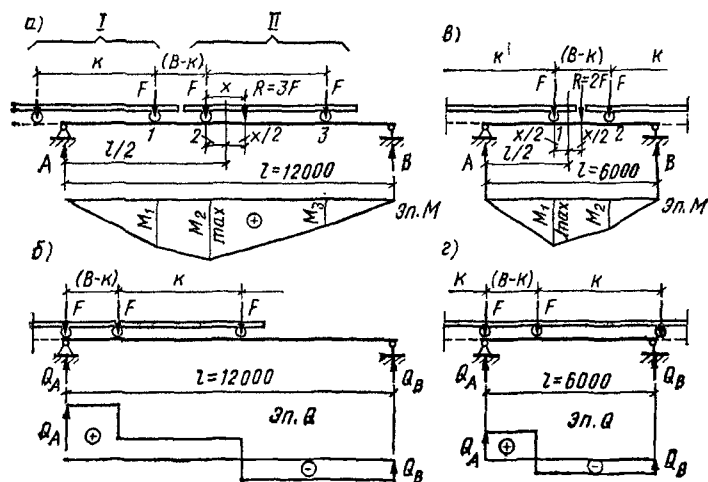


Рис. 7.4. Определение $M_{\max}$ и $Q_{\max}$ при загрузении подкрановой балки двумя четырехколесными кранами

а, б — балки пролетом $l=12$ м; в, г — то же, $l=6$ м; 1 — кран I; 2 — кран II

Таблица 7.1. Значения коэффициентов динамичности k_d подкрановых балок

Режим работы кранов	Режим работы по ГОСТу	Шаг колонн B , м	Коэффициент	
			k_{d1}	k_{d2}
Легкий, средний	1К—4К	Независимо от B	1	1
Тяжелый	5К—6К	$B \leq 12$	1,1	1
		$B > 12$	1	1
Весьма тяжелый	7К—8К	$B \leq 12$	1,2	1,1
		$B > 12$	1,1	1,1

Примечание. При учете в расчетах нагрузки от одного крана коэффициенты динамичности $k_{d1}=k_{d2}=1$.

а с жестким

$$T_c^n = 0,1 (Q + G_t) / n_0, \quad (7.4, a)$$

где n_0 — число колес на одной стороне мостового крана; $n_0=2$ — для кранов грузоподъемностью $Q=5...50$ т; $n_0=4$ — грузоподъемностью $80...125$ т и $n_0=8$ — грузоподъемностью $160...320$ т.

Для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы значения T_c^n допускается определять по формуле

$$T_c^n = 0,1 F_c^n. \quad (7.5)$$

Нагрузка от кранов является подвижной, поэтому для определения изгибающих моментов M_{max} и поперечных сил Q_{max} необходимо краны располагать в определенном положении. В разрезных подкрановых балках для вычисления наибольшего момента M_{max} крановую нагрузку необходимо располагать так, чтобы середина балки была (по правилу Винклера) между равнодействующей усилий на балке и ближайшей силой от действия колеса крана (рис. 7.4, а, в). Наибольшую поперечную силу Q_{max} в разрезной балке определяют при расположении одной силы непосредственно на опоре, а остальных — вблизи к этой же опоре (рис. 7.4, б, г).

Расчетные значения изгибающего момента и поперечных сил от действия вертикальных усилий с учетом влияния собственного веса подкрановых конструкций и возможной временной нагрузки¹ на тормозной балке определяют по формулам:

$$M = \alpha_1 M_{max}; \quad (7.6)$$

$$Q = \alpha_1 Q_{max}, \quad (7.6a)$$

где $\alpha_1 = 1,03$ — при пролете балок 6 м; $\alpha_1 = 1,05$ — при пролете 12 м и $\alpha_1 = 1,08$ — при пролете 18 м

Расчетный изгибающий момент M_T и поперечную силу Q_T от действия горизонтальной нагрузки вычисляют при том же расположении крановой нагрузки, что и для M_{max} и Q_{max} , поэтому M_T и Q_T можно определить из соотношения горизонтальных T^n и вертикальных F^n сил от одного колеса крана заданной грузоподъемности:

$$M_T = M_{max} (T_{max}^n / F_{max}^n); \quad (7.7)$$

$$Q_T = Q_{max} (T_{max}^n / F_{max}^n). \quad (7.7a)$$

По расчетным значениям M и Q рассчитывают балку по прочности; затем подобранное сечение проверяют на прогиб, общую и местную устойчивость, а также в необходимых случаях и на выносливость и выполняют расчет опорного ребра и соединений поясов со стенкой.

Пример 7.1. Задание. Требуется рассчитать и законструировать сварную подкрановую балку крайнего ряда пролетом $L = 12$ м под два крана тяжелого режима работы — 6К грузоподъемностью $Q = 150/30$ кН. Пролет здания 24 м, пролет крана 22,5 м (по примеру 7.2). Материал балки — сталь марки ВСтЗсп5 — по ГОСТ 380—71*. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

¹ Временную нагрузку на площадках обслуживания и ремонта крановых путей, расположенных на тормозных балках, принимают по техническим заданиям и не менее $1,5 \text{ кН/м}^2$ (150 кгс/м^2) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

Решение

Определение нагрузок. Для крана грузоподъемностью $Q=15/3$ т по табл. 3 прил. I принимаем данные для расчета: $F_{max}^n=190$ кН; масса тележки $G_t=7$ г; крановый рельс КР-70 по ГОСТ 4121—76* (высота рельса $h=120$ мм, ширина подошвы $b=120$ мм, площадь сечения $A=67,3$ см², $J_x=1081,99$ см⁴, $J_y=327,16$ см⁴, масса 1 м $q=52,7$ кг).

Вертикальное давление колеса крана по формуле (7.1)

$$F = k_{d1} \gamma_f \psi_c F_c^n \gamma_n = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 190 \cdot 0,95 = 207,5 \text{ кН,}$$

$$\text{где } k_{d1} = 1,1; \quad \gamma_f = 1,1; \quad \psi_c = 0,95; \quad \gamma_n = 0,95.$$

Горизонтальное боковое давление колеса крана от поперечного торможения тележки по формуле (7.2) $T_{max}^n = 0,05(150+70)/2 = 5,5$ кН, а по (7.5) $T^n = 0,1 \cdot 190 = 19$ кН.

$$T = k_{d2} \gamma_f \psi_c T_{max}^n \gamma_n = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 19 \cdot 0,95 = 18,9 \text{ кН,}$$

$$\text{где } k_{d2} = 1; \quad \gamma_f = 1,1; \quad \psi_c = 0,95; \quad \gamma_n = 0,95.$$

Определение расчетных усилий. Для определения наибольших изгибающих моментов и поперечных сил устанавливаем краны в невыгоднейшее положение (согласно рис. 7.4, а, в). Положение равнодействующей сил $R=3F$ по отношению к середине балки находим по значению x (рис. 7.5, а):

$$x = F[K - (B - K)]/3F = 207,5 [4,4 - (6,3 - 4,4)]/3 \cdot 207,5 = 0,834 \text{ м} \approx 84 \text{ см,}$$

где $B=6300$ мм — ширина крана; $K=4400$ мм — база крана (по табл. 3 прил. I).

Далее последовательно определяем:
опорные реакции R_A и R_B :

$$R_A = (207,5/12) (8,32 + 6,42 + 2,02) = 290 \text{ кН;}$$

$$R_B = 3F - R_A = 3 \cdot 207,5 - 290 = 332 \text{ кН;}$$

наибольший изгибающий момент от вертикальных усилий в сечении балки под колесом, ближайшим к середине балки (точка 2 рис. 7.5, а),

$$M_{max} = 290 \cdot 5,58 - 207,5 \cdot 1,9 = 1224 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

расчетный момент с учетом собственного веса тор-

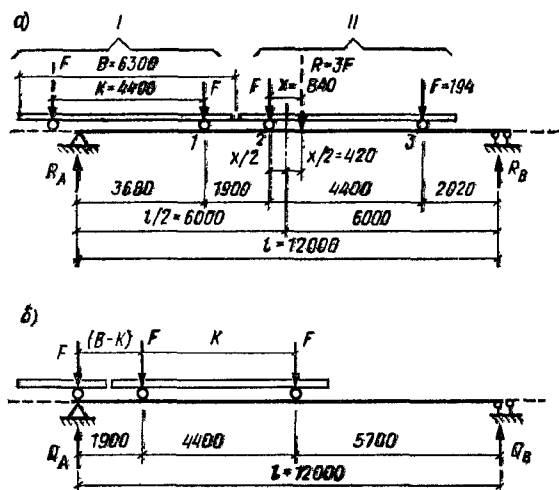


Рис. 7.5. Краевые нагрузки (и примеру VII.1)

а — определения момента M_{max} ; б — для определения поперечной силы Q_{max}
 I — кран I; 2 — кран II

мозной балки по формуле (7.6)

$$M_x = \alpha_1 M_{max} = 1.05 \cdot 1224 = 1285,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

расчетный изгибающий момент от горизонтальных усилий по формуле (7.7)

$$M_T = M_{max} (T^n/F^n) = 1224 \cdot 19/190 = 122,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

наибольшее расчетное значение вертикальной поперечной силы, устанавливая краны в положение, показанное на рис. 7.5, б,

$$Q_A = \alpha_1 Q_{max} = 1.05 (207,5/12) (12 + 10,1 + 5,7) = 504,7 \text{ кН};$$

наибольшую горизонтальную поперечную силу

$$Q_T = Q_{max} (T^n/F^n) = (504,7/1,05) 19/190 = 48 \text{ кН}.$$

Подбор сечения балки. Определяем приблизительно наименьшую высоту балки из условия обеспечения жесткости при предельном относительном прогибе $[1/n_0] = 1/600$ и среднем коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,15$:

$$h_{min} = (l n_0 / 4800) (1 / \gamma_{fm}) = (1200 \cdot 600 / 4800) (1 / 1,15) = 130 \text{ см},$$

где $\gamma_{fm} = M/M^n \approx 1,15$.

Затем требуемый момент сопротивления балки

$$W_d = M/\gamma_c (R_y - 2) = 128\,520/1 (22,5 - 2) = 6270 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы; $(R_y - 2)$ — расчетное сопротивление стали, уменьшенное примерно на 20 МПа для учета действия горизонтальных сил торможения.

Предварительно толщину стенки назначаем по формуле

$$t_w = 7 + 3h_{min}/1000 = 7 + 3 \cdot 1300/1000 = 10,9 \text{ мм.}$$

Принимаем $t_w = 10 \text{ мм.}$

Оптимальная высота балки

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{W_d/t_w} = 1,15 \sqrt{6270/1} = 91 \text{ см.}$$

Принимаем стенку высотой $h_w = 1200 \text{ мм}$ по ширине листового проката (ГОСТ 19903—74*). Проверяем толщину стенки на прочность при срезе по формуле

$$t_w > 1,5Q/R_s h_w = 1,5 \cdot 504,7/13 \cdot 120 = 0,49 \text{ см} < 1 \text{ см,}$$

где $R_s = 0,58R/\gamma_m = 0,58 \cdot 235/1,05 = 129,8 \approx 130 \text{ МПа}$

Минимальная толщина стенки при проверке ее по прочности от местного давления колеса крана составит

$$\begin{aligned} t_{min} &= (\gamma_{f1} F_1/3,25 \gamma_c R_y) \sqrt{\gamma_{f1} F_1/3,25 \gamma_c R_y J_r} = \\ &= (1,1 \cdot 209/3,25 \cdot 1 \cdot 22,5) \sqrt{1,1 \cdot 209/3,25 \cdot 1 \cdot 22,5 \cdot 1082} = \\ &= 0,17 \text{ см} < 1 \text{ см,} \end{aligned}$$

где $F_1 = F_{max}^n$ $\gamma_f = 190 \cdot 1,1 = 209 \text{ кН}$; $\gamma_{f1} = 1,1$ — для кранов с гибким подвесом при среднем режиме работы; $J_r = 1082 \text{ см}^4$ — момент инерции подкранового рельса КР-70; $\gamma_c = 1$, $R_y = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$.

Определяем площадь сечения поясов балки:

$$2A_f = (3/2) W_d/h_w = 3 \cdot 6270/2 \cdot 120 = 78,4 \text{ см}^2;$$

$$A_f = 39,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем симметричное сечение балки: стенка — $1200 \times 10 \text{ мм}$; $A_w = 120 \text{ см}^2$, верхний и нижний пояса одинаковые — $300 \times 14 \text{ мм}$, $A_f = 42 \text{ см}^2$. Состав сечения торозной балки: швеллер № 16, $A = 18,1 \text{ см}^2$; горизонтальный лист из рифленой стали толщиной, равной 6 мм, и верхний пояс балки $300 \times 14 \text{ мм}$ (рис. 7.6). Поддерживающий швеллер № 16 в пролете необходимо опирать на стойку фахверка или на подкосы, прикрепленные к ребрам балки; если это не предусмотрено, то сечение швеллера назначают по расчету на изгиб, принимая нормативную нагрузку на площадку не менее $1,5 \text{ кН/м}^2$,

[illegible]

212

жести сечения (ось $y-y$)

$$z_y = S_y / \Sigma A = (18,1 \cdot 93,2 + 82 \cdot 0,5) / (18,1 + 82 \cdot 0,6 + 36 \cdot 1,4) = 38,8 \text{ см};$$

момент инерции сечения брутто (имеющиеся в верхнем поясе отверстия для крепления рельса можно не учитывать ввиду незначительного их влияния на прочность сплошных сварных балок)

$$J_y = 63,3 + 18,1 \cdot 54,4^2 + 0,6 \cdot 82^3 / 12 + 0,6 \cdot 82 \cdot 13,2^2 + 1,4 \cdot 30^3 / 12 + 1,4 \cdot 30 \cdot 38,8^2 = 156\,083 \text{ см}^4;$$

момент сопротивления крайнего волокна на верхнем поясе подкрановой балки

$$W_y = 156\,083 / (38,8 + 15) = 2901 \text{ см}^3.$$

Проверку нормальных напряжений в верхнем поясе проводят по формуле (2.20):

$$\sigma_{bt} = M / W_x + M_T / W_y = 128\,520 / 7386 + 12\,240 / 2901 = 21,6 \text{ кН/см}^2 (216 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

где $\gamma_c = 1$;

некоторое недонапряжение допустимо ввиду необходимости удовлетворения расчету по прогибу.

Проверяем опорное сечение балки на прочность при действии касательных напряжений по формуле (2.19) с учетом работы поясов

$$\tau = QS_x / J_x t_w = 504,7 \cdot 4350 / 453\,497 \cdot 1 = 4,84 \text{ кН/см}^2 (48,4 \text{ МПа}) < R_s = 130 \text{ МПа};$$

то же, без учета работы поясов

$$\tau = 1,5 / h_w t_w = 1,5 \cdot 504,7 / 120 \cdot 1 = 6,31 \text{ кН/см}^2 (63,1 \text{ МПа}) < R_s = 130 \text{ МПа}$$

Проверка жесткости балки. Вычисляем относительный прогиб балки от вертикальных нормативных нагрузок приближенно по формуле (2.15):

$$\frac{f}{l} = M^n l / 10 E J_x = 111\,756 \cdot 1200 / 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 453\,497 = (1/697) < [1/n_0] = 1/600,$$

где $M^n \approx M / 1,15 = 128\,520 / 1,15 = 111\,756 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$

Из приведенных проверок принятого сечения балки по прочности и жесткости видно, что имеется небольшой запас и сечение балки можно немного уменьшить, например снизить высоту стенки до 116—118 см, а затем проверку сечения следует повторить.

Проверка местной устойчивости поясов балки. Отношение ширины свеса сжатой полки к толщине составляет: $b_{ef}/t = 0,5(300 - 10)/14 = 145/14 = 10,3 < 0,5\sqrt{E/R_y} = 0,5\sqrt{2,06 \cdot 10^5/225} = 15,1$ для стали марки ВСтЗсп5. Устойчивость поясов обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки балки. Определяем условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t) \sqrt{R_y/E} = (120/1) \sqrt{225/2,06 \cdot 10^5} = 3,96 > 2,5,$$

следовательно, необходима проверка стенки на устойчивость. Так как $\bar{\lambda}_w = 3,96 > 2,2$ (при наличии подвижной нагрузки на поясе) необходима постановка поперечных ребер жесткости. При $\bar{\lambda}_w > 3,2$ расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef}$ (а при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ — не более $2,5h_{ef}$).

Назначаем расстояние между ребрами жесткости 2000 мм, что меньше $2h_{ef} = 2 \cdot 1200 = 2400$ мм. Определяем сечение ребер жесткости по конструктивным требованиям норм: ширина ребра $b_r \geq h_w/30 + 40 = 1200/30 + 40 = 80$ мм; принимаем $b_r = 90$ мм; толщина ребра $t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 9 \sqrt{225/2,06 \cdot 10^5} = 0,59$ см; принимаем $t_r = 6$ мм.

Для проверки местной устойчивости стенки балки выделяем два расчетных отсека — первый у опоры, где наибольшие касательные напряжения, и второй в середине балки, где наибольшие нормальные напряжения (рис. 7.7, а). Так как длина отсека $a = 2$ м превышает его высоту $h_{ef} = h_w = 1,2$ м, то напряжение проверяем в сечениях, расположенных на расстоянии $0,5h_w = 0,5 \times 120 = 60$ см от края отсека; длину расчетного отсека принимаем $a_0 = h_w = 1200$ мм. Вычисляем x_1 и x_2 :

$$x_1 = 2000 - 600 = 1400 \text{ мм};$$

$$x_2 = 6000 - 600 = 5400 \text{ мм}.$$

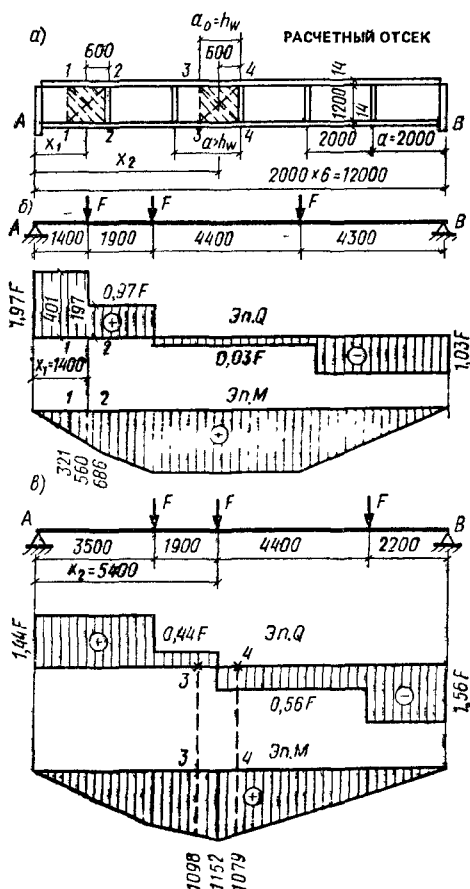
Проверяем местную устойчивость стенки балки первого отсека. Расположение катков кранов¹ и эпюры Q и M показаны на рис. 7.7, б. Опорная реакция:

$$Q_A = (4,3 + 8,7 + 10,6) F/12 = 1,97 \times \\ \times F = 1,97 \cdot 207,5 = 408,8 \text{ кН}.$$

¹ Принято по методике, разработанной институтом ЦНИИПростальконструкция им. Мельникова.

Рис. 7.7. К расчету устойчивости отсеков стенки подкрановой балки

a — расположение расчетных отсеков;
б — схемы к расчету опорного отсека; *в* — то же, среднего отсека



Средние значения изгибающего момента и поперечной силы на расстоянии $x_1 = 1,4$ м от опоры (с учетом коэффициента $\alpha_1 = 1,05$ на массу тормозной балки) составляют:

в сечении 1—1

$$M_1 = 1,05 \cdot Q_A \cdot 0,8 = 1,05 \cdot 408,8 \cdot 0,8 = 343,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_1 = 1,05 Q_A = 1,05 \cdot 408,8 = 429 \text{ кН};$$

в середине отсека при $x_1 = 1,4$ м

$$M_{x1} = 1,05 \cdot 408,8 \cdot 1,4 = 601 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{x1} = 1,05 (Q_A - F) = 1,05 (408,8 - 207,5) = 211,4 \text{ кН};$$

в сечении 2—2

$$M_2 = 1,05 (408,8 \cdot 2 - 207,5 \cdot 0,6) = 727 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = 211,4 \text{ кН};$$

средние значения момента и поперечной силы в расчетном отсеке

$$M_m = (M_1 + M_{x1} + M_2)/3 = (343,4 + 601 + 727,7)/3 = 557 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_m = (Q_1 + Q_2)/2 = (429 + 211,4)/2 = 320 \text{ кН}.$$

Определяем напряжения в стенке опорного отсека при $x_1 = 1,4$ м:

нормальные (в уровне верхней кромки стенки)

$$\sigma = (M_m/J_x) y_c = (55700/454000) 60 = 7,36 \text{ кН/см}^2 \\ (73,6 \text{ МПа}),$$

$$\text{где } y_c = 0,5h_w = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ см};$$

касательные напряжения

$$\tau = Q_m/t_w h_w = 320/120 \cdot 1 = 2,67 \text{ кН/см}^2 (26,7 \text{ МПа}).$$

Местные напряжения под колесом мостового крана

$$\sigma_{loc} = \gamma_f F_1/t_w l_{ef} = 1,1 \cdot 209/1 \cdot 35,4 = 6,5 \text{ кН/см}^2 (65 \text{ МПа}),$$

где $\gamma_f = 1,1$ — при проверке устойчивости стенки; $F_1 = 1,1 \times 190 = 209 \text{ кН}$; $l_{ef} = c \sqrt{J_{bt}/t_w} = 3,25 \sqrt{1089/1} = 35,4 \text{ см}$; J_{bt} — сумма моментов инерции верхнего пояса J_f и кранового рельса КР-70 J_r , $J_{bt} = J_f + J_r = (30 \times 1,4^3/12) + 1082 = 1089 \text{ см}^4$.

Определяем критические напряжения для стенки опорного отсека при отношениях $a/h_w = 2000/1200 = 1,67 > 0,8$; $\sigma_{loc}/\sigma = 6,5/7,36 = 0,88$ и коэффициенте заземления стенки $\delta = \beta (b_f/h_{ef}) (t_f/t_w)^3 = 2 (30/120) (1,4/1)^3 = 1,37$, где $\beta = 2$ — для неприваренных рельсов (табл. 22 СНиП II-23-81*).

При $\delta = 1,37$ и $a/h_{ef} = 1,67$ по табл. 24 этого же СНиП находим предельное значение $[\sigma_{loc}/\sigma]$ для балок симметричного сечения: $[\sigma_{loc}/\sigma] = 0,521$, что меньше $\sigma_{loc}/\sigma = 0,88$. Критические напряжения вычисляем по формуле (81) СНиПа:

$$\sigma_{cr} = c_2 R_y / \sqrt{\lambda}^2 = 65,7 \cdot 22,5/3,96^2 = 94,3 \text{ кН/см}^2 (943 \text{ МПа}),$$

где $c_2 = 65,7$ — по табл. 25 СНиПа при $a/h_{ef} = 1,67$; $R_y = 22,5 \text{ кН/см}^2 (225 \text{ МПа})$;

касательные критические напряжения по формуле (76) СНиПа

$$\tau_{cr} = 10,3 (1 + 0,76/\mu^2) R_s / \sqrt{\lambda}_{ef}^2 = 10,3 (1 + 0,76/1,67^2) \times \\ \times 130/3,96^2 = 109 \text{ МПа}$$

(здесь $\mu = a/h_{ef} = 2000/1200 = 1,67$; $d = h_w = 1200$ мм);

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{R_y/E} = \frac{120}{1} \sqrt{225/2,06 \cdot 10^5} = 3,96;$$

критическое напряжение от местного давления колеса крана по формуле (80) СНиП II-23-81* при $(a/h_{ef}) = 1,67 < 2$

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 R_y / \bar{\lambda}_a^2 = 3,62 \cdot 225 / 6,61^2 = 184,6 \text{ МПа},$$

где $c_1 = 36,2$ — по табл. 23 СНиПа при $\delta = 1,37$ и $a/h_{ef} = 1,67$;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{R_y/E} = \frac{200}{1} \sqrt{225/2,06 \cdot 10^5} = 6,61.$$

Проверяем устойчивость стенки балки по формуле (79) СНиП при $\sigma_{loc} \neq 0$:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c = 1; \quad (7.8)$$

$$\sqrt{(73,6/94,3 + 65/186,4)^2 + (26,7/109)^2} = 0,5 < 1,$$

т. е. устойчивость стенки в опорном отсеке балки обеспечена.

Проверяем устойчивость стенки балки в среднем (третьем от конца) отсеке, середина которого расположена на расстоянии $x = 5,4$ м от опоры (рис. 7.7, в). Нагрузку от колеса крана располагаем посередине длины расчетного отсека. Для упрощения можно также принять расположение крановой нагрузки по схеме, приведенной на рис. 7.5, а, при которой определяют максимальный момент в пролете балки.

Вычисляем опорные реакции и строим эпюры Q и M :

$$Q_A = (F/12) (2,2 + 6,6 + 8,5) = 1,44F = 1,44 \cdot 207,5 = 299 \text{ кН};$$

в сечении 3—3 будет

$$Q_3 = Q_A - F = 1,44F - F = 0,44F;$$

посередине отсека и в сечении 4—4 Q будет

$$Q_{x2} = Q_4 = Q_A - 2F = 1,44F - 2F = -0,56F;$$

$$Q_{x2} = -0,56 \cdot 207,5 = -116,2 \text{ кН}.$$

Среднее значение поперечной силы в расчетном отсеке, с учетом коэффициента $\alpha_1 = 1,05$ на массу тормозной балки

$$Q_m = \frac{Q_3 + Q_4}{2} 1,05 = \frac{0,44F + (-0,56F)}{2} 1,05 =$$

$$= - \frac{0,12 \cdot 207,5 \cdot 1,05}{2} = -13,07 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент равен (рис. 7.7, в):

$$M_3 = Q_A 4,8 - F_{1,3} = 299 \cdot 4,8 - 207,5 \cdot 1,3 = 1165,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{x2} = Q_A 5,4 - F_{1,9} = 299 \cdot 5,4 - 207,5 \cdot 1,9 = 1220,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = Q_A 6 - F_{2,5} - F_{0,6} = 299 \cdot 6 - 207,5 \cdot 2,5 - \\ - 207,5 \cdot 0,6 = 1150,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Среднее значение момента с учетом коэффициента $\alpha_1 = 1,05$:

$$M_m = 1,05 (M_3 + M_2 + M_4) / 3 = 1,05 (1165,5 + 1220,3 + \\ + 1150,7) / 3 = 1237,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем напряжения в стенке среднего отсека: нормальные

$$\sigma = \frac{M_{x2}}{J_x} y_c = \frac{123780 \cdot 60}{454000} = 16,4 \text{ кН/см}^2 (164 \text{ МПа});$$

касательные

$$\tau = Q_{x2} / h_w t_w = 116,2 / 120 \cdot 1 = 0,97 \text{ кН/см}^2 (9,7 \text{ МПа});$$

местные напряжения под колесом крана $\sigma_{loc} = 65 \text{ МПа}$ — по расчету опорного отсека.

Вычисляем критические напряжения для стенки среднего отсека балки при $a/h_{ef} = 2000/1200 = 1,67 > 0,8$; $\delta = 1,37$ и $a/h_{ef} = 1,67 < 2$; $\sigma_{loc}/\sigma = 65/164 = 0,396$, что меньше предельного значения $[\sigma_{loc}/\sigma] = 0,521$ (по табл. 24 СНиП II-23-81* при $\delta = 1,37$ и $a/h_{ef} = 1,67$), следовательно, критические напряжения вычисляем по формуле (75) СНиП, а $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (80); нормальное критическое напряжение по формуле (75) СНиПа

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 32,2 \cdot 225 / 3,96^2 = 462 \text{ МПа},$$

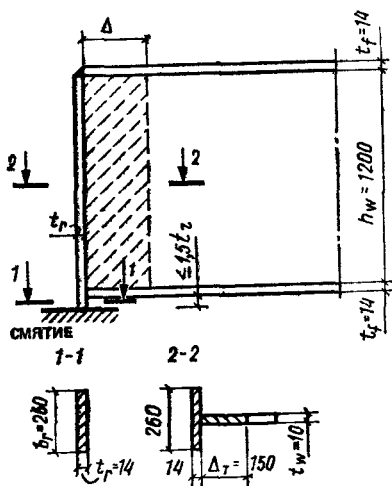
где $c_{cr} = 32,2$ — по интерполяции (см. табл. 21 СНиПа) при $\delta = 1,37$; $\bar{\lambda}_w = 3,96$ — по расчету опорного отсека; касательное критическое напряжение по формуле (76) СНиПа, аналогично расчету опорного отсека

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + 0,76/\mu^2 \right) R_s / \bar{\lambda}_{ef}^2 = 10,3 \left(1 + 0,76/1,67^2 \right) \times \\ \times 130 / 3,96^2 = 109 \text{ МПа}$$

(здесь $\mu = a/h_{ef} = 2000/1200 = 1,67$; $h_{ef} = 1200 \text{ мм}$).

Критическое напряжение от местного давления колеса крана находим по формуле (80) СНиПа при $a_0 =$

Рис. 7.8. Расчетная схема опорного ребра подкрановой балки ($\Delta = 0,85t \sqrt{E/R_y}$)



$$= 0,5a = 0,5 \times 200 = 100 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 R_y / \bar{\lambda}_a^2 = 15,9 \cdot 225 / 3,3^2 = 328,5 \text{ МПа},$$

где $c_1 = 15,9$ — по табл. 23 СНиП при $\delta = 1,37$ и $a_0/h_{ef} = 100/120 = 0,833$;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a_0}{t} \sqrt{R_y/E} = \frac{100}{1} \sqrt{225/2,06 \cdot 10^5} = 3,3.$$

Проверяем устойчивость стенки среднего отсека балки по формуле (7.8) при $\sigma_{loc} \neq 0$

$$\begin{aligned} & \sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} = \\ & = \sqrt{(164/462 + 65/328,5)^2 + (9,7/109)^2} = 0,56 < 1, \end{aligned}$$

т. е. устойчивость стенки в среднем отсеке балки обеспечена.

Расчет сварных соединений стенки с поясами. Верхние поясные швы подкрановых балок из условий равнопрочности с основным металлом рекомендуется выполнять с проваркой на всю толщину стенки, и тогда их расчет не требуется. Толщину поясных швов в общем случае обычно вначале назначают по конструктивным требованиям (табл. 3.3) и проверяют их прочность по условию (при расчете по прочности металла шва):

$$\left[\frac{1}{2} (\beta_f k_f) \right] \sqrt{(Q_{max} S_f / J)^2 + (\gamma_{f1} F_1 / z)^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c. \quad (7.9)$$

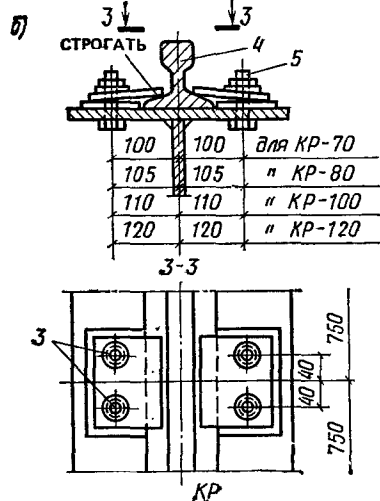
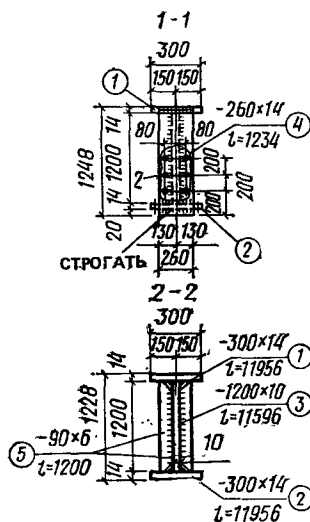
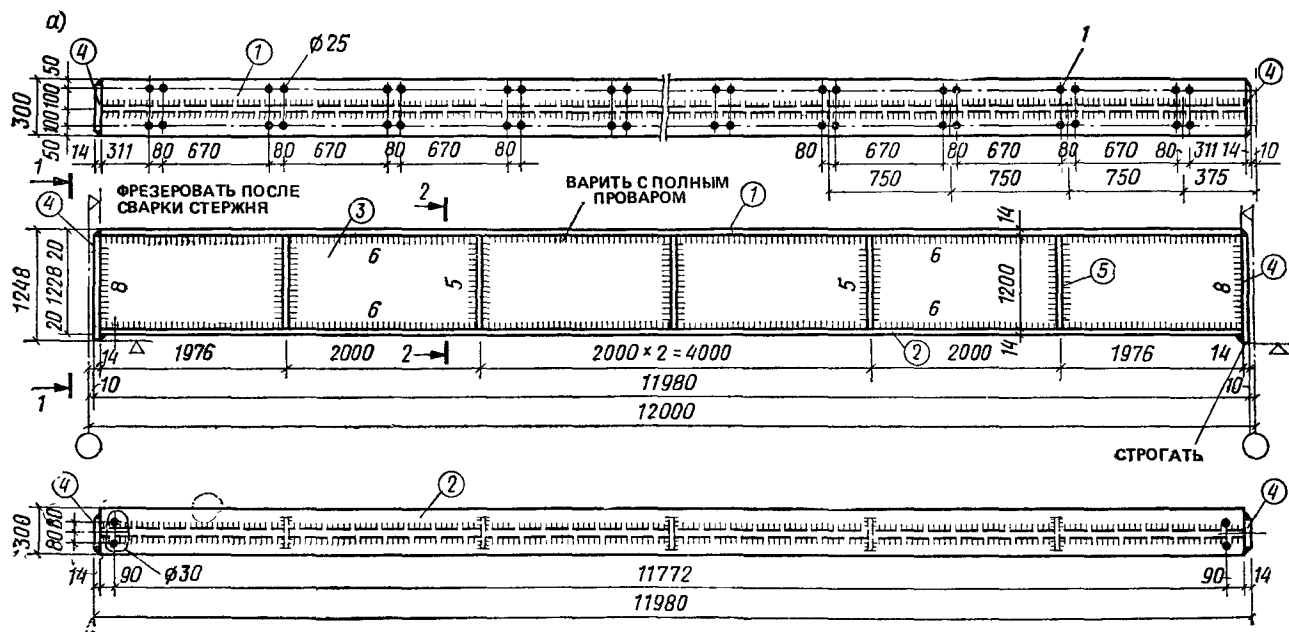


Рис. 7.9. Рабочий чертеж подкрановой балки (материал — сталь марки ВСтЗсп5 по ГОСТ 380—71**)

а — общий вид, планы поясов и сечения; б — деталь крепления кранового рельса; поясные швы варить автоматом, все остальные швы электродами марки Э42-А; 1—5 — номера позиций элементов балки: 1 — отв. $\varnothing 25$, болты $\varnothing 22$; 2 — отв. $\varnothing 23$, болты $\varnothing 20$; 3, 5 — болты $\varnothing 22$; 4 — крановый рельс КР

Принимаем $k_f = 6$ и проверяем условие (7.9)

$$(1/2 \cdot 1, 1 \cdot 0, 6) \sqrt{(504,7 \cdot 2550/454\,000)^2 + (1,1 \cdot 209/38,8)^2} = \\ = 2,2 \text{ кН/см}^2 (22 \text{ МПа}) < R_{wf} = 180 \text{ МПа},$$

где $S_f = 30 \cdot 1,4 \cdot 60,7 = 2550 \text{ см}^3$; $\beta_f = 1,1$ — для автоматической сварки проволокой $d = 3 \text{ мм}$, $z = 38,8 \text{ см}$ (см. ранее проверку прочность балки); $\gamma_c = 1$; $Q_{max} = 504,7 \text{ кН}$; $\gamma_{f1} = 1,1$; $\gamma_{wf} = 1$.

Условие прочности швов соблюдается.

Расчет опорного ребра. Опорное ребро балки опирается на колонну строганым торцом (рис. 7.8). Из конструктивных соображений принимаем сечение опорного ребра $260 \times 14 \text{ мм}$. Площадь смятия ребра $A_r = 26,4 \times 1,4 = 36,4 \text{ см}^2$.

Проверяем напряжения смятия в опорном ребре: $\sigma_r = Q/A_r$; $\sigma_r = (504,7/36,4) (10) = 139 \text{ МПа} < R_p = 336 \text{ МПа}$ при $R_{un} = 370 \text{ МПа}$.

Проверяем условную опорную стойку на устойчивость. Для этого предварительно определяем: расчетную площадь сечения

$$A_c = 26 \cdot 1,4 + 0,65 t_w \sqrt{E/R_y} = 36,4 + 0,65 \cdot 1 \times \\ \times \sqrt{2,06 \cdot 10^5/225} = 56 \text{ см}^2;$$

момент и радиус инерции сечения условной стойки

$$J_x = t_f b_r^3/12 = 1,4 \cdot 26^3/12 = 2080 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{J_x/A_c} = \sqrt{2080/56} = 6,09 \text{ см};$$

гибкость опорной стойки

$$\lambda_x = h_{ef}/i_x = 120/6,09 = 19,7; \quad \varphi = 0,965.$$

Проверяем устойчивость опорной стойки

$$\sigma = Q/\varphi A_c = 504,7/0,965 \cdot 56 = 9,34 \text{ кН/см}^2 (93,4 \text{ МПа}) < \\ < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}, \text{ где } \gamma_c = 1.$$

Проверяем прочность сварных швов прикрепления торцевого ребра к стенке — сварка ручная, $k_f = 8 \text{ мм}$, расчетная длина шва:

$$l_w < 60 k_f = 60 \cdot 0,8 = 48 \text{ см};$$

$$\tau_w = Q/2 (\beta_f k_f) l_w = 504,7/2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 48 = 9,39 \text{ кН/см}^2 \\ (93,9 \text{ МПа}) < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа}, \text{ где } \gamma_{wf} = 1; \quad \gamma_c = 1,$$

т. е. прочность крепления торцевого ребра обеспечена.

Определение массы сварной подкрановой балки —

$$G_{ob} = \varphi A l \rho = 1,2 \cdot 204 \cdot 10^{-4} \cdot 12 \cdot 7,85 = 2,31 \text{ т},$$

где $A = 126 \cdot 1 + 2 \cdot 36 \cdot 1,4 = 204 \text{ см}^2 = 204 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$; $\rho = 7,85 \text{ т/м}^3$ — плотность стали; $\psi = 1,2$ — строительный коэффициент.

Краткие указания по конструированию сварной подкрановой балки. Общий вид и детали подкрановой балки показаны на рис. 7.9. Для крепления кранового рельса в верхнем поясе предусматривают отверстия диаметром 21—23 мм под болты диаметром 20—22 мм, располагаемые шагом 600—750 мм (рис. 7.9, б).

В нижнем поясе балки в приопорной части проектируют по два отверстия для крепления балки к колонне болтами нормальной точности (класс В) диаметром 20—22 мм. В нижней половине опорных ребер располагают по 6—8 отверстий для соединения балок между собой. Торец опорного ребра строгать. В поперечных ребрах жесткости внутренние углы срезают на 40—60 мм для пропуска поясных сварных швов. Продольные кромки стенки обрабатывают под сварку.

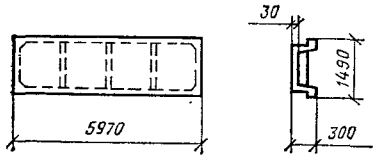
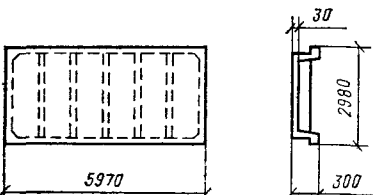
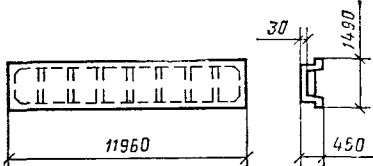
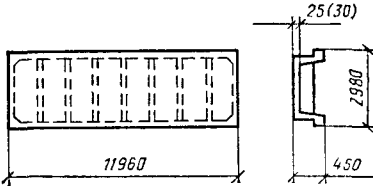
Глава 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. УСТРОЙСТВО ПОКРЫТИЙ

Покрытия промышленных зданий пролетом 18 м и более обычно проектируют по стропильным фермам. Ферма представляет собой решетчатую конструкцию, предназначенную для восприятия нагрузки от покрытия цеха. Фермы, перекрывающие поперечный пролет здания и опирающиеся непосредственно на несущие элементы (колонны, стены), называются **стропильными**. В случае большого расстояния между колоннами в продольном направлении цеха, когда существующими типами плит покрытия или прогонами его перекрыть нельзя, вдоль цеха ставят по колоннам дополнительные фермы и на них в пролете опирают промежуточную стропильную ферму. Эти дополнительные фермы называют **подстропильными**, т. е. служащими опорой стропильных ферм. Здесь рассматриваются только легкие стропильные фермы как наиболее распространенные.

Покрытие по стропильным фермам может быть двух типов — с прогонами и без них. В покрытии с прогонами в качестве несущих элементов применяют железобетонные, железобетонные или асбестоцементные плиты сравнительно небольшой длины — до 3 м. Второй тип покрытия (беспрогонное) более распространен, так как позволяет сэкономить металл. Несущие плиты покрытия здесь опираются непосредственно на верхний пояс стропильных ферм. Стандартные железобетонные плиты для покрытий промышленных одноэтажных зданий имеют номинальные размеры в плане $1,5 \times 6$ и 3×6 м и высоту продольных ребер 300 мм, а размерами $1,5 \times 12$ и 3×12 м — высоту ребер 450 мм (табл. 8.1). Шаг стропильных ферм должен

Таблица 8.1. Типовые железобетонные предварительно напряженные плиты покрытий для одноэтажных промышленных зданий при нормальных эксплуатационных условиях (альбом рабочих чертежей — серии 1.465-7)

Эскиз	Условная марка плиты	Класс бетона	Расход стали, кг	Масса, $\frac{т}{м^2}$	Полная расчетная нагрузка, $кН/м^2$
1	2	3	4	5	6
	$\frac{П-1}{1,5 \times 6} - \frac{П-5}{1,5 \times 6}$	В30	26—49	$\frac{1,5}{0,169}$	5,1—12,3
	$\frac{ПЛ-1}{1,5 \times 6} - \frac{ПЛ-3}{1,5 \times 6}$	В40	26—37		4,4—7,2
	$\frac{П-1}{3 \times 6} - \frac{П-6}{3 \times 6}$	В30	40—99	$\frac{2,7}{0,152}$	3,2—9,6
	$\frac{ПЛ-1}{3 \times 6} - \frac{ПЛ-4}{3 \times 6}$	В40	10—68		3,5—6,7
	$\frac{П-1}{1,5 \times 12} - \frac{П-4}{1,5 \times 12}$	В40	147—287	$\frac{3,1}{0,175}$	10,4—15,5
	$\frac{ПЛ-1}{1,5 \times 12} - \frac{ПЛ-5}{1,5 \times 12}$	В50	114—240		6,1—10,1
	$\frac{П1-1}{3 \times 12} - \frac{П1-5}{3 \times 12}$	В40	195—334	$\frac{5,7-7}{0,16-0,196}$	3,45—5,75
	$\frac{П11-1}{3 \times 12} - \frac{П11-5}{3 \times 12}$	В50	199—391		4,3—7,8

Примечания: 1. Плиты условных марок П-1—П-6 предназначены для нормальных эксплуатационных условий; марок ПЛ-1—ПЛ-5 — для легкосбрасываемой кровли; марок П1-1—П1-5 — для покрытий в I и II снеговых районах, а П11-1—П11-5 — в III и IV снеговых районах. 2. В условных марках плит, согласно Справочнику проектировщика [9], цифровой индекс обозначает несущую способность плит. Индекс, характеризующий вид напрягаемой арматуры, опущен. Если плита, например, армирована стержнями класса А-IV, то в проекте указывают мар-

ку: $\frac{ПА-IV}{3 \times 6} - 1$ или $\frac{ПЛА-IV}{3 \times 6} - 1$ и т. д.

соответствовать пролету таких плит — 6 или 12 м. Для обеспечения жесткости покрытия железобетонные плиты на опорах приваривают к поясам ферм. При применении типовых железобетонных плит в расчетах нагрузок следует принимать массу плит по табл. 8.1.

В холодных (неутепленных) крышах по несущим плитам устраивают асфальтовую или цементную стяжку толщиной 2—3 см, а сверху стяжки наклеивают рулонный ковер из рубероида и пергамента (в три—четыре слоя), а затем укладывают защитный слой из гравия. В теплых крышах по плитам устраивают паронепроницающую из двух слоев пергамента или асфальтовую стяжку, а затем укладывают утеплитель (минераловатные плиты, ячеистый или легкий бетон в виде плит и др.), сверху утеплителя — асфальтовую или цементную стяжку — 2—3 см, а потом трех-четырёхслойный ковер из пергамента и рубероида и защитный слой из гравия. Иногда в холодных и теплых покрытиях применяют волнистые асбестоцементные или стальные листы и оцинкованный стальной профилированный настил, которые крепят к прогонам Г-образными клеммерами или болтами. Стальные листы допускается приваривать к прогонам, в этом случае болты не ставят.

Для снижения веса кровли и повышения ее долговечности рационально применять плиты из алюминиевых сплавов — как холодные, так и теплые. Для холодных покрытий рекомендуются волнистые листы длиной до 6 м и шириной 1150 мм, толщиной листа 0,8 мм. Теплые покрытия выполняются в виде трехслойных утепленных панелей, у которых верхним слоем служит алюминиевый волнистый лист, средним — утеплитель и нижним — прессованная асбестофанера, водостойкие древесно-стружечные плиты или слоистая фанера.

Аналогичную конструкцию утепленных панелей для кровли выполняют с несущим нижним слоем из профилированного оцинкованного стального настила (по ГОСТ 24045—86), утеплителя (сверху) из пенополистирола и двух-трехслойного рулонного покрытия (см. рис. 8.16). В табл. 8.2 приведены приближенные значения толщины утеплителей некоторых видов в зависимости от расчетной наружной температуры воздуха, которые можно применять при разработке курсовых проектов и контрольных работ по строительным

Т а б л и ц а 8.2. Выбор утеплителя для теплых крыш производственных, жилых и общественных зданий

Утеплитель, его плотность ρ , кг/м ³ , коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°С)	Расчетная наружная температура воздуха, °С	Толщина утеплителя, мм, для зданий	
		производственных	жилых и общественных
Пенобетон или газобетон, пено- или газосиликат: $\rho=400$, $\lambda=0,15$	—20	100	100
	—30	120	160
	—40	160	200
$\rho=600$, $\lambda=0,26$	—20	110	120
	—30	160	200
	—40	210	260

Продолжение табл. 8.2

Утеплитель, его плотность ρ , кг/м³, коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°С)	Расчетная наружная темпера- тура воздуха, °С	Толщина утеплителя, мм, для зданий	
		производ- ственных	жилых и общественных
Минераловатные жесткие плиты на битумном связующем: $\rho=200$, $\lambda=0,08$	—20	50	75
	—30	60	125
	—40	80	175
$\rho=300$, $\lambda=0,09$	—20	50	75
	—30	80	150
	—40	100	200
Фибролитовые плиты на цементном вяжущем $\rho=300$, $\lambda=0,14$	—20	50	75
	—30	60	150
	—40	80	200
Керамзитобетонные и керамзитопеиобетонные плиты $\rho=400$, $\lambda=0,18$	—20	100	100
	—30	120	170
	—40	160	220
Засыпки из пемзы, трепела, керамзитового гравия, шунгизита $\rho=400$, $\lambda=0,14$	—20	100	100
	—30	120	170
	—40	160	220
Перлитовые и вермикулитовые плиты на цементном вяжущем $\rho=300\text{—}400$, $\lambda=0,11\text{—}0,13$	—20	50	80
	—30	60	130
	—40	80	180
Пеностекло или газостекло $\rho=300$, $\lambda=0,12$	—20	50	80
	—30	60	130
	—40	80	180
Жесткие плиты из полимерных материалов: пенополистирол, пенопласт, перлитопластобетон $\rho=100\text{—}200$, $\lambda=0,05\text{—}0,06$	—20	40	60
	—30	50	100
	—40	60	120

Примечания: 1. Расчетные коэффициенты теплопроводности λ , приведенные в Вт/(м·°С), даны в соответствии со СНиП II-3-79** (для условий эксплуатации зданий при нормальном влаж-

ностным режиме помещений). 2. Применение рыхлых материалов плотностью более 500 кг/м^3 для теплоизоляции бесчердачных покрытий в зданиях с несущими металлоконструкциями не допускается. 3. Теплоизоляционные материалы плотностью свыше 700 кг/м^3 применять в качестве утеплителей не рекомендуется.

конструкциям. В условиях реального проектирования толщину необходимо определять на основании теплотехнических расчетов в соответствии с нормативными требованиями.

Необходимость устройства пароизоляционного слоя в покрытиях здания зависит от влажности воздуха в помещениях. В покрытиях над помещениями с сухим и нормальным влажностными режимами (относительная влажность до 60 %) пароизоляцию можно не устраивать, в помещениях с влажным режимом (61—75 %) необходим пароизоляционный слой в виде оклейки одним слоем рулонного материала (рубероид, пергамин или гидроизол), а с мокрым режимом (более 75 %) — двумя слоями рулонного материала. При этом в капитальных покрытиях при сплошном железобетонном основании и неорганическом утеплителе допускается взамен одного слоя рулонного материала выполнять пароизоляцию в виде обмазки поверхности битумом слоем 1,5—2 мм, а вместо двухслойной рулонной пароизоляции делать однослойную.

§ 2. ТИПЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ И СВЯЗИ

Стропильные фермы разляют по очертанию поясов и по виду решетки. По очертанию поясов фермы бывают с параллельными поясами, односкатные (трапецидальные), полигональные и треугольные (рис. 8.1, а—д). Выбор типа фермы зависит от назначения здания, профиля кровли и системы водоотвода, материала покрытия и экономических факторов. В промышленном строительстве наибольшее применение имеют унифицированные типовые фермы полигональные, односкатные, двускатные и с параллельными поясами (рис. 8.1, е—м).

Решетка в фермах бывает либо раскосной, когда она образуется непрерывным чередованием раскоса и стоек (рис. 18, б), либо треугольной, в которой зигзаг решетки образуется из одних раскосов, а стойки являются дополнительными элементами (рис. 8.1, а). На практике чаще всего применяют треугольную решетку; общая длина ее элементов меньше, чем у раскосной.

При проектировании ферм пролет обычно указывают в техническом задании. Предварительно назначают высоту ферм, размер и число панелей. Оптимальная высота h в середине пролета фермы, удовлетворяющая требованиям жесткости и наименьшей массы, составляет в фермах с параллельными поясами, трапециевидных и полигональных — в среднем $1/8l$, уклон верхнего пояса $1/8—1/12$, а в треугольных фермах $1/4—1/5l$, где l — пролет фермы. На практике высоту фермы следует увязывать с габаритами транспортных средств.

Размер панели назначают в зависимости от ширины стандартных железобетонных плит покрытия (1,5 или 3 м), т. е. с таким расчетом, чтобы усилия от несущих ребер плит покрытия передавались в центр узла решетки фермы. В тех случаях, когда усилия

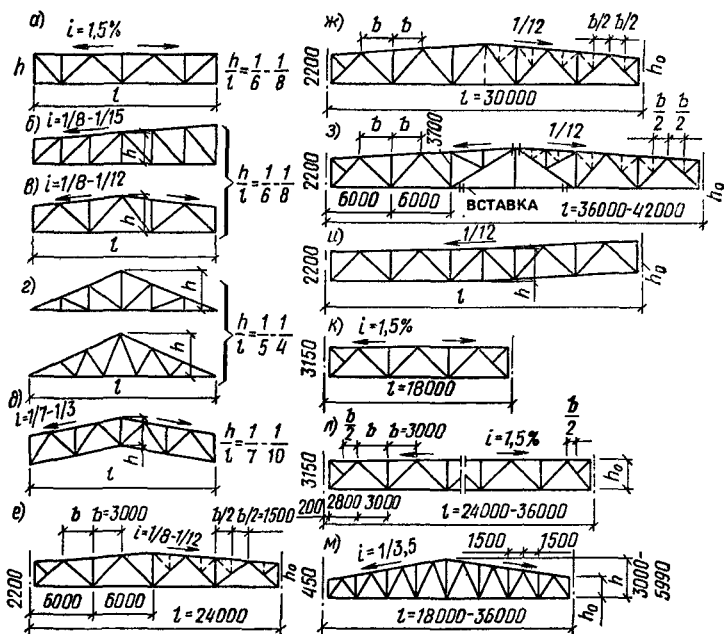


Рис. 8.1. Стропильные фермы

а—д — типы ферм по очертанию поясов; е—з — типовые полигональные; и — типовая односкатная; к, л — типовые с параллельными поясами для плоских покрытий; м — двухскатная для кровель из асбестоцементных листов (высота опорных стоек ферм указана по обухам поясов из уголков)

от плит покрытия не совпадает с центром узла, верхний пояс испытывает не только сжатие, но и изгиб. В связи с этим пояса получают более тяжелыми и их рассчитывают как сжато-изогнутые элементы. Для ликвидации изгибающего момента целесообразно в решетку вводить дополнительные шпренгели, которые работают на местную нагрузку и устраняют таким образом изгиб пояса. Наклон раскосов решетки должен быть в пределах $35^\circ - 50^\circ$ (в среднем 45°).

Общий габарит фермы или ее отправочных частей зависит также от вида транспортных средств и должен быть с ними увязан. При перевозке по железной дороге наибольший размер конструкций по вертикали равен 3,8, по горизонтали — 3,2, а по длине — 13 м для одной четырехосной платформы, поэтому фермы больших пролетов расчленяют на несколько равных или неравных частей. При пролетах до 42 м типовые фермы обычно составляют из двух или трех отправочных марок (частей).

В настоящее время для повышения индустриальности строительства схемы стропильных ферм, а также мостов, радиомачт и башен, опор линий электропередачи унифицированы. Для унифицированных схем стропильных ферм производственных зданий с рулонной кровлей проектируют панели длиной $l = 3$ м, уклон верхнего пояса $1/12 - 1/8$, высоту опорной стойки 2200 мм (см. рис. 8.1, е—и). Ре-

шетка — треугольная, с добавлением шпреигеля при кровельных плитах шириной 1,5 м. Для плоских кровель предусмотрены фермы с параллельными поясами, уклон по верхнему поясу 1,5 %, высота опорной стойки 3150 мм (см. рис. 8.1, к, л), а для кровель из асбестоцементных листов усиленного профиля по прогонам — фермы с уклоном верхнего пояса $\frac{1}{3,5}$ (0,286), высота опорной стойки 450 мм, длина панели 1,5 м (см. рис. 8.1, м).

Вес типовых ферм g_p в зависимости от расчетной разгрузки конструкций покрытия $q = (p + g)$ составляет:

при пролете 18 м	$g_p = 0,04 + 0,014 q$, кН/м ²
» » 24 м	$g_p = 0,04 + 0,03 q$, »
» » 30 м	$g_p = 0,05 + 0,03 q$, »
» » 36 м	$g_p = 0,05 + 0,04 q$, »

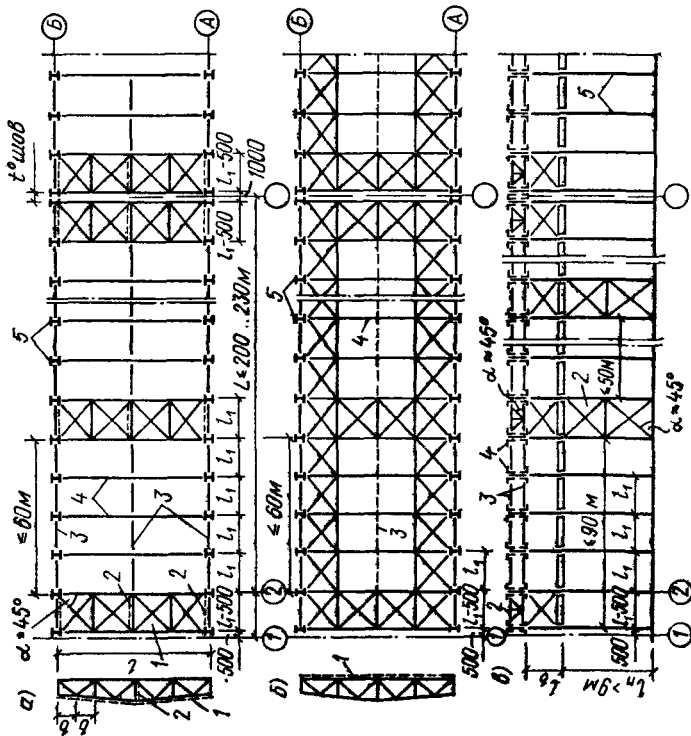
Ориентировочная масса элементов покрытия в зависимости от группы цехов указана в табл. 8.3.

Т а б л и ц а 8.3. Ориентировочная масса элементов покрытия, кг/м, промышленного одноэтажного здания

Элементы покрытия	Цех с режимом работы (с краем грузоподъемностью Q_c , т)		
	легким (до 15)	средним (20—100)	тяжелым (200—350)
Стропильные фермы	16—25	18—30	20—40
Подстропильные фермы	0—6	4—7	8—20
Прогоны	10—12	12—18	12—16
Фонари	0—10	8—12	8—12
Связи	3—4	3—5	8—15
Итого	30—50	45—70	50—80

Связи служат для придания покрытию к цеху в целом пространственной жесткости, а также для обеспечения устойчивости отдельных стержневых ферм. Связи, располагаемые в уровне верхнего и нижнего поясов фермы, называют горизонтальными, а устанавливаемые в вертикальной плоскости между смежными фермами — вертикальными. Горизонтальные связи по верхним поясам ферм обеспечивают устойчивость верхнего пояса при работе из его плоскости. Ставят их в поперечном направлении в крайних (торцевых) пролетах цеха и в отсеках у температурного шва, а также в середине блока на расстоянии 50—60 м один от других (рис. 8.2, а), размеры температурных отсеков приведены далее в табл. 8.12

Горизонтальные связи по нижним поясам ферм располагают по всему периметру цеха или температурного отсека, т. е. в продольном и поперечном направлениях цеха (рис. 8.2, б). Главное назначение этих связей состоит в том, чтобы обеспечить пространственную работу каркаса при действии значительных местных горизонтальных нагрузок (от торможения кранов и т. п.). Связевые фермы, располагаемые в торцах здания, воспринимают ветровые нагрузки от кон-



ВАРИАНТ 2

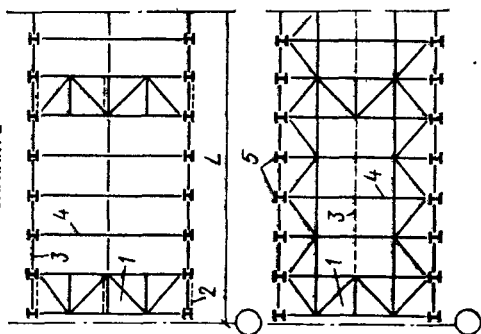


Рис. 8.2. Проектирование связей в одноэтажном промышленном здании
 а — горизонтальных по верхним поясам ферм, решетка связей крестовая или (вариант 2) треугольная;
 б — то же, по нижним поясам ферм; в — вертикальные междуколонные и фермы; г — горизонтальные связи; з — распорки; 4 — фермы; 5 — колонны

струкций торцевого фахверка. Промежуточные поперечные связи в плоскости нижних поясов устраивают, как и в плоскости верхних поясов ферм, через 50—60 м.

В цехах с легким режимом (1К—2К) работы кранов продольные связи по нижним поясам ферм можно не проектировать, если обеспечивается предельная гибкость элементов фермы. Решетка связей может быть как крестовой, так и треугольной.

Вертикальные связи между фермами обеспечивают устойчивость ферм во время монтажа, и в смонтированных конструкциях покрытия они повышают общую жесткость блока, состоящего из двух стропильных ферм и поперечных связей по верхним и нижним поясам. Вертикальные связи располагают обычно в торцах и посередине пролета фермы на расстоянии 9—12 м один от другого по длине фермы. При пролетах ферм до 24 м достаточно поставить одну связь посередине, а при больших пролетах — две-три связи. По длине цеха вертикальные связи ставят через три-четыре шага стропильных ферм, обязательно совмещая их с поперечными связями в плоскостях верхних и нижних поясов ферм. В промехутках, где эти связи отсутствуют, ставят распорки (рис. 82, в).

К вертикальным связям предъявляются большие требования по жесткости, чем к горизонтальным, поэтому их устраивают в виде фермочек со стержнями из двух уголков, а горизонтальные связи выполняют, как правило, крестообразными из одиночных уголков (см. рис. 82).

Типы сечений стержней ферм. Выбор типа сечения стержней ферм определяется в основном назначением и конструкцией фермы. Для легких ферм применяют стержни из двух спаренных или одиночных уголков, тавров, двутавров и швеллеров, труб, гнутых и гнутосварных замкнутых профилей — ГСП (рис. 83). Для тяжелых стальных ферм, применяемых в мостостроении, краях, копрах, эстакадах и т. п., стержни обычно проектируют двухстенчатыми, составленными из нескольких элементов, соединенных на сварке или клепке (рис. 84).

В легких фермах достаточно широко применяются стержни из двух уголков, соединенных в узлах на фасонках. Это традиционное решение позволяет проектировать фермы различных типов, подбирать приемлемые по площади сечения на всевозможные нагрузки, эффективно решать узлы примыканий к фермам прогонов, связей, пилей покрытий и т. п. Однако фермы из спаренных уголковых профилей отличаются большим разнообразием типоразмеров элементов, значительным расходом металла на фасонки и прокладки, увеличенной трудоемкостью изготовления, неудобством окраски стержней в эксплуатации (особенно щелей между ветвями).

Поэтому в последние годы разработаны новые, эффективные конструкции стропильных ферм со стержнями из широкополочных двутавров, электросварных труб и замкнутых гнутосварных профилей, а также с поясами из тавров (получаемых продольной резкой пополам широкополочных двутавров) и решеткой из одиночных уголков. Преимуществом трубчатых стержней является их равноустойчивость в двух плоскостях, хорошая обтекаемость и стойкость против коррозии, удобство окраски в эксплуатации, что способствует увеличению их долговечности. Однако сложность узловых соединений затрудняет их широкое применение.

На заводах освоено изготовление стропильных ферм из замкнутых гнутосварных профилей (ГСП) прямоугольного или квадрат-

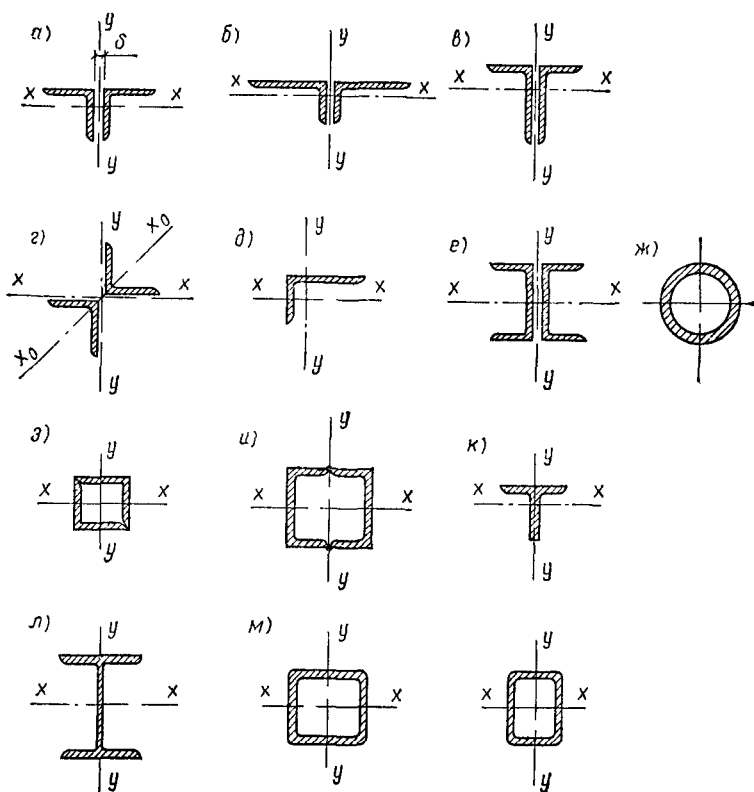


Рис. 8.3. Компоновка сечений элементов легких ферм

а—д, з — из уголковых профилей; е, и — из швеллеров; ж — трубчатое сечение; к — тавровый профиль; л — широкополочный двутавр; м — из гнутосварных замкнутих профилей квадратного или прямоугольного сечения

ного сечений, образуемых из листов толщиной 3—8 мм (см. табл. 3, 4 прил. VIII). В конструктивном отношении такие фермы проще, чем из труб круглого сечения.

Широкополочные двутавры особенно эффективны для верхних поясов ферм, которые воспринимают сжимающие усилия и изгибающие моменты. Тавровое сечение поясов позволяет сравнительно просто конструировать узлы примыкания элементов решетки, особенно из одиночных уголков.

При выборе типа сечений стержней фермы необходимо учитывать: назначение и условия работы конструкции, технологию изготовления и монтажа, наличие профилей сортамента и, в конечном счете, экономическую эффективность как по расходу металла, так и общей стоимости. Тенденция в строительстве к ускоренному крупнооблочному монтажу конструкций во многих случаях является определяющей для назначения типов ферм и их элементов.

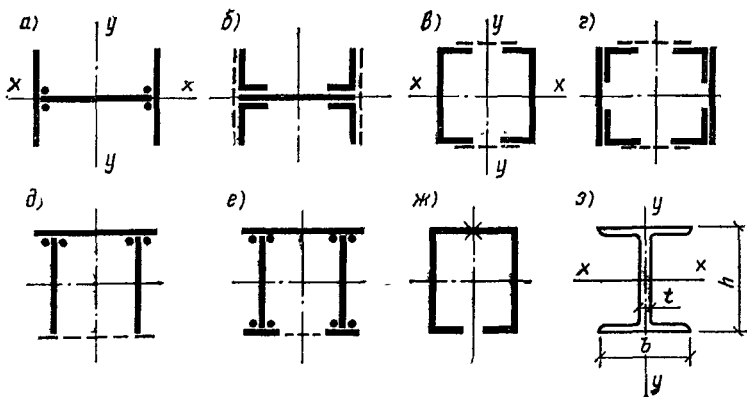


Рис. 8.4. Типы сечений элементов тяжелых ферм

а — Н-образное сечение из трех листов; б — из неравнополочных уголков, соединенных горизонтальным листом (пунктиром показан вариант усиления поясов); в — из двух швеллеров; г — из четырех уголков; д, е — коробчатые сечения; ж — из гнутосварных профилей; з — широкополочный двутавр

§ 3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ СТОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

При расчете сечений элементов фермы из уголков и тавров допускают, что все стержни в узлах соединены шарнирно. Это допущение возможно для гибких стержней, у которых отношение высоты сечения стержня h к его расчетной длине l_{ef} меньше 0,1 ($h/l_{ef} < 1/10$).

В фермах со стержнями повышенной жесткости (из двутавров, труб, Н-образных сечений), у которых отношение высоты сечения к длине превышает 1/10 при температуре эксплуатации не ниже -40°C и $1/15$ — при температуре ниже -40°C , необходимо в расчете учитывать дополнительные изгибающие моменты в стержнях от жесткости узлов. При этом осевые усилия определяют по шарнирной схеме узлов, а дополнительные моменты — приближенно. Смещение оси поясов ферм, также ведущее к возникновению моментов, не учитывается, если оно не превышает 1,5 % высоты пояса.

При равномерном опирании конструкций покрытия на верхний пояс ферм (в беспрогонной кровле) дополнительные моменты допускается вычислять по следующим формулам: пролетные моменты: в крайней панели — $M_e = ql^2/10$; в промежуточной панели — $M_e = ql^2/12$; момент в узле (опорный) — $M_e = ql^2/18$, где q — значение равномерно распределенной нагрузки; l — длина панели [при разных примыкающих к узлу панелях $l = (l_1 + l_2)/2$].

Расчет ферм, особенно при вариантном проектировании и выборе наиболее эффективного решения, следует выполнять на ЭВМ, например на комплексе РАСК, по программе «Лира» и др.

Средоточенные силы F , приходящиеся на узел фермы, определяют по формуле

$$F_c = l_1 \theta (g + p), \quad (8.1)$$

где $(g+p)$ — расчетные равномерно распределенные постоянная g и временная p нагрузки (включая собственный вес фермы, связей, прогонов и т. д.); l_1 — расстояние между фермами (шаг ферм); b — длина панели пояса фермы [при разных панелях принимают $b = (b_1 + b_2)/2$].

При больших уклонах кровли (например, в треугольных фермах) собственный вес кровли принимают с учетом наклона ската α :

$$g'_r = g_r / \cos \alpha. \quad (8.2)$$

Нагрузку от снега подсчитывают в соответствии со СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия» с учетом конфигурации и угла наклона скатов кровли и района строительства по степени снегового покрова (прил. 1).

Расчетная снеговая нагрузка s равна:

$$s = s^r \gamma_f = s_0 \mu \gamma_f,$$

где $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$ — коэффициент надежности по нагрузке; s_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли; μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормативной нагрузке на покрытие (см. гл. 2).

Расчет прогонов. Прогонь по верхним поясам ферм устраивают в холодных покрытиях из металлических или асбестоцементных листов, а также при применении малогабаритных плит из легкого или тяжелого бетона. Выполняют их, как правило, из прокатных профилей (швеллеров и двутавров). Эти прогоны, будучи расположенными под углом к вертикальной плоскости действия усилия, испытывают косой изгиб (рис. 8.5, а). Действующая на прогон вертикальная нагрузка от веса кровли и снега раскладывается на две составляющие: q_x — нормально к скату и q_y — параллельно скату:

$$q_x = q \cos \alpha; \quad q_y = q \sin \alpha.$$

Расчетные изгибающие моменты будут:

$$M_x = q_x l_x^2 / 8 = q \cos \alpha l_x^2 / 8; \quad (8.3)$$

$$M_y = q_y l_y^2 / 8 = q \sin \alpha l_y^2 / 8. \quad (8.4)$$

Суммарное напряжение в сечении прогона от действия этих моментов при статической нагрузке и закреплении от потери устойчивости не должно превышать расчетного сопротивления стали (с учетом развития пластических деформаций):

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \left(\frac{M_x}{c_x W_x} + \frac{M_y}{c_y W_y} \right) \leq R_T \gamma_c. \quad (8.5)$$

Следует иметь в виду, что хотя момент M_y (от сил q_y вдоль ската) не велик по абсолютному значению, напряжения σ_y будут значительны, так как момент сопротивления прокатных профилей W_y чрезвычайно мал (в 10—12 раз меньше, чем W_x). Для уменьшения напряжений σ_y прогоны в середине пролета раскрепляют тяжами (см. рис. 8.5, б). Таким образом пролет уменьшается в 2 раза, а изгибающий момент — соответственно в 4 раза.

Прогибы прогонов проверяют по формуле для второй группы предельных состояний (по деформациям):

$$f/l \leq [1/n_0] = 1/200.$$

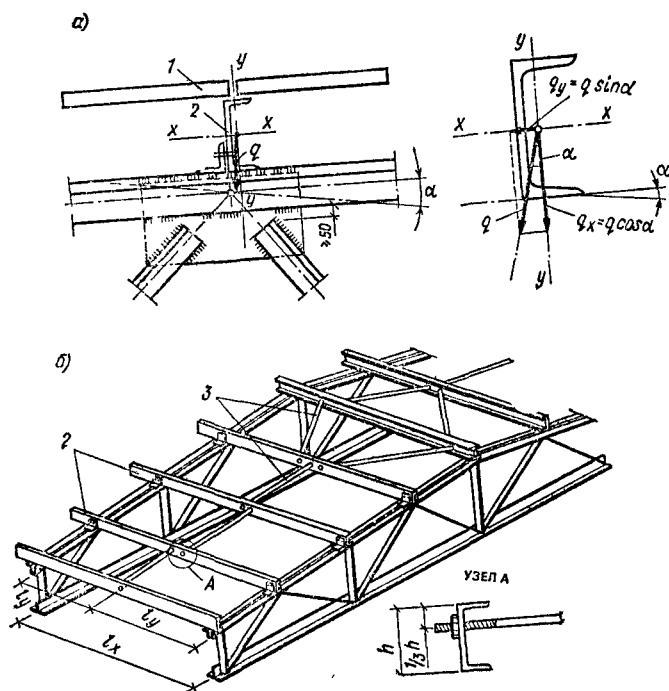


Рис. 8.5. Проектирование прогонов (а) и устройство тяжей (б)
1 — кровельные плиты; 2 — прогоны; 3 — тяжи диаметром 16—18 мм

При несоблюдении этого условия сечение прогона увеличивают.

Прутковые прогоны применяют для пролетов 9—12 м; они более трудоемки в изготовлении, чем прокатные, поэтому целесообразность их постановки должна быть экономически обоснована.

Подбор сечений элементов ферм. Усилия в элементах фермы определяют на ЭВМ по соответствующим программам или обычно, построением диаграммы Кремоны, или аналитическими методами. Зная усилия, стержни в основном рассчитывают по формулам центрального сжатия или растяжения. Площадь сечения растянутых элементов находят по формуле, полученной из условия прочности элемента: $A_n \geq N/R_y \gamma_c$, а сжатых элементов — по формуле, полученной из условия устойчивости элемента: $A \geq N/\varphi R_y \gamma_c$, где N — усилие в элементе; R_y — расчетное сопротивление стали; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый вначале 0,7—0,8 для поясов и 0,5—0,6 для стержней решетки; γ_c — коэффициент условий работы.

Сечение стержней фермы из уголкового профиля составляют обычно из двух уголков в виде тавра, а в монтажных соединениях в виде крестообразного профиля (см. рис. 8.3). После подбора се-

чения элемента проверяют его гибкость λ . Должно соблюдаться условие

$$\lambda = l_{ef}/i_{min} \leq \lambda_{lim}, \quad (8.6)$$

где l_{ef} — расчетная длина стержня; i_{min} — минимальный радиус инерции; λ_{lim} — предельная гибкость, принимаемая по табл. 8.4.

Т а б л и ц а 8.4. Предельная гибкость сжатых и растянутых элементов ферм, балок и колонн

Элементы конструкции	λ_{lim} для			
	сжатых стержней	растянутых стержней		
		при непосредственном воздействии динамической нагрузки	при статической нагрузке	при нагрузке от краев и железобетонных составов
Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	120	250	400	250
Прочие элементы ферм	150	350	400	300
Связи покрытий (за исключением тяжёлых)	200	400	400	300
Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	150	300	300	200
Прочие элементы связей	200	400	400	300
Верхние пояса стропильных ферм, не закрепленные в процессе монтажа	220	—	—	—
Нижние пояса подкрановых балок и ферм	—	—	—	150
Основные колонны	120	—	—	—
Второстепенные колонны и стойки (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн	150	—	—	—

Расчетную длину l_{ef} элементов плоских ферм принимают:

в плоскости фермы — для поясов и опорных раскосов и стоек — равной расстоянию между центрами узлов ($l_{ef}=l$), а для прочих элементов — $l_{ef}=0,8l$;

в направлении из плоскости фермы — для всех элементов — равной расстоянию l_1 между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (для поясов это расстояние между точками закрепления горизонтальных связей или точками приварки жестких плит покрытия, т. е. $l_{ef}=l_1$; для элементов решетки — расстояния между центрами узлов, или $l_{ef}=l$).

Сечение сжатых стержней при малых усилиях, а также элементы связей подбирают по заданной предельной гибкости λ_{lim} находят требуемый радиус инерции сечения

$$i_d = l_0 / \lambda_{lim},$$

а затем по сортаменту выбирают профиль уголков. Минимальный профиль уголков для ферм назначают: равнополочных 50×5 , неравнополочных $63 \times 40 \times 5$ мм.

Пример 8.1. Задание: спроектировать стропильную ферму промышленного здания при следующих данных: пролет фермы 24 м, шаг ферм в продольном направлении 6 м. Кровля теплая, состоящая из ребристых железобетонных плит условной марки П-1 размером 3×6 м, пароизоляции, утеплителя из пенобетонных плит, $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$, толщиной 120 мм, асфальтобетонной стяжки и четырехслойного гидроизоляционного ковра из рубероида и пергамина. Место строительства — г. Свердловск, расчетный район по снеговому покрову — III.

Материал фермы — сталь марки ВСтЗпсб по ГОСТ 380—71*, $R_y = 235 \text{ МПа}$. Соединения стержней в узлах фермы — на сварке, электроды марки Э42. Дать вариант расчета поясов фермы из низколегированной стали марки 14Г2, по ГОСТ 19281—73*. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Решение

Определение расчетных нагрузок. Подсчет нагрузок приведен в табл. 8.5. Вычисляем узловые нагрузки. Для этого предварительно намечаем длину панели фермы 3 м, равную ширине железобетонных плит покрытия. Нагрузка от продольных ребер плиты будет передаваться непосредственно на узлы фермы. При уклоне кровли $1/12$ угол $\alpha = 4^\circ 48'$ и $\cos \alpha = 0,996$.

Последовательно определяем:

усилие F_1 на крайнюю стойку

$$F_1 = l_1 (b_1/2) (g/\cos \alpha + p) \gamma_n = 6 (3/2) (3503/0,996 + 1400) 0,95 = 42\,000 \text{ Н} = 42 \text{ кН};$$

усилие F_2 на средние узлы

$$F_2 = l_1 b_1 (g/\cos \alpha + p) \gamma_n = 6 \cdot 3 (3503/0,996 + 1400) 0,95 = 84\,000 \text{ Н} = 84 \text{ кН};$$

опорную реакцию от полного нагружения фермы

$$R_A = F_1 + 3F_2 + F_2/2 = 42 + 3 \cdot 84 + 84/2 = 336 \text{ кН}.$$

Определение усилий в элементах фермы можно вес-

Т а б л и ц а 8.5. Расчетные нагрузки на ферму

Нагрузка	Элементы покрытия и расчет нагрузок	Норма- тивная нагрузка, Н/м²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м²
Постоян- ная	Четырехслойный гидро- изоляционный ковер на битумной мастике, рас- чет 40×4	160	1,3	208
	Цементная стяжка — 20 мм, $\rho = 2000$ кг/м³; $0,02 \cdot 2000$ (10)	400	1,3	520
	Утеплитель из пенобе- тонных плит, $\rho = 500$ кг/м³ — 130; $0,13 \cdot 500$ (10)	650	1,2	780
	Пароизоляция (два слоя пергамина), расчет $40 \times$ $\times 2$	80	1,3	104
	Крупнопанельные желе- зобетонные плиты $3 \times$ $\times 6$ м, приведенная тол- щина 5,8 см (по катало- гу)	1433	1,1	1576
	Стальные конструкции (фермы и связи) по табл. 8.3 ориентировочно	300	1,05	315
	Итого	—	—	3503
Времен- ная	Снеговая нагрузка по всему покрытию при $\mu = 1$ (при уклоне кров- ли $\alpha < 25^\circ$), $s_{0\mu} = 100 \cdot 1$ (10)	1000	1,4	1400
	Всего	—	—	4903

ти графическим способом — построением диаграммы Максвелла — Кремоны или аналитическим (включая программы расчета на ЭВМ). В этом примере усилия определены графическим способом (рис. 8.6). Построена одна диаграмма при полном загрузении узлов фермы постоянной и временной нагрузками, так как при треугольной решетке в полигональных фермах это, как правило, наиболее невыгодное ее загрузение. В общем случае для выявления наихудшего загрузения стержней фермы рекомендуется строить две диаграммы: от действия узловых постоянных нагрузок и от временных



Вычисленные по примеру усилия сведены в табл. 8.6 к рис. 8.6, а и в таблицу подбора сечений элементов фермы (см. табл. 8.7).

$$A_d = N_{max} / q R_y \gamma_c = 670\,000 / 0,7 \cdot 23\,500 \cdot 0,95 = 42,9 \text{ cm}^2.$$

240

Т а б л и ц а 8.6. Усилия в стержнях фермы (к рис. 8.6, а)

Элементы фермы	Обозначение стержня по диаграмме	Расчетное усилие, кН, при	
		сжатии	растяжении
Верхний пояс	III—1	0	—
	IV—3	—590	—
	V—4	—590	—
	VI—6	—670	—
Нижний пояс	I—2	—	+375
	I—5	—	+650
Раскосы	I—2	—475	—
	2—3	—	+260
	4—5	—120	—
	5—6	—15	—
Стойки	II—1	—42	—
	3—4	—84	—
	6—6	—	+20

Т а б л и ц а 8.7. Рекомендуемые толщины фасонков

N, кН	До 250	260—400	410—600	610—1000
t, мм	8	10	12	14
N, кН	1010—1400	1410—1800		Более 1800
t, мм	16	18		20

Тогда радиусы инерции сечения верхнего пояса равны: $i_x = 4,33$ см; $i_y = 6,19$ см; гибкость:

$$\lambda_x = l_x / i_x = 301 / 4,33 = 69 < \lambda_{lim} = 120;$$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 602 / 6,19 = 97 < 120.$$

Здесь принято $l_y = 602$ см для случая, если нет указаний о приварке ребер железобетонных панелей в местах опор на верхнем поясе и гибкость пояса зависит от схемы горизонтальных связей. Если проектом предусмотрена приварка опор ребер панелей во всех узлах фермы, то панели покрытия будут работать как жесткие распорки и тогда расчетная длина пояса l_y из плоскости фермы будет равна расстоянию между смежными узлами, т. е. $l_y = l_x = 301$ см.

По табл. 1 прил. IV находим $\varphi_x = 0,775$; $\varphi_y = 0,59$.

Тогда

$$\sigma_{max} = 670/0,59 \cdot 54,6 = 20,8 \text{ кН/см}^2 (208 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = \\ = 235 \cdot 0,95 = 223 \text{ МПа.}$$

В случае необходимости иметь некоторый запас прочности и повысить жесткость пояса из плоскости фермы можно принять неравнополочные уголки, например $180 \times 110 \times 10$, для которых $A = 28,3 \cdot 2 = 56,6 \text{ см}^2$, а $i_y = 8,69 \text{ см}$, $i_x = 3,12 \text{ см}$. Тогда

$$\lambda_y = 602/8,69 = 69 \text{ и } \varphi_y = 0,775; \quad \lambda_x = 301/3,12 = 96; \quad \varphi_x = 0,62; \\ \sigma_x = 670/0,62 \cdot 56,6 = 19,1 \text{ кН/см}^2 (191 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 223 \text{ МПа.}$$

В данном случае равнополочные уголки экономичнее, так как для них площадь сечения $A = 54,6 < 56,6 \text{ см}^2$.

При учете расчетной длины сжатых элементов пояса (l_x или l_y) необходимо помнить, что в плоскости фермы расчетная длина l_x равна расстоянию между смежными узлами фермы, а из плоскости фермы l_y — расстоянию между узлами крепления горизонтальных связей, которое может соответствовать длине одной, двух или нескольких панелей фермы (т. е. $l_y = n l_x$, где n — число панелей, охватываемых горизонтальными связями в уровне верхнего пояса). В этом примере $l_y = 2 l_x = 2 \cdot 301 = 602 \text{ см}$ (см. план связей на рис. 8.2).

Рассчитываем сечение нижнего пояса. Максимальное усилие растяжения в стержне 1—5; $N_{max} = 650 \text{ кН}$. Требуемая площадь поверхности сечения составит при $\gamma_c = 0,95$

$$A_n = N/R_y \gamma_c = 650/23,5 \cdot 0,95 = 29,2 \text{ см}^2.$$

По сортаменту находим: равнополочные уголки $\angle 100 \times 8$; $A = 15,6 \cdot 2 = 31,2 \text{ см}^2$; $i_x = 3,07 \text{ см}$; $i_y = 4,5 \text{ см}$ или неравнополочные уголки $\angle 125 \times 80 \times 8$; $A = 16 \cdot 2 = 32 \text{ см}^2$. Расчетная длина: $l_x = 6 \text{ м}$ — расстояние между смежными узлами фермы; $l_y = 6 \text{ м}$ — расстояние между узлами связей по нижнему поясу.

Гибкость элемента при применении равнополочных уголков:

$$\lambda_x = l_x/i_x = 600/3,07 = 196 < 400;$$

$$\lambda_y = l_y/i_y = 600/4,54 = 133 < 400,$$

где $i_y = 4,54 \text{ см}$ при расстоянии между уголками 12 мм, равном толщине фасонки.

Стержень 1—2 нижнего пояса решаем из такого же профиля уголков, удовлетворяющих требованию гибкости ($\lambda < \lambda_{lim} = 400$).

Таблица 8.8. Таблица подбора сечений элементов фермы

Элемент	Обозначение стержня	Расчетное усилие, кН. ←→ сжатие, ←→ растяжение	Принятое сечение	Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		γ_{min}	γ_c	Напряжение σ , МПа	
				l_x	l_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y			фактическое	расчетное
Верхний пояс	III-1	0	Г 140×10, конструктивно	301	602	4,33	6,19	69	97	—	—	—	—
	IV-3	-590	Г 10 же	301	602	4,33	6,19	69	97	0,59	0,95	183	223
	V-4	-590	Г 10 же	301	602	4,33	6,19	69	97	0,59	0,95	183	223
	VI-6	-670	Г 140×10	301	602	4,33	6,19	69	97	0,59	0,95	208	223
Нижний пояс	I-2	+375	Г 100×8, конструктивно	600	600	3,07	4,54	196	133	—	0,95	120	223
	I-5	+650	Г 100×8	600	600	3,07	4,54	196	133	—	0,95	208	223
Раскосы	I-2	-475	Г 140×10, конструктивно	387	387	4,33	6,19	89	63	0,62	0,95	140	223
	2-3	+260	Г 63×5	310	387	1,94	3,04	160	127	—	0,95	212	223
	4-5	-120	Г 80×6	337	421	2,47	3,72	136	113	0,345	0,8	185	188
	5-6	-15	Г 80×6, конструктивно	337	421	2,47	3,72	136	113	0,345	0,8	23,2	188
Стойки	II-1	-42	Г 63×5, конструктивно	176	220	1,94	3,04	91	73	0,61	0,95	56,2	223
	3-4	-84	Г 63×5	216	270	1,94	3,04	111	89	0,47	0,8	146	188
	6-6	+20	Г 63×5, конструктивно	266	320	2,44	2,44	105	131	—	0,95	16,3	223

Аналогично изложенному выполнен расчет других элементов фермы, указанных в таблице к рис. 8.6. При вычислении фактических напряжений (табл. 8.8) в сечениях сжатых элементов решетки расчетное сопротивление стали R_y принято с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,8 \dots 0,95$ согласно табл. 2.2, пп. 3 и 6, а, б.

При назначении сечений нужно стремиться, чтобы число разных профилей уголков не превышало 4—6 на всю ферму, поэтому часть сечений стержней приходится назначать конструктивно. Так, например, опорный раскос (1—2) обычно назначается из профилей верхнего пояса, нижний пояс можно по всей длине решить из уголков из допустимого минимального профиля уголков и т. д. В целях экономии металла нерабочие стержни (например, III—1 и III—1) можно решить либо продолжением только одного уголка верхнего пояса соседних панелей, либо спроектировать из минимально допустимого профиля.

Следует иметь в виду, что рассчитывают и выбирают профиль стержня обычно в результате ряда попыток. После определения требуемой площади сечения из сортамента выбирают несколько удовлетворяющих расчету профилей из равнополочных и неравнополочных уголков, а затем путем сопоставления назначают наиболее экономичный по расходу металла. Покажем это на примере расчета сжатого раскоса 4—5: $N_{max} = -120$ кН:

$$i_x = 0,8l = 0,8 \cdot 421 = 337 \text{ см}; \quad i_y = l = 421 \text{ см}.$$

При $\varphi \approx 0,5$

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 120 / (0,5 \cdot 23,5 \cdot 0,8) = 12,8 \text{ см}^2.$$

Назначаем вначале равнополочные уголки 80×6 ; из сортамента выписываем $A = 9,38 \cdot 2 = 18,76 \text{ см}^2$; $i_x = 2,47 \text{ см}$; $i_y = 3,72 \text{ см}$. Вычисляем гибкость стержня

$$\lambda_x = 337 / 2,47 = 136 < \lambda_{lim} = 150; \quad \lambda_y = 421 / 3,72 = 113.$$

По табл. 1 прил. IV находим $\varphi_x = 0,345$ и $\varphi_y = 0,450$. Проверяем напряжение

$$\sigma = N / \varphi_{min} A = 120 / (0,345 \cdot 18,76) = 18,54 \text{ кН/см}^2$$

$$(185 \text{ МПа}) < \gamma_c R_y = 0,8 \cdot 235 = 18,8 \text{ кН/см}^2 \text{ (188 МПа),}$$

условие по устойчивости удовлетворяется. Назначим сечение стержня из неравнополочных уголков¹, напри-

¹ В сокращенный сортамент неравнополочные уголки не включены.

мер $90 \times 56 \times 6$, для которых по сортаменту найдем: $A = 8,54 \cdot 2 = 17,08 \text{ см}^2$, радиусы инерции при развороте коротких полок наружу $i_x = 2,88$ и $i_y = 2,45 \text{ см}$. Вычисляем гибкость: $\lambda_x = 337/2,88 = 117$; $\lambda_y = 421/2,45 = 171 > 150$; не проходит по гибкости.

Принимаем неравнополочные уголки $100 \times 63 \times 6$, $A = 9,59 \cdot 2 = 19,18 \text{ см}^2$, $i_x = 3,2 \text{ см}$; $i_y = 2,7 \text{ см}$; гибкость $\lambda_x = 337/3,2 = 105,3 < 150$; $\lambda_y = 421/2,7 = 155,9 > 150$; не проходит. Принимаем уголки $110 \times 70 \times 6,5$, $A = 11,4 \cdot 2 = 22,8 \text{ см}^2$; $i_x = 3,53 \text{ см}$; $i_y = 2,96 \text{ см}$; гибкость $\lambda_x = 337/3,53 = 95,5 < 150$; $\lambda_y = 421/2,96 = 142,2 < 150$; $\varphi_y = 0,31$.

Проверяем напряжение

$$\sigma = 120 / (0,31 \cdot 22,8) = 16,9 \text{ кН/см}^2 \text{ (169 МПа)} < \\ < 0,8 R_y \gamma_c = 188 \text{ МПа.}$$

Из приведенных данных видно, что наиболее экономичным сечением стержня является профиль из равнополочных уголков 80×6 ; $A = 18,76 \text{ см}^2$, в то время как при неравнополочных уголках $110 \times 70 \times 6,5$ площадь сечения $A = 22,8 \text{ см}^2$, а меньшие профили из неравнополочных уголков не проходят по гибкости.

Вариант расчета поясов фермы из низколегированной стали. Для экономии стали рекомендуется тяжелые фермы и сильно нагруженные стержни легких ферм (пояса, опорные раскосы и стойки) выполнять из профилей, изготовленных из низколегированной стали марок 09Г2С, 14Г2, 15ХСНД, 10Г2С1, 14Г2АФ и др. Для примера рассчитаем элементы поясов из стали марки 14Г2 с расчетным сопротивлением $R_y = 320 \text{ МПа}$ при $t = 4,9 \text{ мм}$, ГОСТ 19281—73*.

Расчет верхнего пояса. $N_{max} = -670 \text{ кН}$. При $\varphi = 0,6$

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 670 / (0,6 \cdot 320 \cdot 0,95) = 36,73 \text{ см}^2.$$

Из сортамента находим равнополочные уголки 140×9 , для которых $A = 24,7 \cdot 2 = 49,4 \text{ см}^2$; $i_x = 4,34 \text{ см}$; $i_y = 6,16 \text{ см}$; $\lambda_x = 301/4,34 = 69$; $\lambda_y = 602/6,16 = 98$; $\varphi_x = 0,69$; $\varphi_y = 0,462$.

Проверяем напряжение

$$\sigma = 670 / 0,462 \cdot 49,4 = 29,3 \text{ кН/см}^2 \text{ (293 МПа)} < R_y \gamma_c = \\ = 320 \cdot 0,95 = 30,4 \text{ кН/см}^2 \text{ (304 МПа).}$$

Экономия стали на верхнем поясе составляет:

$$\delta_s = 100 - [A(14Г2) / A(ВСт 3)] 100 = (49,4 / 54,6) 100,92 \approx 10\%.$$

Расчет нижнего пояса. При $N_{\max} = 630$ кН
 $A_d = 650/32 \cdot 0,95 = 21,4$ см².

По сортаменту находим уголки 90×7 , $A = 12,3 \times$
 $\times 2 = 24,6$ см²; $i_x = 2,77$ см; $i_y = 4,13$ см.

Вычисляем гибкость

$$\lambda_x = 600/2,77 = 217 < 400; \quad \lambda_y = 600/4,13 = 145 < 400.$$

Напряжение

$$\sigma = 650/24,6 = 26,4 \text{ кН/см}^2 (264 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 304 \text{ МПа}.$$

Экономия стали на нижнем поясе составляет

$$\Delta_s = 100 - [A (14Г2)/A (\text{ВСтЗ})] 100 = (24,6/31,2) 100 = 21\%.$$

Так как легированные стали дороже углеродистой стали марки ВСтЗ, то фактическая экономия средств в процентах будет ниже, чем экономия по расходу стали. Учитывая неудобство подбора для элементов ферм профилей из стали разных марок, заводы-изготовители неохотно внедряют экономичные решения. Тем не менее в типовых проектах, как правило, закладываются различные решения ферм, подкрановых балок и других конструкций как полностью из стали марки ВСтЗ или низколегированных, так и комбинированных (из стали марок ВСтЗ и низколегированных — 09Г2С, 14Г2, 10Г2С1 и др.).

Расчет связей. Связи горизонтальные проектируем крестового вида из одиночных уголков, когда оба стержня не прерываются (см. рис. 8.4, г). Предельная гибкость растянутых стержней равна 400. Сечение подбирают по заданной предельной гибкости. Сначала вычисляют требуемый радиус инерции

$$i_d = l_{ef}/\lambda_{lim} = 424/400 = 1,06 \text{ см},$$

где $l_{ef} = 0,5 l_1$ — расчетная длина растянутого стержня в плоскости расположения связей, как и для перекрестных стержней (см п. 5.2 СНиП II-23-81*), равная приблизительно для горизонтальных связей $l_{ef} = 0,5 \sqrt{6^2 + 6^2} = 4,24$ м; l_1 — геометрическая длина стержня (см. рис. 8.8, в).

По сортаменту подбираем минимально допустимый уголок 50×5 , для которого $i_x = 1,53$ см (здесь радиус инерции принимается относительно оси, параллельной полке). При подборе неработающих стержней из плоскости связей $l_{ef} = 0,7 l_1 = 0,7 \sqrt{6^2 + 6^2} = 5,95$ м и $i_d = 595/400 = 1,49$ см $< i_x = 1,53$ см.

Подбирая вертикальные связи в сечении по коньку кровли (см. рис. 8.7, е), определяем:

сечение распорок для сжатых элементов в плоскости связей

$$l_{ef} = 0,8l = 0,8 \cdot 300 = 240 \text{ см}; \quad i_{x,d} = 240/200 = 1,2 \text{ см};$$

то же, из плоскости связей

$$l_{ef} = l_1 = 600 \text{ см}, \quad i_{y,d} = 600/200 = 3 \text{ см}$$

(требуется принять два уголка 70×5 , для которых по сортаменту $i_y = 3,16 \text{ см} > i_{y,d} = 3 \text{ см}$ и $i_x = 2,16 \text{ см} > i_{x,d} = 1,2 \text{ см}$);

раскосы как растянутые элементы в плоскости связей

$$l_{ef} = l = \sqrt{3,2^2 + 3^2} = 4,38 \text{ м}; \quad i_d = 438/400 = 1,1 \text{ см};$$

то же, как сжатых элементов из плоскости связей

$$i_d = 438/200 = 2,19 \text{ см}.$$

Принимаем два уголка 70×5 , для которых $i_x = 2,16 \text{ см} \approx i_d = 2,19 \text{ см}$. Таким образом, вертикальные связи проектируем из двух спаренных уголков $70 \times 5 \text{ мм}$, фасонки толщиной 8 мм.

Расчет узлов фермы. При расчете узлов фермы определяют размеры сварных швов и назначают габариты фасонки с таким расчетом, чтобы на них размещались все сварные швы стержней.

Действующее в стержне усилие передается на обухок и перо уголка не одинаково, так как ось стержня смещена в сторону обухка. Следовательно, на шов у обухка передается большая часть силы, чем на шов у пера. Для равнополочных уголков распределение силы N принимается примерно так: на обухок $0,7N$, на перо $0,3N$. Для неравнополочных уголков она изменяется в зависимости от длины полки: на обухок $0,75$ или $0,65N$ и на перо $0,25$ или $0,35N$ (первые отношения для короткой, вторые — для длинной полки, см. рис. 8.6, в). Задавшись толщиной сварного шва k_f , длину его на один уголок вычисляем по формуле (в сечении по металлу шва)

на обухок

$$l_{w,b} \geq [kN/2 (\beta_f k_f) R_{wf} \gamma_c] + 1 \dots 2 \text{ см}; \quad (8.7)$$

у пера

$$l_{w,p} \geq [(1-k) N/2 (\beta_f k_f) R_{wf} \gamma_c] + 1 \dots 2 \text{ см}, \quad (8.8)$$

где k — коэффициент распределения усилия на обухок и перо, принимаемый $0,75$; $0,7$ или $0,65$ по схеме, приведенной на рис. 8.6, в;

при более точном расчете коэффициент k равен отношению e_2/b , тогда $(1-k) = e_1/b$,

где e_1 — расстояние от обухка уголка до оси стержня; e_2 — то же, от

оси стержня до пера; β_f — коэффициент, учитывающий качество и способ сварки, равный 0,7—1; для ручной сварки $\beta_f = 0,7$.

При расчете по металлу границы сплавления формулы (8.7) и (8.8) имеют следующий вид:

$$l_{w,b} \geq [kN/2 (\beta_z k_f) R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c] + 1 \dots 2 \text{ см}; \quad (8.7a)$$

$$l_{w,p} \geq [(1-k) N/2 (\beta_z k_f) R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c] + 1 \dots 2 \text{ см}. \quad (8.8a)$$

В конструкциях из стали с пределом текучести до 580 МПа, возводимых в климатических районах с расчетной температурой не ниже -40°C , коэффициенты $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$, а коэффициент $\beta_f < \beta_z$ (по табл. 34 СНиП П-23-81*) и при электродах марок Э42, Э242А или сварочной проволоки Св08 $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$, а $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$ (где $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ — для стали ВСт3пс6 по ГОСТ 380—71*); тогда при ручной сварке $R_{wf}\beta_f = 180 \cdot 0,7 = 126 \text{ МПа}$ и $R_{wz}\beta_z = 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$. Следовательно, менее благоприятным расчетным случаем является расчет по металлу шва.

Катет шва k_f принимают, как правило, не более толщины полки привариваемого уголка. Конструктивная длина шва увеличивается против расчетной на 10—15 мм, общая длина его должна быть краткой 10 мм.

В узлах прямолинейных участков пояса фермы (верхнего и нижнего) при расчете прикрепления фасонки принимают равнодействующую усилий, которые действуют в смежных панелях (рис. 8.7, а, б), равную:

$$N_f = N_2 - N_1.$$

В узлах, где к фасонке крепятся пояса, вначале рассчитывают длины швов для крепления раскосов и стоек, затем конструируют узел и назначают длину фасонки так, чтобы на ней размещались швы элементов решетки. Расчетную длину швов для крепления пояса принимают на 10—20 мм меньше длины фасонки и тогда толщину (катет) швов у поясов определяют по формулам (при расчете по металлу шва):

$$k_{f,b} \geq kN/2l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f \quad k_{f,p} \geq (1-k) N/2l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f. \quad (8.9)$$

Требуемую площадь швов (при нагрузке на узел F_c перпендикулярно к поясу) можно также определить по формуле

$$A_w = \Sigma \beta_f k_f l_w = \sqrt{[(N_2 - N_1)^2 + F_c^2] / R_w \gamma_{wf} \gamma_c}. \quad (8.10)$$

Поясные швы рекомендуется выполнять непрерывными

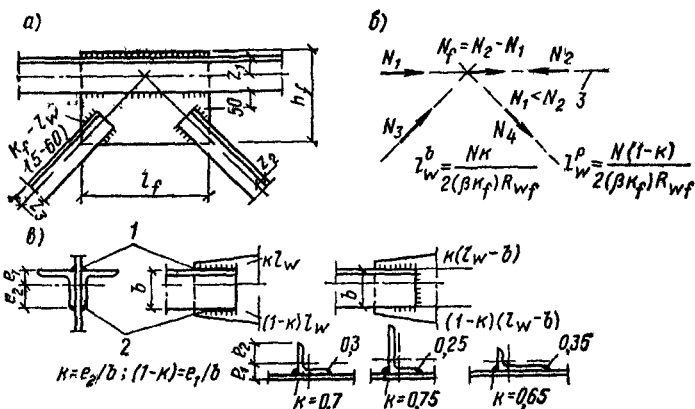


Рис. 8.7. Расчет узла фермы

а — компоновка элементов в узле; б — схема усилий. в — распределение длин швов у обуха и пера угловых профилей, 1 — обухок, 2 — перо, 3 — ось верхнего пояса

ми (сплошными). Результаты расчета сварных швов сведены в табл. 8.9. Длины швов даны на один уголок.

Поясним расчет узлов фермы на примерах. Рассмотрим опорный узел А, где сходятся стержни 11—1, 1—2, 1—3 (рис 8.8, а, б). Рассчитаем прикрепление опорного раскоса 1—2, расчетное усилие $N_{1-2}=475$ кН, сечение из 2Л 140×10; сварка ручная:

$$\beta_f = 0,7; \quad \beta_z = 1; \quad \gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1.$$

Принимаем толщину шва у обуха $k_{f,b}=10$ мм, а у пера $k_{f,p}=8$ мм; вычисляем длины швов:

$$l_{w,b} = k N_{1-2} / (2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 0,7 \cdot 475 / (2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1) = 13,2 \text{ см}$$

конструктивно, с учетом добавления 1—2 см на непровар шва по концам, принимаем $l_{w,b} = 13,2 + 1,8 = 15$ см:

$$l_{w,p} = (1 - k) N_{1-2} / (2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 0,3 \cdot 475 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18) = 7,1 \text{ см,}$$

конструктивно принимаем $l_{w,p} = 7,1 + 1,9 = 9$ см, где $k=0,7$ — коэффициент распределения силы на обухок и $(1-k)$ — на перо для равнобоких уголков; 2 (в знаменателе) — число уголков в стержне.

Для крепления нижнего пояса 1-2 (2Л 100×8) к фансонке при $k_{f,b}=8$ мм и $k_{f,p}=6$ мм конструктивные длины сварных швов будут:

$$l_{w,b} = 0,7 \cdot 375 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18) = 13 + 1 = 14 \text{ см;}$$

$$l_{w,p} = 0,3 \cdot 375 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18) = 7,4 + 1,6 = 9 \text{ см.}$$

Таблица 8.9. Расчет сварных угловых швов в узлах фермы (при $R_{wf}=180$ МПа, $\gamma_{wf} \neq \gamma_{wz}=1$, $\gamma_c=1$)

Узел фермы (по рис. 8.8)	Стержень	Расчетное усилие, кН	Толщина шва, мм		Расчетная длина шва, см		Конструктивная длина шва, см		Примечание
			у обуха k_{fb}	у пера k_{fp}	у обуха	у пера	у обуха, l_{wb}	у пера, l_{wp}	
A	II-1	42	4	4	3	1,3	6*	6*	—
	I-2	475	10	8	13,2	7,1	15	9	—
	I-2	375	8	6	13	7,4	14	9	—
B	III-1 } IV-8 }	590-0=590 $F_c=84$	10	9	52	52	53	53	По формуле (8.10)
	I-2	475	10	8	13,2	7,1	15	9	По расчету узла A
	2-3	260	5	4	14,4	7,7	16	9	—
C	I-2 } I-5 }	630-375= =255	4	4	17,7	7,6	50*	50*	—
	2-3	260	5	4	14,4	7,7	16	9	По расчету узла B
	3-4	84	4	4	5,8	2,5	7	5*	—
D	4-5	120	6	4	5,6	3,6	7*	5*	—
	3-4	84	5	4	4,6	2,5	7	6*	По расчету узла C
	IV-3 } V-4 }	590-590=0; $F_c=84$	8	8	—	—	11*	11*	По формуле (8.10), конструктивно
E	V-4 } VI-6 }	670-590=80; $F_c=84$	4	4	26	26	60*	60*	По формуле (8.10)
	4-5	120	6	4	5,6	3,6	7	5	По расчету узла C
	5-6	15	4	4	1,04	0,5	6*	6*	По расчету узла H
H	I-5	630	8	8	21,8	12,5	27*	27*	—
	5-6	15	4	4	1,04	0,5	6*	6*	—
	6-6'	20	4	4	1,4	0,6	6*	6*	—
K	VI-6	670	8	6	23,3	13,3	28*	29*	—
	6-6'	15	4	4	1,04	0,5	6*	6*	По расчету узла H

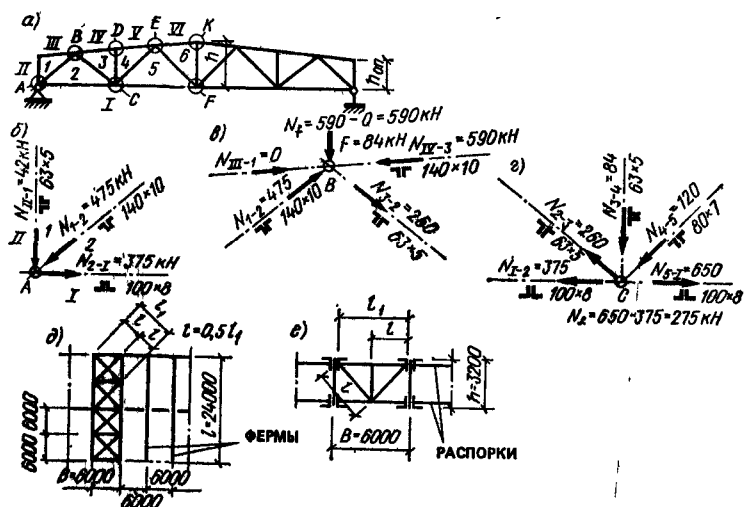


Рис. 8.8. Расчетные схемы узлов стропильной фермы

а — маркировка узлов на геометрической схеме фермы; б—г — схемы усилий в узлах; д, е — схемы для определения расчетных длин элементов соответственно горизонтальных и вертикальных связей

Рассмотрим узел В (рис. 8.8, в), узловую нагрузку $F_c = 84$ кН. Для крепления к фасонке раскоса 2—3, состоящего из 2Л 63×5 при $N = 260$ кН, принимаем $k_{f,b} = 5$ мм и $k_{f,п} = 4$ мм и рассчитываем длину сварных швов:

$$l_{w,b} = 0,7 \cdot 260 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18) = 14,4 + 1,6 = 16 \text{ см};$$

$$l_{w,p} = 0,3 \cdot 260 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,64 \cdot 18) = 7,7 + 1,3 = 9 \text{ см}.$$

Раскос 1—2 приваривают швами $l_{w,b} = 15$ см и $l_{w,p} = 9$ см, вычисленными по опорному узлу А. При конструировании узла В длина фасонки определена 630 мм (см. рис. 8.9). Крепление к фасонке стержней пояса III—1 и IV—3 рассчитываем по формуле (8.10) при $N_I = N_{IV-3} - N_{III-1} = 590 - 0 = 590$ кН; расчетная длина швов: $l_{w,b} = l_{w,p} = 52 + 1 = 53$ см; требуемую толщину сварных швов с учетом узловой нагрузки $F_c = 84$ кН подчитывают по формуле (8.10)

$$k_f = \sqrt{\frac{(N_2 - N_1)^2 + F_c^2}{R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} / \Sigma \beta_f l_w =$$

$$= \sqrt{\frac{(590 - 0)^2 + 84^2}{18 \cdot 1 \cdot 1}} / 0,7 \cdot 4 \cdot 52 = 0,89 \text{ см}.$$

Принято у обушка $k_{f,b} = 10$ мм и у пера $k_{f,p} = 9$ мм.

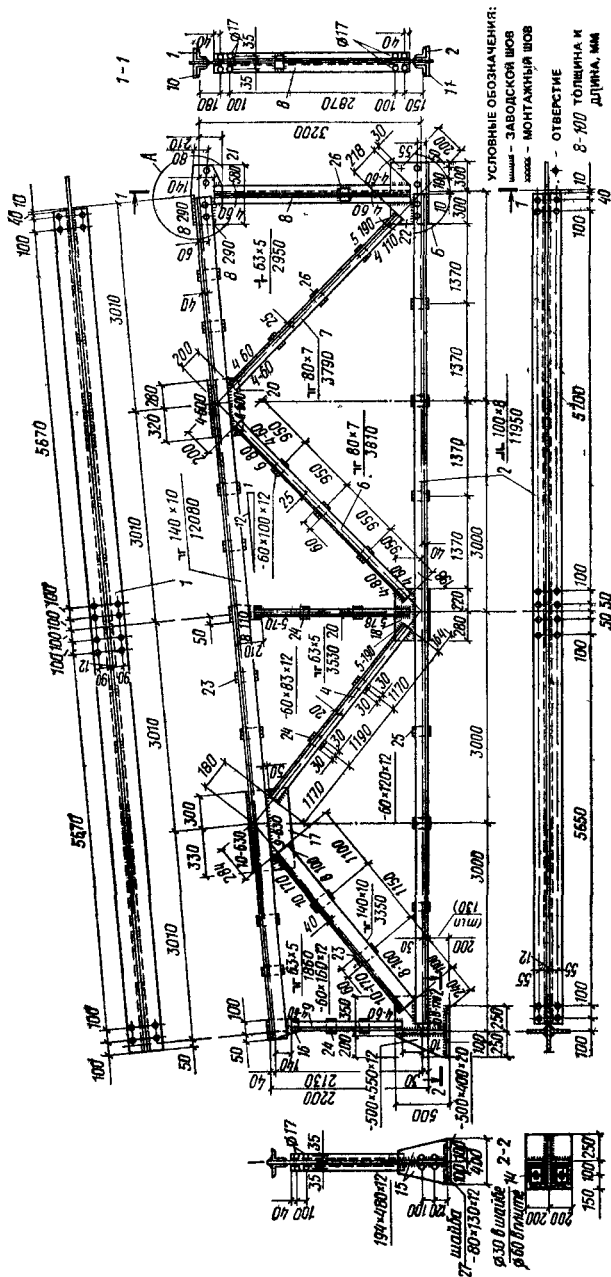


Рис. 8.9. Рабочий чертеж фермы (1-27 — номера элементов фермы)

По аналогии для расчета длины сварных швов для крепления к фасонке стержней I—2 и I—5 (2L 100××8 мм) в узле С (рис. 8.7, з) нижнего пояса (на один уголок) при минимальном значении $k_f = 4$ мм последовательно определяем:

расчетное усилие

$$N = N_{1-5} - N_{1-2} = 650 - 375 = 275 \text{ кН};$$

длину швов

$$l_{w,b} = [kN/28f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c] + \Delta = (0,7 \cdot 275 / 2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 18) + 1 \cdot \dots \cdot 2 = 21 \text{ см};$$

$$l_{w,p} = [(1 - 0,7) 275 / 2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 18] + 1 \cdot \dots \cdot 2 = 10 \text{ см}.$$

Принято конструктивно по длине фасонки $l_{w,b} = l_{w,p} = 50 \text{ см}$.

Аналогично изложению рассчитаны сварные швы и для других стержней, указанных в табл. 8.8. Минимальную толщину швов, согласно СНиП II-23-81* для малонагруженных стержней с толщиной полки уголков менее 10 мм, принимаем 4 мм, длину — не менее $4 k_f$ и не менее 40 мм (обычно для ферм конструктивно ≥ 60 мм).

Конструирование фермы начинают с разбивки осевых линий стержней. Все они в узлах должны пересекаться в одной точке — центре узла. Контурные линии стержней наносят, отступая от оси на расстояния, определяемые центром тяжести профиля уголка. В сварных фермах разбивочные оси совпадают с центром тяжести уголков, а в клепаных не совпадают — они проходят по рискам размещения заклепок (или болтов). Расстояние от обушка уголков до разбивочной оси принимается кратным 5 мм.

Стыки элементов осуществляют с помощью накладок так, чтобы в местах разрыва элемента площадь сечения не уменьшалась. Для обеспечения совместной работы составных стержней фермы на участках между узлами дополнительно ставят соединительные прокладки на расстояниях: в сжатых элементах — через $40i$ и в растянутых элементах — через $80i$ друг от друга (где i — радиус инерции уголка относительно осей, параллельной плоскости расположения прокладок). Ширина прокладок 60—100 мм. Рабочий чертеж рассчитанной формы и детали узлов приведены на рис. 8.9 и 8.10.

Толщину фасонки обычно принимают одинаковой во всех узлах фермы в зависимости от максимального усилия в стержнях решетки (см. табл. 8.7). В фермах с усилием в опорном раскосе более 1000 кН толщину фасонки в опорном узле можно принимать на 2 мм большей, чем в остальных узлах.

В фермах с поясами из уголков толщиной менее 10 мм (при шаге ферм 6 м) и менее 14 мм (при шаге ферм 12 м) при опирании на них железобетонных плит рекомендуется усилить полки угол-

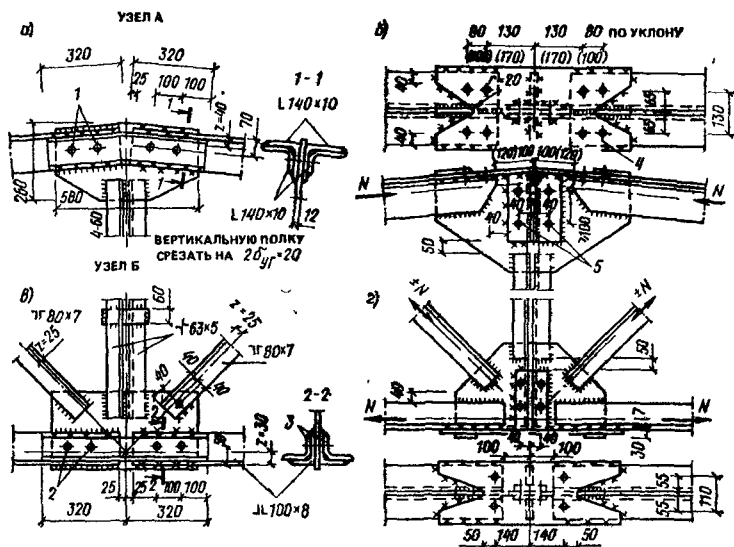


Рис. 8.10. Монтажные узлы фермы

а — стык уголков верхнего пояса уголковыми накладками, фасонка цельная (возможен вариант с фасонкой, состоящей из двух одинаковых частей в каждой половине фермы);

б — вариант стыка верхнего пояса листовыми накладками; в — стык уголков нижнего пояса уголковыми накладками; г — вариант стыка нижнего пояса листовыми накладками (размеры в скобках на деталях узлов б и г даны для ферм с шагом 12 м); 1 — отв. Ø 19, болты Ø 16; 2 — болты Ø 16; 3 — накладки Л 100x8; 4 — отв. Ø 23 для крепления связей; 5 — болты Ø 20

ков в узлах листовыми накладками (рис. 8.11). Толщину накладок принимают 10—12 мм; приварку накладок проектируют вдоль кромок полок уголков пояса.

Пример 8.2. Задание: рассчитать и сконструировать узел фермы со стыком верхнего пояса (см. рис. 8.11, б) при следующих данных: усилие в верхнем поясе $Q_3 = 1290$ кН, сечение пояса из 2 Л 160x12; то же, $Q_4 = 1760$ кН, сечение из 2 Л 200x12; усилие в раскосе $D_3 = -510$ кН, сечение из 2 Л 140x90x10 и в раскосе $D_4 = +290$ кН, сечение из 2 Л 75x5. Толщина фасонки $t_f = 14$ мм. Сталь марки ВСтЗпс6 $R_y = 235$ МПа, электроды марки Э42, $R_{wf} = 180$ МПа (18 кН/см²).

Решение

Определение размеров сварных швов для крепления раскосов. Вычислим требуемые длины швов, принимая одинаковую толщину шва для обушка и пера:

$$k_{f,b} = k_{f,p} = 8 \text{ мм};$$

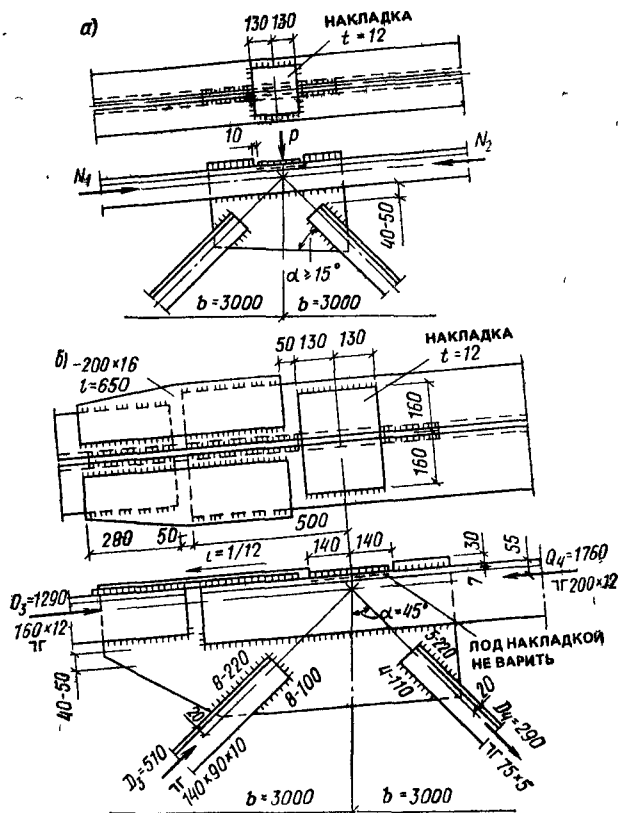


Рис. 8.11. Узлы фермы с усилением верхнего пояса накладками
 а — промежуточный узел; б — заводской стык верхнего пояса

прикрепляющих раскос D_3 ($N=510$ кН) к фасонке

$$l_{w,b} = [kN/2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c] + \Delta = 0,75 \cdot 510 / 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 + (1 \dots 2) = 8 \text{ см},$$

где $k=0,75$ и $(1-k)=0,25$ при креплении неравнополочного уголка узкой полкой; $\gamma_{wf}=\gamma_{wz}=\gamma_c=1$; $\Delta=1 \dots 2$ см — на непровар по концам шва; прикрепляющих раскос D_4 при $k_{f,b}=5$ мм и $k_{f,p}=4$ мм; $N=20$ кН;

$$l_{w,b} = (0,7 \cdot 290 / 2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18) + (1 \dots 2) = 18 \text{ см};$$

$$l_{w,p} = (0,3 \cdot 290 / 2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 18) + (1 \dots 2) = 10 \text{ см}.$$

Расчет стыка уголков пояса. Проектируем стык уголков пояса листовыми накладками и фасонкой (при одинаковой толщине полок стык можно решать уголковыми

накладками, принимая их сечение таким же, как для пояса).

Определяем усилие в стыке, проектируя усилия в узле на ось верхнего пояса (уклоном верхнего пояса ввиду малости пренебрегаем),

$$N_{st} = -O_4 + [(-D_3 + D_4) \sin \alpha] = -1760 + [(-510 + 290) 0,705] = -1915 \text{ кН},$$

где $\sin \alpha = \sin 45^\circ = 0,705$.

Требуемая площадь составит:
сечения стыковой накладки

$$A_d = N_{st} / R_y \gamma_c = 1915 / 23 \cdot 5 \cdot 1 = 81,5 \text{ см}^2;$$

накладок (при поясе из равнополочных уголков)

$$A_l = 0,7 A_d = 0,7 \cdot 81,5 = 57 \text{ см}^2.$$

Принимаем ширину накладок $b_l = 200 \text{ мм}$, тогда их толщина будет

$$t_l = A_l / 2b_l = 57 / 2 \cdot 20 = 1,43 \text{ см};$$

принимаем $t = 16 \text{ мм}$; $A_{l1} = 1,6 \cdot 20 = 32 \text{ см}^2$.

Суммарная длина швов составит:

прикрепляющих накладку к уголкам пояса (по одну сторону стыка) при $k_f = 12 \text{ мм}$

$$\Sigma l_w > A_{l1} R_y \gamma_c / \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 1,6 \cdot 20 \cdot 235 / 0,7 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1 = 49,7 \text{ см} \approx 50 \text{ см}$$

(здесь $R_y \gamma_c = 235 \text{ МПа}$ и $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$; $\gamma_c = 1$);

прикрепляющих поясные уголки к фасонке (по кромке перьев уголка) при $k_f = 10 \text{ мм}$

$$\Sigma l_{w,p} = (A_d - A_l) R_y \gamma_c / 0,7 k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = (81,5 - 57) 235 / 0,7 \cdot 1 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1 = 45,7 \text{ см} \approx 46 \text{ см}.$$

Принята накладка длиной 61 см (см. рис. 8.11, б).

§ 4. КОНСТРУКЦИЯ ФЕРМ ИЗ ТРУБ

Трубчатые фермы можно проектировать: из круглых цельносварных прокатных труб; из гнuto-сварных труб прямоугольного или квадратного сечений; комбинированными (пояса из труб, а элементы решетки из прокатных или гнутых уголкового профиля, или элементы решетки из труб, а пояса из широкополочных двутавров и др.). Далее приведены компоновки и расчет фермы из круглых труб, а также вариант расчета сечений элементов из гнутосварных профилей (ГСП).

По данным ЦНИИпроектстальконструкции для зданий пролетом 18 и 24 м при применении по трубчатым фермам теплого покрытия по прогонам из стального профилированного настила с утеплением из пенополистирола экономия стали для стропильных ферм достигает: 11—48 % — при замене элементов из прокатных уголков труба-

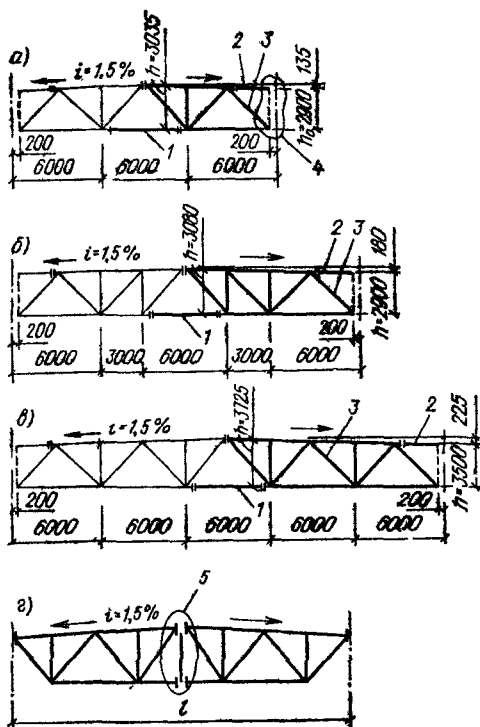


Рис. 8.12. Схемы унифицированных трубчатых стропильных ферм

а—в — пролетом соответственно 18, 24, 30 м; 2 — с фланцевым болтовым соединением полуферм; 1 — вставка по нижнему поясу; 2 — доборный элемент; 3 — отправочный элемент; 4 — жесткое крепление к колонне; 5 — болтовое соединение на фланцах

ми из стали марки ВСтЗпс; 28—40 % — при замене элементов из прокатных уголков трубами из стали марки 16Г2АФ. Экономия в стоимости строительства составляет 10—30 %. Схемы унифицированных ферм для пролетов 18—30 м показаны на рис. 8.12. Для элементов ферм по сокращенному сортаменту рекомендуются в основном электросварные трубы (ГОСТ 10705—80*) из стали марок Ст15, Ст20, ВСтЗпсб, 09Г2С, 16Г2АФ, 14Г2 или 17Г1С (см. прил. VIII).

В промышленных одноэтажных зданиях рекомендуется использовать стропильные фермы из труб при расчетной эксплуатационной температуре не ниже -40°C , с подвесными кранами грузоподъемностью до 3,0 т с мостовыми кранами — не более 20 т при плоской кровле с уклоном 1,5 %.

Жесткость покрытия обеспечивается постановкой горизонтальных и вертикальных трубчатых связей, назначаемых как малонагруженные элементы из стали марки ВСтЗпс (рис. 8.13). Трубы связей имеют сплюсненные концы и крепятся к фермам на болтах фасонками. При расчете трубчатых стропильных ферм необходимо соблюдать ряд рекомендаций¹:

¹ СНиП II-23-81*, гл. 18.

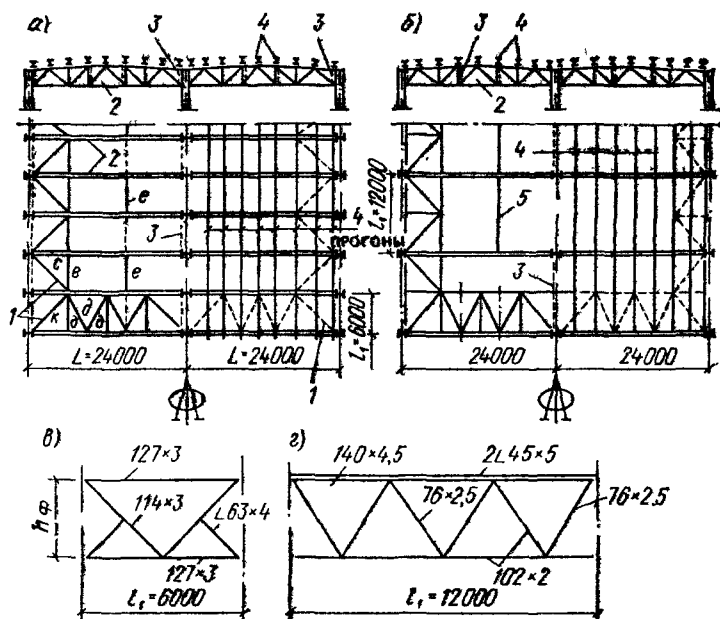


Рис. 8.13. Компоновка связей в покрытиях по трубчатым стропильным фермам пролетом 24 м (по проекту ЦНИИПроектстальконструкции им. Мельникова)

а — при шаге ферм 6 м; б — то же, 12 м; в — схема вертикальных связей между фермами при $l_1=6$ м; г — то же при $l_1=12$ м; 1 — горизонтальные связи из труб по нижнему поясу ферм; 2 — фермы; 3 — вертикальные связи; 4 — прогоны; 5 — распорки; в — связь из труб $102 \times 2,5$ мм; г — связь из труб 127×3 мм; сталь марки ВСт3пс2, Ст15 или Ст20

нижний и верхний пояса проектируют, как правило, из труб одинакового сечения и равной длины;

разница в толщине стенок при одинаковом диаметре труб должна быть не менее 1,5 мм;

минимальная толщина труб поясов — 3 мм, элементов решетки — 2,5 мм;

отношение диаметра трубы раскосов d к диаметру трубы пояса D — не менее $0,3(d/D \geq 0,3)$;

отношение диаметра трубы D к толщине ее стенки t должно быть для поясов не более $30(D/t \geq 30)$ при $R_{yn} < 290$ МПа, а для элементов решетки — не более 90; при $R_{yn} = \text{св. } 295 \text{ до } 390$ МПа тонкостенность δ труб составляет не более: для поясов $\delta = D/t = 35$, сжатых элементов решетки < 80 , растянутых < 90 и при $R_{yn} = \text{св. } 440$ МПа — для поясов — 40, сжатых элементов решетки — 70 и растянутых — 90;

расчетные длины l_{ef} элементов фермы при определении гибкости принимаются следующими:

при расчете в плоскости фермы (решетки) для поясов, опорных раскосов и стоек — $l_{ef} = l$, для прочих элементов решетки без сплю-

щивания концов — $l_{ef}=0,85l$, со сплюсненными концами в одной плоскости — $l'_{ef}=0,95l$, со сплюсненным одним концом — $l_{ef}=0,9l$;

при расчете из плоскости решетки: для поясов, опорных раскосов и стоек — $l_{ef}=l_1$, для прочих элементов решетки без сплюсывания концов — $l_{ef}=0,85l_1$, со сплюсненными концами в одной плоскости — $l_{ef}=0,95l_1$ и со сплюсненным одним концом — $l_{ef}=0,9l_1$, где l — расстояние между центрами смежных узлов в плоскости ферм (геометрическая длина элемента); l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости решетки фермы;

коэффициенты условий работы γ_c принимают:

при проверке прочности растянутых элементов решетки 0,8, в остальных случаях — 1;

при проверке прочности центрально-сжатых элементов со сплюсненными концами (с плавным переходом на длине $2,5-3D$)

$$\gamma_{ct} = 1,3 - 0,015 \frac{d_d}{t} \begin{cases} (< 1), \\ (> 0,4); \end{cases}$$

то же, с неплавным переходом — $\gamma_{ct} = 1 - 0,015d/t$, но $< 0,7$ и $\geq 0,3$;

центровку элементов проектируют по осям труб.

Соединение трубчатых стержней в узлах фермы должно обеспечивать прочность узла и герметичность торцов труб, чтобы предотвратить возникновение коррозии фермы с внутренней стороны полых элементов. В трубчатых фермах узлы сопряжений элементов решают различными способами, выбор которых зависит от технологических условий и машинного оборудования (рис. 8.14).

Бесфасоночное соединение с фигурной резкой концов труб специальными машинами рационально и эффективно по трудоемкости и расходу материала.

Стержни фермы центруют по геометрическим осям труб. Сварные швы при сопряжении труб на фасонках рассчитывают подобно расчету ферм со стержнями из уголкового профиля, распределяя расчетную длину шва симметрично с двух сторон стержня.

Прочность углового шва, прикрепляющего трубчатый стержень решетки к поясу впритык при фигурной резке концов, можно проверить по формуле

$$(N/0,7k_f l_{wf}) \leq 0,85R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (8.11)$$

или

$$(N/k_f l_{wf}) \leq 0,85R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (8.11.a)$$

где l_{wf} — длина шва по контуру реза трубы; 0,85 — коэффициент условия работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва; R_{wf} и R_{wz} — расчетные сопротивления углового шва срез (условному) соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления.

Длину кривой пересечения труб, равную длине шва l_w (рис 8.14 и 8.19) можно определять по приближенной формуле¹

$$l_w = a + b + 3 \sqrt{a^2 + b^2}, \quad (8.12)$$

где $a = d/2 \operatorname{cosec} \alpha = d/\sin \alpha$; $b = d/2 [3 - (d/D)^2 - (d/D)^2]$ — для пересечения трубы с трубой; $b = d/2$ — для пересечения трубы с плоско-

¹ Левенсон Я. С. Конструкции из стальных труб. — М., 1967.

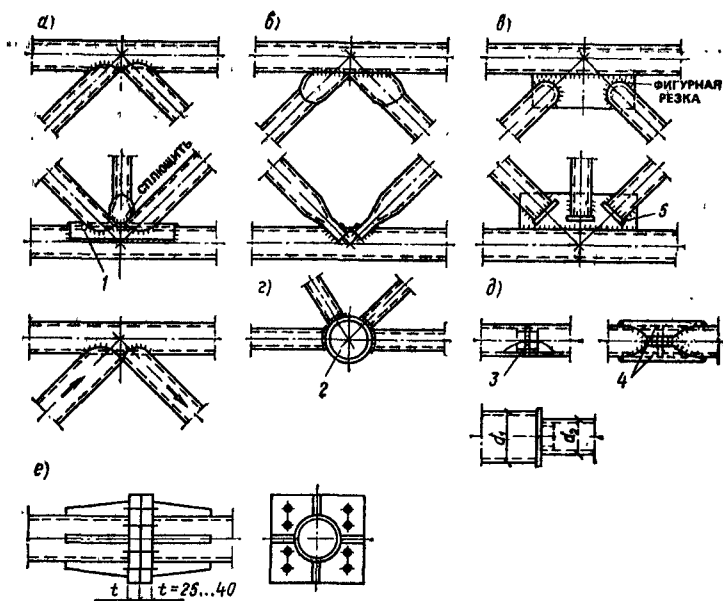


Рис. 8.14. Типы сопряжений трубчатых стержней в узлах ферм

a — бесфасоночные с фигурной резкой концов труб; *б* — то же, со сплюснутыми концами труб; *в* — на фасонках; *г* — через заводскую деталь (например, шар, сферу и т. п.); *д* — стыковые соединения с подкладными кольцами и накладкой; *е* — фланцевое соединение на высокопрочных болтах; 1 — накладка; 2 — вставка; 3 — подкладное кольцо; 4 — накладки; 5 — заглушка $\delta=4...6$

стью; d и D — соответственно меньший и больший диаметры сопрягаемых труб.

В узлах растянутые элементы приваривают по всему контуру, а сжатые — стойку или раскос — прирезают и приваривают к растянутому элементу. При недостаточной толщине поясные трубы усиливают накладками, располагаемыми симметрично центру узла (см. рис. 8.14, *a*).

Пример 8.3. Задание: для одноэтажного промышленного здания пролетом 24 м рассчитать ферму из стальных бесшовных горячекатаных труб. Шаг ферм 6 м. Покрытие принять по прогонам из утепленных панелей, состоящих из защитного стального профилированного настила и утеплителя из пенополистирола слоем толщиной 5 см (плотность 100 кг/м³). Район строительства — г. Калуга, вес снегового покрова по III району — 1000 Н/м². Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=1$.

Решение

Сбор нагрузок. Подсчет нагрузок сведен в табл. 8.10.

Т а б л и ц а 8.10. Подсчет нагрузок на трубчатую ферму

Вид нагрузки и расчет	Нормативная нагрузка, Н/м²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м²
Постоянная:			
рубероидный трехслойный ковер	120	1,2	144
утеплитель из пенополистирола; $\rho=1000$ Н/м³; $0,05 \times 1000$	50	1,3	65
паронизация, один слой пергамина	40	1,2	48
стальной профилированный настил (предварительно, по ТУ)	125	1,05	131
Итого¹	335	—	388
прогоны при $l=6$ м (предварительно)	80	1,05	84
Итого	415	—	472
стропильные фермы со связями (ориентировочно)	125	1,05	131
Итого	$g_n=540$	—	$g=603$
Временная (снеговая) при $g_n/\rho_n=540/1000=0,54 < 0,8$ $\gamma_f=1,6$	$\rho_n=1000$	1,6	$p=1600$
Общая нагрузка¹	1540	—	$2203 \approx 2200$

¹ При проектировании на покрытие защитного слоя из гравия на битумной мастике ($t_s=20$ мм) в расчетную нагрузку добавить $400 \cdot 1,3=520$ Н/м².

Расчет стального профилированного настила. Определяем расчетные изгибающие моменты при $l=3$ м от равномерно распределенной нагрузки (рис. 8.15):

M_{max} в пролете (рис. 8.15, а) при однопролетной схеме

$$M_{max} = ql^2/8 = 1988 \cdot 3^2/8 = 2236 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где $q=388+1600=1988$ Н/м — собственный вес покрытия и снеговая нагрузка;

M_{max} в пролете (см. рис. 8.15, в) при двухпролетной

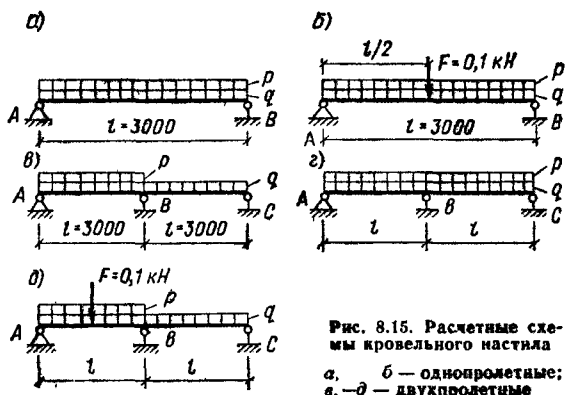


Рис. 8.15. Расчетные схемы кровельного настила
а, б — однопролетные;
в, д — двухпролетные

схеме

$$M_{max} = 0,7ql^2 + 0,096pl^2 = 0,07 \cdot 388 \cdot 3^2 + 0,096 \cdot 1600 \cdot 3^2 = 1626 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

момент M_{max} над средней опорой (см. рис. 8.15, з)

$$M_{max} = 1988 \cdot 3^2 / 8 = 2236 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

от равномерно распределенной нагрузки ($q = 1988 \text{ Н/м}$) и сосредоточенного груза $F = 1000 \text{ Н}$ в пролете (вес рабочего с инструментом):

в пролете при двухпролетной схеме (см. рис. 8.14, д)

$$M_{max} = 0,07ql^2 + 0,096pl^2 + 0,203Fl = 0,07 \cdot 388 \cdot 3^2 + 0,096 \cdot 1600 \cdot 3^2 + 0,203 \cdot 1000 \cdot 3 = 2236 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

в пролете при однопролетной схеме при такой же нагрузке будет (см. рис. 8.15, б)

$$M_{max} = ql^2 / 8 + Fl / 4 = 1988 \cdot 3^2 / 8 + 1000 \cdot 3 / 4 = 2985 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Более легкий настил получается при расчете по двухпролетной схеме, поэтому при расстоянии между прогонами 3 м следует применять настил длиной 6 м, а настил длиной 3 м может служить доборным элементом.

Требуемый момент сопротивления при $M_{max} = 2985 \text{ Н} \cdot \text{м} = 298,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$ будет

$$W_d = \gamma_n M_{max} / R_y \gamma_c = 298 / 22 = 13,6 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_n = 1$ — по заданию; $\gamma_c = 1$, $R_y = 220 \text{ МПа}$ — по табл. 13 прил. VII для стали марки Ст3кп.

Согласно ГОСТ 14918—80* назначаем настил типа Н-60-845-0,7; $W_{min} = 14,6 \text{ см}^3$; $J_x = 62,1 \text{ см}^4$; масса 1 м^2 $g = 8,8 \text{ кг}$.

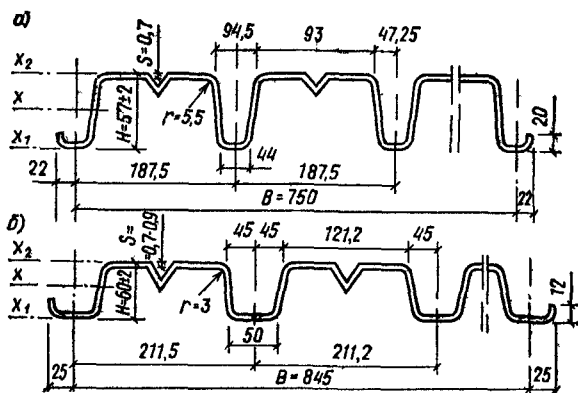


Рис. 8.16. Профили стального оцинкованного профилированного настила
 а — марки Н57-750-0,7 (0,8); б — марки Н60-845-0,7..0,9

Проверяем настил на прогиб по формуле предельных состояний второй группы при действии нормативной равномерно распределенной нагрузки:

$$f = 5q_n l^4 / 384 E J_x = 5 \cdot 0,013 \cdot 300^4 / 384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 62,1 = 1,07 \text{ см};$$

$$q_n = 335 + 1000 = 1335 \text{ Н/м} = 0,013 \text{ кН/см};$$

$$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

$$f/l = 1,07/300 = 1/280 < 1/150,$$

т. е. условие удовлетворяется (детали настила даны на рис. 8.16 и 8.17).

Предельная нагрузка по условиям жесткости при $f/l \leq 1/150$

$$q_n = \frac{384 E J_x}{150 \cdot 5 \cdot l^3} = \frac{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 62,1 (100)}{150 \cdot 5 \cdot 300^3} = 2,4 \text{ кН/см} = 2400 \text{ Н/м},$$

что больше нормативной расчетной нагрузки $q_{n,max} = 1540 \text{ Н/м}$.

Расчет прогона из гнутого профиля. Принимаем прогон из гнутого равнополочного швеллера по ГОСТ 8278—83 из низколегированной стали марки 09Г2, $R_y = 290 \text{ МПа}$ (29 кН/см^2). Изгибающий момент

$$M = q l^3 / 8 = 6,22 \cdot 6^3 / 8 = 28 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q = (g + p) b_p = (472 + 1600) 3 = 6216 \text{ Н/м} = 6,22 \text{ кН/м}$; $b_p = 3 \text{ м}$ — длина панели фермы.

Требуемый момент сопротивления составит

$$W_d = \gamma_n M / R_y \gamma_c = 2800 / 29 = 96,5 \text{ см}^3,$$

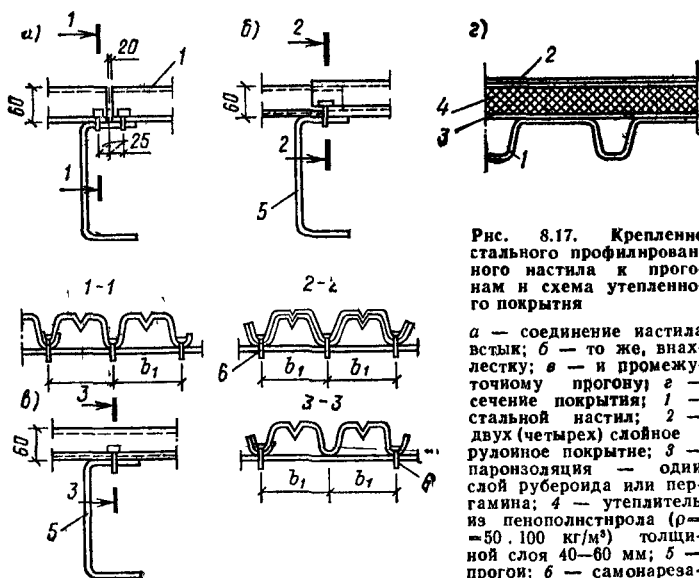


Рис. 8.17. Крепление стального профилированного настила к прогонам и схема утепленного покрытия

а — соединение настила встык; б — то же, внахлестку; в — и промежуточному прогону; 2 — сечение покрытия; 1 — стальной настил; 2 — двух (четырёх) слойное рулонное покрытие; 3 — паронизация — один слой рубероида или пергамина; 4 — утеплитель из пенополистирола ($\rho = 50 \dots 100 \text{ кг/м}^3$) толщиной слоя 40–60 мм; 5 — прогоны; 6 — самонарезающие болты или заклепки

где принято $\gamma_n = 1$ и $\gamma_c = 1$.

Назначаем по ГОСТ 8278—83* гнутый профиль — швеллер № 20, $h = 200 \text{ мм}$, $b = 80 \text{ мм}$, $t_w = 5 \text{ мм}$; $J_x = 1006 \text{ см}^4$, $W_x = 100,6 \text{ см}^3$, масса 13,42 кг/м. Вычисляем относительный прогиб

$$f/l = (5/384) (q_n l^3 / EJ_x) = 5 \cdot 0,0425 \cdot 600^3 / 384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1006 = 1/166 > 1/200,$$

где $q_n = (415 + 1000)3 = 4245 \text{ Н/м} = 0,0425 \text{ кН/см}$; $E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$, т. е. условие не удовлетворяется, поэтому назначаем швеллер $200 \times 80 \times 6$, $J_x = 1374 \text{ см}^4$, $W_x = 137,4 \text{ см}^3$, $g = 17,6 \text{ кг/м}$:

$$\sigma = M/W_x = 2800/1374 = 20,4 \text{ кН/см}^2 (204 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 290 \text{ МПа}.$$

Проверяем по прогибу

$$f/l = 5 \cdot 0,0425 \cdot 600^3 / 384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1374 = 1/236 < 1/200,$$

условие удовлетворяется.

Расчет трубчатой стропильной фермы. Расчетные узловые нагрузки составляют:

от собственного веса покрытия и фермы

$$G = g b_p l_1 = 603 \cdot 3 \cdot 6 = 10854 \text{ Н} = 10,9 \text{ кН};$$

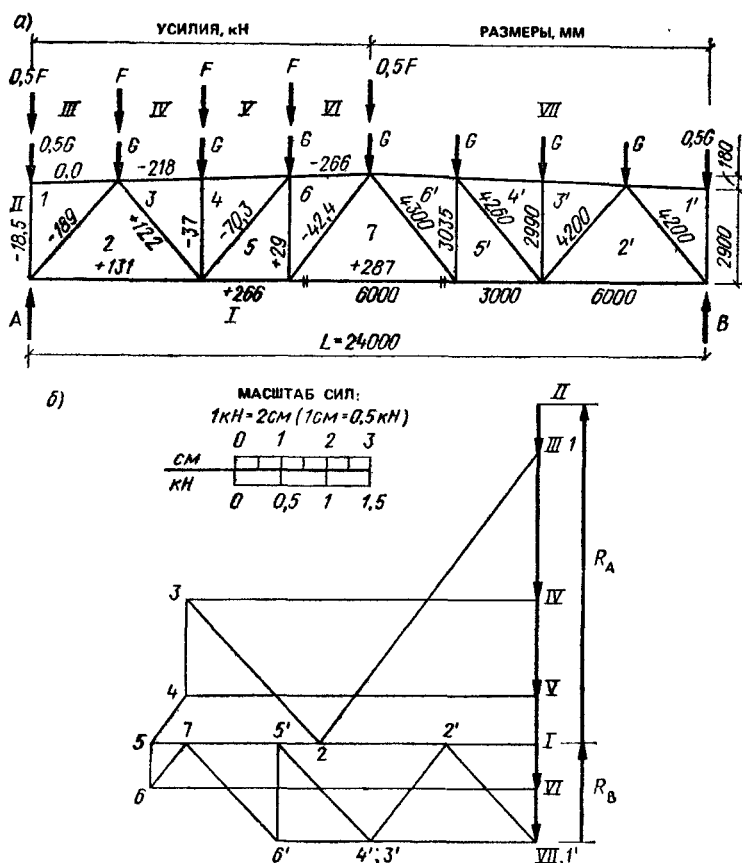


Рис. 8.18. Геометрическая и расчетная схема фермы (а) и диаграмма Кремона от $P-I$ на левой половине пролета фермы (б)

от временной нагрузки (снега)

$$P = p b_p l_1 = 1600 \cdot 3 \cdot 6 = 28800 \text{ Н} = 28,8 \text{ кН}.$$

Для крайних элементов при $0,5 b_p$ узловые нагрузки соответственно равны:

$$G_1 = 0,5G = 10,9 \cdot 0,5 = 5,45 \text{ кН};$$

$$P_1 = 0,5P = 0,5 \cdot 28,8 = 14,4 \text{ кН}.$$

Для фермы пролетом 24 м с шарнирным креплением на опорах расчетные усилия в элементах определяют ли-

Таблица 8.11. Усилия в элементах фермы по диаграмме (к рис. 8.18, б)

Элемент	Обозначение стержня	Длина, см, силового вектора по диаграмме Кремоны	Усилия, кН			
			при загрузке на 0,5 пролета (по диаграмме)		при полном загрузке силами $F=1$ (по расчету)	
			сжатие	растяжение	сжатие	растяжение
Верхний пояс	III—1	0	0	0	0	0
	IV—3	7,7	3,85	—	6	—
	V—4	7,7	3,85	—	6	—
	VI—6	8,4	4,2	—	7,2	—
	VII—6'	6	3	—	7,2	—
	VII—4'	4,3	2,15	—	6	—
	VII—3'	4,3	2,15	—	6	—
	VII—1'	0	0	0	0	0
Нижний пояс	I—2	5,1	—	2,55	—	3,6
	I—5	8,4	—	4,2	—	7,2
	I—7	7,8	—	3,9	—	7,8
	I—5'	6	—	3	—	7,2
	I—2'	2,1	—	1,05	—	3,6
Стойки	II—1	1	0,5	—	0,5	—
	3—4	2	1	—	1	—
	5—6	0,7	0,35	—	—	0,55
	6'—5'	1,8	—	+0,9	1,25	0,55
	4'—3'	0	0	—	1	—
	1'—VII	0	0	—	0,5	—
Раскосы	I—2	7,2	3,6	—	5,1	—
	2—3	3,8	—	1,9	—	3,3
	4—5	1,1	0,55	—	1,9	—
	6—7	1	—	0,5	0,8	—
	7—6'	2,6	1,3	—	0,8	—
	5'—4'	2,7	1,35	—	1,9	—
	3'—2'	2,8	—	1,4	—	3,3
	2'—1'	3	1,5	—	5,1	—

Примечание. Усилия подсчитывают умножением длины силового вектора по диаграмме Кремоны на принятый масштаб сил. Усилия в стержнях при полном загрузке фермы силами $F=1$ подсчитывают суммированием усилий в подобных стержнях при загрузке фермы на 0,5 пролета (например, в верхнем поясе стержней IV—3 и VII—3'; в нижнем поясе — I—2 и I—2'; в раскосах — I—2 и 2'—1' и т. д.).

бо по программе на ЭВМ, либо упрощенно построением диаграммы Кремоны (рис. 8.18, табл. 8.11).

Диаграмма (рис. 8.18, б) построена по узловым единичным нагрузкам ($F=1$) на левой половине пролета. Фактические усилия в стержнях подсчитаны умножением усилия по диаграмме на действительные нагрузки на узел. Например, в опорном стержне 1-2 по диаграмме при $F=1$ и масштабе сил $1 \text{ см}=0,5 \text{ кН}$ замерена длина 7,2 см. Тогда усилие $D_1=7,2 \cdot 0,5=3,6 \text{ кН}$; фактическое значение при $F=28,8 \text{ кН}$ составляет $D_1=3,6 \cdot 28,8=104 \text{ кН}$; аналогично для стержня нижнего пояса 1-5 (U_2) длина по диаграмме равна 8,4 см, следовательно, усилие от $F=1$ равно $U_2=8,4 \cdot 0,5=4,2 \text{ кН}$, а фактическое при $F=28,8 \text{ кН}$ равно $U_2=4,2 \cdot 28,8=121 \text{ кН}$ и т. д.

При загрузке фермы узловыми нагрузками $F=1$ на правой половине фермы усилия в стержнях принимают обратно симметричными тем усилиям, которые подсчитаны при загрузке левой половины фермы. При

Таблица 8.12. Усилия в стержнях фермы при узловой нагрузке $F=1 \text{ кН}$ (см. рис. 8.18)

Элементы фермы	Обозначение стержня		Усилия, кН, при нагрузке $F=1 \text{ кН}$ на 0,5 пролета фермы		Усилия, кН, при нагрузке $F=1 \text{ кН}$ во всех узлах верхнего пояса фермы (N_f+N_r)
	на диаграмме	на расчетной схеме	слева N_f	справа N_r	
Верхний пояс	III-1	0_1	0	0	0
	IV-3	0_2	-3,85	-2,15	-6
	V-4	0_3	-3,85	-2,15	-6
	IV-6	0_4	-4,2	-3	-7,2
Нижний пояс	I-2	U_1	+2,55	+1,05	+3,6
	I-5	U_2	+4,2	+3	+7,2
	I-7	U_3	+3,9	+3,9	+7,8
Раскосы	1-2	D_1	-3,6	-1,5	-5,1
	2-3	D_2	+1,9	+1,4	+3,3
	4-5	D_3	-0,55	-1,35	-1,9
	6-7	D_4	+0,5	-1,3	-0,8
Стойки	II-1	V_1	-0,5	0	-0,5
	3-4	V_2	-1	0	-1
	5-6	V_3	-0,35	+0,9	+0,55

Примечание. «+» — растяжение, «-» — сжатие.

полном нагружении фермы усилия в стержнях, найденные при нагружении левой и правой половин фермы, суммируют. Значения усилий в стержнях фермы от $F=1$ приведены в табл. 8.12, а от полных узловых нагрузок — в табл. 8.13.

Таблица 8.13. Расчетные усилия в элементах фермы

Элементы фермы	Обозначение стержня		Усилие от постоянной нагрузки, кН	Временная (снеговая) нагрузка на 0,5 пролета, кН		Расчетное усилие, кН	
	на диаграмме	на расчетной схеме		слева	справа	на растяжение	на сжатие
Верхний пояс	III-1	O_1	0	0	0	0	0
	IV-3	O_2	-65	-111	-61,9	—	237,9
	V-4	O_3	-65	-111	-61,9	—	237,9
	VI-6	O_4	-78,5	-121	86	—	285,5
Нижний пояс	I-2	U_1	+39	+73,4	+30	142,4	—
	I-5	U_2	+78	+121	+86	285	—
	I-7	U_3	+85	+112	+112	309	—
Стойки	II-1	V_1	-5,45	-14,4	0	—	19,85
	3-4	V_2	-10,9	-28,8	0	—	39,7
	5-6	V_3	+6	-10	+25,9	31,9	4
Раскосы	I-2	D_1	-55,6	-104	-43,1	—	202,7
	2-3	D_2	+36	+54,7	+40,3	131	—
	4-5	D_3	-20,7	-15,8	-38,8	—	75,3
	6-7	D_4	-8,7	+14,4	-37,4	—	-46,1

Примечание. «+» — растяжение, «-» — сжатие.

Расчет верхнего пояса. $N_{max}=285$ кН. Принимаем предварительно $\varphi=0,75$, тогда

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 285,5 / 0,75 \cdot 22,5 = 16,9 \text{ см}^2,$$

где $R_y=225$ МПа; $\gamma_c=1$.

Принимаем трубу $127 \times 4,5$ мм из стали марки Ст20: $A=17,3 \text{ см}^2$, $J=325 \text{ см}^4$; $W=51 \text{ см}^3$; $i=4,33 \text{ см}$ (ГОСТ 8731—87).

Вычисляем гибкость λ при $l_{ef}=l=300$ см, так как верхний пояс фермы раскреплен прогонами через 3 м:

$$\lambda = l_{ef} / i = 300 / 4,33 = 69,3.$$

По табл. 1 прил. IV находим фактическое значение $\varphi=$

$= 0,765$ и проверяем устойчивость элемента

$$\sigma = N/\varphi A = 285,5/0,765 \cdot 17,3 = 21,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (215 МПа)} <$$

$$< R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа.}$$

При использовании для верхнего пояса трубы из стали марки ВСтЗпс4 по ГОСТ 10706—76* $R_y = 235$ МПа требуемое сечение пояса будет

$$A_d = N/\varphi R_y \gamma_c = 285,5/0,76 \cdot 235 = 16 \text{ см}^2.$$

Принимаем такую же трубу, как из стали марки Ст20, т. е. $127 \times 4,5$; $A = 17,34 \text{ см}^2$.

Расчет нижнего пояса. $N_{max} = 309$ кН. Тогда

$$A_d = N/R_y \gamma_c = 309/22,5 \cdot 0,95 = 14,5 \text{ см}^2,$$

здесь $\gamma_c = 0,95$ (по п. 6, б табл. 6 СНиП II-23-81*).

Можно принять трубу $114 \times 4,5$ мм, $A = 15,5 \text{ см}^2$. Однако из условия унификации сечений и удобства решения бесфасоночных соединений труб поясов с элементами решетки рекомендуется сечения верхнего и нижнего поясов принимать одинаковыми, поэтому для нижнего пояса конструктивно назначаем также трубу $127 \times 4,5$ мм, $A = 17,3 \text{ см}^2$.

$$\sigma = 309/17,3 = 17,9 \text{ кН/см}^2 \text{ (179 МПа)} < R_y \gamma_c = 214 \text{ МПа.}$$

Расчет опорного раскоса 1—2. $N_{max} = 202,7 \approx 203$ кН, тогда при $\varphi = 0,6$

$$A_d = N/\varphi R_y \gamma_c = 203/0,6 \cdot 225 = 15,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем трубу $127 \times 4,5$ мм; $A = 17,3 \text{ см}^2$; $J = 325 \text{ см}^4$; $W = 51 \text{ см}^3$; $i = 4,33$ см. Вычисляем

$$\lambda = l_{ef}/i = 420/4,33 = 97 < 120.$$

По табл. 1 прил. IV находим $\varphi = 0,59$ (для стали с $R_y = 225$ МПа). Проверяем устойчивость:

$$\sigma = N/\varphi A = 203/0,59 \cdot 17,3 = 19,9 \text{ кН/см}^2 \text{ (199 МПа)} <$$

$$< R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа.}$$

Расчет остальных элементов решетки и принятые сечения труб приведены в табличной форме (табл. 8.14). При проверке прочности элементов решетки (кроме опорных) введен коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,8$.

Расчет сварных соединений в узлах. Все элементы фермы по данному примеру соединяют в узлах без фасонки фигурной вырезкой концов труб стержней решетки и примыканий их впритык к поясам. Контуры примыкания труб обваривают угловыми швами.

Т а б л и ц а 8.14. Расчет элементов стропильных ферм из труб круглого сечения (обозначение стержней см. на рис. 8.18)

Элемент фермы	Обозначение стержня		Расчетное усилие, кН	Расчетная длина l_{ef} , см	Сталь марки	Сечение трубы, мм	Площадь сечения, см ²	Радиус инерции, см	Гибкость λ		Коэффициент		Напряжение, МПа	
	по диаграмме	по расчетной схеме							расчетная	предельная	ϕ	γ_c	фактическое	предельное R_{yk} , МПа
Верхний пояс	III-1	0 ₁	0	300	Ст-20	76×3,5	7,97	2,57	117	—	—	—	—	225
	IV-3	0 ₂	-237,9	300	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	69,3	120	0,765	1	179	225
	V-4	0 ₃	-237,9	300	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	69,3	120	0,765	1	179	225
	VI-6	0 ₄	-285,5	300	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	69,3	120	0,765	1	215	225
Нижний пояс	I-2	U ₁	+142,4	600	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	138	400	—	0,95	+82,3	214
	I-5	U ₂	+285	300	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	69	400	—	0,95	+165	214
	I-7	U ₃	+309	600	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	138	400	—	0,95	+179	214
Стойки	II-1	V ₁	-19,85	290	Ст-20	76×3,5	7,97	2,57	113	120	0,5	1	-49,8	225
	3-4	V ₂	-39,7	261	Ст-20	76×3,5	7,97	2,57	102	150	0,55	1	-90,6	225
	5-6	V ₃	+31,9	246	Ст-20	60×3,5	6,22	2,01	123	400	0,367	0,8	+51,3	180
			(-4)						(150)				(-17,5)	
Раскосы	I-2	D ₁	-203	420	Ст-20	127×4,5	17,3	4,33	97	120	0,59	1	-199	225
	2-3	D ₂	+131	360	Ст-20	76×3,5	7,97	2,57	140	400	—	0,8	+164	180
	4-5	D ₃	-75,3	360	Ст-20	105×3,5	10,8	3,49	103	150	0,512	1	-136	225
	6-7	D ₄	-46,1	360	Ст-20	83×3,5	8,74	2,82	123	150	0,382	1	-138	225

Примечание. Для стойки 5—6 цифры в скобках даны при расчете на сжатие.

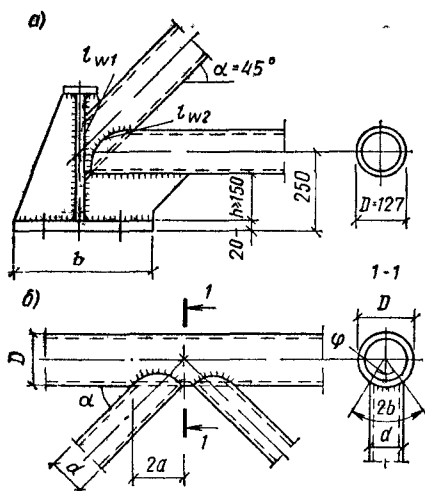


Рис. 8.19. Узлы фермы из труб

а — опорный узел;
б — промежуточный узел верхнего пояса

Расчетную толщину шва принимают равной меньшей толщине стенки соединяемых труб.

Проверяем прочность шва опорного раскоса 1—2 в опорном узле А (рис. 8.19, а), определяя

$$N_s = D_1 \sin 45^\circ = 203 \cdot 0,707 = 143 \text{ кН};$$

усилие отрыва

$$N_t = U_1 - 0,707 D_1 = 142,3 - 0,707 \cdot 203 \approx 0;$$

площадь шва по контуру примыкания при $\alpha = 45^\circ$;

$$A_w = l_w \beta_f k_f \approx 1,41 \pi d_d \beta_f k_f = 48,3 \cdot 0,7 \cdot 0,4 = 13,5 \text{ см}^2;$$

$$\tau_w = N_s / A_w = 143 / 13,5 = 10,6 \text{ кН/см}^2 \text{ (106 МПа)} <$$

$$< 0,85 R_{wf} = 180 \cdot 0,85 = 153 \text{ МПа}$$

(для сварки электродами марки Э-42),

где $\beta_f = 0,7$ — для ручной сварки; 0,85 — коэффициент условий работы шва по длине реза торца трубы; l_w — длина кривой пересечения труб, определяемая по формуле (8.12);

при сопряжении опорного раскоса с опорным ребром (см. рис. 8.19, а)

$$l_w = a + b + 3 \sqrt{a^2 + b^2} = 8,98 + 6,95 + 3 \sqrt{8,98^2 + 6,35^2} = 48,3 \text{ см}$$

(здесь $a = d/2 \sin \alpha = 12,7/2 \cdot 0,707 = 8,98 \text{ см}$);

$$b = d/2 = 12,7/2 = 6,35 \text{ (см)};$$

при сопряжении труб нижнего пояса и опорного раскоса при $d/D=12,7/12,7=1$

$$l_w = 8,98 + 9,53 + 3 \sqrt{8,98^2 + 9,53^2} = 57,8 \text{ см};$$

$$b = (d/2) [3 - (d/D)^2/2 - (d/D)^2] = \\ = (12,7/2) [3 - (1^2/2) - 1^2] = 9,53 \text{ см}.$$

Проверяем прочность шва крепления нижнего пояса к опорному раскосу

$$\sigma = U_1/l_w \beta_f k_f = 142,4/56,8 \cdot 0,7 \cdot 0,4 = 8,8 \text{ кН/см}^2 = 88 \text{ МПа} < \\ < \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf} = 0,85 \cdot 180 \cdot 1 = 153 \text{ МПа}.$$

Сварку выполняют электродами марки Э42 в элементах из стали марки Ст20. Проверку прочности сварных соединений в других узлах не производим, так как их прочность обычно вполне обеспечивается контурной обваркой примыкания фигурных торцов труб. Чертеж трубчатой фермы и детали узлов приведены на рис. 8.20.

Пример 8.4. Задание: рассчитать и сконструировать жесткий опорный узел трубчатой фермы, примыкающей к колонне двутаврового сечения (рис. 8.21). **Исходные данные:** расчетный опорный момент $M_s=750 \text{ кН}\cdot\text{м}$, максимальное давление фермы на опоре $N_s=983 \text{ кН}$. Материал опорных фасонки и ребер — сталь марки ВСтЗпс6 по ГОСТ 380—71*, сварка ручная электродами марки Э42.

Решение

Расчет крепления верхнего пояса к колонне. Расчетное усилие

$$H = M_s/h_s = 750/3,27 = 230 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент во фланце определяем приближенно как в консольном элементе вылетом c (рис. 8.22). Для вычисления размера c диаметр трубы заменяем условным квадратом со стороной $d_1 \approx 0,9d = 0,9 \cdot 21,9 = 19,6 \text{ см}$, тогда $c=0,5 (36-19,6)=8,2 \text{ см}$, а момент будет

$$M_f = 0,5H(c-a) = 0,5 \cdot 230 (8,2 - 5) = 368 \text{ кН см}.$$

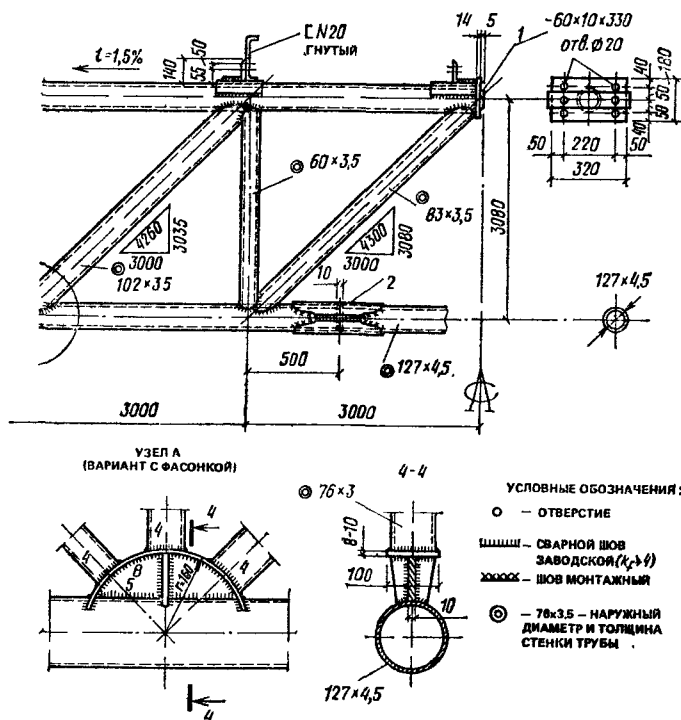
Требуемый момент сопротивления составит

$$W_d = M_f/R_y \gamma_c = 368/23,5 = 15,7 \text{ см}^3,$$

где $R_y=235 \text{ МПа}$, $\gamma_c=1$.

Из уравнения $W_f = l_f t_f^2/6$ вычисляем толщину фланца при $l_f=360 \text{ мм}$ (см. рис. 8.21, б):

$$t_f = \sqrt{6W_d/l_f} = \sqrt{6 \cdot 15,7/36} = 1,62 \text{ см}.$$



для болтов нормальной точности класса 4,6; $A_{бл} = 3,59 \text{ см}^2$ (для болтов диаметром 24 мм).

Принято 4 болта диаметром 24 мм.

Расчет жесткого сопряжения ригеля с колонной в опорном узле нижнего пояса. Опорное давление передается на колонну через торец листа (фланца), к которому приварены нижний пояс и опорный каркас. Принимаем по конструктивным соображениям фланец толщиной 25 мм (аналогично фланцу в верхнем узле). Шесть болтов диаметром 20 мм для крепления к колонне ставим конструктивно. По данным расчета стержней фермы вначале конструируем узел в масштабе 1/10, размещаем на фланце примыкающие элементы и из условий удобства монтажа намечаем разбивку отверстий под болты. Затем проверяем:

напряжение смятия в торце фланца

$$\sigma_c = N_s / A_r = 983 / 2,5 \cdot 36 = 11 \text{ кН/см}^2 (110 \text{ МПа}) < R_p = 336 \text{ МПа},$$

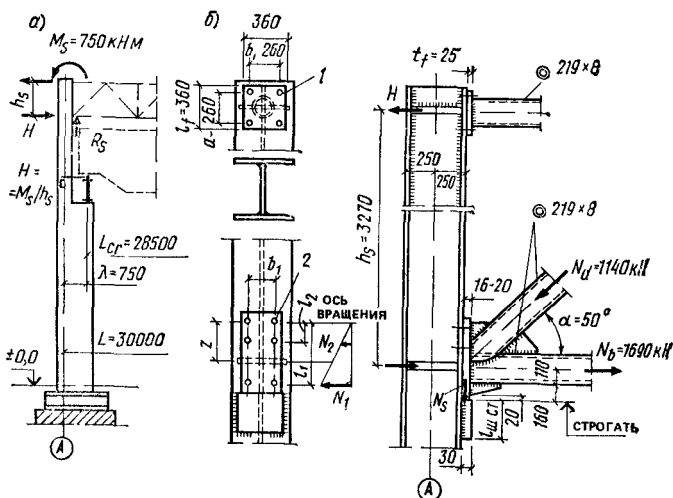


Рис. 8.21. Жесткое крепление трубчатой фермы к колонне

a — расчетная схема; *b* — узел крепления, 1 — отв. $\varnothing 27$, болты $\varnothing 24$; 2 — отв. $\varnothing 23$ болты $\varnothing 20$

где $R_p = 336$ МПа — для стали с $R_{up} = 370$ МПа;

напряжение в сварных швах, прикрепляющих нижний пояс к опорному фланцу, при $k_f = 8$ мм и с учетом разгружающего действия опорного раскоса рис. 8.22

$$\sigma = N / \beta_f k_f \Sigma l_w = 960 / 0,7 \cdot 0,8 \cdot 148 = 11,6 \text{ кН/см}^2 \text{ (116 МПа)} < < 0,85 R_{wf} \gamma_{wf} = 153 \text{ МПа};$$

$$\Sigma l_w = l_{w2} + 2l_{w1} + l_{w3} + 2l_{w4} = 68,7 + 2 \cdot 10 + 39,5 + 2 \cdot 10 = 148,2 \text{ см};$$

$$l_{w2} = \pi d = 3,14 \cdot 21,9 = 68,7 \text{ см};$$

$$l_{w1} = 14 - 1 - 3 = 10 \text{ см}; \quad l_{w4} = 11 - 1 = 10 \text{ см};$$

l_{w3} — длина шва по торцу реза раскоса, примыкающего к фланцу (примерно половина от полного сечения), определяемая по формуле (8.12):

$$l_{w3} = 0,5 (a + b + 3 \sqrt{a^2 + b^2}) = 0,5 (14,3 + 10,9 + 3 \times \times \sqrt{14,3^2 + 10,9^2}) = 39,5 \text{ см}$$

$$\text{(здесь } a = d/2 \sin \alpha = 21,9/2 \cdot 0,766 = 14,3 \text{ см};$$

$$\sin \alpha = \sin 50^\circ = 0,766; \quad b = d/2 = 21,9/2 = 10,9 \text{ см);}$$

$$N = N_{\text{п}} - N_d \cos 50^\circ = 1690 - 1140 \cdot 0,643 = 960 \text{ кН.}$$

Прочность швов достаточна.

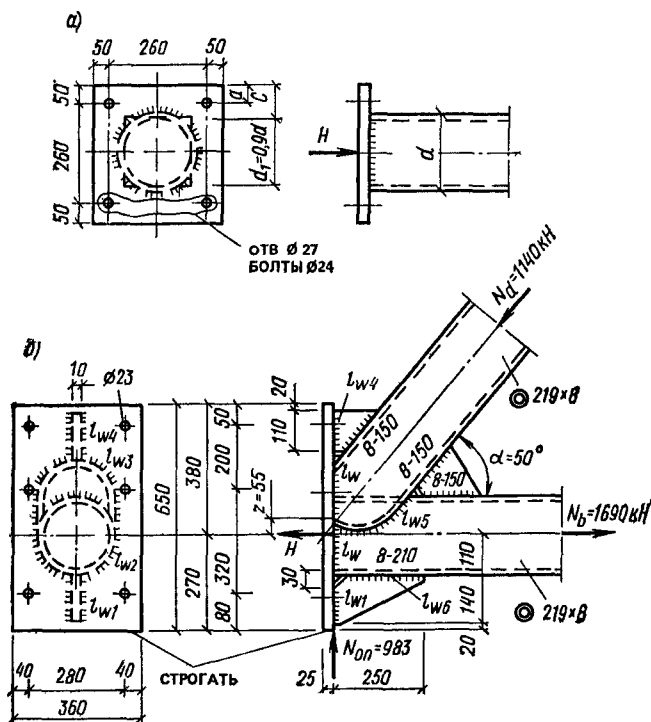


Рис. 8.22. Опорные узлы верхнего (а) и нижнего (б) поясов трубчатой фермы

Суммарное напряжение в швах от совместного действия опорной реакции $N_s = 983$ кН и горизонтальной силы $H = 230$ кН:

$$\tau_N = N_s / \beta_j k \Sigma l_{w2} = 983 / 0,7 \cdot 0,8 \cdot 148 = 11,9 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_H = H / \beta_f k \Sigma l_w = 230 / 0,7 \cdot 0,8 \cdot 148 = 2,8 \text{ кН/см}^2$$

(эксцентриситетом приложения силы H ввиду малости $z = 5,5$ см пренебрегаем);

$$\sigma = \sqrt{\tau_N^2 + \tau_H^2} = \sqrt{11,9^2 + 2,8^2} = 12,3 \text{ кН/см}^2 (123 \text{ МПа}) <$$

$$< \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf} = 0,85 \cdot 180 = 153 \text{ МПа.}$$

Расчет опорного столика на колонне под опору фермы

Толщину и ширину столика назначаем по конструктивным соображениям: толщину 30, ширину 360 мм (равную ширине опорного фланца фермы). Длину столика

определяем по расчетной длине шва, прикрепляющего к колонне с одной стороны столик, на который приходится усилие $2/3 N_s = 2/3 \cdot 983 \text{ кН} = 658 \text{ кН}$. Если $k_f = 20 \text{ мм}$, то длина шва с одной стороны столика будет

$$l_w = 2/3 N_s / \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} = 658 / 0,7 \cdot 2 \cdot 18 = 26,1 \text{ см.}$$

Принимаем $l_w = 30 \text{ см}$.

§ 5. КОНСТРУКЦИЯ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ С ПОЯСАМИ ИЗ ТАВРОВ И РЕШЕТКОЙ ИЗ УГОЛКОВЫХ ПРОФИЛЕЙ

При применении для поясов ферм тавровых профилей элементы решетки могут выполняться из спаренных уголковых профилей в виде Т-образных и крестовых сочетаний уголков. Так как высоты стенки тавра обычно не хватает для соединения всех стержней в узлах, то предусматривают дополнительно узловую фасонку, привариваемую впритык к стенке тавра (рис. 8.23).

Пример 8.5. Задание: для одноэтажного промышленного здания рассчитать и сконструировать стропильную ферму пролетом 24 м при шаге колонн 12 м. Покрытие—теплое, по стальному профилированному настилу, уложенному по сквозным прогонам (рис. 8.24). Материал элементов фермы—сталь марки ВСтЗпс6-1 по ТУ 14-1-3023—80 $R_y = 240 \text{ МПа}$ при $t = 4 \dots 20 \text{ мм}$. Фасонки фермы—из стали марки 09Г2С. Район строительства—III по снеговому покрову: $s_0 = 1000 \text{ Н/м}^2$; $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_c = 0,95$.

Решение

Сбор нагрузок. При применении профилированного стального настила рекомендуются типы облегченных покрытий по табл. 8.15. Принимаем покрытие с утеплителем из минераловатных плит по п. 3, а в табл. 8.15. Подсчет нагрузок сведен в табл. 8.16.

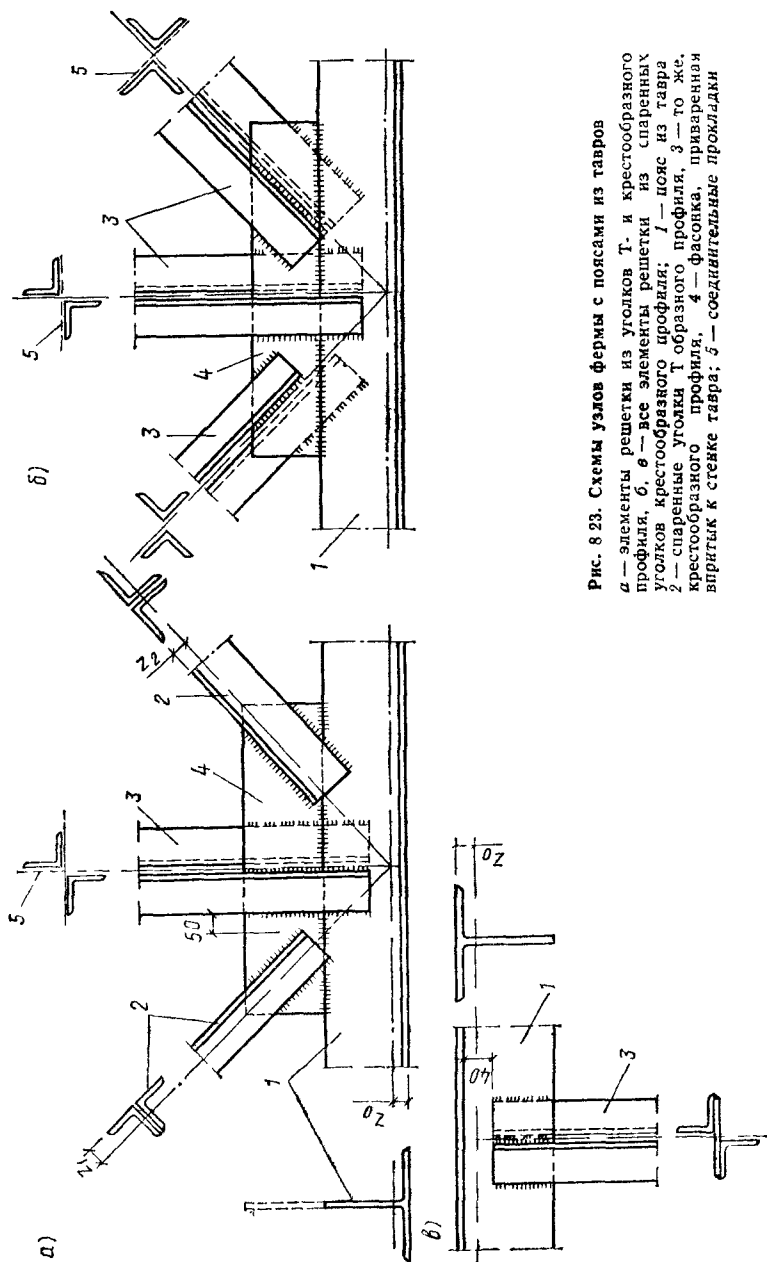
Выбор марки профилированного стального настила. Расчетная равномерно распределенная нагрузка на настил с учетом собственного веса

$$g_{dp} = 1159 + 1400 = 2559 \text{ Н/м}^2.$$

Пролет настила 3 м. По табл. 8.17 при двухпролетной расчетной схеме выбираем марку настила Н57-750-0,7, для которого

$$g_{max} = 2624 \text{ Па (Н/м}^2) > g_{dp} = 2559 \text{ Н/м}^2.$$

Расчет стропильной фермы. Вычисляем расчетные уз-



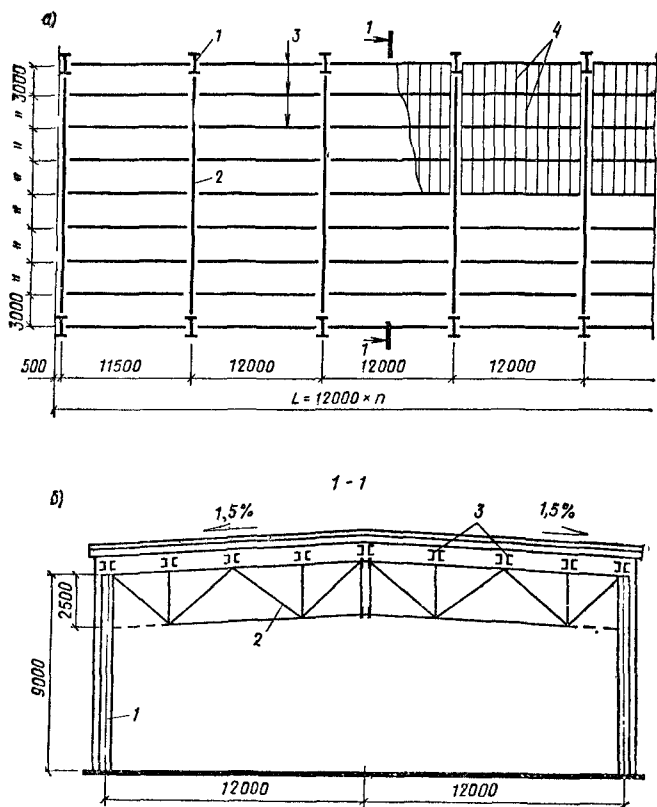


Рис. 8.24. План (а) и поперечный разрез (б) покрытия к примеру 8.5
1 — колонны; 2 — стропильные фермы; 3 — сквозные прогоны, пролетом 12 м;
4 — стальной профилированный настил

ловые нагрузки:

$$F_2 = (g + p) bl_1 = 2832 \cdot 3 \cdot 12 = 101\,952 \text{ Н} \approx 102 \text{ кН};$$

$$F_1 = 0,5F_2 = 0,5 \cdot 102 = 51 \text{ кН}.$$

Усилия в стержнях фермы определяем путем построения диаграммы Максвелла — Кремоны при полном ее загрузении (рис. 8.25). Опорные реакции будут

$$R_A = R_B = \Sigma F/2 = (2F_1 + 7F_2)/2 = (2 \cdot 51 + 7 \cdot 102)/2 = 408 \text{ кН}.$$

При построении диаграммы уклоном поясов 1,5 % пренебрегаем ввиду малости. Масштаб сил принят — 1 см =

Таблица 8.15. Рекомендуемый состав кровли и постоянные нагрузки на покрытие по профилированному настилу

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1. Защитный слой гравия по битумной мастике — 20 мм	400	1,3	520
2. Водонепроницаемый ковер из четырех слоев рубероида по битумной мастике	160	1,2	192
3. Утеплитель (варианты):			
а) минераловатные плиты повышенной жесткости по ГОСТ 22950—78* с $\rho=250$ кг/м ³	245	1,2	294
б) плиты перлитопенобетонные по ГОСТ 21509—76* с $\rho=294$ —300 кг/м ³ толщиной 100 мм	294	1,2	353
в) плиты теплоизоляционные из пенопласта на основе резольных фенолоформальдегидных смол по ГОСТ 20916—87 с $\rho=100$ кг/м ³ толщиной 50 мм	50	1,2	60
4. Паронепроницаемая из одного слоя рубероида	40	1,2	48
5. Профилированный настил	69—172	1,05	73—178
Итого с утеплителем по п. 3а	914—1017		1127—1232
Итого с утеплителем по п. 3б	963—1066		1185—1291
Итого с утеплителем по п. 3в	719—822		893—998

≈ 40 кН. Усилия в стержнях равны произведению длины рассматриваемого вектора по диаграмме (l_v , см) на принятый масштаб — 40 кН. Тогда для левой половины фермы усилия в стержнях будут следующими:

стержни верхнего пояса;

$$3 - a \text{ и } 4 - б - N = -11 \cdot 40 = -440 \text{ кН};$$

$$5 - г \text{ и } 6 - д - N = -23,4 \cdot 40 = -936 \text{ кН};$$

Таблица 8.16. Подсчет нагрузок на стропильную ферму с поясами из тавров

Вид нагрузки и расчет	Нормативная нагрузка, Н/м²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м² (округленно)
Постоянная: защитный слой из гравия — 20 мм; $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ рубероидный четырехслойный ковер утеплитель — минераловатные плиты повышенной жесткости по ГОСТ 22950-78*, $\rho = 245 \text{ кг/м}^3$, 100 мм нароизоляция — один слой рубероида профилированный стальной (предварительно)	400	1,3	520
	160	1,2	192
	245	1,2	294
	40	1,2	48
Итого	945	—	1159
Прогоны сквозные $l = 12 \text{ м}$ (по каталогу)	100	1,05	105
Итого	1045	—	1264
Стропильные фермы со связями (ориентировочно)	160	1,05	168
Итого	1205	—	1432
Временная — снег (при $g_n/s_n = 945/1000 = 0,945 > 0,8$; коэффициент $\gamma_f = 1,4$)	1000	1,4	1400
Общая нагрузка	2205	—	2832

то же, нижнего пояса:

$$l - \text{в} - N = +18,6 \cdot 40 = +744 \text{ кН};$$

$$l - \text{е} - N = +24,8 \cdot 40 = +992 \text{ кН};$$

раскосы:

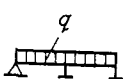
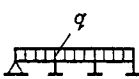
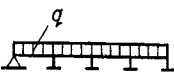
$$l - a - N = +14,40 = +560 \text{ кН (опорный)};$$

$$b - \text{в} - N = -10,40 = -400 \text{ кН};$$

$$b - \text{е} - N = +6,40 = +240 \text{ кН};$$

$$d - \text{е} - N = -1,9 \cdot 40 = -76 \text{ кН};$$

Таблица 8.17. Предельная расчетная равномерно распределенная нагрузка на настилы

Марка настила	Пролет l , м	Нагрузка, Па, при расчетной схеме			
					
НС 40-800-0,6	3	—	1834*	1966*	2021*
НС 40-800-0,7	3	—	2493	2104**	2265**
НС 44-1000-0,7	3	—	2485*	2852*	2734*
Н 57-750-0,7	3	2902*	2624*	3099*	2959*
Н 57-750-0,7	4	—	1701	1990*	—
Н 57-750-0,8	3	3371**	3658	4268*	4099*
Н 57-750-0,8	4	—	2058	2563*	—
Н 60-845-0,7	3	3236**	2305*	2698*	2577*
Н 60-845-0,7	4	—	—	1843*	—
Н 60-845-0,8	3	3883	3246*	3785*	3604*
Н 60-845-0,8	4	—	2035	2544	—
Н 75-750-0,8	3	5824	5272	6591	6159
Н 75-750-0,8	4	2485*	2966	3708	—
Н 75-750-0,9	3	6458	6172	7714	7209
Н 75-750-0,9	4	2836**	3471	4340	—
Н 114-750-0,8	4	5885	5885	7357	—
Н 114-750-0,8	6	1932**	2616	—	—
Н 114-750-1,0	4	7334	7334	9168	—
Н 114-750-1,0	6	2441**	3259	—	—
Н 114-600-1,0	4	7771	7771	9713	—
Н 114-600-1,0	6	2584	3454	—	—

* По условиям устойчивости стенки гофра на опоре.
** По условиям жесткости (прогиба).

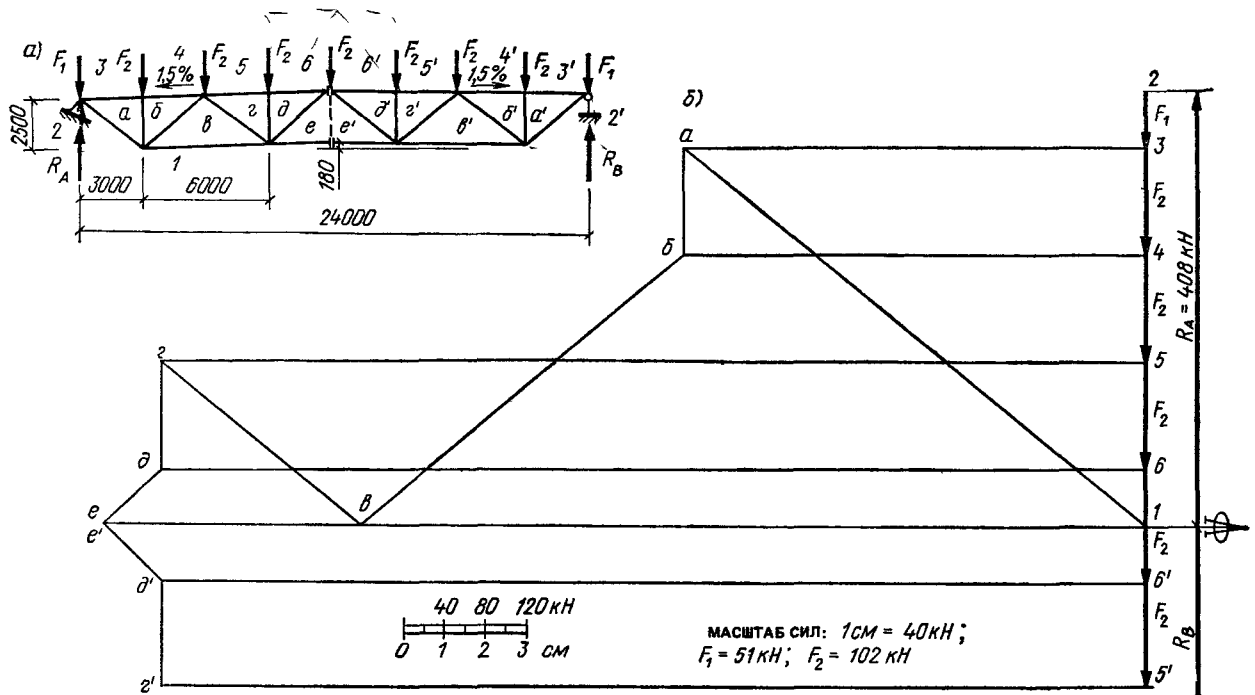
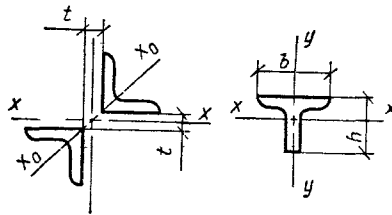


Рис. 8.25. Определение усилий в элементах фермы

а — расчетная схема фермы; б — диаграмма Максвелла—Кремоны при полном нагружении фермы

Таблица 8.18. Расчет сечений стержней фермы с поясами из тавров («—» — сжатие, «+» — растяжение)



Элемент фермы	Обозначение стержня по рис. 8.25, а	Усилия, кН, по диаграмме	Сечение	Площадь поверхности сечения A , см ²	Расчетная длина l_{ef} , см	i_x/i_y , см	i_{x0}	Гибкость				Напряжение, МПа	
								λ_x	λ_y	φ_{min}	γ_c	фактическое по расчету	предельное R_{yc}
Верхний пояс	3-а 4-б	—440	Т 20 ШТ1 конструктивно	61,2	$\frac{300}{300}$	$\frac{5,14}{7,18}$	—	58,36	41,8	0,815	0,95	88,2	228

Раскосы												
1-а	+560	Γ $\perp$ 90×90×7	24,6	$\frac{390}{390}$	$i_x=i_y$ 3,99	3,51	111	111	—	0,95	216,3	228
б-в	—400	Γ $\perp$ 110×110×8	34,4	$\frac{312}{390}$	—	4,255	73,3	91,6	0,605	0,8	182,6	192
в-г	+240	Γ $\perp$ 63×63×5	12,26	$\frac{312}{390}$	—	2,52	123	154	—	0,95	186	228
д-е	—76	Γ $\perp$ 90×90×7 конструктивно	24,6	$\frac{312}{390}$	3,99	3,51	88,9	111	0,472	0,8	62,2	192
Стойки а-б г-д	—102	Γ $\perp$ 63×63×5 конструктивно	12,26	$\frac{200}{250}$	2,85	2,52	79,4	99,2	0,549	0,8	143,96	192

Элемент формы	Обозначение стержня по рис. 8.25, а	Усилие, кН, по диаграмме	Сечение	Площадь поверхности сечения A , см ²	Расчетная длина $\frac{l_{ef,x}}{l_{ef,y}}$, см	i_x/i_y , см	i_{x0}	Гибкость				Напряжение, МПа	
								λ_x	λ_y	φ_{min}	γ_c	фактическое по расчету	предельное $R_y \gamma_c$
Верхний пояс	5-2 6-0	—936	Т 20ШТ1	61,2	$\frac{300}{300}$	$\frac{5,14}{7,18}$	—	58,36	41,8	0,815	0,95	178	228
Нижний пояс	1-6	+744	Л 17,5 ШТ1 конструктивно	47,8	$\frac{600}{600}$	$\frac{4,64}{5,96}$	—	129,3	100,7	—	0,95	155,6	228
	1-2	+992	Л 17,5 ШТ1	47,8	$\frac{600}{600}$	$\frac{4,64}{5,96}$	—	129,3	100,7	—	0,95	207,5	228

Стойки:

$a-b$ и $c-d-N=F_2=-102$ кН;

стойка $e-e'$ — монтажная, принимается по конструктивным соображениям.

Для правой половины фермы усилия в стержнях будут равны аналогичным усилиям для левой половины.

Расчет сечений стержней фермы сведен в табл. 8.18. Подбор профиля тавра верхнего пояса с учетом $\gamma_n=0,95$

$$A_d = \gamma_n N / \varphi R_y \gamma_c = 0,95 \cdot 936 / 0,7 \cdot 24 \cdot 0,95 = 55,7 \text{ см}^2,$$

где $\varphi \approx 0,7$ — предварительно; $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см²; $\gamma_n = 0,95$, $\gamma_c = 0,95$.

Принимаем 20ШТ1, $A=61,2$ см², $i_{x1}=5,14$ см, $i_y=7,18$ см; тогда $\lambda_x=300/5,14=58,36$; $\varphi_x=0,815$.

Проверяем устойчивость тавра

$$\sigma = \gamma_n N / \varphi_{min} A = 0,95 \cdot 936 / 0,815 \cdot 61,2 = 17,82 \text{ кН/см}^2 < < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2,$$

условие удовлетворяется.

Принимая меньший профиль 17,5 ШТ1, вычислим:

$$A = 47,8 \text{ см}^2 \quad i_x = 4,64 \text{ см}; \quad i_y = 5,84 \text{ см};$$

$$\lambda_x = 300 / 4,64 = 64,65; \quad \varphi_x = 0,78;$$

$$\sigma = 0,95 \cdot 936 / 0,78 \cdot 47,8 = 23,85 \text{ кН/см}^2 \text{ (238 МПа)} > > R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа}$$

Условие не удовлетворяется. Поэтому либо можно оставить профиль 20 ШТ1 или принять профиль 17 ШТ2 ($A=52,4$ см², $i_x=4,61$ см; $\sigma=0,95 \cdot 936 / 0,75 \cdot 52,4 = 22,6$ кН/см² < 22,8 кН/см²).

Расчет нижнего пояса: $N_{max}=992$ кН.

$$A_d = \gamma_n N / R_y \gamma_c = 992 \cdot 0,95 / 24 \cdot 0,95 = 41,33 \text{ см}^2;$$

принимаем тавр 17,5 ШТ1, $A=47,8$ см².

Назначить меньший профиль, например 15 ШТ2, не представляется возможным, так как для него $A=38,8$ см² < $A_d=41,33$ см². Окончательно это решается после расчета других элементов и при конструировании с учетом унификации стержней.

При расчете раскосов и стоек крестового сечения принято: $i_x=i_y=0,21b$ и $i_{x0}=0,185b$, где b — ширина крестового сечения, равная сумме двух длин полков уголков и толщины фасонки, принятой 10 мм. Ось x_0-x_0 проходит по диагонали через обушки уголков (см. табл. 8.18).

Расчет опорного раскоса 1-а: $N=+560$ кН, $A_d=$

$=\gamma_n N/R_y \gamma_c = 0,95 \cdot 560/24 \cdot 0,95 = 23,33 \text{ см}^2$; принимаем два равнополочных уголка 90×7 ; $A = 12,3 \cdot 2 = 24,6 \text{ см}^2$;

$$i_x = i_y = 0,21 b = 0,21 (2 \cdot 9 + 1) = 3,99 \text{ см};$$

$$i_{x0} = 0,185 b = 0,185 (2 \cdot 9 + 1) = 3,51 \text{ см};$$

$$\text{гибкость } \lambda_{\max} = l_{ef}/i_{\min} = 390/3,51 = 111 < 400;$$

проверяем напряжение

$$\sigma = \gamma_n N/A = 0,95 \cdot 560/24,6 = 21,63 \text{ кН/см}^2 \text{ (216,3 МПа)} <$$

$$< R_y \gamma_c = 40 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа}.$$

Расчет сжатого раскоса б-в: $N = -400 \text{ кН}$; принимая предварительно $\varphi = 0,6$, вычисляем $A_d = \gamma_n N/\varphi R_y \gamma_c = 0,95 \cdot 400/0,6 \cdot 24 \cdot 0,95 = 27,78 \text{ см}^2$; принимая два уголка 100×8 ; $A = 31,2 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 0,21 b = 0,21 (2 \cdot 10 + 1) = 4,41 \text{ см}$; $i_{x0} = 0,185 \cdot 21 = 3,88 \text{ см}$;

$$\lambda_x = l_{ef}/i_{\min} = 312/3,88 = 80,4, \quad \varphi_x = 0,686;$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 390/3,88 = 100,5, \quad \varphi_y = 0,542;$$

проверяем устойчивость раскоса

$$\sigma = \gamma_n N/\varphi_{\min} A = 0,95 \cdot 400/0,54 \cdot 31,2 = 22,47 \text{ кН/см}^2 >$$

$$> R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кН/см}^2 \text{ (192 МПа)},$$

условие не удовлетворяется.

Принимаем сечение уголков $110 \times 110 \times 8$; $A = 34,4 \text{ см}^2$, тогда:

$$i_{\min} = i_{x0} = 0,185 (2 \cdot 11 + 1) = 4,255 \text{ см};$$

$$\lambda_x = 312/4,255 = 73,3; \quad \lambda_y = 390/4,255 = 91,66;$$

$$\varphi_{\min} = \varphi_y = 0,605;$$

$$\sigma = 0,95 \cdot 400/0,605 \cdot 34,4 = 18,26 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c =$$

$$= 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кН/см}^2 \text{ (192 МПа)}.$$

Аналогично выполнен расчет сечений других элементов решетки (см. табл. 8.18). Малонагруженные элементы приняты по конструктивным соображениям из рекомендуемых минимальных профилей. Сечения тавров поясов подобраны по максимальным усилиям в середине пролета фермы, и по конструктивным соображениям такие сечения приняты на всю длину фермы.

Конструирование фермы. Центровку элементов производят по геометрическому центру тяжести. Толщину фасонки принимают равной толщине стенки тавра. В этом примере пояса приняты из тавров марки 17,5 ШТ1 и 20 ШТ1, имеющих толщину стенки $t_w = 9,5 \text{ мм}$, поэтому фасонки назначены толщиной 10 мм.

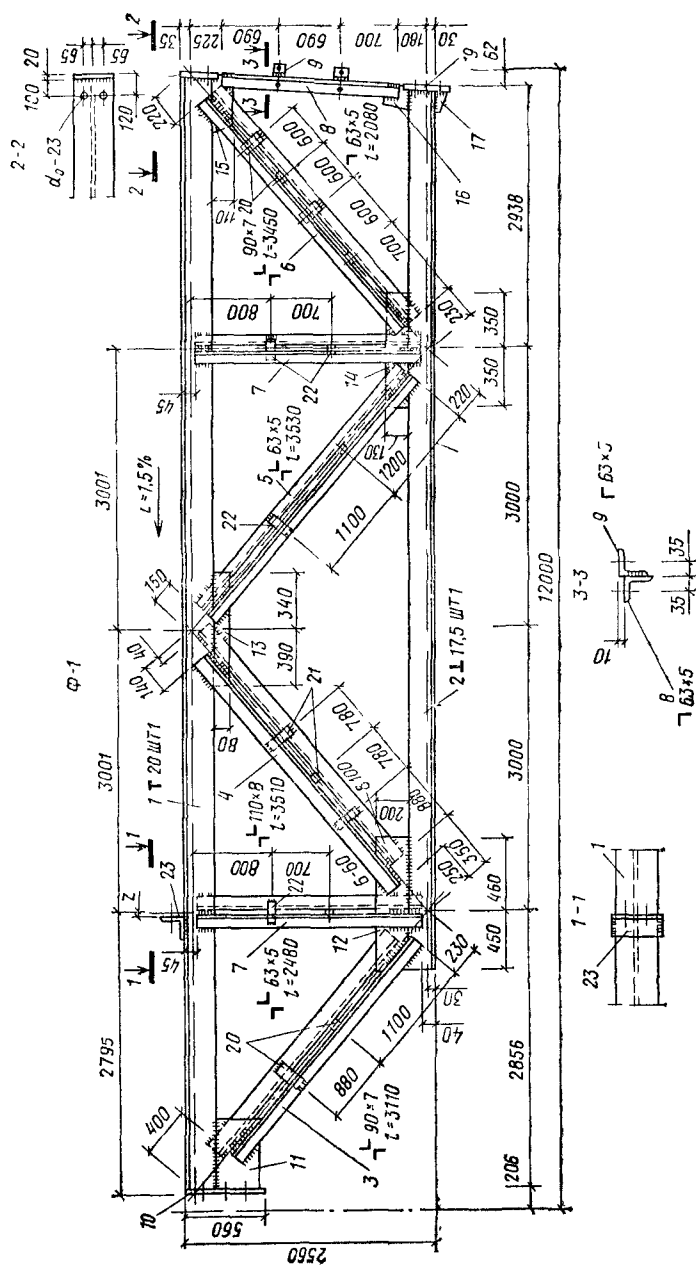


Рис. 8.26. Рабочий чертеж фермы с поясами из тавров (1—23 — номера элементов)

Т а б л и ц а 8.19. Спецификация стали на половину фермы марки Ф-1

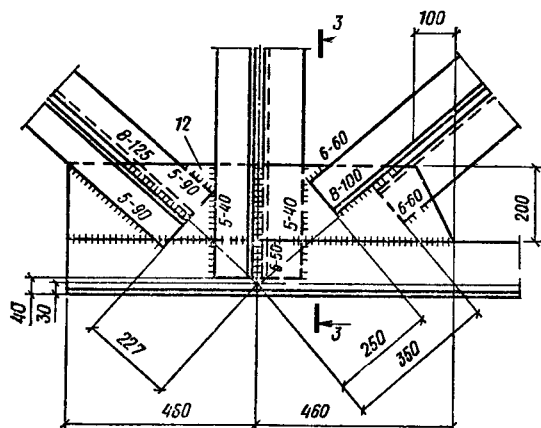
№ стержня	Количество, шт.	Сечение	Длина, мм	Масса, кг			Сталь марки
				1 шт.	всех	марки	
1	1	Т 20ШТ1	11 762	564,6	565		ВСтЗпсб-1, ТУ 14-1-3023—80
2	1	Т 17,5ШТ1	9370	351,4	352		
3	2	Л 90×7	3110	30	60		
4	2	Л 110×8	3510	47,4	95		
5	2	Л 63×5	3530	17	34		
6	2	Л 90×7	3450	33,3	67		
7	4	Л 63×5	2480	11,9	48		
8	1	Л 63×5	2080	10	10		
9	2	Л 63×5	80	0,4	1		
10	1	—240×20	560	21,1	21	1385	
11	1	—350×10	560	15,4	15		14Г2АФ—15 ВСтЗпсб
12	1	—200×10	920	14,4	14		
13	1	— 80×10	730	4,6	5		
14	1	—130×10	690	7	7		
15	1	—180×10	400	5,7	6		
16	1	—180×10	180	2,5	3		
17	1	—100×10	300	2,3	3		
18	1	—230×20	250	9,8	10		
19	1	—250×25	300	14,7	15		
20	6	— 80×10	200	1,3	8		
21	3	— 80×10	250	1,6	5		
22	6	— 80×10	150	0,9	6		
23	3	Л 140×10	320	6,9	21		
Масса наплавленного металла — 1 %							

Масса одной фермы $G_F = 2770$ кг

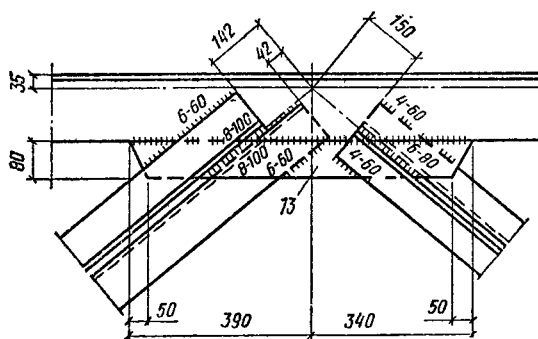
Размеры фасонки в узлах проектируют прорисовкой узлов в масштабе $1/5—1/10$ и нанесением сварных швов по расчету. Методика расчета сварных швов изложена в примере 8.1, поэтому в данном примере расчет швов не приводится.

Элементы решетки соединяются прокладками шириной 80—100 мм, по две-три на элементе, располагаемые примерно на равных расстояниях от узлов. Общий вид и детали спроектированной фермы изображены на рис. 8.26 и 8.27. Соединение полуферм в середине фермы выполняют высокопрочными болтами $\varnothing 24$ мм на фланцах. Спецификация стали на полуферму приведена в табл. 8.19. Данные для подбора фланцевых соединений растянутых поясов ферм приведены далее в табл. 8.22.

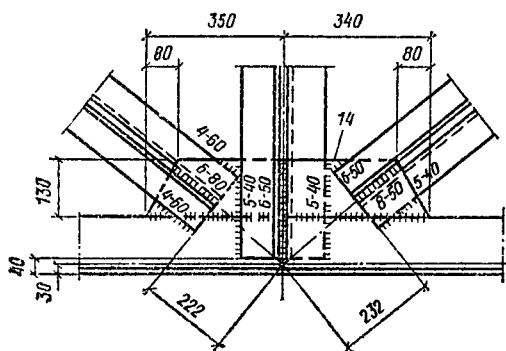
УЗЕЛ Б

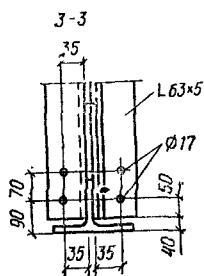
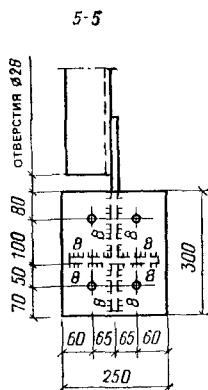
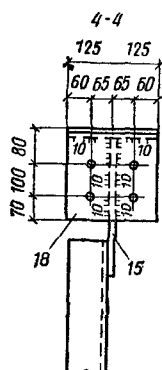


УЗЕЛ В



УЗЕЛ Г





§ 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ С ПОЯСАМИ ИЗ ШИРОКОПОЛОЧНЫХ ДВУТАВРОВ И РЕШЕТКОЙ ИЗ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ¹

Для поясов ферм используют широкополочные двутавры типов «К» (колонный) или «Ш» (широкополочный балочный) по ГОСТ 26020—83 (см. табл. 2 прил. VIII). В элементах решетки применяют прямоугольные и квадратные замкнутые гнутосварные профили (ГСП) толщиной не менее 3 мм. В расчетах элементов принимают сталь с нормативным пределом текучести не более 380 МПа, а сварку назначают с использованием способов и материалов, обеспечивающих нормативное сопротивление металла шва 490 МПа.

Соединение полуферм проектируют на фланцах высокопрочными болтами. При расчете ферм применяют следующие коэффициенты условий работы γ_c : 0,85 — для растянутых элементов решетки из ГСП, рассчитываемых с учетом изгибающих моментов, и 0,8 — то же, без учета моментов; 0,95 — для всех остальных стержней.

В узлах полку двутавра рекомендуется усиливать приваркой наклонной планки (рис. 8.28). Расчетные длины сжатых стержней при проверке их устойчивости определяют по формуле $l_{ef} = \mu l$, где μ — коэффициент, принимаемый по табл. 8.20, l — геометрическая длина стержня (для пояса расстояние между узлами раскрепления из плоскости связями). Расчет прочности стержней фермы выполняют по формулам:

при учете только нормальных усилий

$$N/A \leq R_y \gamma_c.$$

¹ Рекомендации по проектированию стальных ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей. — ЦНИИпроект-стальконструкция им. Мельникова. — М., 1986

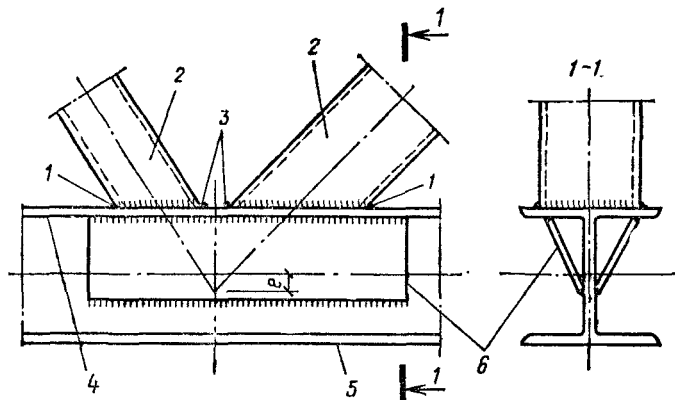


Рис. 8.28. Обозначения элементов в узлах фермы с поясами из широкополочных двутавров (ШПД) и решеткой из гнутосварных замкнутых профилей (ГСП)

1, 3 — соответственно пятка и носок раскоса; 2 — щека ГСП; 4, 5 — соответственно внутренняя и наружная полки пояса ШПД; 6 — наклонные планки усиления узлов

Т а б л и ц а 8.20. Коэффициенты μ расчетной длины сжатых стержней

Направление продольного изгиба	Расчетные условия	Коэффициенты μ для		
		поя- сов	опорных раскосов	двух элементов решетки
В плоскости фермы	С учетом нормальных усилий и изгибающих моментов	1	$1,1 \times (0,6 + \rho)$	$(0,6 + \rho) \leq 0,8$
	С учетом только нормальных усилий по шарнирной схеме	1	1	0,8
Из плоскости фермы	—	1	1	1

Примечание. Параметр ρ определяют по формуле

$$\rho = \frac{J}{6l} \left(\frac{1}{\Sigma J_1/l_1} + \frac{1}{\Sigma J_2/l_2} \right),$$

где J, l — соответственно момент инерции и длина рассматриваемого стержня; J_1, l_1 и J_2, l_2 — то же, панелей пояса и растянутых раскосов, примыкающих соответственно к узлам верхнего и нижнего пояса, к которым крепится рассматриваемый стержень.

с учетом нормальных усилий и изгибающих моментов:
для ГСП

$$M/W + N/A \leq 1,1 R_y \gamma_c$$

для других стержней

$$M/W + N/A \leq 1,2 R_y \gamma_c.$$

Узловые моменты M_e от расцентровок не должны превышать значений по условию

$$M_e \leq W (R_y \gamma_c - N/A),$$

где W, A, R_y — соответственно момент сопротивления, площадь сечения и расчетное сопротивление стали одной из панелей пояса расцентрованного узла; γ_c — коэффициент условий работы пояса.

В узлах фермы проверяют: несущую способность пояса между элементами решетки по сдвигу; несущую способность планок; несущую способность стейки пояса; прочность сварных швов.

Пример 8.6. Задание: рассчитать и сконструировать стропильную ферму с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных замкнутых профилей. План покрытия, схему фермы, нагрузки и усилия принять по примеру 8,5, $\gamma_n = 0,95$.

Решение

Определение усилий в стержнях фермы. В соответствии с заданием с учетом $\gamma_n = 0,95$ усилия в стержнях фермы равны усилиям, вычисленным по диаграмме Кремоны (см. рис. 8.25), умноженным на $\gamma_n = 0,95$ кН:

верхний пояс

$$3 - a, 4 - б - N = - 440 \cdot 0,95 = - 418;$$

$$5 - з, 6 - д - N = - 936 \cdot 0,95 = - 889;$$

нижний пояс

$$1 - в - N = + 744 \cdot 0,95 = + 707;$$

$$1 - е - N = + 992 \cdot 0,95 = + 942;$$

раскосы

$$1 - a - N = + 560 \cdot 0,95 = + 532;$$

$$б - в - N = - 400 \cdot 0,95 = - 380;$$

$$в - з - N = + 240 \cdot 0,95 = + 228;$$

$$д - е - N = - 76 \cdot 0,95 = - 72;$$

стойки

$$a - б, з - д - N = - 102 \cdot 0,95 = - 97.$$

Расчет сечений элементов. Расчет верхнего пояса: $N_{max} = 889$ кН. Требуемая площадь сечения двутавра

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 889 / 31 \cdot 0,75 \cdot 0,95 = 40,2 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 310$ МПа, для стали марки 09Г2С по ГОСТ 19281-73* $t = 10..20$ мм (по полке фасонного профиля); $\varphi = 0,75$ (предварительно); $\gamma_c = 0,95$.

Принимаем двутавр № 23Ш1; $A = 46,08 \text{ см}^2$; $i_x = 9,62 \text{ см}$; $i_y = 3,67 \text{ см}$; $t = 10 \text{ мм}$; $R_y = 310 \text{ МПа}$, тогда: $\lambda_{max} = \lambda_y = 300 / 3,67 = 81,14$; $\varphi_y = 0,604$; $\sigma = 889 / 0,604 \times 46,08 = 31,9 \text{ кН/см}^2$ (319 МПа), что больше $R_y \gamma_c = 310 \times 0,95 = 294,5 \text{ МПа}$.

Назначаем окончательно следующий по сортаменту двутавр № 26Ш1:

$$A = 54,87 \text{ см}^2; \quad i_x = 10,7 \text{ см}; \quad i_y = 4,23 \text{ см};$$

$$\lambda_y = 300 / 4,23 = 70,92; \quad \varphi_y = 0,701;$$

$$\sigma = 889 / 0,701 \cdot 54,87 = 23,32 \text{ кН/см}^2 \text{ (233,2 МПа)} \leq$$

$$< R_y \gamma_c = 294,5 \text{ МПа}.$$

Для уменьшения расхода стали можно назначить двутавр колонного вида — № 20К1, для которого: $A = 52,82 \text{ см}^2$; $i_y = 5,03 \text{ см}$; $\lambda_y = 300 / 5,03 = 59,64$ и $\varphi_y = 0,78$,

тогда

$$\sigma = 889/0,78 \cdot 52,82 = 21,58 \text{ кН/см}^2 \text{ (215,8 МПа)} < \\ < R_y \gamma_c = 294,5 \text{ МПа.}$$

Расчет нижнего пояса. $N_{max} = 942 \text{ кН}$;

$$A_d = N/R_y \gamma_c = 942/31 \cdot 0,95 = 31,99 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 310 \text{ МПа}$ (31 кН/см^2).

Назначаем двутавр № 20Ш1: $A = 38,95 \text{ см}^2$.

Проверяем расчетные условия:

по верхнему поясу

$$h_b/l_0 = 26/300 = 0,0867 < [0,1]_{max};$$

по нижнему поясу

$$h_p/l_0 = 20/600 = 0,0983 < [0,1]_{max};$$

относительная расцентровка элементов в узлах (при $e_p \leq 2 \text{ см}$)

$$e_p/h_b = 2/26 = 0,077 < [0,1]_{max};$$

$$e_p/h_{dp} = 2/20 = 0,1 = [0,1]_{max}.$$

Так как $h_p/l_0 < 0,1$ и $e_p/h < 0,1$, допускается расчет фермы выполнять по шарнирной схеме без учета изгибающих моментов, возникающих от расцентровки в узлах и повышенной жесткости поясов. При учете моментов расчет фермы обычно выполняют с помощью ЭВМ по программе «РАСК-ЕС».

Расчет опорного раскоса. $N_{max} = +532 \text{ кН}$;

$$A_d = N/R_y \gamma_c = 532/33 \cdot 0,8 = 20,15 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 330 \text{ МПа}$ (33 кН/см^2) — для стали марки 09Г2С при $t = 4 \dots 9 \text{ мм}$; принимаем квадратный профиль $140 \times 140 \times 4$ (см. табл. 3 прил. VIII), $A = 21,4 \text{ см}^2$.

Расчет раскоса $\sigma-z$, $N = +228 \text{ кН}$;

$$A_d = 228/33 \cdot 0,8 = 8,64 \text{ см}^2;$$

принят профиль $80 \times 80 \times 3$; $A = 9,01 \text{ см}^2$.

Расчет сжатого раскоса $b-\sigma$, $N = -380 \text{ кН}$;

$$A_d = N/\varphi R_y \gamma_c = 380/0,7 \cdot 33 \cdot 0,95 = 16,53 \text{ см}^2,$$

где $\varphi \approx 0,7$ (предварительно), $\gamma_c = 0,95$;

принимаем профиль $120 \times 120 \times 4$; $A = 18,2 \text{ см}^2$,

$$i_x = i_y = 4,71 \text{ см}; \quad \lambda_x = l_{ef}/i_x = 312,4/4,71 = 66,33;$$

$$l_{ef} = 0,8l = 0,8 \cdot 3905 = 3124 \text{ мм}; \quad \varphi_x = 0,712;$$

$$\lambda_y = l_{ef,y}/i_y = 390,5/4,71 = 82,91; \quad \varphi_y = 0,569;$$

проверяем устойчивость

$$\sigma = 380/0,569 \cdot 18,2 = 36,7 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 33 \cdot 0,95 = 31,35 \text{ кН/см}^2$$

условие не удовлетворяется;

принимаем сечение $140 \times 140 \times 4$; $A = 21,4 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 5,52 \text{ см}$. Тогда:

$$\lambda_y = 390,5/5,52 = 70,7; \quad \varphi_y = 0,675;$$

$$\sigma = 380/0,675 \cdot 21,4 = 26,3 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,35 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет раскоса $\partial-e$, $N = -72 \text{ кН}$, $l = 3905 \text{ мм}$,

$$A_d = N/\varphi R_y \gamma_c = 72/0,6 \cdot 33 \cdot 0,95 = 3,82 \text{ см}^2;$$

принимаем минимальный профиль $80 \times 80 \times 3 \text{ мм}$ по сокращенному сортаменту (см. табл. 3 прил. VIII):

$$A = 9,01 \text{ см}; \quad i_x = i_y = 3,12 \text{ см}; \quad \lambda_{max} = l_{ef,y}/i =$$

$$= 390,5/3,12 = 125,2 < 150; \quad \varphi_y = 0,291;$$

$$\sigma = 72/0,291 \cdot 9,01 = 27,46 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,35 \text{ кН/см}^2;$$

условие устойчивости удовлетворяется.

По конструктивным соображениям в целях унификации стойки ($N_{max} = 97 \text{ кН}$, $l = 250 \text{ см}$) также предварительно принимаем из профиля $80 \times 80 \times 3 \text{ см}$. Проверяем устойчивость стойки:

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 250/3,12 = 80,13; \quad \varphi_y = 0,593;$$

$$\sigma = N/\varphi A = 97/0,593 \cdot 9,01 = 18,15 \text{ кН/см}^2 \text{ (181,5 МПа)} <$$

$$< R_y \gamma_c = 31,35 \text{ кН/см}^2 \text{ (313,5 МПа)}.$$

Элементы, раскрепляющие пояс от перемещений из плоскости фермы, и их крепления рассчитывают также на действие условной поперечной силы пояса

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

$$\times \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{330} \right) 889/0,701 = 15,47 \text{ кН}.$$

Стойки, примыкающие к сжатому поясу, являются основными элементами развязки внутренней полки пояса и проверяются на устойчивость из плоскости фермы с учетом изгиба от условной поперечной силы пояса. Расчетный изгибающий момент M_y определяют по формуле

$$M_y = \frac{Q_{fic} h_p (l_c - h_p/\sin \alpha)}{2l_c \sin \alpha},$$

где α — угол примыкания стойки к поясу; l_c — геометрическая длина стойки,

При $\alpha \approx 90^\circ$ ($\sin 90^\circ = 1$) момент M_y

$$M_y = \frac{15,47 \cdot 26 (250 - 26/1)}{2 \cdot 250 \cdot 1} = 180,19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем устойчивость стойки из плоскости фермы как внецентренно сжатого элемента при $N=97$ кН и $M_y=180,19$ кН·см. Последовательно определяем:

$$e_0 = M_y / N = 180,19 / 97 = 1,86 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 250 / 3,12 \sqrt{330 / 2,06 \cdot 10^5} = 3,21;$$

$$m = eA / W_e = \frac{1,86 \cdot 9,01}{108,2} = 0,165$$

здесь $W_e = W_y = 108,2 \text{ см}^3$,

отношение $A_f / A_w = 36 / 16,17 = 2,23 > 1$, площадь стенки $A_w = (25,1 - 2) \cdot 0,7 = 16,17 \text{ см}^2$, а полок $A_f = 18 \cdot 1,2 = 36 \text{ см}^2$;

по типу сечения 8 табл. 6.1 определяем коэффициент η : при $0,1 \leq m \leq 5$ и $\bar{\lambda} \leq 5$:

$$\begin{aligned} \eta &= (0,25 + 0,15m) + 0,03(5 - m)\bar{\lambda} = (0,25 + 0,15 \cdot 0,165) + \\ &+ 0,03(5 - 0,165)3,21 = 0,741; \\ m_{ef} &= \eta m = 0,741 \cdot 3,21 = 2,38. \end{aligned}$$

По табл. 6.2 находим φ_e при $\bar{\lambda} = 3,21$ и $m_{ef} = 2,38$; по интерполяции $\varphi_e = 0,280$; проверяем устойчивость стойки

$$\sigma = N / \varphi_e A = 97 / 0,280 \cdot 9,01 = 38,45 \text{ кН/см}^2,$$

что больше $R_y \gamma_c = 31,35 \text{ кН/см}^2$, следовательно сечение стоек необходимо увеличить. Принимаем сечение $80 \times 80 \times 4$; $A = 11,6 \text{ см}^2$. Тогда при том же значении φ_e

$$\sigma = 97 / 0,280 \cdot 11,6 = 29,86 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,35 \text{ см}^2 (313 \text{ МПа}).$$

Таким образом, сечения элементов фермы приняты: верхний пояс — двутавр 26 Ш1, нижний пояс — двутавр 20 Ш1, опорные раскосы — ГСП $140 \times 140 \times 4$; то же и сжатые раскосы б—в; раскосы в—г, д—е — ГСП $80 \times 80 \times 4$ (допустимо также по сокращенному сортменту из профиля $100 \times 100 \times 3$, $A = 11,4 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 3,94 \text{ см}$).

Расчет узлов начинают с назначения размеров деталей усиления. Для этого вычерчивают в масштабе $1/10$ узлы и устанавливают размеры наклонных планок, ребер и фасонки усиления узлов (рис. 8.29). Планки принимаем толщиной 6 мм, а фасонки — 10 мм из стали с $R_y = 330 \text{ МПа}$. Фланцы — толщиной 25 мм из стали марки 14Г2АФ, $R_y = 370 \text{ МПа}$, по ГОСТ 19282—73*.

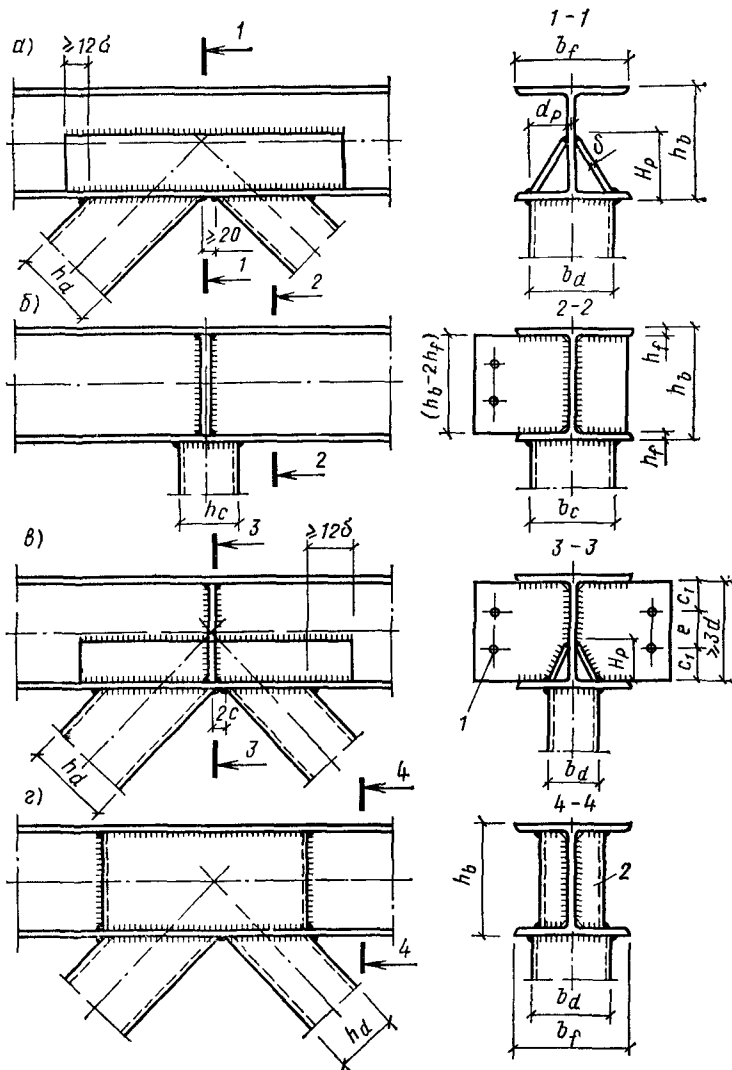
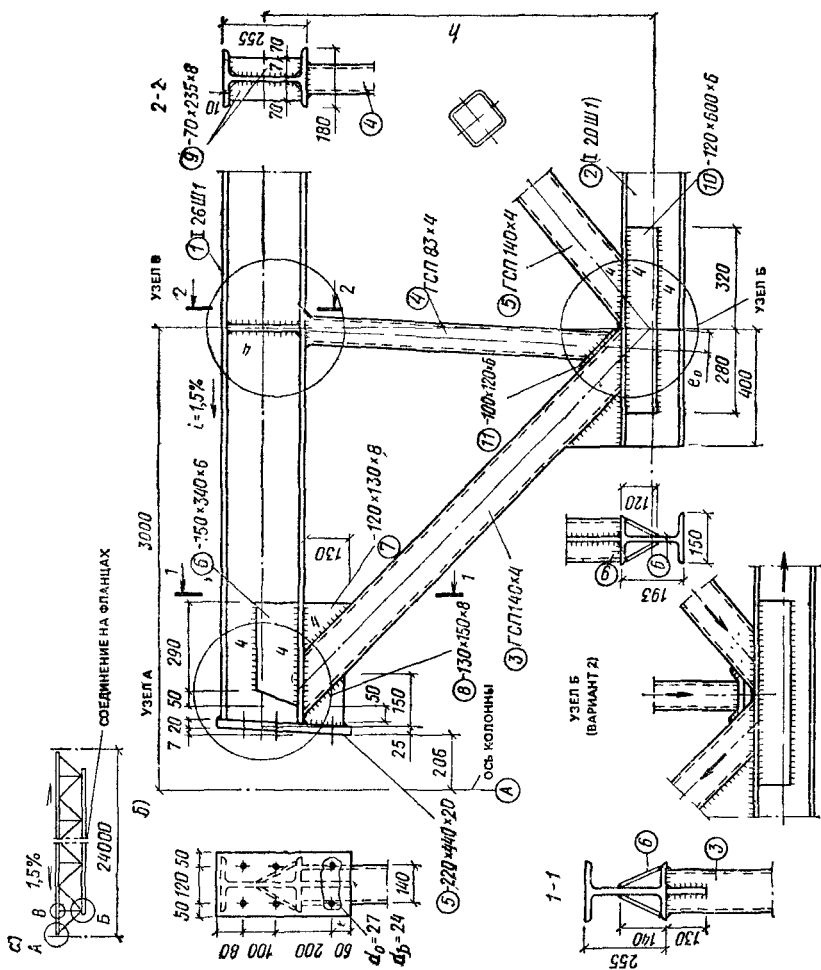


Рис. 8.29. Варианты усиления поясов из ШПД в узлах
 а — планками; б — ребрами; в — планками и ребрами; г — гнутым швеллером;
 1 — отверстие для связей; 2 — швеллер

Рассмотрим опорный узел (рис. 8.30). Поперечная сила в узле равна опорной реакции $R_A = 408$, а с учетом $\gamma_n = 0,95$ имеем $R_A = 408 \cdot 0,95 = 387,6 \approx 388$ кН. Толщина

302



стенки двутавра 26Ш1 $t=7$ мм. Назначаем угловые швы с высотой катета $k_f=5$ мм с двух сторон полок и стенки. Общая длина швов по контуру сечения двутавра

$$\Sigma l_w = (18 \cdot 2 - 2) + (18 - 0,7 - 1) 2 + (25,5 - 2) 2 = 113,6 \text{ см} \approx 113 \text{ см.}$$

Несущая способность швов: в сечении по металлу шва

$$N_{wf1} = \beta_f k_f \Sigma l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 113 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 = 711,9 \text{ кН} > > R_A = 388 \text{ кН,}$$

где $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ (18 кН/см^2), $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_c = 1$; $\beta_f = 0,7$

в сечении по границе сплавления

$$N_{wz1} = \beta_z k_f \Sigma l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 0,5 \cdot 113 \cdot 21,45 \cdot 1 \cdot 1 = 1194,9 \text{ кН} > R_A = 388 \text{ кН,}$$

где $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ МПа} = 21,15 \text{ кН/см}^2$;
 $\beta_z = 1$.

Проверяем несущую способность швов растянутого опорного раскоса: $N=532$ кН. Сечение трубчатого раскоса из ГСП — $140 \times 140 \times 4$ мм. Принимаем катет швов $k_f=4$ мм. Длина швов по контуру торца

$$\Sigma l_w = 140 \cdot 2 + 140 / \cos \alpha = 280 + 2 \cdot 140 / 0,746 = 655 \text{ мм} = 65,5 \text{ см,}$$

где α — угол среза щеки профиля;

$$(\operatorname{tg} \alpha = 2500 / 2800 = 0,893; \quad \alpha = 41^\circ 45';$$

$$\cos \alpha = \cos 41^\circ 45' = 0,746),$$

вычитаем по 1 см на непровар по углам $\Sigma l_w = 65,5 - 4 = 61,5 \approx 62 \text{ см.}$

Несущая способность швов по контуру приварки торца (по металлу шва)

$$N_{wf} = \beta_f k_f \Sigma l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 62 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 0,95 = 296,8 \text{ кН} < N = 532 \text{ кН,}$$

где $\beta_f = 0,7$; $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$; $\gamma_{wf} = 1$; $\gamma_c = 0,95$.

Требуется усиление; предусматриваем усиление постановкой продольных ребер $t=10$ мм со стороны носка длиной $l=150$ мм и пятки длиной $l=120$ мм, которые привариваются к опорному ребру и нижней полке пояса. С учетом двусторонних швов и ребер общая длина швов

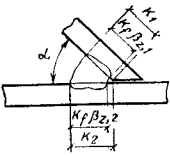
$$\Sigma l_w = 62 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 15 = 112 \text{ см.}$$

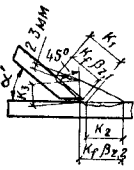
Несущая способность швов при $k_f=4$ мм

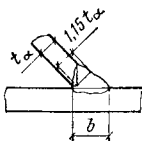
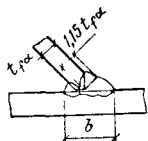
$$N_{wf} = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 112 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 0,95 = 536,2 \text{ кН} > N = 532 \text{ кН.}$$

В дальнейшем выполняют расчет других узлов с учетом обеспечения прочности сечений ГСП по стенкам и полкам. Если угловые швы не обеспечивают прочность соединения, то по носку профиля назначают подготовку кромок и расчет швов выполняют с учетом подготовки кромок (табл. 8.21).

Т а б л и ц а 8.21. Расчетные параметры сварных швов

Расчетные угловые швы в острых углах, мм				
	Обозначение шва	Значение при угле α , °		
		65—55	54—40	39—35
	$k_f \beta_{z,1}$	k_1	k_1-2	k_1-4
	$k_f \beta_{z,2}$	k_2	k_2-2	k_2-4
	$k_f \beta_f$	k_1	k_1-2	k_2-4

Расчетные угловые швы в тупых углах, мм		
	Обозначение шва	Значение при сварке сплошной проволокой диаметром более 1,2 мм
	$k_f \beta_{z,1}$	$k_1-3 \cos \alpha$ k_2+3 k_3
	$k_f \beta_{z,2}$	
	$k_f \beta_f$	

Швы с подготовкой кромок	
Носка гнутосварного профиля	Полки широкополочного двутавра
	

При приварке к поясу элементов решетки с подготовкой кромок должно соблюдаться условие

$$b_w \geq R_{yd} t_d(t_d)/R_{wz}.$$

Сварные швы в опорных узлах с восходящим раскосом рассчитывают из условий (рис. 8.31):

Для узла вида «К» N_{pl} будет

$$N_{pl} = \frac{\sin \alpha}{2 \sin \beta} \left(N + \frac{M}{h_d} - 1,2 \gamma_c R_{yd} t_d b_d \right), \quad (8.20)$$

в опорных узлах (см. рис. 8.31)

$$N_{pl} = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \frac{N t_d}{A_d} (h_d + 0,2 b_d).$$

в прифланцевых узлах верхнего пояса

$$N_{pl} = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \frac{N t_d}{A_d} (h_d + 0,8 b_d).$$

Несущую способность стенки пояса ШПД в опорных и прифланцевых узлах проверяют по формуле

$$2 N_{pl} \sin \beta \leq R_y \gamma_c t_w a_{pl},$$

где a_{pl} — длина планки на участке примыкания к стенке пояса; β — угол наклона планки (50° — 75°); обычно $H_{pl}/h_p \geq 0,5$

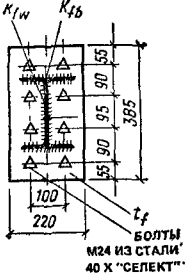
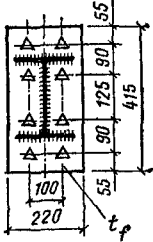
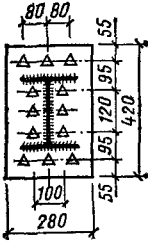
Способы усиления поясов планками и ребрами проведены на рис. 8.29.

Проектирование фланцевого соединения нижнего пояса на высокопрочных болтах. $M_{max} = 942$ кН. Расчет фланцевых соединений растянутых элементов на высокопрочных болтах выполняют согласно рекомендациям¹ с использованием формул и таблиц, составленных с учетом экспериментальных данных по прочности болтов и фланцев. Согласно сортаменту рекомендаций (табл. 8.22) для двутавров 20 Ш1 рекомендуется соединение по типу 1 несущей способностью $N = 1593$ кН, что больше $N_{max} = 942$ кН. Толщина фасонки $t_f = 25$ мм, сталь марки 14Г2АФ. Толщина сварных швов у полки $k_{fb} = 8$ мм, у стенки — $k_{fw} = 6$ мм. Количество болтов $d = 24$ мм из стали марки 40Х «Селект» по ГОСТ 22353—77* — ГОСТ 22356—77 в соединении — восемь.

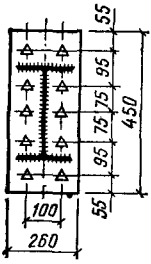
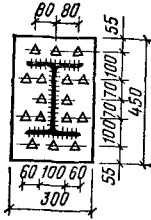
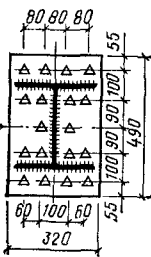
Сортаментом предусмотрены фланцы из стали марок 09Г2С-15 по ГОСТ 19903—74* и 14Г2АФ-15 по ТУ 14-105-465—82. Фланцевое соединение растянутого пояса выполняется с предварительным натяжением высокопрочных болтов при монтажной сборке расчетным усилием $B_{pl} = 0,9 R_{bh} A_{bn}$; фланцевое соединение сжатого

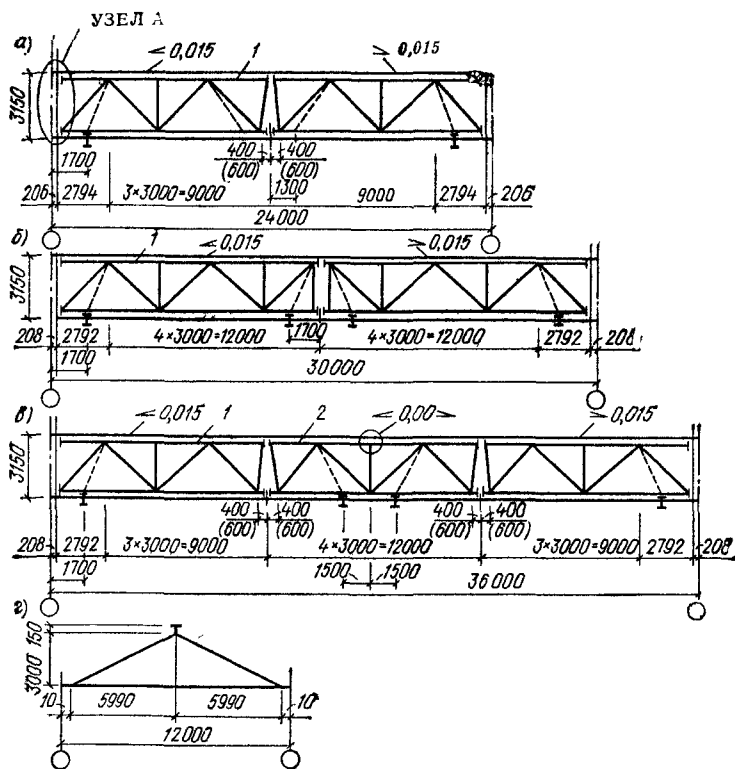
¹ Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций ВНИПИПромстальконструкция ММС, ЦНИИПромстальконструкция им. Мельникова Госстроя СССР, — М., 1989.

Таблица 8.22. Сортамент 1 фланцевых соединений растянутого пояса фермы с поясами из широкополочных двутавров

Схема фланцевого соединения	Марка профиля	Усилие N , кН	Геометрические характеристики, мм		
			k_{fb}	k_{fw}	t_f
	20К1	1626	9	6	25
	20К2	1879	10	6	40
	20Ш1	1593	8	6	25
	23Ш1	1608	9	6	25
	23К1	2237	9	6	30
	23К2	2274	10	6	30

Продолжение табл. 8.22

Схема фланцевого соединения	Марка профиля	Усилие N , кН	Геометрические характеристики, мм		
			k_{fb}	k_{fw}	t_f
	26Ш1	1913	10	7	30
	26Ш2	1937	11	6	30
	26К1	2815	10	6	30
	26К2	2933	12	8	30
	30К1	3306	12	8	30
	30К2	4032	12	8	40



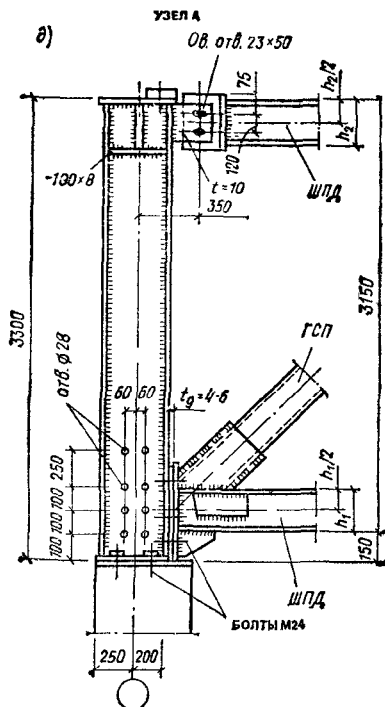
Продолжение табл. 8.22

Схема фланцевого соединения	Марка профиля	Усилие N , кН	Геометрические характеристики, мм		
			k_{fb}	k_{fw}	t_f
	30Ш1	2197	10	7	30
	30Ш2	£ 668	12	7	40

Обозначения: k_{fb} — катет сварного шва полки, k_{fw} — то же, стенки, t_f — толщина фасонки.

Рис. 8.33. Типовые фермы с поясами из широкополочных двутавров

а-в — фермы соответственно пролетом 24, 30 и 36 м;
г — подстропильная ферма;
д — опорный узел фермы на колонну; 1 — крайняя от-
 правочная марка; 2 — то же,
 средняя



пояса выполняют при

$$B_p = (0, 1 \dots 0, 2) R_{bh} A_{bn},$$

здесь $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ — расчетное сопротивление растяжению высоко-
 прочных болтов; R_{bun} — нормативное сопротивление стали болтов;
 A_{bn} — площадь сечения болта нетто.

Расчетное сопротивление растяжению стали фланцев
 в направлении толщины проката из стали марки 14Г2АФ
 по ТУ 14-105-465—82 принимают

$$R_{th} = 0,5 R_{un} / \gamma_m = 0,5 \cdot 540 / 1,05 = 257 \text{ МПа.}$$

Применительно к типовым фермам с поясами из ши-
 рокополочных двутавров (рис. 8.33), разработанным
 институтом ЦНИИПроектстальконструкция им. Мельни-
 кова, схемы и детали фланцевых соединений полуферм
 на высокопрочных болтах приведены на рис. 8.34. При
 конструировании фланцевых соединений необходимо
 применять следующие сочетания диаметра болтов и тол-
 щин фланцев:

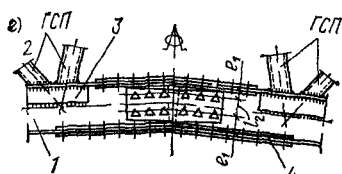
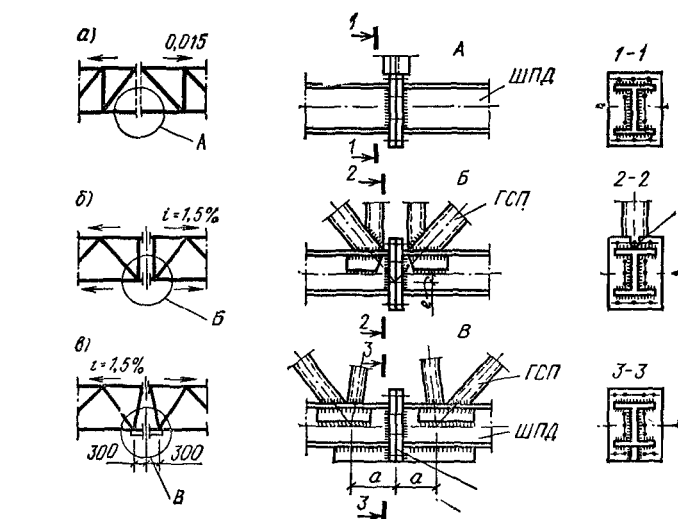


Рис. 8.34. Рекомендуемые конструктивные решения фланцевых соединений растянутых (нижних) и сжатых (верхних) поясов ферм из широкополочных двутавров

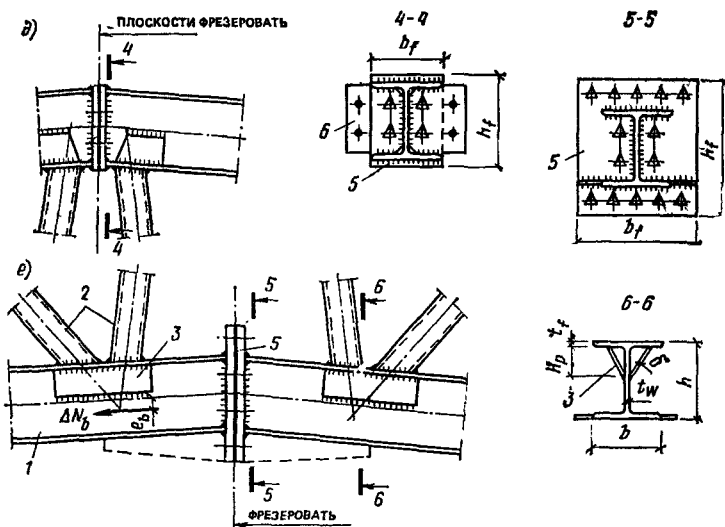
а-в — соединения полуферм и детали узлов; г — стык нижнего пояса на высокопрочных болтах с накладками; д — фланцевый стык верхнего пояса; е — деталь фланцевого стыка нижнего пояса фермы; 1 — пояс из широкополочных двутавров; 2 — элементы решетки из гнутосварных профилей ГСП; 3 — наклонные планки усиления пояса; 4 — прокладки на допуск полок ШПД; 5 — фланцы; 6 — ребро прижимающих связей

диаметр болта	толщина фланца, мм
M20	20
M24	25
M27	30

Принятая толщина фланца проверяется расчетом в соответствии с вышеуказанными рекомендациями.

§ 7. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФЕРМ ИЗ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ (ГСП)

Гнутосварные замкнутые профили являются тонкостенными, обладают повышенными механическими свойствами материала в результате гнутья, поэтому при проектировании конструкций из ГСП



необходимо учитывать особенности работы под нагрузкой материала и узловых соединений элементов. Рационально применяют гнуто-сварные профили в решетчатых фермах покрытий промышленных и сельскохозяйственных зданий с легкими кровлями по прогонам и беспрогоными, а также в связях каркасов промышленных зданий.

Расчет элементов конструкций производится по полному сечению ГСП, если соблюдаются условия (по п. 7.14 СНиП 11-23-81*),

$$h_{ef}/t \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}, \quad (8.21)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ — определяют по формулам:

для центрально сжатых элементов, при $m=0$:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 \text{ при } \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} < 1 \text{ и } \bar{\lambda}_{uw} = (1 + 0,2 \bar{\lambda}) \leq 1,6 \text{ — при } \bar{\lambda} \geq 1; \quad \lambda = l_{ef}/i;$$

для внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов ($m > 1$)

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2, \text{ при } \bar{\lambda}_1 < 2;$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = (1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_1) \leq 3,1 \text{ при } \bar{\lambda}_1 \geq 2,$$

здесь $\bar{\lambda}_1$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента,

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{R_y/E} = \frac{l_{ef,1}}{i_1} \sqrt{R_y/E}.$$

При значениях $0 < m < 1$ величину $\bar{\lambda}_{uw}$ определяют линейной интерполяцией между значениями λ_{uw} при $m=0$ и при $m=1$.

Для предварительных проверок предельных отношений $[h_{ef}/t]$ ГСП можно пользоваться формулой, предложенной институтом ЦНИИПроектстальконструкция¹

$$[h_{ef}/t] \leq 1,29 \sqrt{E/R_y}. \quad (8.21, a)$$

где h_{ef} — высота стенки, принимаемая равной расстоянию между краями угловых закруглений (рис. 8.35); t — толщина стенки; R_y — расчетное сопротивление стали, МПа; $E=2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Предельные значения $[h_{ef}/t]$, подсчитанные по формуле (8.21, a), при которых в расчетах полностью учитывается сжатая стенка, следующие:

R_y , МПа	210	220	230	240	260	280	300
$[h_{ef}/t]$	40,4	39,5	38,6	37,8	36,3	35	33,8
R_y , МПа	320	340	360	400	420	460	500
$[h_{ef}/t]$	32,7	31,7	30,9	29,3	28,6	27,3	26,2

В случаях когда фактическое значение $h_{ef}/t > \lambda_{uw} \sqrt{E/R_y}$ (или $h_{ef}/t > 1,29 \sqrt{E/R_y}$, для центрально-сжатых элементов не более чем в 2 раза), в расчет вводится не вся площадь сечения A , а приведенная площадь A_{red} , включающая устойчивые части стенок сечения.

В коробчатом сечении, к которому относятся прямоугольные и квадратные ГСП, значения A_{red} определяют по h_{red} и h_{red1} как пластинок, расположенных соответственно параллельно и перпендикулярно плоскости изгиба:

при центральном сжатии

$$A_{red} = A - 2(h_{ef} - h_{red})t - 2(h_{ef1} - h_{red1})t_1 \quad (8.22)$$

при внецентренном сжатии и сжатии с изгибом

$$A_{red} = A - 2(h_{ef} - h_{red})t. \quad (8.23)$$

Здесь значение h_{red} для центрально-сжатых и h_{red1} внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов вычисляют по формулам:

$$h_{red} = t \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_{w1}}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.24)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ определяют при $m=0$; $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t) \sqrt{R_y/E}$; $k=2,9+0,2\bar{\lambda}-0,7\bar{\lambda}_w$ (при $\bar{\lambda}_w \leq 2,3$); $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$;

$$h_{red1} = t \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_{w1}}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k_1) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.25)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ вычисляют по интерполяции между $\bar{\lambda}_{uw}$ при $m=0$ и $m=1$ или по формулам табл. 6.4 при $m>1$; $k_1=2,9+0,2\bar{\lambda}_1-0,7\bar{\lambda}_{w1}$;

$$\bar{\lambda}_{w1} = h_{ef}/t_1 \sqrt{R_y/E}. \quad (8.26)$$

Наибольшие значения отношений h_{ef}/t для внецентренно сжа-

¹ Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных профилей. ЦНИИПСК Госстроя СССР. — М., 1978, с изм. 1986 г.

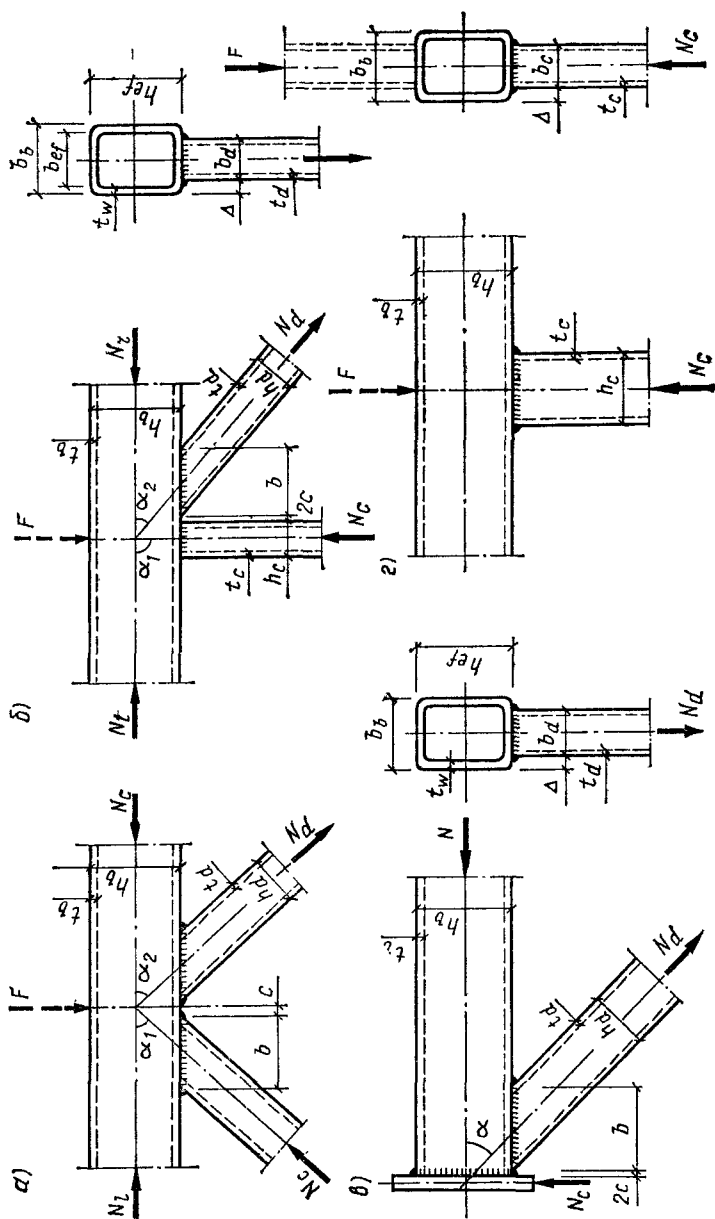


Рис. 8.35. Типы бесфасонных узлов ферм из гнутосварных профилей
а, б, г — промежуточных узлов; в — опорного узла

тых и сжато-изгибаемых элементов при расчете устойчивости из плоскости действия момента определяют в зависимости от величин

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma} \text{ и } \tau/\sigma,$$

где σ , σ_1 , τ определяют по п. 7.16 СНиП II-23-81*. При $\alpha < 0,5$ наибольшие отношения h_{ef}/t принимают как для центрально-сжатых элементов. При $\alpha > 0,5$ максимальные значения h_{ef}/t вычисляют по формуле (90) этого СНиПа

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) E}{\sigma (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.27)$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\tau/\sigma$ (здесь $\tau = Q/th$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении); при $0,5 < \alpha < 1$ значение h_{ef}/t вычисляют линейной интерполяцией между $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$.

Наибольшее отношение ширины пояса b_{ef} к толщине t , (b_{ef}/t) коробчатых элементов определяют с учетом вида напряженного состояния:

при центральном сжатии — так же, как для стенок, по аналогии с h_{ef}/t ;

при внецентренном сжатии и сжатии с изгибом максимальное значение b_{ef}/t принимают в зависимости от относительного эксцентриситета m ;

при $m \leq 0,3$ — как для центрально-сжатых элементов;

при $m \geq 1$ и $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04m$ значение $b_{ef}/t = \sqrt{E/R_y}$;

при $m > 1$ и $\bar{\lambda} > 2 + 0,04m$ значение

$$b_{ef}/t = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{E/R_y}. \quad (8.28)$$

При промежуточных значениях относительного эксцентриситета $0,3 < m < 1$ отношение b_{ef}/t определяют линейной интерполяцией между значениями b_{ef}/t при $m = 0,3$ и $m = 1$.

При значениях сечений центрально-внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов по предельной гибкости, а изгибаемых элементов — по предельным прогибам при соответствующем обосновании расчетом наибольшие отношения b_{ef}/t , установленные нормами, допускается умножать на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$ больше 1, но не более чем на 1,25; здесь: φ_m — меньшее из значений φ , φ_e , φ_{ey} , φ_f , используемых при проверке устойчивости элемента; $\sigma = N/A$; для изгибаемых элементов $\varphi_m = 1$, а σ принимают большее из двух значений, вычисленных по формулам $\sigma = M_x y / I_x$ или $\sigma = M_y x / I_y$.

Следует особо отметить, что если по каким-либо причинам не соблюдается условие $b_{ef}/t \leq [b_{ef}/t]_{\max}$ по СНиП II-23-81*, то при проверке несущей способности таких элементов максимально допустимое напряжение следует снижать умножением на коэффициент k_b , равный меньше единицы.

Этот коэффициент можно определить из условия

$$\frac{b_{ef}}{t} \leq \left[\frac{b_{ef}}{t} \right] \sqrt{R_y \varphi_m / \sigma},$$

откуда

$$\sigma \leq \frac{[b_{ef}/t]^2}{(b_{ef}/t)^2} R_y \varphi_m. \quad (8.29)$$

Обозначения $k_b = [b_{ef}/t]^2 / (b_{ef}/t)^2$ и вводя коэффициент условий работы γ_c , предельное напряжение в сечении сжатого элемента должно удовлетворять условию

$$\sigma \leq k_b R_y \varphi_m \gamma_c, \quad (8.30)$$

где (b_{ef}/t) — фактическое отношение расчетной ширины полки к толщине; $[b_{ef}/t]$ — предельное значение по формулам табл. 29* СНиП II-23-81*.

Это положение относится также и к проверке устойчивости элементов из уголкового, таврового, двутаврового и других типов профилей. При несоблюдении условия (8.30) требуется усиление или замена элементов.

Расчет элементов из гнutosварных профилей (ГСП). Расчет прочности и устойчивости элементов из ГСП производят по формулам, изложенным в гл. 2, с учетом вышеуказанных особенностей для коробчатых сечений. При выборе типоразмеров сечений элементов необходимо стремиться, чтобы соблюдались условия (8.21—8.28) проверки устойчивости стенок и полок профиля.

При наличии сосредоточенных нагрузок на профиле (прогоны, подвески и т. п.) следует проверить расчетом местную устойчивость стенок, предусматривая в необходимых случаях прокладку толщиной не менее $2t$, где t — толщина стенки ГСП.

При проектировании ферм с бесфасоночными узлами следует проверять:

участок стенки пояса, контактирующего с элементом решетки, на продавливание (вырывание);

несущую способность участка боковой стенки пояса (параллельной плоскости узла) в месте примыкания сжатого элемента решетки;

несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу;

прочность сварных швов прикрепления элемента решетки к поясу.

Методика указанных проверок подробно изложена в руководстве по проектированию элементов из ГСП и частично в примере 8.7. Схемы рекомендуемых узловых сопряжений стержней из гнutosварных профилей приведены на рис. 8.35 и 8.36.

Пример 8.7. Задание: рассчитать и сконструировать стропильную ферму покрытия спортивного зала пролетом 30 м. Шаг ферм — 6 м. Элементы фермы из гнutosварных замкнутых профилей. Покрытие теплое по оцинкованному профилированному настилу и прокатным прогонам, подобно примеру 8.5 (см. табл. 8.1). По нижнему поясу ферм крепится защитная сетка и электроосветительная арматура общей массой 30 кг/м^2 . Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1$.

Решение

Сбор нагрузок. Подсчет нагрузок сведен в табл. 8.23.

Подбор профилированного настила. Принимаем настил двухпролетным длиной $3 \times 2 = 6 \text{ м}$. Расчетная на-

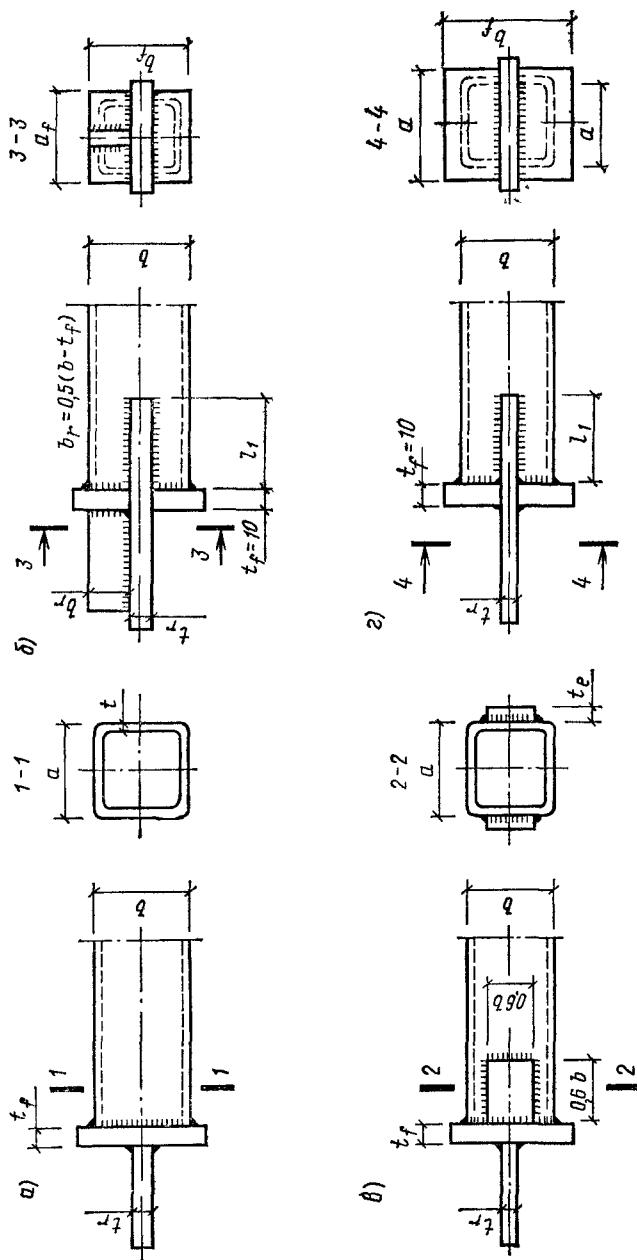


Рис. 8.36. Рекомендуемые типы торцовых узлов связей из ГСП
 а — нормальный; б — с усиленными ребрами или планками

Т а б л и ц а 8.23. Подсчет нагрузок на ферму покрытия спортивного зала

Вид нагрузки и расчет	Нормативная нагрузка	Коэффициент γ_f	Расчетная нагрузка
Постоянная			
защитный слой гравия на битумной мастике — 20 мм; $\rho=2000$ кг/м ³ ; 0,02—20000	400	1,3	520
водоизоляционный ковер из четырех слоев рубероида	160	1,2	192
утеплитель (по п. 3, в табл. 8.16) — плиты из пенопласта, $\rho=100$ кг/м ³ ; 0,05·1000	50	1,2	60
пароизоляция — один слой рубероида	40	1,2	48
оцинкованный профилированный настил (по табл. 11 прил. VII)	100	1,05	105
Итого	750		925
Прогон — из гнутых или прокатных швеллеров (предварительно)	60	1,05	63
Итого	810		988
Стропильная ферма со связями (орнентировочно)	150	1,05	158
Подвесной технологический потолок	300	1,1	330
Итого	1260		1496
Временная — снег (при $g_n/s_0=810/1000=0,81>0,8$ коэффициент $\gamma_f=1,4$)	1000	1,4	1400
Всего	2260	—	2896

грузка из табл. 8.23

$$q = (g + p) = 925 + 1400 = 2325 \text{ Н/м}^2.$$

По табл. 8.17 принимаем настил марки НС 44-1000-0,7, для которого $g_{n \max}=2485 \text{ Н/м}^2 > q=2325 \text{ Н/м}^2$.

Расчет прогона. Равномерно распределенная нагрузка на прогон:
расчетная

$$q = (g + p) b_m = (988 + 1400) 3 = 7164 \text{ Н/м}.$$

где b_m — длина панели фермы по верхнему поясу — расстояние между прогонами;

нормативная

$$q_n = (810 + 1000) 3 = 5430 \text{ Н/м.}$$

Изгибающий момент от расчетной нагрузки

$$M = q l^2 / 8 = 7164 \cdot 6^2 / 8 = 32238 \text{ Н} \cdot \text{м} = 3223,8 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

то же, от нормативной нагрузки

$$M_n = q_n l^2 / 8 = 5430 \cdot 6^2 / 8 = 24435 \text{ Н} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_d = M / R_y \gamma_c = 3223,8 / 21,5 \cdot 1 = 149,9 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 215 \text{ МПа}$ для стали марки ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71*.

Назначим по сокращенному сортаменту гнутый равнополочный швеллер $250 \times 125 \times 6 \text{ мм}$ по ГОСТ 8278—83*, $W_x = 224,94 \text{ см}^3$, $J_x = 2811,7 \text{ см}^4$, масса $22,5 \text{ кг/м}$ (табл. 6 прил. VIII).

Проверяем прогон на прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_n l^3}{E J_x} = \frac{5 \cdot 0,0543 \cdot 600^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 2811,7} = \frac{1}{379} < \frac{1}{200},$$

где

$$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} (2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2);$$

$$q_n = 5430 \text{ Н/м} = 0,0543 \text{ кН/см.}$$

Из прокатных швеллеров по ГОСТ 8240—72* целесообразно принять № 20, для которого $W_x = 152 \text{ см}^3$, $J_x = 1520 \text{ см}^4$, $q = 18,4 \text{ кг/м}$; в этом случае

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0543 \cdot 600^3}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 1520} = \frac{1}{205} < \frac{1}{200}.$$

Как видно, прогон из прокатного швеллера более экономичен по массе стали и отвечает расчету по прочности и прогибу.

Расчет элементов фермы. Подсчет расчетных узловых нагрузок от полного нагружения:

$$F_1 = 0,5 \cdot 3 \cdot 2896 \cdot 6 = 26064 \text{ Н} = 26,1 \text{ кН};$$

$$F_2 = 3 \cdot 2896 \cdot 6 = 52128 \text{ Н} \approx 52,2 \text{ кН.}$$

Вариант нагружения фермы временной нагрузкой (снегом) на половине фермы здесь не приводим ввиду ограничения объема этой книги. В рабочем проектировании такой вариант выполняют для уточнения работы элементов решетки.

Усилия в стержнях фермы определяем по диаграмме Максвелла—Кремоны (рис. 8.37). Ввиду малости укло-

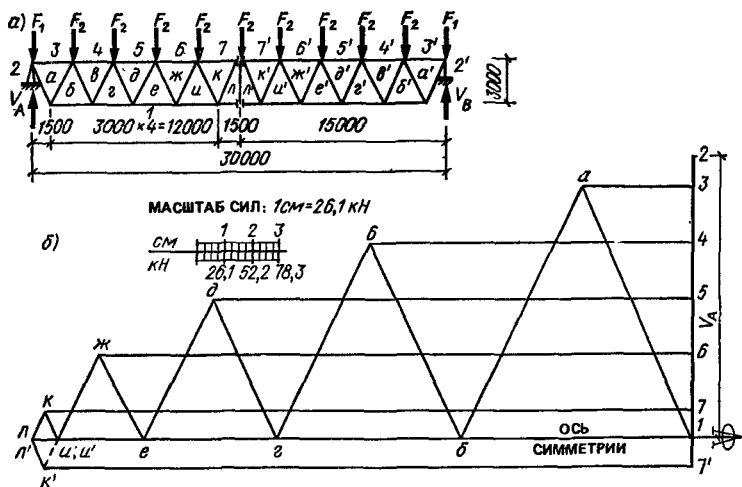


Рис. 8.37. Определение усилий в стержнях фермы из ГСП

а — схема фермы; б — диаграмма Максвелла—Кремоны при полном нагружении

ном поясов (1,5 %) при построении диаграммы пренебрегаем. В соответствии с рекомендациями Руководства (см. с. 314) ферма принята с раскосной решеткой, без стоек (рис. 8.37, а), при которой упрощается сопряжение раскосов с поясами в узлах фермы. Расчетные нормальные усилия в элементах фермы при полном нагружении приведены в табл. 8.24. При этом предполагается, что расцентровка осей стержней решетки в узлах не превышает 0,25 высоты пояса h_b и узловые моменты не учитываются. Если после подбора сечений стержней и прорисовки узлов эксцентриситеты окажутся более 0,25 высоты пояса h_b ($e > 0,25 h_b$), то необходимо провести поверочный расчет поясов с учетом узловых моментов.

Расчет верхнего пояса. $N_{max} = -611$ кН. Принимая гнутосварные профили из стали марки ВСт3сп5 по ГОСТ 380—71*, при $R_y = 235$ МПа и коэффициента $\varphi = 0,7$, вычислим требуемую площадь сечения

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 611 / 0,7 \cdot 235 \cdot 1 = 37,1 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 235$ МПа = 23,5 кН/см².

По табл. 3 прил. VIII принимаем профиль $160 \times 160 \times \times 6$ мм, $A = 36$ см², $i_x = i_y = 6,24$ см; гибкость $\lambda = = 300 / 6,24 = 48,1$; $\varphi = 0,862$.

Таблица 8.24. Расчетные усилия в стержнях фермы с раскосной решеткой (см. рис. 8.37)

Элемент	Обозначение	Усилия, кН		Примечание
		сжатие	растяжение	
Верхний пояс	3-а	95,3	—	Аналогичные усилия на правой половине фермы
	4-в	298,8	—	
	5-д	454,1	—	
	6-ж	556	—	
	7-к	611	—	
Нижний пояс	1-б	—	208,8	То же
	1-г	—	386,3	
	1-е	—	516,8	
	1-и	—	595,1	
	1-л	—	626,4	
Раскосы	1-а	—	253,2	»
	а-б	261	—	
	б-в	—	203,6	
	в-г	203,6	—	
	г-д	—	146,2	
	д-е	146,2	—	
	е-ж	—	88,7	
	ж-и	88,7	—	
	и-к	—	31,3	
	к-л	31,3	—	
Стойка	л-л'	0	0	Конструктивно

Проверяем устойчивость

$$\sigma = N/\varphi A = 611/0,862 \cdot 36 = 19,7 \text{ кН/см}^2 \text{ (197 МПа)} <$$

$$< R_y \gamma_c = 235 \cdot 1 = 235 \text{ МПа,}$$

условие соблюдается.

Проверяем гибкость стенок: $h_{ef}/t = (16 - 4 \cdot 0,6)/0,6 = 22,6$, что меньше предельного $[h_{ef}/t] = 38$, принятого по данным на с. 314. Следовательно, в расчетах учитывается все сечение профиля.

Расчет нижнего пояса: $N_{max} = +624,6 \text{ кН.}$

$$A_d = N/R_y \gamma_c = 624,6/23,5 \cdot 0,95 = 27,96 \text{ см}^2;$$

принимаем профиль $140 \times 140 \times 6 \text{ мм}$; $A = 31,2 \text{ см}^2$; гибкость стенки

$$h_{ef}/t = (h - 4t)/t = (14 - 4 \cdot 0,6)/0,6 = 19,3 < [h_{ef}/t]_{max} = 38,$$

условие для учета в расчетах полного сечения соблюдается.

Расчет опорного раскоса 1—а. $N_{max} = +253,2$ кН, $\gamma_c = 0,95$.

$$A_d = 253,2 / 23,5 \cdot 0,95 = 11,34 \text{ см}^2,$$

принимаем профиль $100 \times 100 \times 4$ мм; $A = 15 \text{ см}^2$; $h_{ef}/t = (10 - 4 \cdot 0,4) / 0,4 = 21 < 38$; условие соблюдается.

Расчет приопорного раскоса а—б. $N = -261$ кН. Геометрическая длина раскоса $l = \sqrt{1,5^2 + 3^2} = 3,354$ м; принимая $l_{ef} = l = 335,4$ см; $\varphi \approx 0,75$ и $\gamma_c = 1$, вычисляем:

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 261 / 0,75 \cdot 23,5 \cdot 1 = 14,8 \text{ см}^2;$$

принимаем профиль $120 \times 120 \times 4$ мм, $A = 18,2 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 4,71$ см; гибкость $\lambda = 335,4 / 4,71 = 71,2$; по табл. 1 прил. IV находим коэффициент $\varphi = 0,747$; проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = 261 / 0,747 \cdot 18,2 = 19,2 \text{ кН/см}^2 (192 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 235 \text{ МПа}.$$

Расчет других элементов решетки приведен в табл. 8.25.

После расчета элементов по прочности и устойчивости необходимо проверить соблюдение конструктивных требований по ширине раскосов b_d по отношению к ширине поясов B :

$$b_d \begin{cases} \leq B - 3(t_b + t_d); \\ \geq 0,6B. \end{cases} \quad (8.31)$$

Ширина раскосов из плоскости решетки должна быть при $B_b = 160$ мм и $B_n = 140$ мм:

по отношению к верхнему поясу

$$b_d \begin{cases} \leq B_b - 3(t_b + t_d) = 160 - 3(6 + 4) = 130 \text{ мм}, \\ \geq 0,6B_b = 0,6 \cdot 160 = 96 \text{ мм}; \end{cases}$$

по отношению к нижнему поясу

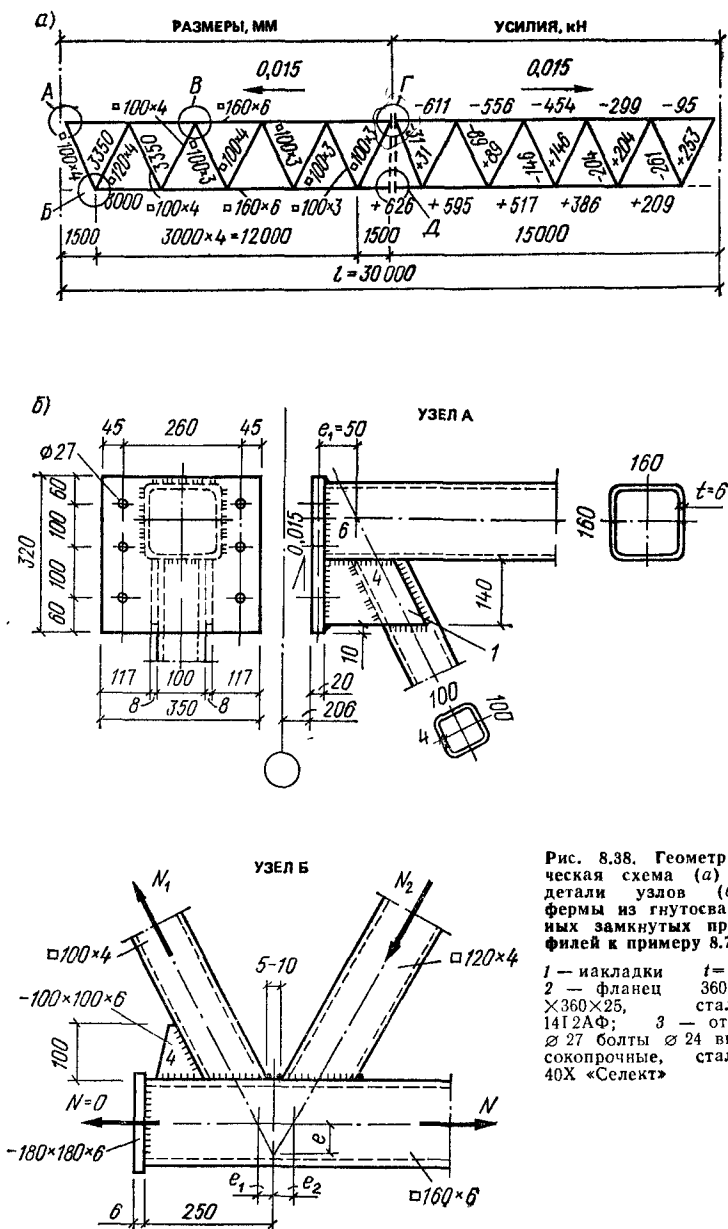
$$b_d \begin{cases} \leq B_n - 3(t_b + t_d) = 140 - 3(6 + 4) = 110 \text{ мм}, \\ \geq 0,6B_n = 0,6 \cdot 140 = 84 \text{ мм}; \end{cases}$$

этим условиям незначительно не удовлетворяют раскосы сечением $120 \times 120 \times 4$ и $80 \times 80 \times 3$ (4) мм. Поэтому с учетом соблюдения условия (8.31) и унификации профилей целесообразно пояса назначить из одного профиля $160 \times 160 \times 6$, а раскосы 80×3 (4) мм заменить на про-

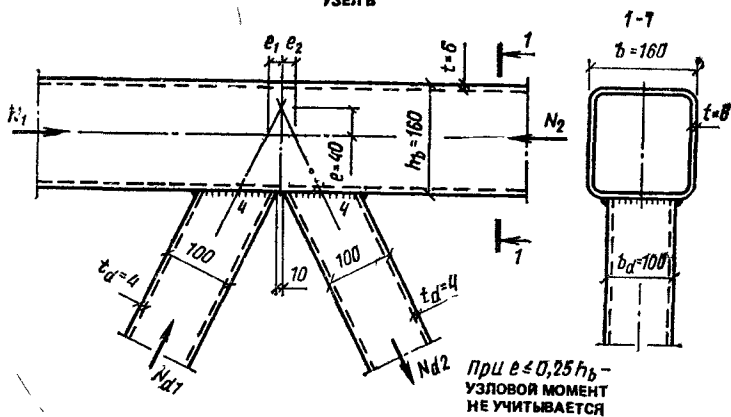
Таблица 8.25. Расчет элементов фермы из ГСП для левой симметричной половины

Элемент фермы	Стержень	Расчетное усилие, кН	Сечение ГСП	A , см ²	i_x/i_y , см	i_x/l_y , см	λ_x/λ_y	φ_{min}	γ_c	$\frac{N}{A_n \gamma_c}$	$\frac{N}{A_n \varphi_{min}}$	R_y , МПа
Верхний пояс	3-а	— 95,3	□ 160×160×6	36	6,24/6,24	300/300	48,1/48,1	0,862	1	—	30,7	235
	4-в	—298,8	□ 160×160×6	36	6,24/6,24	300/300	48,1/48,1	0,862	1	—	96,3	235
	5-д	—454,1	□ 160×160×6	36	6,24/6,24	300/300	48,1/48,1	0,862	1	—	146,3	235
	6-ж	—556	□ 160×160×6	36	6,24/6,24	300/300	48,1/48,1	0,862	1	—	179,2	235
	7-к	—611	□ 160×160×6	36	6,24/6,24	300/300	48,1/48,1	0,862	1	—	197	235
Нижний пояс	1-б	+208,8	□ 140×140×6	31,2	5,43/5,43	300/600	55,2/110	—	0,95	70,4	—	235
	1-г	+386,3	□ 140×140×6	31,2	5,43/5,43	300/600	55,2/110	—	0,95	130,3	—	235
	1-е	+516,8	□ 140×140×6	31,2	5,43/5,43	300/600	55,2/110	—	0,95	174,4	—	235
	1-и	+595,1	□ 140×140×6	31,2	5,43/5,43	300/600	55,2/110	—	0,95	200,8	—	235
	1-л	+626,4	□ 140×140×6	31,2	5,43/5,43	300/600	55,2/110	—	0,95	211,3	—	235

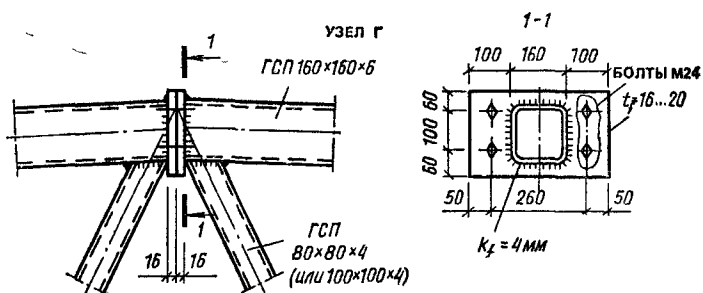
Раскосы	1-а	+253,2	□ 100×100×4	15	3,89/3,89	335/635	86/163	—	0,95	177,7	—	235
	а-б	—261	□ 120×120×4	18,2	4,71/4,71	302/335	64/71	0,747	1	—	192	235
	б-в	+203,6	□ 100×100×4	15	3,89/3,89	302/335	77,6/86	—	0,95	143	—	235
	в-г	—203,6	□ 100×100×4	15	3,89/3,89	302/335	77,6/86	0,644	1	—	211	235
	г-д	+146,2	□ 80× 80×3	9,01	3,12/3,12	302/335	96,8/107	—	0,95	171	—	235
	д-е	—146,2	□ 100×100×4	15	3,89/3,89	302/335	77,6/86	0,644	1	—	151,3	235
	е-ж	+ 88,7	□ 80× 80×3	9,01	3,12/3,12	302/335	96,8/107	—	0,95	103,6	—	235
	ж-и	— 88,7	□ 80× 80×3	9,01	3,12/3,12	302/335	96,8/107	0,5	1	—	197	235
	и-к	+ 31,3	□ 80× 80×3	9,01	3,12/3,12	302/335	96,8/107	—	0,95	36,6	—	235
	к-л	— 31,3	□ 80× 80×3	9,01	3,12/3,12	302/335	96,8/107	0,5	1	—	69,5	235
Стойка монтажная	л-л'	0,0	Конструктивно $\begin{array}{c} \text{L} \\ 63 \times 5 \\ \text{или ГСП} \\ \square 80 \times 80 \times 3 \end{array}$	6,13	2,44/2,44	240/300	98/123	—	—	—	—	Сталь марки ВСт3кп2 $R_y=225$



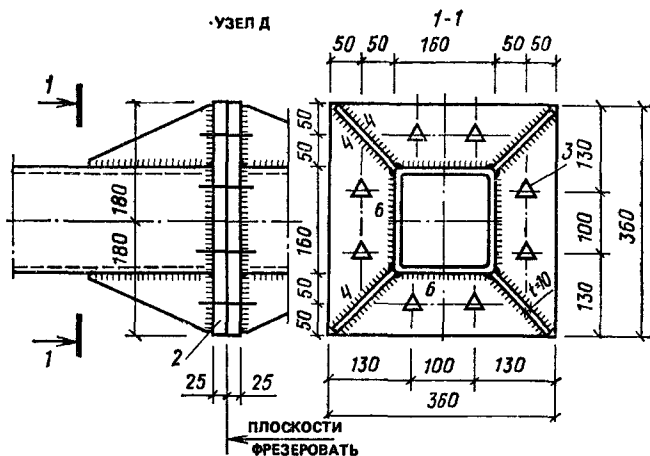
УЗЕЛ В



УЗЕЛ Г



УЗЕЛ Д



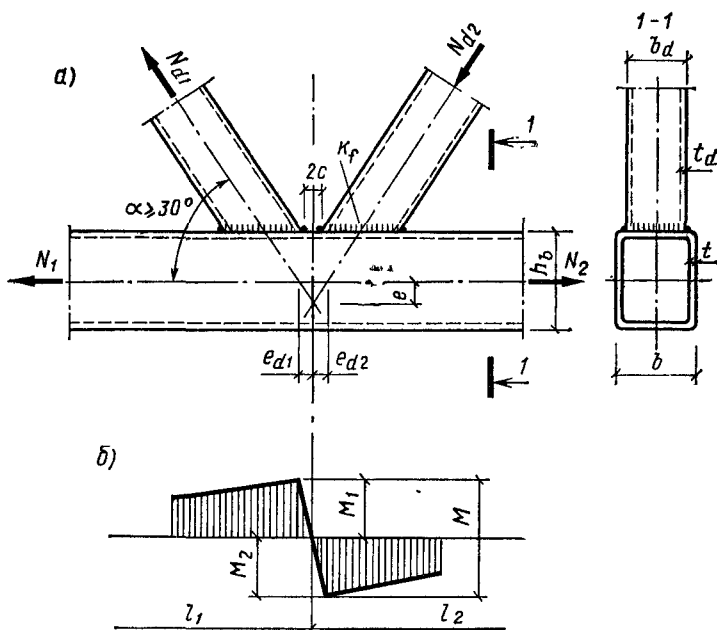


Рис. 8.39. Расчетная схема узла при учете расцентровки осей стержней ($e > 0,25h_p$)

a — схема узла; *б* — эпюра моментов

филь $100 \times 100 \times 4$ мм. Принятое конструктивное решение некоторых узлов фермы показано на рис. 8.38. После определения эксцентриситетов от расцентровки узловых эксцентриситетов необходимо выполнить проверочный расчет поясов с учетом узловых моментов и если потребуется откорректировать сечение принятых профилей. Узловой момент (рис. 8.39), воспринимаемый поясом, вычисляют по формулам:

$$M_1 = M \frac{l_1 - e_{d1}}{l_1 + l_2} l_2 / l_1; \quad (8.32)$$

$$M_2 = M \frac{l_2 - e_{d2}}{l_1 + l_2} l_1 / l_2, \quad (8.33)$$

где l_1, l_2 — длина панелей, примыкающих к узлу.

§ 8. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ШВЫ

При больших размерах здания в плане в элементах каркаса возникают дополнительные напряжения от изменения температуры. Для предотвращения значительных избыточных температурных напряжений здание разрезают на отдельные отсеки (блоки) поперечными и продольными температурными швами. Предельные размеры отсеков зданий и сооружений, при которых не учитываются в расчетах климатические температурные воздействия на стальные конструкции одноэтажных зданий и сооружений, принимают по табл. 8.26. Температурный шов разрезает здание от основания до верха покрытия. В месте температурного шва ставят две поперечные рамы, не связанные между собой и смещаемые на расстояние 500 мм от оси шва в разные стороны (см. рис. 8.2) Поперечные горизонтальные связи предусматривают с двух сторон от температурного шва. Вертикаль-

Т а б л и ц а 8.26. Предельные расстояния между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений

Характеристика зданий и сооружений	Наибольшие расстояния, м, от торца здания или температур- ного шва до оси ближайшей вертикальной оси		Между темпера- турными швами по длине блока (вдоль здания), м		Между темпера- турными швами по ширине блока, м	
	в климатических районах строительства при расчетной температуре t , °C					
	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ — $t \geq -40$	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ — $40 > t \geq -65$	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ — $t \geq -40$	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ — $40 > t \geq -65$	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ — $t \geq -40$	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ — $40 > t \geq -65$
Отапливаемые зда- ния	90	60	230	160	150	110
Неотапливаемые здания и горячие цехи	75	50	200	140	120	90
Открытые эстакады	50	40	130	100	—	—

П р и м е ч а н и я: 1. При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать 40—50 м и для открытых эстакад — 25—30 м (меньшие расстояния относятся к климатическим районам I₁, I₂, II₂ и II₃). 2. В зданиях со смешанным каркасом (колонны железобетонные, а покрытие по металлическим фермам или балкам) расстояния между температурными швами принимают по указаниям главы СНиП 2.03.01—84 по проектированию железобетонных конструкций.

ные связи между фермами также ставят с обеих сторон от шва. Но вертикальные связи между крайними колоннами как в торцах, так и у температурного шва, в одноэтажных промышленных зданиях не ставят. Предельные расстояния от торца отсека до оси ближайшей вертикальной связи нормами установлены в зависимости от расчетной температуры: для отапливаемых зданий 60—90 м, для неотапливаемых зданий — 50—70 м и открытых эстакад — 40—50 м (см. табл. 8.26). Расстояние в осях между вертикальными связями в середине длины здания не должно превышать 40—50 м.

В зданиях со смешанным каркасом (колонны сборные железобетонные, а покрытие по металлическим фермам), длину и ширину температурных отсеков принимают по нормам проектирования железобетонных конструкций для отапливаемых зданий 60 м и для неотапливаемых зданий 40 м.

В многопролетных зданиях при их ширине более 90—150 м устраивают продольные температурные швы. Предельная ширина отсека здания при расчетной температуре до -40°C нормами установлена 120—150 м и при температуре менее -40°C — 90—110 м. Конструктивно продольные швы решают либо раздвижкой осей примыкающих конструкций на 1000—1500 мм, либо устройством шарнирно-подвижных (катковых) опор, примыкающих с одной или с обеих сторон ригелей на колонны.

Глава 9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕЗЕРВУАРОВ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Резервуары, как и газгольдеры, бункеры, трубопроводы больших диаметров, кожухи доменных печей и т. д., относятся к номенклатуре листовых конструкций. Резервуары служат для хранения нефти и нефтепродуктов, воды, сжиженных газов, кислот и других жидкостей. По форме резервуары различают: вертикальные и горизонтальные цилиндрические, каплевидные и шаровые (рис. 9.1). В зависимости от расположения резервуары могут быть наземными, наземными, полузаглубленными или подземными, подводными. Условия работы резервуаров также различны; в зависимости от назначения они могут воспринимать статистические и динамические нагрузки, работать под давлением и вакуумом, под воздействием переменных температур и нейтральных или агрессивных сред.

Ввиду существенных различий в свойствах хранимых жидкостей резервуары подразделяют также на резервуары низкого, повышенного и высокого давлений. В резервуарах низкого давления с внутренним давлением до 2 кПа и допускающих вакуум (разрежение) 250 Па хранят жидкости с низкой упругостью паров: керосин, газولين, дизельное топливо и др. Резервуары с повышенным внутренним давлением (20—30 кПа) служат для хранения нефтепродуктов с высокой упругостью паров (сырой нефти, бензина и т. д.). Вакуум в резервуарах образуется в результате быстрого охлаждения паров и оказывает существенное влияние на работу стенки и элементов покрытия. Сжиженные газы (бутан, пропан и др.) хранят обычно в горизонтальных и шаровых резервуарах высокого давления с внутренним давлением (0,25—2 МПа).

Основными элементами резервуара являются: днище, стенка

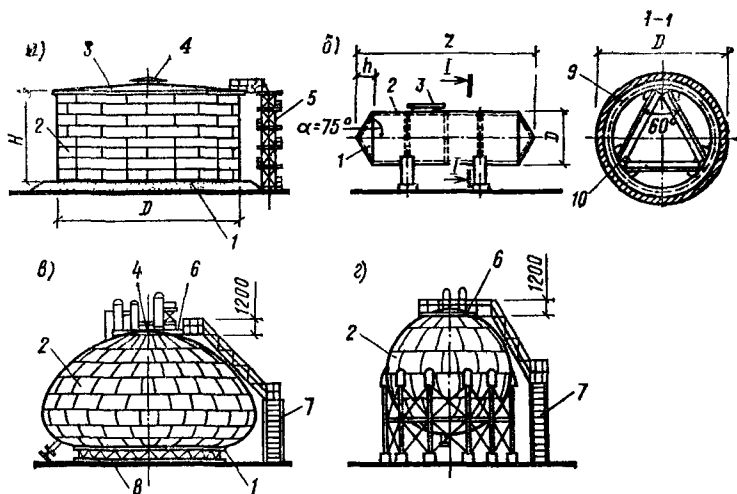


Рис. 9.1. Типы стальных резервуаров

а — цилиндрический вертикальный наземный; б — горизонтальный цилиндрический; в — каплевидный; г — шаровой; 1 — днище; 2 — стенка (корпус); 3 — покрытие; 4 — люк; 5 — шахтная лестница; 6 — площадка с оборудованием; 7 — наклонная лестница; 8 — опорное кольцо; 9 — опорное кольцо жесткости; 10 — подкрепление кольца жесткости в местах седловидных опор

и покрытие. Для стенок и днища применяют листовую сталь толщиной 4—30 мм, в том числе при толщине 4—10 мм — рулонную горячекатаную сталь по ГОСТ 19903—74*. Для покрытия резервуаров рекомендуются листы толщиной 2,5—6 мм. В резервуарах высокого давления (например, шаровых и горизонтальных специального назначения) толщина стенок достигает 36—40 мм. Рационально применение кроме малоуглеродистой стали марок ВСтЗпс(сп) низколегированных сталей повышенной прочности марок 09Г2С, 16ГС и др. В некоторых случаях эффективны стенки из двух-трех слоев листовой стали, а также предварительное напряжение стенок, выполняемое обжатием оболочки высокопрочной проволокой или лентой.

Учитывая особенности работы, к листовым конструкциям предъявляются определенные требования: швы должны быть прочными и плотными; в местах защемлений оболочек (у колец жесткости, у днищ и т. п.) необходимо в расчете учитывать локальные краевые напряжения; при проектировании предусматривать фасонный раскрой листового проката, вальцовку обечаек и колец, штамповку выпуклых элементов, правильно располагать люки, лазы, врезки и т. п.

Соединения листов или лент проектируют встык, внахлестку и впритык (втавр). Непроницаемость швов листовых конструкций проверяют на плотность разными способами: промазкой керосном изнутри (после окраски меловым раствором снаружи), воздушным или гидравлическим давлением изнутри, вакуумной камерой или методом химических реакций. Для электрозащиты резервуара корпус его заземляют.

§ 2. НАЗЕМНЫЕ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ

Наземные вертикальные цилиндрические резервуары проектируют, как правило, с плоским днищем, располагаемым на песчаной насыпной подушке (рис. 9.2). Типовые резервуары разработаны для нефтепродуктов объемом 100—5000 м³. Имеются проекты резервуаров вместимостью на 10 000, 20 000 и до 100 000 м³. Основными расчетными конструктивными элементами наземного резервуара являются стенка (корпус) и покрытие. Днище испытывает только сжатие от давления жидкости и называется обычно по конструктивным соображениям из листов толщиной не менее 4 мм. Однако в стыке днища со стенкой требуется проверка местных напряжений, возникающих при действии опорных моментов.

Толщину стенки резервуара определяют по расчету на прочность и назначают не менее 4 мм. По высоте резервуара листы стенки можно располагать встык (при толщине 6 мм и более), телескопически или ступенчато (рис. 9.2, б—г). Листы соединяют соответственно сплошными стыковыми или угловыми швами. Кромки листов, соединяемых встык, строгают на 5 мм и более с каждой стороны. Монтажные соединения полотнищ днища и корпуса осуществляют виахлестку. В типовых резервуарах вместимостью до 5000 м³ все листы стенки и днища приняты размером 1500×6000 мм независимо от их толщины. При вместимости 10 000—100 000 м³ высоту резервуара назначают 14—22 м, а размер листов — до 2200×8000 мм. Для экономии металла нижние пояса таких резервуаров целесообразно проектировать из низколегированной стали повышенной прочности.

Покрытие резервуаров выполняют коническим, висячим (в обычном порядке), сферическим и сфероцилиндрическим (рис. 9.3). При выборе типа покрытия учитывают назначение и условия эксплуатации резервуара. Если преобладают нагрузки, действующие сверху вниз (масса покрытия и теплоизоляции, снег, вакуум, аппаратура и оборудование на покрытии), то применяют коническое или сферическое покрытие; если преобладают нагрузки, действующие снизу вверх (внутреннее избыточное давление паровоздушной смеси), то применяют, как правило, сфероцилиндрическое покрытие. В типовых резервуарах разработано сборное покрытие из крупноразмерных металлических щитов заводского изготовления. Щиты состоят из тонких листов толщиной 2,5—3 мм, уложенных на каркас, выполняемый из двутавров, швеллеров и уголков.

Оборудование резервуара, включающее арматуру и приспособления для заполнения и выпуска жидкости, предохранительные клапаны, лестницы, лазы, световые и замерные люки и т. д., располагают в соответствующих местах на корпусе и крыше резервуара. Центральную стойку (трубчатую или решетчатую) предусматривают в висячих покрытиях и из сборных щитов; в коническом покрытии по фермам или балкам стойка является монтажным элементом.

В резервуарах специальных типов вместимостью 10 000—100 000 м³ для хранения легконспаряющихся жидкостей (бутана, сырой нефти и др.) применяют плавающие крыши или понтоны и стационарные покрытия, позволяющие значительно сократить потери жидкостей при испарении.

Пример 9.1. Задание: рассчитать и сконструировать стенку, днище и покрытие вертикального цилиндрического

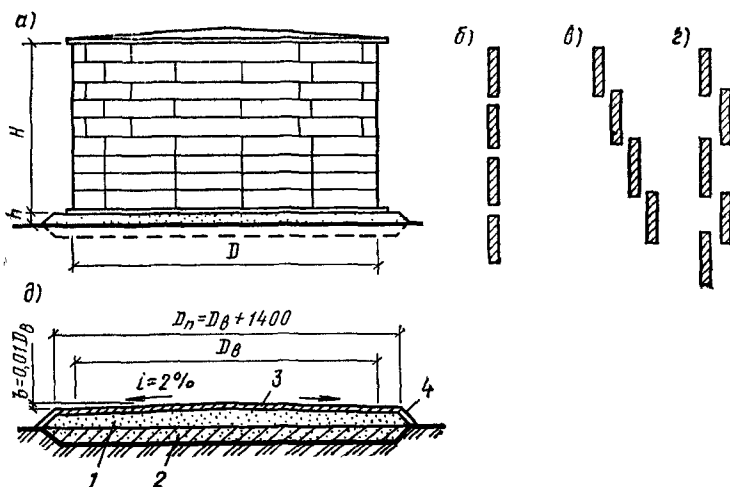


Рис. 9.2. Наземный цилиндрический резервуар

a — общий вид; *б-г* — типы соединений поясов по высоте стенки соответственно: встык, телескопическое и ступенчатое; *д* — сечение основания, где D_n — диаметр подушки, D_b — диаметр дна резервуара; *е* — высота конуса; 1 — песчаная подушка; 2 — насыпной уплотненный грунт; 3 — изоляционный слой (грунт, пропитанный жидким битумом); 4 — отмостка гравийная, бутовая или бутабетонная

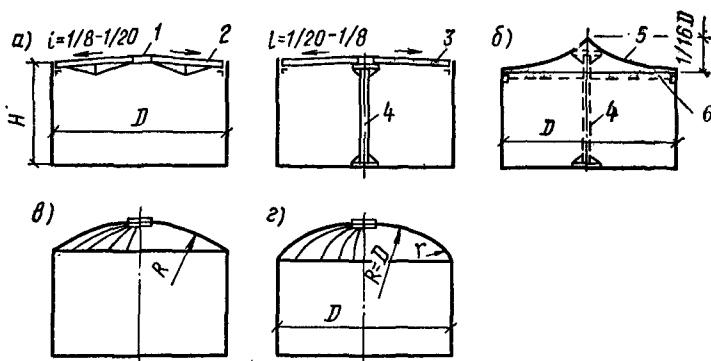


Рис. 9.3. Типы покрытий вертикальных цилиндрических резервуаров

a — конические; *б* — висячие; *в* — сферическое; *г* — сфероцилиндрическое; 1 — опорное кольцо; 2 — балка (или ферма); 3 — щиты покрытия; 4 — центральная стойка; 5 — листовая кровля толщиной 2,5 мм; 6 — коробчатое кольцо жесткости

кого резервуара вместимостью 5000 м³ для хранения жидкости с низкой упругостью паров (см. рис. 9.2, *a*). Плотность жидкости — $\rho = 0,0009$ кг/см³. Место строи-

тельства — III район по снеговому покрову, нормативная нагрузка — 1 кН/м^2 . Материал резервуара — сталь марки ВСтЗпс6 ГОСТ 380-71*, $R_y = 225 \text{ МПа}$; сварка листов — электродами марки Э42. Избыточное давление паров испаряющейся жидкости, направленное наружу, принять $p_0 = 2 \text{ кПа}$, а вакуум (нагрузку внутрь резервуара) — 250 Па . Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1$.

Решение.

Назначение размеров резервуара. Наиболее выгодное соотношение между высотой резервуара H и диаметром D (по данным академика В. Г. Шухова) при заданном объеме устанавливается следующими двумя правилами: 1) резервуар с переменной толщиной стенки имеет минимальный вес, если объем стали в днище и покрытии равен стали в стенке; 2) резервуар с постоянной толщиной стенки имеет наименьший вес при условии, что объем стали в днище и покрытии в 2 раза меньше объема стали в стенке. Исходя из этих правил, оптимальную форму резервуаров назначают при следующих соотношениях H/D : для объема $100\text{—}600 \text{ м}^3$ принимают $H/D = 1/1 \dots 1/4$; для объема до $10\,000 \text{ м}^3$ — $H/D = 1/2 \dots 1/5$. При этом высота резервуара должна быть кратна ширине листов (1400 или 1500 мм). Наибольшая оптимальная высота больших резервуаров (до $10\,000 \text{ м}^3$) составляет около 12 м, восемь поясов по 1500 мм.

Принимаем: номинальные размеры $H = 12 \text{ м}$ и $D = 23 \text{ м}$, отношение $H/D \approx 1/2$; в типовом резервуаре объемом 5000 м^3 конструктивные размеры по высоте $H = 11\,845 \text{ мм}$, внутренний диаметр $D_0 = 22\,790$ и наружный диаметр $D = 22\,810 \text{ мм}$ (укладывается по длине окружности 12 листов длиной по 6 м).

Крышу резервуара проектируем в виде щитов, состоящих из листов толщиной $t = 2,5 \text{ мм}$, уложенных на каркас из двутавров, швеллеров и уголков. Щиты опираются на центральную трубчатую стойку и корпус резервуара.

Днище, расположенное на песчаном основании, испытывает только сжатие от давления жидкости, поэтому толщину его листов назначаем по конструктивным соображениям: при $D < 18 \text{ м}$ принимают $t = 4 \text{ мм}$, при $D = 18 \dots 25 \text{ м}$ $t = 5 \text{ мм}$ и при $D > 25 \text{ м}$ $t = 6 \text{ мм}$. В данном примере при $D = 22,81 \text{ м}$ назначаем днище из листов $t = 5 \text{ мм}$; диаметр днища $D_b = D + 90 = 22\,810 + 90 =$

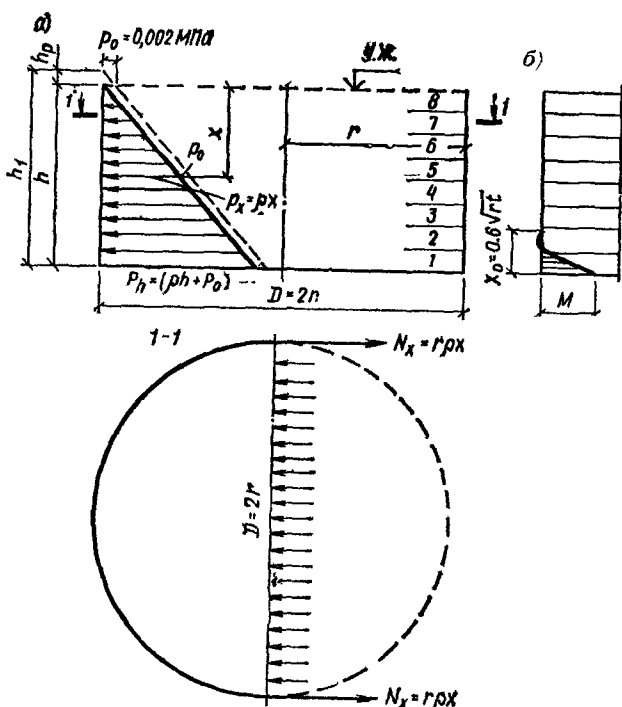


Рис 9.4 Расчетные эпюры давлений на стенку резервуара
 а — эпюра давления жидкости, б — эпюра момента в месте стыка дна со стенкой

$\approx 22\,900$ мм (выступ дна за пределы стенки принимают не более 50 мм).

Расчет стенки резервуара. Принимаем высоту уровня залива резервуара $H_0 = 11,5$ м, а с учетом избыточного давления $p_0 = 2$ кПа условная высота $H' = H_0 + p_0/\rho = 11,5 + 2(100)/0,0009 \cdot 10^6 = 11,7$ м. Расчетная схема стенки корпуса резервуара показана на рис. 9.4. По высоте резервуара стенка состоит из восьми поясов высотой по 1500 мм. Расчетное сечение каждого пояса расположено на 300 мм выше его нижней кромки, т. е. в сечении, где не учитывается влияние кольцевых швов смежного пояса.

Пояс стенки резервуара из условия обеспечения прочности (по первой группе предельных состояний) рассчиты-

тываем по формуле

$$\sigma = [(\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} \rho_0) r] / t \leq \gamma_c R_{wy} \quad (9.1)$$

или

$$t \geq [(\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} \rho_0) r] / \gamma_c R_{wy}, \quad (9.2)$$

где γ_{f1} — коэффициент надежности по нагрузке для гидростатического давления, равный 1,1; γ_{f2} — то же, для внутреннего избыточного давления, $\gamma_{f2}=1,15$; γ_c — коэффициент условий работы, равный для стенки резервуара 0,8; R_{wy} — расчетное сопротивление сварного шва встык растяжению; для конструкций из стали марки ВСтЗпс6 при автоматической сварке или полуавтоматической и ручной сварке с физическим контролем качества шва $R_{wy}=R_v=225$ МПа, а без физического контроля $R_{wy}=0,85 \cdot 225=191$ МПа; ρ — плотность нефтепродуктов, принимаемая обычно $0,0009$ кг/см³ ($0,0009 \cdot 10^6$ кг/м³).

Расчет поясов стенки по формуле (9.2) сведен в табл.

9.1. Для первого пояса (нижнего) расчет толщины лист-

Т а б л и ц а 9.1. Расчет поясов стенки резервуара

№ пояса	Расстояние от верха резервуара, мм		Значение (x_1-340) до расчетного уровня, мм	Внутреннее усилие на пояс $(\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} \rho_0) r$, Н/см	Расчетная толщина пояса, мм при R_{wy} , МПа		Принятая толщина листов t , мм	Напряжение в поясе σ , МПа
	до нпзз пояса	до расчетного уровня x_1			225	191		
8	1520	1320	980	1370	0,76	0,9	5	27,4
7	2980	2680	2340	2910	1,61	1,91	5	58,3
6	4400	4140	3800	4550	2,52	3	5	91
5	5890	5590	5250	6200	3,44	4,06	5	124
4	7340	7040	6700	7840	4,36	5,13	6	131
3	8840	8540	8200	9520	5,29	6,23	7	136
2	10 340	10 040	9700	11 250	6,3	7,42	8	141
1	11 840	11 540	11 200	12 900	7,2	8,5	10	129

тов для полосы длиной 1 см выполнен следующим образом:

при $R_{wy}=225$ МПа

$$t = [(\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} \rho_0) r] / \gamma_c R_{wy} = [1,1 \cdot 0,0009 (10) * 1120 + 1,15 \cdot 0,002 (100) *] 1140 / 0,8 \cdot 225 (100) * = (11 + 0,23) 1140 / 0,8 \cdot 22500 = 0,72 \text{ см}$$

(здесь числа $(10) *$ и $(100) *$ введены для приведении размерностей в систему СИ; $r=D_0/2=22790/2 \approx 11400$ мм=1140 см);

при $R_{wy}=191$ МПа толщина листов пояса будет $t=8,5 \approx 9$ мм.

Аналогично выполнен расчет для других поясов. При-

нятые в табл. 9.1 толщины поясов для конструирования резервуара соответствуют $R_{wy} = 191$ МПа, т. е. для случая полуавтоматической сварки. Для поясов 5—8 назначена толщина листов $t = 5$ мм по конструктивным соображениям.

Проверяем напряжение в нижнем поясе стенки резервуара с учетом действия краевого момента M_1 :

$$\sigma = (T_1/t + 6M_1/t^2) \leq R_y \gamma_c; \quad (9.3)$$

$$M_1 = 0,1 (1,1\rho h + 1,15\rho_0) r t. \quad (9.4)$$

Значение момента M_1 максимально на расстоянии $x_2 = \pi s/4$ от днища, где $s = 0,78 \sqrt{rt} = 0,78\sqrt{1140 \cdot 1} = 26,4$ см. Для этого сечения усилие T_1 :

$$T_1 = (\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} \rho_0) r = [1,1 \cdot 0,0009 (10) \cdot 1127,6 + 1,15 \cdot 0,002 (100) \cdot 1140] = 13\,050 \text{ Н/см};$$

расчетный краевой момент равен при упругом защемлении стенки

$$M_1 = 0,1 [1,1 \cdot 0,0009 (10) \cdot 1127,6 + 1,15 \cdot 0,002 (100)] 1140 \cdot 1 = 1305 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

напряжение в поясе по формуле (9.3)

$$\sigma = T_1/t + 6M_1/t^2 = 13\,050/1 + 6 \cdot 1305/1^2 = 20\,880 \text{ Н/см}^2 = 208,8 \text{ МПа} > \gamma_c R_y = 0,8 \cdot 225 = 180 \text{ МПа}.$$

Следовательно, нижний пояс в этом сечении необходимо усилить, например, приваркой швеллера или уголка по всему контуру либо принять листы толщиной 12 мм. В последнем случае (при $t = 12$ мм) напряжение будет

$$\sigma = 13\,050/1,2 + 6 \cdot 1305/1,2^2 = 16\,150 \text{ Н/см}^2 (161,5 \text{ МПа}) < R_y \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

т. е. условие прочности пояса удовлетворяется.

Можно также толщину листов нижнего пояса оставить равной 10 мм без усиления прокатным профилем, но тогда необходимо назначать листы стали повышенной прочности, например, марки 09Г2С и др. Окончательно это решается на заводе-изготовителе с учетом наличия листовой стали соответствующих марок. Схемы сопряжений поясов по высоте резервуара и эпюры давления и напряжения показаны на рис. 9.5. После расчета стенки по прочности проверяют устойчивость формы корпуса резервуара при совместном действии равномерного осевого и радиального сжатия (см. далее, с. 343).

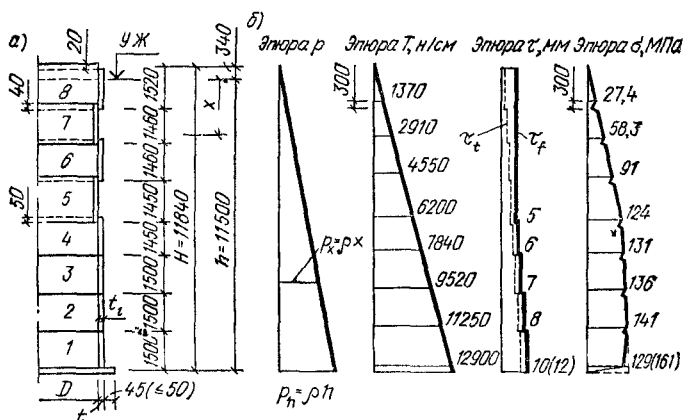


Рис. 9.5. Расчет стенки резервуара

а — расположение поясов по высоте стенки; б — эпюры давлений и напряжений

Расчет конструктивных элементов щитов покрытия. Расчет конструкций покрытия производят на два вида нагрузок: нагрузки, направленные внутрь резервуара — собственный вес и вакуум, теплоизоляция, снег; нагрузка, направленная изнутри резервуара наружу, — давление паров испаряющейся жидкости (избыточное давление 2 кПа).

Подсчет расчетных нагрузок, действующих сверху вниз, Н/м²:

постоянная

листовой настил $t=2,5$ мм	$0,0025 \cdot 7850 \cdot 1,05 (10) = 206$
балки (приближенно)	$150 \cdot 1,05 = 157$
вакуум (разрежение)	$250 \cdot 1,2 = 300$

Итого $g=663$

временная (снеговая)

$$p = s_n \gamma_f = 1000 \cdot 1,6 = 1600$$

(здесь $\gamma_f=1,6$, так как отношение постоянной нагрузки к временной $g_n/p_n \approx 0,6 < 0,8$); всего: $(g+p)=663+1600=2263$.

Расчет настила. Принимаем настил приваренным к ребрам электродами марки Э42. Предельный отнесенный прогиб настила $[1/n_0]=1/150$.

Из условия заданного предельного прогиба определяем отношение наибольшего пролета настила к его тол-

шине l/t по формуле, предложенной А. Л. Телояном,
 $l/t = (4n_0/15) (1 + 72E_1/n_0^4 q_n) = (4 \cdot 150/15) (1 + 72 \cdot 22,6 \cdot 10^6/150^4 \times$
 $\times 0,1446) = 950,$

где

$$n_0 = [l/f] = 150; E_1 = E/(1 - \nu^2) = 20,6 \cdot 10^6/(1 - 0,3^2) = 22,6 \cdot 10^6 \text{ Н/см}^2;$$

$$q_n = 206/1,05 + 250 + 1000 = 1446 \text{ Н/м}^2 = 0,1446 \text{ Н/см}^2.$$

При $t=2,5$ мм пролет настила допустим $l \leq 950 \cdot 2,5 = 2360$ мм.

По конструктивным соображениям принимаем расстояние между ребрами 1,2 м.

Расчет поперечных ребер щита. Расчетный пролет ребер принят $l \approx 3$ м; равномерно распределенная нагрузка при шаге поперечных ребер $b=1,2$ м составляет (по щиту № 2, сеч. 3-3 на рис. 9.6, в): $q = (q_{ow} + p)b = (206 + 300 + 1600 + 50 \cdot 1,05)1,2 = 2590 \text{ Н/м}$, где $g_{ow} = 50 \cdot 1,05 = 53 \text{ Н/м}^2$ — собственный вес ребра.

Изгибающий момент, как в свободно опертой балке,

$$M = ql^2/8 = 2590 \cdot 3^2/8 = 2914 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения составляет

$$W_d = M/R_y \gamma_c = 291400/23500 = 12,4 \text{ см}^3.$$

По сортаменту подбираем [№ 8, $W_x = 22,4 \text{ см}^3$, $J_x = 89,4 \text{ см}^4$].

Относительный прогиб ребра (без учета настила ввиду его малой толщины) составит

$$f/l = (5/384) (q l^4/EJ_x) = 5 \cdot 21,6 \cdot 300^3/384 \cdot 20,6 \cdot 10^6 \cdot 89,4 = 1/242 < 1/200,$$

где

$$q^n = q/\gamma_f = 2590/1,2 = 2158 \text{ Н/м} \approx 21,6 \text{ Н/см};$$

$$E = 20,6 \cdot 10^6 \text{ Н/см}^2 (2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}).$$

Расчет продольной балки щита. Пролет балки при свободном опирании на стенку резервуара и оголовок (зонт) трубчатой стойки равен около 10 м. Равномерно распределенная нагрузка на 1 м длины балки при ширине грузовой площадки $b \approx 1,25$ м

$$q = 2263 \cdot 1,25 = 2820 \text{ Н/см}.$$

Изгибающий момент от действия полной расчетной нагрузки составляет

$$M = ql^2/8 = 2820 \cdot 10^2/8 = 35362 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

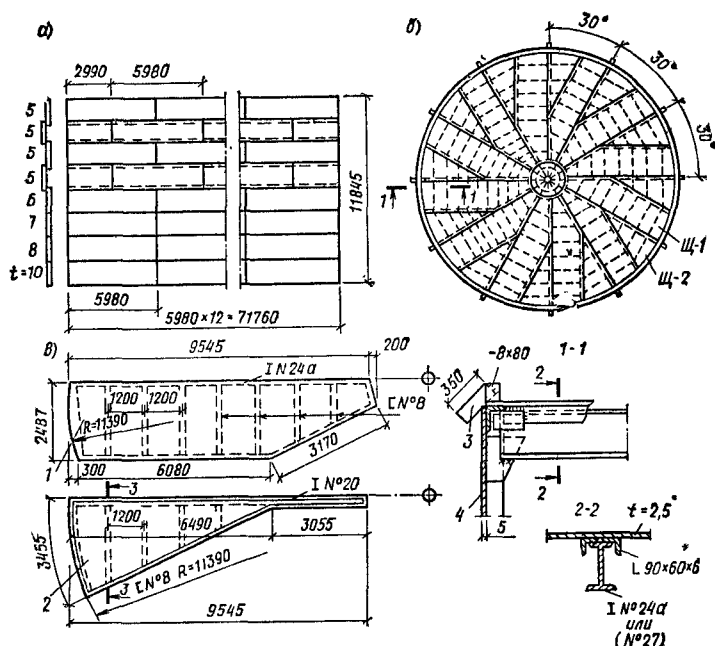


Рис. 9.6. Сборные элементы стенки (корпуса) и щитового покрытия резервуара вместимостью 5000 м³

а — корпус резервуара (полотнище); б — план щитов покрытия; в — типы щитов покрытия; 1 — щит Щ-1; 2 — то же, Щ-2; 3 — фиксатор (ловитель); 4 — стенка резервуара

Требуемый момент сопротивления сечения балки из условия обеспечения прочности в свою очередь

$$W_d = M/R_y \gamma_c = 3\,536\,200/23\,500 = 150 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции сечения балки из условия обеспечения жесткости (при $f/l = 1/250$) составит:

$$J_{x,d} = (5n_0/384) (q^n l^3/E) = (1250/384) (23,6 \cdot 1000^3/20,6 \cdot 10^6) = 3730 \text{ см}^4,$$

где

$$q^n = q/\gamma_f = 2829/1,2 = 23\,458 \text{ Нм} \approx 23,6 \text{ Н/см};$$

$$n_0 = [l/f] = 250; \quad 5n_0 = 5 \cdot 250 = 1250.$$

Принимаем по жесткости двутавр № 27, $J_x = 5010 \text{ см}^4$.

Покрывение резервуара спроектировано из щитов двух типов: прямоугольного со скошенным углом на опоре со

стороны стойки и треугольного (см. рис. 9.6) применительно к типовому проекту № 704—1—56 института ЦНИИПроектстальконструкция (данный проект заменен типовым проектом № 704-1-67 института Южгипротрубопровод, г. Киев, покрытие — сферическое, варианты — с понтоном и без понтона).

Расчет элементов покрытия на вторую комбинацию нагрузок (избыточное давление изнутри резервуара наружу) не производим, так как по заданию оно равно 2 кПа, что меньше расчетной нагрузки сверху вниз, равной 2,263 кПа.

Расчет центральной стойки проводим на центрально приложенную осевую силу. Грузовая площадь покрытия

$$A_c = \pi d_c^2 / 4 = 3,14 \cdot 11,4^2 / 4 = 102 \text{ м}^2,$$

$$\text{где } d_c = D/2 = 22,81/2 = 11,4 \text{ м.}$$

Вычисляем осевую силу

$$N = A_c (g + p) + G_{ow} = 102 (0,663 + 1,6) + 18 \cdot 1,05 = 250 \text{ кН.}$$

Здесь G_{ow} — собственный вес стойки, принимаемый по опыту типового проектирования: для резервуаров вместимостью 3000—5000 м³ масса стойки на 1 м ее длины равна 150 кг; то же, вместимостью 1000—2000 м³ — 120—130 кг; общая масса стойки длиной 12 м $G_{ow} = 150 \cdot 12 = 1800 \text{ кг}$ (18 кН).

Требуемая площадь сечения стойки при $\varphi \approx 0,8$ составит

$$A_d = N / \varphi R_y \gamma_c = 250\,000 / 0,8 \cdot 32\,000 = 9,8 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям, с учетом условий опирания щитов покрытия и использования стойки для рулонирования элементов резервуара принята стойка из трубы диаметром 1020 мм со стенкой толщиной 6 мм, ТУ 14-3-1138—82, $A = 191 \text{ см}^2$, радиус инерции сечения $i = 35,9 \text{ см}$, сталь марки 17ГПС—У (класса К-52), $R_y \approx 320 \text{ МПа}$. Гибкость стойки $\lambda = l_0/i = 1200/35,9 = 33,4 < \lambda_{lim} = 120$; $\varphi = 0,93$. Для предотвращения отрыва покрытия трубчатую стойку заполняют песком. Детали стойки показаны на рис. 9.7. Оголовок (зонт) и базу стойки проектируют одинакового диаметра 2,6—3 м с расчетом возможности ее использования для рулонирования стенки или отправочной части днища резервуара на заводе-изготовителе.

Проверка устойчивости положения покрытия при действии избыточного давления $p_0 = 0,2 \text{ Н/см}^2$. Общий вес покрытия N_r и стойки N_c без учета временной нагрузки

массу корпуса резервуара

$$G_c = \pi D H \rho t_m = 3,14 \cdot 22,8 \cdot 12 \cdot 7850 \cdot 0,00637 = 43\,000 \text{ кг};$$

массу днища при $t=5$ мм

$$G_b = (\pi D_b^2 / 4) t \rho = (3,14 \cdot 22,9^2 / 4) 0,005 \cdot 7850 = 16\,200 \text{ кг};$$

вес днища $\approx 16\,200 (10) = 162\,000 \text{ Н} = 162 \text{ кН}$;

массу поясов жесткости и аппаратуры (по проекту) $\approx 2 \text{ т}$;

общую массу резервуара (ориентировочно):

$$G_r = N + G_1 + G_c + G_b + 2 = 16 + 14,15 + 43 + 16,2 + 2 = 91,35 \text{ т};$$

усилие отрыва корпуса от днища

$$N_d = N_e - (G_r - G_b) = 940 - (913,5 - 162) = 188,5 \text{ кН}.$$

Проверяем напряжение в швах, прикрепляющих нижний пояс стенки к днищу, при действии усилия отрыва

$$\sigma = N_d / A_w = 188\,500 / 5000 = 37,6 \text{ Н/см}^2 (0,376 \text{ МПа}) <$$

$$< \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf} = 0,8 \cdot 180 \cdot 1 = 144 \text{ МПа},$$

где $A_w = 2\pi D (\beta_f k_f) = 2 \cdot 3,14 \cdot 2280 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 5000 \text{ см}^2$; $k_f = 5$ мм, с двух сторон пояса (толщину шва принимают равной не более меньшей толщины свариваемых листов).

Анкерные болты для крепления нижнего пояса резервуара к заглубленным железобетонным плитам по расчету не требуются. Стойку крепят к днищу анкерами или приваривают по контуру опорного кольца.

При внутреннем избыточном давлении в резервуаре более 2 кПа необходимо крепить нижний пояс стенки к заглубленным в грунт железобетонным плитам или блокам анкерными болтами (см. рис. 9.7, г). Число болтов определяют расчетом на растяжение по усилию отрыва стенки от днища (обычно 4—6 болтов, равномерно расположенных по контуру нижнего пояса стенки резервуара).

Проверку устойчивости формы оболочки (корпуса) резервуара при совместном действии вертикальных и горизонтальных (боковых) сжимающих усилий выполняют согласно рекомендации п. 8.5—8.9 СНиП II-23-81* по формуле

$$\sigma_1 / \sigma_{cr1} + \sigma_2 / \sigma_{cr2} \leq \gamma_c, \quad (9.5)$$

где σ_1, σ_2 — соответственно абсолютные значения расчетных продольного и кольцевого сжимающих напряжений; $\sigma_{cr1}, \sigma_{cr2}$ — соответственно нижние критические напряжения при раздельном равномерном действии осевого и радиального сжатия; $\gamma_c = 1$ (если нет других указаний).

Проверяем устойчивость формы резервуара для пятого пояса, где толщина $t=5$ мм. Для этого вычисляем: продольное сжимающее напряжение от расчетных нагрузок

$$\sigma_1 = N/A = 869\,000/3580 = 243 \text{ Н/см}^2 = 2,43 \text{ МПа},$$

где

$$N = A_c (g + p) + G_{ow} \gamma_f = 306 \cdot 2,263 + 169 \cdot 1,05 = 869 \text{ кН}; \quad A_c = (\pi/4) (D^2 - d_1^2) = (3,14/4) (22,8^2 -$$

$$- 11,4^2) = 306 \text{ м}^2; \quad d_1 = 0,5D = 0,5 \cdot 22,8 = 11,4 \text{ м};$$

$$A = \pi D t = 3,14 \cdot 2280 \cdot 0,5 = 3580 \text{ см}^2 = 0,358 \text{ м}^2;$$

$$G_{ow} = A \rho = 0,358 \cdot 6 \cdot 7850 = 16\,900 \text{ кг} = 169 \text{ кН};$$

кольцевое сжимающее напряжение при вакууме $p_v = 250 \text{ Па}$

$$\sigma_2 = p_v r / t = 0,025 \cdot 1140 / 0,5 = 57 \text{ Н/см}^2 = 0,57 \text{ МПа}.$$

Определяем критические напряжения (по пп. 8.5 и 8.7 СНиП II-23-81*):

при осевом сжатии: σ_{cr1} принимается равной меньшей из величин:

$$\sigma_{cr1} = \Psi R; \quad (9.6)$$

$$\sigma_{cr1} = c E t / r, \quad (9.7)$$

где Ψ, c — коэффициенты по табл. 9.2, при этом коэффициент $\Psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95 R_y / E) r / t$, где $r / t \leq 300$.

При $r / t = 1140 / 0,5 = 2280 > 300$ коэффициент Ψ не учитывается, а коэффициент $c = 0,0627$ (по интерполяции); тогда по формуле (9.7)

$$\sigma_{cr1} = 0,0627 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 0,5 / 1140 = 5,7 \text{ МПа};$$

при радиальном сжатии от воздействия вакуума

$$(p_v = 250 \text{ Па}); \quad H / r = L / r = 12 / 11,4 = 1,05;$$

при $0,5 \leq L / r \leq 10$ σ_{cr2} определяют по формуле

$$\sigma_{cr2} = 0,55 E (r / L) (t / r)^{3/2} = 0,50 \cdot 2,06 \cdot 10^5 (11,4 / 12) (0,5 / 1140)^{3/2} \approx 1 \text{ МПа}. \quad (9.8)$$

Устойчивость проверяем по формуле (9.5):

$$\sigma_1 / \sigma_{cr1} + \sigma_2 / \sigma_{cr2} = 2,43 / 5,7 + 0,57 / 1 = 0,996 < \gamma_c = 1,$$

т. е. оболочка устойчива.

Указания по изготовлению и монтажу резервуара. Конструктивные элементы резервуара (днище, стенку, щиты покрытия, стойку и шахтную лестницу) изготовляют на заводе и доставляют на место строительства

Таблица 9.2. Значения коэффициентов ϕ и c для проверки цилиндрических оболочек

r/t												
Расчетное сопротивление стали R_y , МПа	0	25	50	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
Коэффициенты ψ												
200	0,97~1	0,941	0,911	0,853	0,735	0,618	—	—	—	—	—	—
240	0,97~1	0,936	0,902	0,834	0,698	0,563	—	—	—	—	—	—
280	0,97~1	0,931	0,893	0,816	0,66	0,508	—	—	—	—	—	—
320	0,97~1	0,927	0,883	0,797	0,625	0,452	—	—	—	—	—	—
400	0,97~1	0,918	0,865	0,760	0,551	0,342	—	—	—	—	—	—
520	0,97~1	0,903	0,838	0,705	0,440	0,176	—	—	—	—	—	—
600	0,97~1	0,895	0,819	0,663	0,367	0,065	—	—	—	—	—	—
Коэффициенты c												
Независимо от марки стали	—	—	—	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Примечания: 1. Приведенные значения ϕ и c действительны для конструкций, выполненных в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01—87 по изготовлению и монтажу стальных конструкций. 2. Коэффициенты ϕ вычислены по формуле (100) СНиП II-23-81*: $\phi = 0,97 - (0,00025 + 0,95R_y/E) r/t$, где $\theta < r/t \leq 300$, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа. Для других значений R_y коэффициент ϕ вычислять по формуле (100) СНиП II-23-81*.

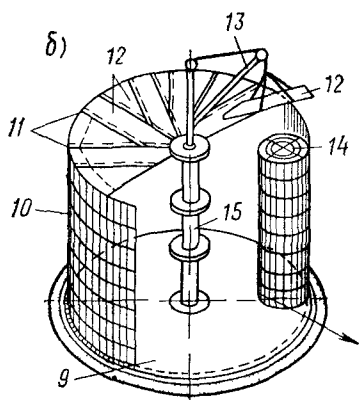
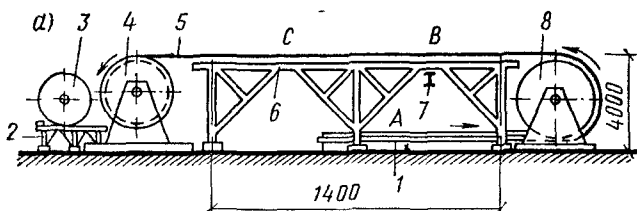


Рис. 9.8. Способы рулонирования и монтажа элементов резервуара

a — двухъярусный стенд для рулонирования стенки и днища; *б* — монтаж резервуара; 1 — стеллажи первого яруса; 2 — стеллаж для готового рулона; 3 — готовый рулон; 4 — силовое сворачивающее устройство; 5 — полотнище, готовое к рулонированию; 6 — стеллажи второго яруса для сварки полотнищ в отправочные марки и их испытания; 7 — монорельс; 8 — барабан для подачи полотнищ на второй ярус; 9 — днище; 10 — корпус; 11 — косынки-фиксаторы; 12 — щит покрытия; 13 — подъемная стрела; 14 — шахта лестницы в качестве катушки рулона; 15 — стойка; А, В, С — рабочие зоны по сварке и испытанию поясов и полотнищ элементов резервуара

в виде укрупненных элементов. Днище сваривают из полос и разбивают на два элемента — половины днища. Стенку также сваривают из ранее подготовленных полос, а затем (при $t \leq 11$ мм) сворачивают на стенде в рулон вокруг стойки или шахтной лестницы и в таком виде доставляют на стройку (рис. 9.8). Аналогично доставляют и половины днища (схемы раскладки полос днища показаны на рис. 9.7, б). Половины днища соединяют внахлестку. После монтажа днища в центре устанавливают вертикально рулон корпуса и с помощью специального устройства разворачивают до заданного диаметра (см. рис. 9.8 б). Стык корпуса также выполняют внахле-

стку. Щиты покрытия укладывают на зонт стойки и стенку резервуара по мере разворачивания рулона корпуса. Для фиксирования положения на внешней стороне щитов предусматривают ловители из полосовой стали (см. сечение 1—1 на рис. 9.6). После приварки стенки к днищу и устройства всех монтажных швов корпуса проверяют качество сварки физическими или химическими способами, обеспечивая непроницаемость соединений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

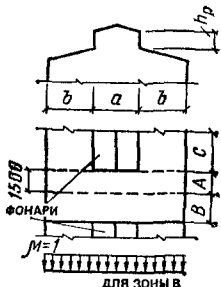
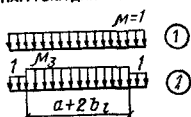
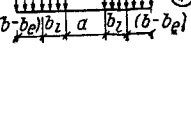
1. Беленя Е. И., Балдин В. А., Ведеников Г. С. и др. Металлические конструкции. — 6-е изд. М.: Стройиздат, 1985. — 560 с.
2. Брудка Ян. Трубчатые стальные конструкции (перевод с польского). — М.: Стройиздат, 1975. — 206 с.
3. Мандриков А. П., Лялин И. М. Примеры расчета металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1982. — 312 с.
4. Мельников Н. П. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1983. — 543 с.
5. Примак Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий. — Киев: Вища школа, 1972. — 496 с.
6. Рекомендации по проектированию стальных ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей. — ЦНИИПСК им. Мельникова, 1988. — 48 с.
7. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1980. — 776 с.
8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. 2-е изд. Кн. 1. — М.: 1972, кн. 2. — М.: Стройиздат, 1973. — 416 с.
9. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1981. — 488 с.
10. Строительные конструкции/М. К. Бородич, Т. Н. Цай, А. П. Мандриков. Т. I. Металлические, каменные, армокаменные и деревянные конструкции. — М.: Стройиздат, 1984. — 656 с.
11. СНиП 2.03-06—85. Аллюминиевые конструкции.
12. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия.
13. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.
14. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов (ТП 401—81).
15. Этмекджиян А. А. Сокращение материалоемкости в капитальном строительстве. — М.: Стройиздат, 1976. — 148 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

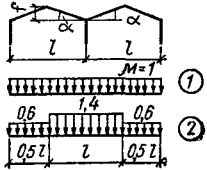
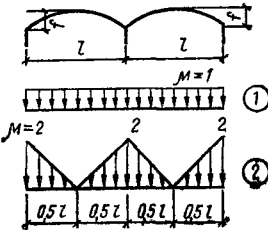
Нормативные данные для подсчета нагрузок и воздействий

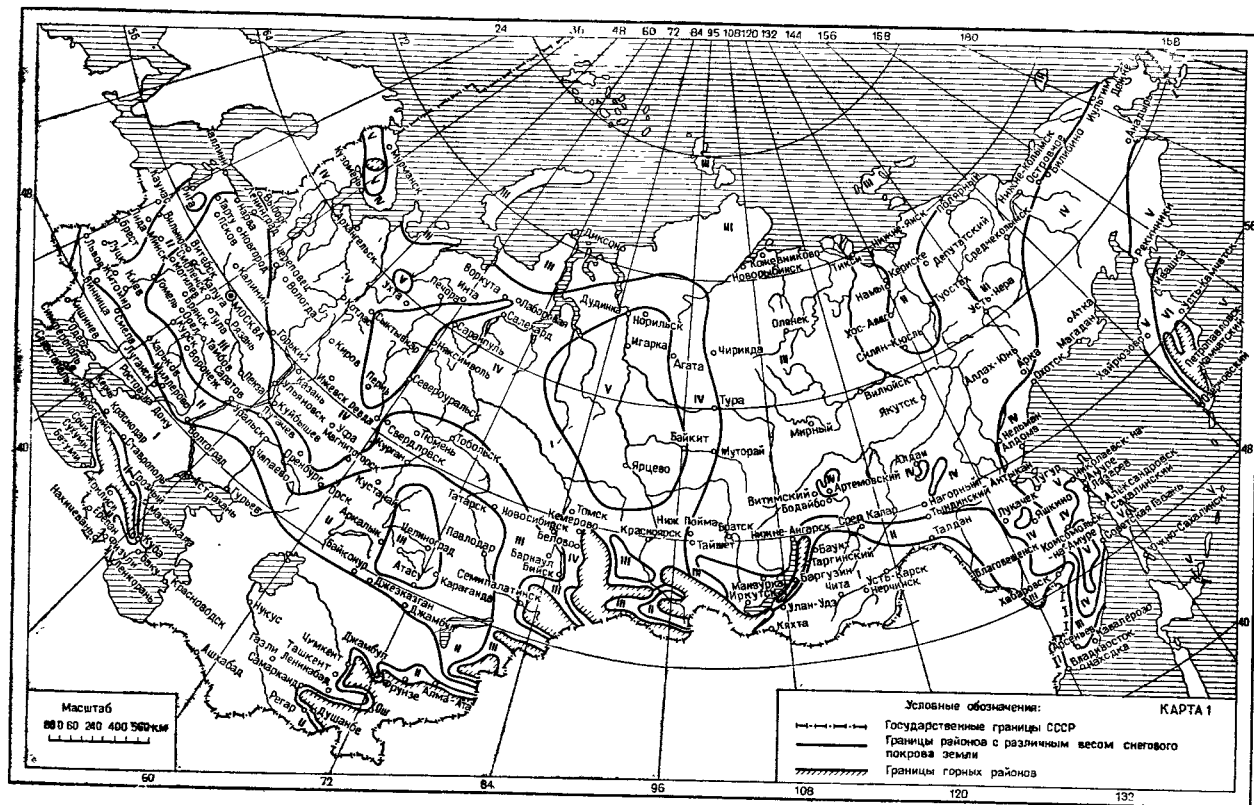
Таблица 1. Значения коэффициентов μ для определения снеговой нагрузки на некоторые виды покрытий (по СНиП 2.01.07—85)

Номер схемы по СНиП	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Коэффициенты μ и условия их применения
1		$\mu=1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu=0$ при $\alpha \geq 60^\circ$ Вариант 2 (по схеме б) учитывается для двускатных кровель при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; вариант 3 — при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия
2		Для сводчатых покрытий, по сегментным фермам и т. п. $\mu_1 = l/8f \leq 1$ и не менее 0,4. Вариант 2 учитывается при $f/l > 1/8$ так: $f/l \dots 1/8 \quad 1/6 \geq 1/5;$ $\mu_2 \dots 1,6 \quad 2 \quad 2,2$ Для железобетонных плит покрытий $\mu_2 \leq 1,4$

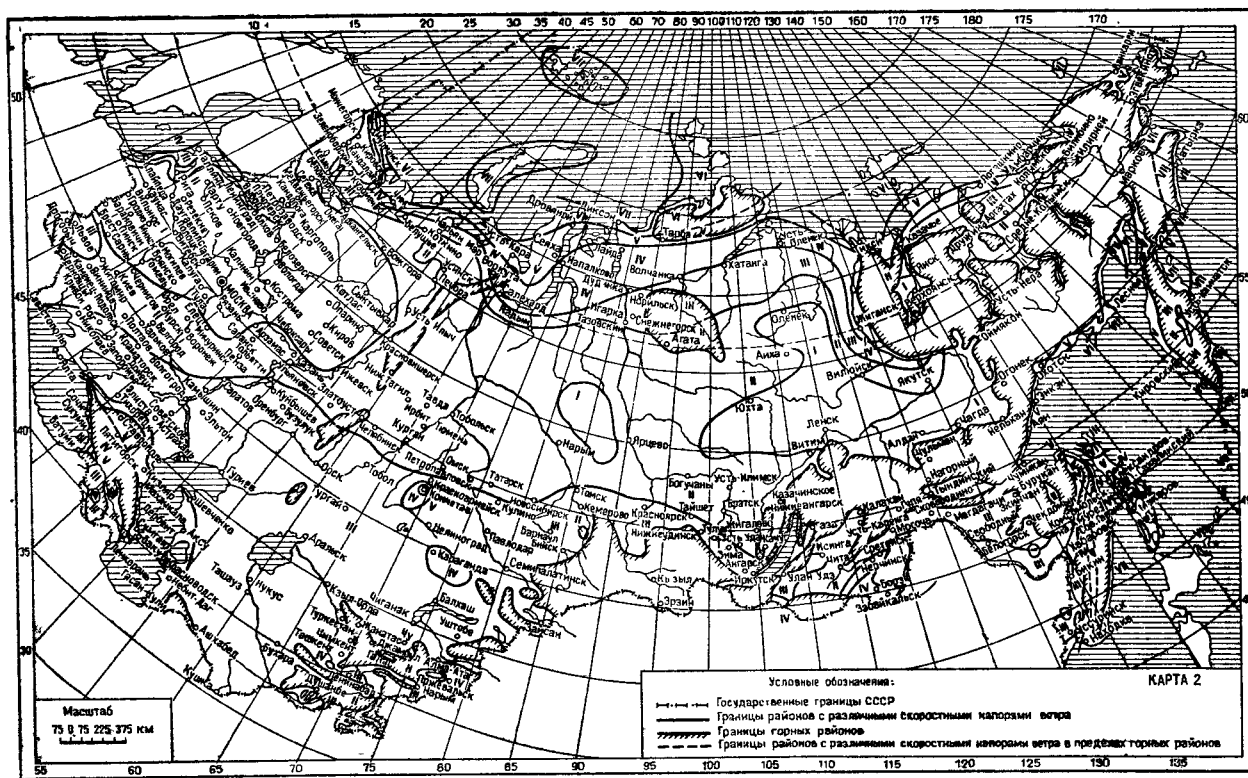
Номер схемы по СНиПу	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Коэффициенты μ и условия их применения
3	a)  НАГРУЗКА ДЛЯ ЗОНЫ А  НАГРУЗКА ДЛЯ ЗОНЫ Б  НАГРУЗКА ДЛЯ ЗОНЫ В 	Коэффициенты μ и условия их применения: 6) То же, для двускатных сводчатых покрытий двух- или трехпролетных зданий с фонарями в середине здания $\mu_1=0,8$; $\mu_2=1+0,1a/b$; $\mu_3=1+0,5a/b_c$, но не более 4 — для ферм и балок при весе покрытия $g^n \leq 1,5$ кПа; 2,5 — то же, при $g^n > 1,5$ кПа; 2 — для железобетонных плит покрытий пролетом $l \leq 6$ м; 2,5 — то же при $l > 6$ м и для прогонов; $b_1=h_1$ и $\leq b$; 2 — для стального профилированного настила

Приложение I
Продолжение табл. 1

Номер схемы по СНиПу	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Коэффициенты μ и условия их применения
4		Вариант 2 учитывается при $\alpha \geq 15^\circ$. Приведенные схемы распространяются на покрытия многопролетных зданий с подобным профилем
5		Вариант 2 учитывается при $f/l > 0,1$. Для железобетонных плит покрытий $\mu \leq 1,4$. Приведенные схемы распространяются на покрытия многопролетных зданий с подобным профилем

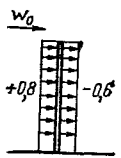
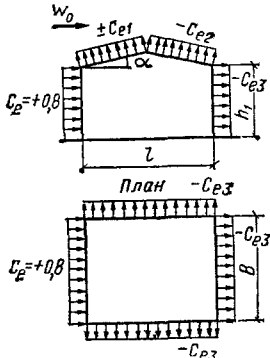
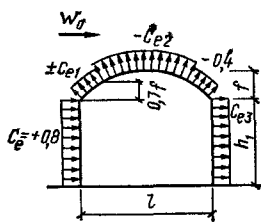
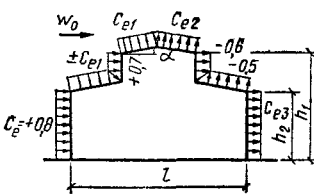
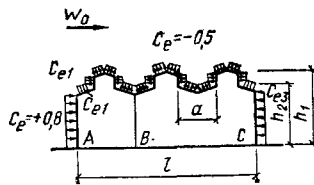


Карта 1. Районирование территории СССР по массе снежного покрова

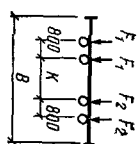
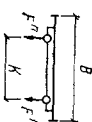
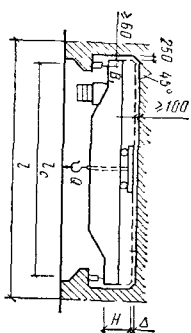


Карта 2. Районирование территории СССР по скоростным напорам ветра

Таблица 2. Значения аэродинамических коэффициентов c_e для покрытий разных профилей (по СНиП 2.01.07—85)

№ схемы по СНиПу	Профиль здания или сооружения и схема ветровой нагрузки	Коэффициент c_e																																																										
1	Вертикальные сплошные поверхности (например, стена, забор и т. п.) 	Суммарный коэффициент $c_e = 1,4$ <table><tr><th>Коэффициент</th><th>α°</th><th colspan="4">h_1/l</th></tr><tr><td></td><td></td><td>0</td><td>0,5</td><td>1</td><td>>2</td></tr><tr><td>c_{e1}</td><td>0</td><td>0</td><td>-0,6</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>c_{e1}</td><td>20</td><td>+0,2</td><td>-0,4</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td></td><td>40</td><td>+0,4</td><td>+0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td></tr><tr><td></td><td>60</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td>≤ 60</td><td>-0,4</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,8</td></tr></table> Коэффициент c_{e3} <table><tr><th>b/l</th><th colspan="3">h_1/l</th></tr><tr><td></td><td>$\leq 0,5$</td><td>1</td><td>>2</td></tr><tr><td>≤ 1</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr></table>	Коэффициент	α°	h_1/l						0	0,5	1	>2	c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	c_{e1}	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8		40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4		60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	b/l	h_1/l				$\leq 0,5$	1	>2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6
Коэффициент	α°	h_1/l																																																										
		0	0,5	1	>2																																																							
c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8																																																							
c_{e1}	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8																																																							
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4																																																							
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8																																																							
c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																																																							
b/l	h_1/l																																																											
	$\leq 0,5$	1	>2																																																									
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																																																									
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																																									
2		Коэффициент c_{e3} <table><tr><th>b/l</th><th colspan="3">h_1/l</th></tr><tr><td></td><td>$\leq 0,5$</td><td>1</td><td>>2</td></tr><tr><td>≤ 1</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr></table>	b/l	h_1/l				$\leq 0,5$	1	>2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																										
b/l	h_1/l																																																											
	$\leq 0,5$	1	>2																																																									
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																																																									
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																																									
3		<table><tr><th>Коэффициент</th><th>h_1/l</th><th colspan="5">l/r</th></tr><tr><td></td><td></td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,5</td></tr><tr><td>c_{e1}</td><td>0</td><td>+0,1</td><td>+0,2</td><td>+0,4</td><td>+0,6</td><td>+0,7</td></tr><tr><td></td><td>0,2</td><td>-0,2</td><td>-0,1</td><td>+0,2</td><td>+0,5</td><td>+0,7</td></tr><tr><td></td><td>≥ 1</td><td>-0,8</td><td>-0,7</td><td>-0,3</td><td>+0,3</td><td>+0,7</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td>произвольное</td><td>-0,8</td><td>-0,9</td><td>-1</td><td>-1,1</td><td>-1,2</td></tr></table> Коэффициент c_{e3} принимать по схеме 2	Коэффициент	h_1/l	l/r							0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	c_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7		0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7		≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7	c_{e2}	произвольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2																
Коэффициент	h_1/l	l/r																																																										
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5																																																						
c_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7																																																						
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7																																																						
	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7																																																						
c_{e2}	произвольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2																																																						
4		Коэффициенты c_{e1}, c_{e2} и c_{e3} принимать по схеме 2. Значение $c_e = -0,8$ для наветренной стороны ската фанаря дано при $\alpha < 20^\circ$. Схема применяется для зданий с продольными фанарями. Коэффициент c_e для торцов фанарей равен $-0,7$																																																										
5		Для покрытия здания на участке AB то же, что по схеме 4; для фанарей на участке BC при $\lambda \leq 2 c_x = 0,2$; при $2 < \lambda \leq 8 c_x = 0,1$ для каждого фанаря и при $\lambda > 8 c_x = 0,8$, где $\lambda = a/(h_1 - h_2)$; для остальных участков покрытия $c_e = -0,5$																																																										

Для кранов $Q=5...50$ т



Для краев $Q = 80 \dots 125 \text{ т}$

Грузоподъемность крана Q , т	
Пролеты крана l , м	
ширина крана B	Основные габаритные размеры, мм
база крана K	
H	
B_1	
Давление колеса на подкрановый рельс F^n , кН	
тележки	Масса, т
крана с тележкой	
Тип кранового рельса	

Краны с одним крюком

5	10,5	5000	3500	1650	230	70	2,2	13,6	KP-70
	16,5	5000	3500	1650	230	82	2,2	18,1	
	22,5	6500	5000	1650	230	101	2,2	25	
	28,5	6500	5000	1650	230	115	2,2	31,2	
	31,5	6500	5000	1650	230	122	2,2	33,3	
10	10,5	6300	4400	1900	260	115	4	17,5	KP-70
	16,5	6300	4400	1900	260	125	4	21	
	22,5	6300	4400	1900	260	145	4	27	
	28,5	6300	5000	1900	260	170	4	34,8	
	31,5	6300	5000	1900	260	180	4	40	
15	10,5	6300	4400	2300	260	145	5,3	20	KP-70
	16,5	6300	4400	2300	260	165	5,3	25	
	22,5	6300	4400	2300	260	185	5,3	31	
	28,5	6300	5000	2300	260	210	5,3	41	
	31,5	6300	5000	2300	260	220	5,3	45	

Краны с двумя крюками

15/3	10,5	6300	4400	2300	260	155	7	22,5	KP-70
	16,5	6300	4400	2300	260	175	7	26,5	
	22,5	6300	4400	2300	260	190	7	34	
	28,5	6300	5000	2300	260	220	7	43,5	
	31,5	6300	5000	2300	260	230	7	47,5	
20/5	10,5	6300	4400	2300	260	175	8,5	23,5	KP-70
	16,5	6300	4400	2400	260	195	8,5	28,5	

Приложение 1
Продолжение табл. 3

Грузоподъемность крана Q , т	Пролеты крана l_{cr} , м	Основные габаритные разме- ры, мм				Давление колеса на под- крановый рельс F_n , кН	Масса, т		Тип кранового рельса
		ширина крана B	база крана K	H	B_1		тележки	крана с тележкой	
20/5	22,5 28,5 31,5	6300 6300 6300	4400 5000 5000	2400 2400 2400	260 260 260	220 255 265	8,5 8,5 8,5	36 46,5 50	KP-70
30/5	10,5 16,5 2,5 28,5 31,5 34,5	6300 6300 6300 6300 6300 6860	5000 5000 5100 5100 5100 5600	2750 2750 2750 2750 2750 3000	300 300 300 300 300 300	255 280 315 345 360 380	12 12 12 12 12 12	35 42,5 52 62 67,5 74	KP-70
50/10	10,5 16,5 22,5 28,5 31,5 34,5	6760 6760 6760 6760 6760 6760	5250 5250 5250 5250 5250 5250	3150 3150 3150 3150 3150 3150	300 300 300 300 300 300	365 425 465 500 515 540	18 18 18 18 18 18	47 56,5 66,5 78 84 90	KP-80
80/20	22,5 28,5 34,5	9100 9100 9100	4350 4350 4350	3700 4000 4000	400 400 400	F_1 / F_2 / 350 / 370 / 380 / 400 / 410 / 430	38 38 38	110 130 150	KP-100
100/20	22,5 28,5 34,5	9350 9350 9350	4600 4600 4600	3700 4000 4000	400 400 400	F_1 / F_2 / 410 / 450 / 450 / 480 / 490 / 510	41 41 41	125 145 165	KP-120
125/20	22,5 28,5 34,5	9350 9350 9350	4600 4600 4600	4000 4000 4000	400 400 400	480 / 520 / 550 / 580	43 43 43	135 155 175	KP-120

ПРИЛОЖЕНИЕ II

**Нормативные данные для расчета соединений
в стальных конструкциях по СНиП II-23-81***

**Таблица 1. Формулы для определения расчетных сопротивлений
сварных и болтовых соединений**

Соедине- ния	Напряженное состояние	Вид контро- ля напряже- ний, вид болтов	Формула	Примечание
Сварные стыковые	Сжатие, растя- жение и изгиб при автомати- ческой и полу- автоматической или ручной сварке с физиче- ским контро- лем качества шва	По пределу текучести R_{wy}	$R_{wy} = R_y$	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$; $\gamma_m = 1,025 \dots$ $1,15$
		По времен- ному соп- ротивлению R_{wy}	$R_{wy} = R_u$	$R_u = R_{un} / \gamma_m$
	Растяжение и изгиб при авто- матической, по- луавтоматичес- кой и ручной сварке	По пределу текучести R_{wy}	$R_{wy} =$ $= 0,85 R_y$	—
	Сдвиг R_{ws}		$R_{ws} = R_s$	$R_s = 0,58 R_{yn} /$ $/ \gamma_m$
Сварные с угловы- ми швами	Срез (услов- ный)	По металлу шва R_{wj}	$R_{wj} =$ $= 0,55 R_{wun}$	$\gamma_{wm} = 1,25 \div$ $\div 1,35$ (по табл. 3 СНиП)
		По металлу границы сплавления R_{wz}	$R_{wz} =$ $= 0,45 R_{un}$	—
Одно- болтовые	Срез R_{bs}	Для клас- сов: 4.6; 5.6; 6.6	$R_{bs} =$ $= 0,38 F_{bun}$	R_{bun} — по ГОСТ на болты
		4.8; 5.8	$R_{bs} =$ $= 0,4 R_{bun}$	
		8.8; 10.9	$R_{bs} =$ $= 0,4 R_{bun}$	

Приложение II
Продолжение табл. I

Соединения	Напряженное состояние	Вид контроля напряжений, тип болтов	Формула	Примечание
Одноболтовые	Растяжение R_{bt}	4.6; 5.6; 6.6	$R_{bt} = 0,42 R_{bun}$	R_{bun} — по ГОСТ на болты
		4.8; 5.8	$R_{bt} = 0,4 R_{bun}$	
		8.8; 10.9	$R_{bt} = 0,6 R_{bun}$	
	Смятие соединяемых элементов при $\sigma_t \leq 440$ МПа	Болты повышенной точности, класс А, R_{bp}	$R_{bp} = \left(0,5 + 410 \frac{R_{un}}{E}\right) \times R_{un}$	R_{un} по СНиПу
		Болты нормальной и грубой точности, класс В и С, R_{bp}	$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E}\right) \times R_{un}$	
Фундаментные болты	Растяжения R_{ba}	По ГОСТу или ТУ на болты	$R_{ba} = 0,4 R_{un}$	R_{un} — по СНиПу
U-образные болты	Растяжение R_{bv}	То же	$R_{bv} = 0,45 R_{un}$	То же
Высокопрочные болты	Растяжение R_{bh}	»	$R_{bh} = 0,7 R_{bun}$	R_{bun} — по табл. 61 СНиПа

Таблица 2. Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		Нормативное сопротивление R_{wH} , МПа	Расчетное сопротивление R_{wP} , МПа
тип электрода по ГОСТ 9467-75*	проходка марки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГЛ	450	200
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2СЦ, ПП-АНЗ	490	215
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМУ	685	280
Э85	—	835	340

* Применяется для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из сталей с $\sigma_s \geq 440$ МПа

Примечание. Расчетное сопротивление срезу по металлу шва подсчитано по формуле $R_{wP} = 0,55 R_{wH} \gamma_{wm}$ (где $\gamma_{wm} = 1,25$ при $R_{wH} \leq 490$ МПа и $\gamma_{wm} = 1,35$ при $R_{wH} \geq 590$ МПа. Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления вычисляется по формуле $R_{wP} = 0,45 R_{wH}$, значения R_{wH} по табл. 51 СНиП II-23-81*.

Таблица 3. Расчетные сопротивления R_b болтовых соединений в стальных конструкциях

Соединение	Расчетное сопротивление	Срезу R_{bs} и растяжению R_{bt} болтов из стали класса прочности							Смятие R_{br} соединяемых элементов* конструкций из стали $\sigma_B (R_{un})$						
		4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	8,8	10,9	345	365	380	400	420	440	500
		150	160	190	200	230	320	400	—	—	—	—	—	—	—
Одноболтовое**	Срезу болтов, R_{bs}	150	160	190	200	230	320	400	—	—	—	—	—	—	—
	Смятию элементов R_{br} в соединениях на болтах повышенной точности, класс А	—	—	—	—	—	—	—	365	400	430	465	500	540	665
	То же, нормальной и грубой точности, классы В и С	—	—	—	—	—	—	—	335	365	385	415	450	485	590
	Растяжению болтов, R_{bt}	170	160	210	200	250	400	500	—	—	—	—	—	—	—

* Более полные данные см табл. 58 СНиП II-23-81*.

** В расчете соединений учитывается коэффициент условий работы γ_b по табл. 35 СНиП II-23-81* от 0,85 до 1.

Таблица 4. Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	R_{ba} фундаментных болтов из стали марок			R_{bv} U-образных болтов из стали марок		
	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1
12—20	145	185	190	185	235	240
21—32	145	185	190	185	230	235
33—60	145	180	180	185	225	225
61—80	145	175	170	185	220	215
81—100	145	170	170	185	215	215
101—140	146	170	—	185	215	—

Таблица 5. Расчетные сопротивления R_r заклепочных соединений в стальных конструкциях (по СНиП II-B.3-72)

Расчетное сопротивление и группа соединения	R_r , МПа, срезу и растяжению заклепок из стали марок		R_r , МПа, смятию соединяемых элементов конструкций из стали с пределом текучести R_{yn} , МПа			
	Ст2	09Г2	230	290	330	400
Срезу R_{zs} , группа В	180	220	—	—	—	—
То же, С	160	—	—	—	—	—
Смятию R_{zp} , группа В	—	—	420	520	580	680
То же, С	—	—	380	—	—	—
Растяжению (отрыву головок), R_{zt}	120	150	—	—	—	—

Примечания 1 К группе В относятся соединения, в которых заклепки поставлены в сверленные на проектный диаметр в сборных элементах или в отдельных элементах и деталях по кондукторам, а также, когда отверстия вначале сделаны меньшего диаметра, а затем рассверлены до проектного диаметра в сборных элементах. К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные отверстия или сверленные отверстия без кондукторов в отдельных деталях (без последующего рассверливания). 2. При заклепках с потайными и полупотайными головками расчетные сопротивления соединения срезу и смятию умножаются на 0,8. Работа таких заклепок на растяжение не допускается, $R_{zt} = 0$.

Таблица 6. Значения $R_{wп}$ для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой

Марка проволоки (по ГОСТ 2245—7 *) для автоматической или полуавтоматической сварки			Нормативное сопротивление металла шва $R_{wп}$, МПа
под флюсом (ГОСТ 9.87—81*)	в углекислом газе (по ГОСТ 8.5—85) сварочной проволокой	порошковой проволокой	
Св 08, Св-08А	—	—	410
Св 08ГА	—	—	450
Св-10ГА	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ	ПП-АН8 ПП-АА3	490
Св-10НМА, Св-10Г2	Св 08Г2С* Св 08Г2СЦ	—	590
Св-08ХН2ГМЮ	Св-10ХГ2СМА	—	685

* При сварке проволокой марок Св-08Г2С и Св 08Г2СЦ значение $R_{wп}$ следует принимать 590 МПа только для угловых швов с катетом $k_x \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа и более.

Нормативные данные для проектирования алюминевых конструкций и соединений по СНиП 2.03.06—85

Таблица 1. Марки и состояния алюминия для применения в конструкциях зданий и сооружений

Марка и состояние алюминия	Государственный стандарт или технические условия на поставку алюминия				
	по химическому составу	по механическим свойствам			
		листы	профили	трубы	ленты

Группа 1. Ограждающие конструкции — оконные и дверные заполнения, подвесные потолки, перегородки, витражи

АД1М	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*Е	—	—	ГОСТ 13726—78*
АМцМ	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*Е	—	—	ГОСТ 13726—78*
АМг2М	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*Е	—	ГОСТ 18475—73*	ГОСТ 13726—78*
АМг2Н2	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*Е	—	—	ГОСТ 13726—78*
АД31Т	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79* —	— —
АД31Т1	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е	—	—

АД31Т4	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 22233—83 ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	— — —	— — —
АД31Т5	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е	—	—
1935Т	ОСТ 1-92014-76	—	ГОСТ 22233—83 ТУ 1-9-346-77	— —	— —

Группа 2. Ограждающие конструкции — кровельные и стеновые панели и др.

АМг2М	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*К	—	ГОСТ 18475—73*	ГОСТ 13726—78*
АМг2Н2	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*К	—	—	ГОСТ 13726—78*
АД31Т	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79* —	— —
АД31Т1	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	— —	— —
АД31Т4	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	— —	— —

Марка и состояние алюминия	Государственный стандарт или технические условия на поставку алюминия				
	по химическому составу	по механическим свойствам			
		листы	профили	трубы	ленты
АД31Т5	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	—	—
1915	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79*	—
1915Т	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79*	—
1935Т	ОСТ 1-92014—76	—	ТУ 1-9-346—77	—	—
<i>Группа 3 Несущие сварные конструкции — фермы, колонны, прогоны покрытий, пространственные решетчатые покрытия, покрытия больших пролетов, сборно-разборные конструкции каркасов зданий, блоки покрытия и др.</i>					
АМг2М	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*Е	—	ГОСТ 18475—73*	ГОСТ 13726—78*
АМг2Н2	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*Е	—	—	ГОСТ 13726—78*
АД31Т	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 8617—81*Е	ГОСТ 18482—79* ГОСТ 22233—83	—	—
АД31Т1	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	—	—

АД31Т4	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	—	—
1935Т	ОСТ 1-92014—76	—	ТУ 1-9-346—77	—	—
1915	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79*	—
1915Т	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79*	—
<i>Группа 4. Конструкции, относящиеся к группе 3 при выполнении их клепаными, а также элементы конструкции, не имеющие сварных соединений</i>					
АМг2Н2	ГОСТ 4784—74*	ГОСТ 21631—76*	—	—	ГОСТ 13726—78*
АД31Т	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79*	—
АД31Т1	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	—	—
АД31Т4	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	—	—
1935Т	ОСТ 1-92014—76	—	ТУ 1-9-346—77	—	—
1925	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 22233—83 ГОСТ 8617—81*Е	ГОСТ 18482—79	—
1915	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79	—
1915Т	ГОСТ 4784—74*	—	ГОСТ 8617—81*Е ГОСТ 22233—83	ГОСТ 18482—79	—

Примечания: 1. Для 1—4-й групп конструкций приведен примерный их перечень. 2. Алюминий марки АМцМ следует применять преимущественно для листовых конструкций декоративного назначения, подлежащих анодированию в черный цвет.

Т а б л и ц а 2. Физические характеристики алюминия

Характеристика	Значение
Модуль упругости E , МПа, при температуре °С: —70 —40...+50 +100	$0,735 \cdot 10^5$ $0,7 \cdot 10^5$ $0,64 \cdot 10^5$
Модуль сдвига G , МПа, при температуре °С: —70 —40...+50 +100	$0,274 \cdot 10^5$ $0,265 \cdot 10^5$ $0,255 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν	0,3
Коэффициент линейного расширения α , °С ⁻¹ , при температуре —70...100 °С	$0,23 \cdot 10^{-4}$
Среднее значение плотности ρ , кг/м ³	2700

Примечание. Для промежуточных значений температуры значения E и G следует определять линейной интерполяцией.

Т а б л и ц а 3. Плотность алюминия

Марка алюминия	АД1	АМц	АМг	АД31	1935	1915	АЛ8
Плотность ρ кг/м ³	2710	2730	2680	2710	2760	2770	2550

Т а б л и ц а 4. Алюминиевые полуфабрикаты, применяемые для строительных конструкций

Алюминий марки	Полуфабрикаты					
	листы	ленты	плиты	прутки	профили	трубы
АД1	+	+	—	—	—	—
АМц	+	+	—	—	—	—
АМг2	+	+	+	—	—	+
АД31	—	—	—	+	+	+
1935	—	—	—	+	+	—
1925	—	—	—	+	+	+
1915	—	—	—	+	+	+

Примечание. Знак «+» означает применение данного полуфабриката для строительных конструкций, знак «—» — отсутствие применения.

Таблица 5. Расчетные сопротивления R сварных соединений, выполненных аргонодуговой сваркой, в конструкциях из неупрочняемого алюминия с физическим контролем качества швов

Сварные соединения	Расчетное сопротивление	Конструкции из алюминия марок		
		АД1М	АМцМ	АМг2М; АМг2Н2
		при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок		
		СвА1	СвАМг3	СвАМг3
Встык (швы стыковые)	Сжатую, растяжению, изгибу R_w	25 (30)	40 (45)	65
	Сдвигу R_{ws}	15	25	40
Угловые (швы флаговые и лобовые)	Сдвигу R_{wf}	20	30	45

Примечание. При отсутствии физических методов контроля качества швов значения R умножают на коэффициент 0,8. Цифры в скобках — для конструкций, эксплуатация которых возможна при достижении предела текучести.

Таблица 6. Расчетные сопротивления R сварных соединений, выполненных аргонодуговой сваркой, в конструкциях из термически упрочняемого алюминия с физическим контролем качества швов

Сварные соединения; швы	Расчетное сопротивление	Конструкции из алюминия марок						
		АД31Т	АД31Т5	АД31Т1	1935	1915	1915 Т	
							при толщине элемента, мм	
							4	5—12
при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок								
СвАМг3, 1557							1557	
Встык; стыковые	Сжатую, растяжению, изгибу R_w : при автоматической и полуавтоматической сварке плавящимся электродом	55	65	80	120	140	—	155

Приложение III
Продолжение табл. 6

Сварные соединения, швы	Расчетное сопротивление	Конструкция из алюминия марок						
		АД31Т	АД31Т5	АД31Т1	1935	1915	1915 Т	
							при толщине элемента, мм	
							4	5—12
							при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок	
СвАМгЗ, 1557					1557			
Встык; стыковые	Сжатию, растяжению, изгибу R_w : при механизированной и ручной сварке вольфрамовым электродом	55	65	80	115	140	155	155
	Сдвигу R_w	35	40	50	80	90	110	105
Угловые; фланговые и лобовые	Сдвигу R_w	45	45	45	80	110	110	110

Примечания: 1. Расчетные сопротивления соединений элементов из алюминия марки 1915Т указаны для прессованных профилей. 2. Расчетные сопротивления соединений элементов из термически упрочняемого алюминия могут быть повышены повторной термической обработкой (после сварки). Для сплавов системы Al—Mg—Si после полной повторной термической обработки $R_w=0,9R$, для сплавов системы Al—Zn—Mg $R_w=R$, где R — расчетное сопротивление, принимаемое по табл. 1.7. 3. Качество стыковых швов контролируется физическими методами (рентгено- или гамма-графированием, ультразвуковой дефектоскопией и др.). 4. В сварных нахлесточных соединениях из алюминия марок АД31Т, АД31Т1, АД31Т4 и АД31Т5 применять лобовые швы не допускается.

Таблица 7. Расчетные сопротивления R алюминия в околошовной зоне при аргонодуговой сварке

Соедине- ние	Расчетное сопротив- ление	Значения R , МПа, для алюминия								
		термически неупрочняемых марок			термически упрочняемых марок					
		АД1М	АМцМ	АМг2М, АМг2Н2	АД31Т, АД31Т4	АД31Т5	АД31Т1	1935Т	1915	1915Т
		при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок								
		СвА1	СвАМг3	СвАМг3		1557		1557		
Встык и внахлест- ку лобо- выми швами	Сжатую, растяже- нию, из- гибу R_{wz}	25	40	65	55	65	80	$\frac{115}{120}$	140	155
	Сдвигу R_{wzs}	15	25	40	35	40	50	80	90	105
Внахле- стку фланго- выми швами	Сжатую, растяже- нию из- гибу R_z	25	40	65	50	$\frac{60^*}{75^*}$	$\frac{80^*}{105^*}$	$\frac{100^*}{105^*}$	$\frac{130^*}{140^*}$	$\frac{140^*}{155^*}$

* Для соединений профильных элементов.

Примечания: 1. Над чертой указаны расчетные сопротив-
ления при сварке вольфрамовым электродом, под чертой — плавя-
щимся электродом 2 Расчетное сопротивление $R_{wz}=155$ МПа спла-
ва марки 1915Т указано для профилей толщиной $t=5..12$ мм; при
 $t=4$ мм $R_{wz}=165$ МПа 3 Влияние продольных сварных швов (об-
шивок, кровельных полотнищ и т. п.) на разупрочнение сплавов
в околошовной зоне не учитывается.

Таблица 8. Расчетные сопротивления заклепочных соединений
в конструкциях из алюминия

Расчетное сопротивление R , МПа	Расчетное сопротивление соединений группы В	
	срезу R_{rs}	смятию R_{rp}
Срезу заклепок марок:		
АД1Н	35	—
АМг2Н	70	—
АМг5пМ; АВТ1	100	—

Расчетное сопротивление R , МПа	Расчетное сопротивление соединений группы В	
	срезу R_{rs}	смятию R_{rp}
Смятию соединяемых элементов марок:		
АД1М	—	40
АМцМ	—	65
АД31Т; АД31Т4	—	90
АМг2М	—	110
АМг2Н2; АД31Т1	—	195
1925; 1915	—	275
1915Т	—	315
АД31Т5	—	155
1935Т	—	225

Примечания: 1. Значения расчетных сопротивлений относятся к заклепкам, поставленным в холодном состоянии. 2. Постановка заклепок в продавленные отверстия (соединения группы С) не допускается. 3. Обозначение марки сплава АМг5п (с буквой «п» малое) относится к проволоке (пруткам) для заклепок и болтов. 4. Для заклепок с потайными или полупотайными головками расчетные сопротивления срезу R_{rs} снижаются на 20 %. Указанные заклепки растягивающих усилий не воспринимают.

Таблица 9. Расчетные сопротивления болтовых соединений R_b в алюминиевых конструкциях

Сопротивление, МПа	Расчетное сопротивление		
	растяжению R_{bf}	срезу R_{bs}	смятию R_{bp}
Срезу и растяжению болтов из сплавов марок:			
АМг5п	125	90	—
АВТ1	155	95	—
Смятию соединяемых элементов из сплавов марок:			
АД1М	—	—	35
АМцМ	—	—	60
АД31Т; АД31Т4	—	—	80
АМг2М	—	—	100
АД31Т5	—	—	140
АД31Т1; АМгН2	—	—	175
1935Т	—	—	205
1925Т; 1915	—	—	245
1915Т	—	—	285

Примечание. Значения расчетных сопротивлений на смятие R_{bp} даны для болтов, расположенных на расстоянии $2d$ от оси болта до края элемента; уменьшения этого расстояния до $1,5d$ значения R_{bp} понижаются на 40 %.

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

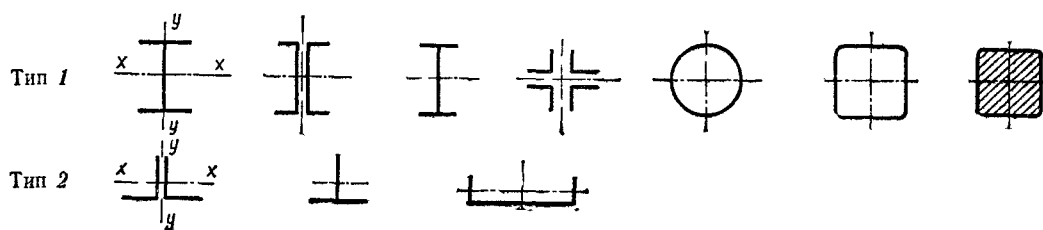
Данные для расчета на устойчивость центрально-сжатых элементов

Т а б л и ц а 1. Коэффициент φ продольного изгиба центрально-сжатых стальных элементов (по СНиП II-23-81*)

Гибкость элемента λ	Для стержня с расчетным сопротивлением						
	200	240	280	320	360	400	440
0	1	1	1	1	1	1	1
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982	0,981
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949	0,946
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905	0,900
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,863	0,854	0,846
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796	0,785
60	0,827	0,805	0,785	0,764	0,749	0,721	0,696
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623	0,595
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532	0,501
90	0,665	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447	0,413
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369	0,335
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306	0,280
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,21	0,237
130	0,425	0,364	0,313	0,276	0,247	0,223	0,204
140	0,376	0,315	0,272	0,240	0,215	0,195	0,178
150	0,328	0,276	0,239	0,211	0,189	0,171	0,257
160	0,290	0,244	0,212	0,187	0,167	0,152	0,139
170	0,259	0,218	0,189	0,167	0,150	0,136	0,125
180	0,233	0,196	0,170	0,150	0,135	0,123	0,112
190	0,210	0,177	0,154	0,136	0,122	0,111	0,102
200	0,191	0,161	0,140	0,124	0,111	0,101	0,093
210	0,174	0,147	0,128	0,113	0,102	0,093	0,085
220	0,160	0,135	0,118	0,104	0,094	0,086	0,077

П р и м е ч а н и е. Гибкость элемента $\lambda = l_{0f}/i$ где l_{0f} — расчетная длина элемента; i — радиус инерции сечения.

Таблица 2. Коэффициенты ϕ продольного изгиба центрально-сжатых элементов из алюминиевых сплавов (по СНиП 2.03.06—55) для сечений типов 1 и 2



Гибкость $\lambda = l_{ef}/i$	Коэффициенты ϕ для элементов из алюминиевых сплавов марок (сечения типов 1 и 2)									
	АД1М		АМцМ		АД31Т; АД31Т4		АМг2М		АД31Т1; АМг2Н2	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,98
20	1	0,975	1	0,95	0,995	0,94	0,982	0,92	0,936	0,877
30	0,985	0,922	0,955	0,895	0,930	0,878	0,915	0,862	0,865	0,8
40	0,935	0,877	0,9	0,842	0,88	0,822	0,86	0,807	0,802	0,727
50	0,887	0,832	0,86	0,796	0,835	0,773	0,812	0,75	0,740	0,657
60	0,858	0,795	0,82	0,752	0,793	0,725	0,766	0,698	0,675	0,585
70	0,825	0,757	0,782	0,713	0,75	0,68	0,717	0,647	0,605	0,51
80	0,792	0,72	0,745	0,67	0,706	0,635	0,665	0,597	0,542	0,442
90	0,76	0,69	0,71	0,632	0,656	0,588	0,608	0,545	0,45	0,383
100	0,726	0,657	0,665	0,593	0,61	0,543	0,555	0,498	0,367	0,318
110	0,693	0,625	0,625	0,553	0,562	0,5	0,506	0,45	0,313	0,263
120	0,66	0,59	0,53	0,515	0,518	0,46	0,458	0,408	0,262	0,221
130	0,63	0,56	0,545	0,48	0,475	0,42	0,37	0,37	0,227	0,182
140	0,595	0,527	0,505	0,445	0,435	0,385	0,362	0,333	0,197	0,162
150	0,562	0,497	0,47	0,412	0,4	0,352	0,313	0,3	0,168	0,141

Продолжение табл. 2

Гибкость $\lambda = l_{ef}/i$	Коэффициенты ϕ для элементов из алюминиевых сплавов марок (сечения типов 1 и 2)							
	1925Т, 1915		1915Т		АД31Т5		1935Т	
	1	2	1	2	1	2	1	2
0	1	1	1	1	1	2	1	1
10	1	0,967	1	0,96	1	0,99	1	0,98
20	0,915	0,867	0,91	0,86	0,946	0,883	0,93	0,88
30	0,838	0,79	0,83	0,775	0,88	0,82	0,852	0,802
40	0,77	0,715	0,758	0,695	0,818	0,76	0,79	0,73
50	0,696	0,638	0,676	0,613	0,763	0,7	0,722	0,662
60	0,615	0,56	0,59	0,53	0,705	0,635	0,65	0,59
70	0,53	0,482	0,5	0,45	0,644	0,574	0,572	0,516
80	0,44	0,413	0,385	0,38	0,59	0,52	0,5	0,45
90	0,348	0,348	0,305	0,305	0,51	0,466	0,403	0,392
100	0,282	0,282	0,246	0,246	0,432	0,41	0,326	0,328
110	0,233	0,233	0,204	0,204	0,382	0,362	0,27	0,272
120	0,196	0,196	0,171	0,171	0,33	0,316	0,228	0,23
130	0,167	0,167	0,146	0,146	0,29	0,28	0,192	0,195
140	0,144	0,144	0,126	0,126	0,255	0,237	0,168	0,17
150	0,125	0,125	0,11	0,11	0,212	0,205	0,146	0,146

ПРИЛОЖЕНИЕ V

Данные для расчета балок на устойчивость и на прочность с учетом развития пластических деформаций

1. Данные для расчета балок на устойчивость по формуле $M/\sigma_b W_c \leq R_y \gamma_c$. Значения коэффициента φ_b определяют по коэффициентам φ_1 и φ_2 , вычисляемых по формулам прил. 7 СНиП II-23-81* в зависимости от типа сечения балок. Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии коэффициент φ_1

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 E / R_y.$$

При $\varphi_1 \leq 0,85$ коэффициент $\varphi_b = \varphi_1$; при $\varphi_1 > 0,85$; $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$ (см. табл. 2 прил. V).

Таблица 1. Формулы для вычисления коэффициентов ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Число закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Приложенная нагрузка на пояс	Формулы для ψ при значениях α	
			$0,1 < \alpha < 40$	$40 < \alpha \leq 400$
1. Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний	$\psi = 1,75 + 0,09 \alpha$	$\psi = 3,3 + 0,053 \alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
		Нижний	$\psi = 5,05 + 0,09 \alpha$	$\psi = 6,6 + 0,053 \alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
	Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,6 + 0,08 \alpha$	$\psi = 3,15 + 0,04 \alpha - 2,7 \times 10^{-5} \alpha^2$
		Нижний	$\psi = 3,8 + 0,08 \alpha$	$\psi = 5,35 + 0,04 \alpha - 2,7 \times 10^{-5} \alpha^2$
2. Два и более, делящих пролет на равные части	Любая нагрузка	Любой	$\psi = 2,25 + 0,07 \alpha = (\varphi_1)$	$\psi = 3,6 + 0,04 \alpha - 3,5 \times 10^{-5} \alpha^2 = (\varphi_2)$

Число за- креплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Прило- женная нагрузка на пояс	Формулы для ψ при значениях α	
			$0,1 \leq \alpha < 40$	$40 < \alpha \leq 400$
3. Одно в середине	Сосредоточен- ная в середине	Любой	$\psi = 1,75 (\psi_1)$	$\psi = 1,75 (\psi_2)$
	Сосредоточен- ная в четверти пролета	Верхний Нижний	$\psi = 1,14 (\psi_1)$ $\psi = 1,6 (\psi_1)$	$\psi = 1,14 (\psi_2)$ $\psi = 1,6 (\psi_2)$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,14 (\psi_1)$ $\psi = 1,3 (\psi_1)$	$\psi = 1,14 (\psi_2)$ $\psi = 1,3 (\psi_2)$

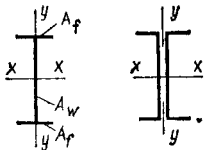
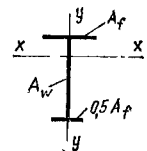
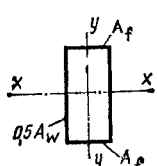
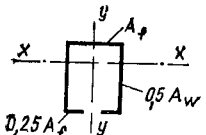
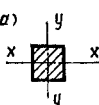
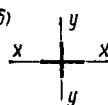
Примечания: 1. Значения (ψ_1) и (ψ_2) по формулам п. 2 этой таблицы. 2. Значения α определяют по формулам 175 и 176 СНиПа. Для прокатных двутавров $\alpha = 1,54 (J_t/J_y) (l_{ef}/h^2)$, а для сварных двутавров, составленных из трех листов, параметр $\alpha = 8(l_{ef}t_1/hb_f)^2 (1 + at^3/b_f t_1^3)$, где h — полная высота балки, для составной балки — равна расстоянию между осями поясов; t — толщина стенки; b_f , t_1 — ширина и толщина пояса балки; l_{ef} — расчетная длина балки или консоли, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса; $a = 0,5h$; J_t — момент инерции сечения балки при кручении (см. табл. 1 и 2 прил. VII). 3. Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии коэффициенты ψ определяют по величине коэффициентов ψ_1 и ψ_2 по п. 2 прил. 7 СНиПа, а балок швеллерного сечения по указаниям п. 3 прил. 7 СНиПа.

Таблица 2. Коэффициенты ψ для стальных балок с двумя осями симметрии (при $\psi_1 > 0,85$)

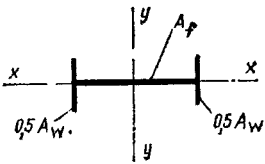
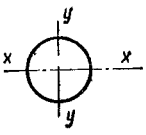
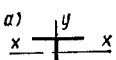
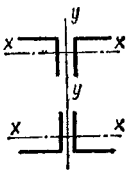
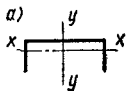
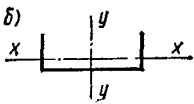
ψ_1	0,86	0,9	0,95	1	1,05	1,1	1,15		
φ_b	0,861	0,869	0,880	0,89	0,904	0,915	0,922		
ψ_1	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,53	>1,53
φ_b	0,932	0,943	0,953	0,964	0,974	0,985	0,995	1,000	1,0

2. Коэффициенты для расчета балок на прочность с учетом развития пластических деформаций

Таблица 3. Коэффициенты c (c_x), c_y , n

Тип сечения	Схема сечения	A_f/A_w	c (c_x)	c_y	n при $M_y=0^*$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1	1,07		
		2	1,04		
2		0,5	1,4	1,47	2
		1	1,28		
		2	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12	1,12	
		1	1,07	1,19	
		2	1,04	1,26	
4		0,5	1,4	1,12	2
		1	1,28	1,2	
		2	1,18	1,31	
5	а)  б) 	—	1,47	1,47	а) 2 б) 3

Приложение V
Продолжение табл. 3

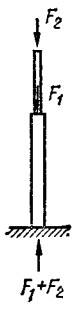
Тип сечения	Схема сечения	A_f/A_w	c (c_x)	c_y	n при $M_y=0$ *
6		0,25	1,47	1,04	3
		0,5		1,07	
		1		1,12	
		2		1,19	
7		—	1,26	1,26	1,5
8	а) 	—	1,6	1,47	а) 3
	б) 				б) 1
9	а) 	0,5	1,6	1,07	а) 3 б) 1
	б) 	1		1,12	
		3		1,19	

* При $M_y \neq 0$ коэффициент $n=1,5$ за исключением сечения типа 5, а, для которого $n=2$ и типа 5, б, для которого $n=3$.

Примечание. При промежуточных значениях A_f/A_w коэффициенты определяют линейной интерполяцией.

Коэффициенты для расчета на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

Таблица 1. Коэффициенты μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом

Схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n										
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,4	1,8	2,5	10	20
	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	0,2	2	2,02	2,04	2,06	2,07	2,09	2,12	2,15	2,21	2,76	3,38
	0,4	2	2,08	2,13	2,21	2,28	2,35	2,48	2,6	2,8	—	—
	0,6	2	2,2	2,36	2,52	2,66	2,8	3,05	3,28	—	—	—
	0,8	2	2,42	2,7	2,96	3,17	3,36	3,74	—	—	—	—
	1	2	2,73	3,13	3,44	3,74	4	—	—	—	—	—
	1,5	3	3,77	4,35	4,86	—	—	—	—	—	—	—
	2	4	4,9	5,67	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,5	5	6,08	7	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	6	7,25	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. $n = i_2/i_1 = J_2 l_1 / J_1 l_2$; $\alpha_1 = l_2/l_1 \sqrt{J_1/J_2 \beta}$; $\beta = (F_1 + F_2)/F_2$; $\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 \leq 3$.

Таблица 2. Коэффициенты μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

Схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n										
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,4	1,8	2,5	10	20
	0	2	1,86	1,76	1,67	1,6	1,55	1,46	1,4	1,32	1,1	1,05
	0,2	2	1,87	1,76	1,68	1,62	1,56	1,48	1,41	1,33	1,11	—
	0,4	2	1,88	1,77	1,72	1,66	1,61	1,53	1,48	1,4	—	—
	0,6	2	1,91	1,83	1,77	1,72	1,69	1,63	1,59	—	—	—
	0,8	2	1,94	1,9	1,87	1,85	1,82	1,79	—	—	—	—
	1	2	2	2	2	2	2	—	—	—	—	—
	1,5	2	2,25	2,38	2,48	—	—	—	—	—	—	—
	2	2	2,66	2,91	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,5	2,5	3,17	3,5	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	3	3,7	4,12	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. $n = \frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$; $\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{J_1/J_2 \beta}$; $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}$; $\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3$.

Таблица 3. Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} для одноступенчатых колонн с неподвижным шарнирно-опертым верхним концом

Схема

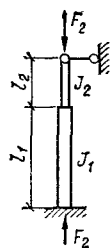
J_2/J_1

Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_1

0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2

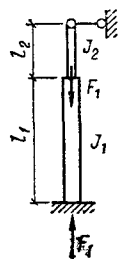
Коэффициенты μ_{12} (при $F_1=0$)

0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,7	4	4,55	5,25	5,8	6,55	7,2
0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,9	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,9	5,43	5,94
0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,6	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,4	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
0,3	0,78	0,9	1,09	1,27	1,44	1,6	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
0,4	0,78	0,88	2,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
0,5	0,78	0,86	0,99	1,1	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,5	2,76
1	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,2	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,1



Коэффициенты μ_{11} (при $F_2=0$)

0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,7	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,9	1,92
0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,6	1,64	1,7	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,8	1,82
0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,6	1,65	1,69
0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,8	0,9	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,0	1,07	1,13	1,24	1,33	1,4	1,47	1,51
0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
1	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24



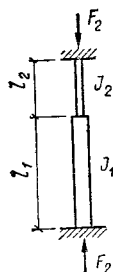
Примечание. $\mu_1 = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)] / \beta}$; $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3$. $\beta = (F_1 + F_2) / F_2$; $\alpha_1 = l_2 / l_1 \sqrt{J_1 / J_2 \beta}$.

Таблица 4. Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} для одноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Схема	J_2/J_1	l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2

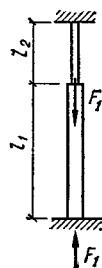
Коэффициенты μ_{12} (при $F_1=0$)

0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,7	4,2	4,76	5,23
0,06	0,7	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,5	3,92	4,3
0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,2	2,31	2,55	2,8	3,11	3,45	3,73
0,1	0,67	0,76	1	1,2	1,42	1,61	1,78	1,92	1,04	2,2	2,4	2,6	2,86	3,18	3,41
0,2	0,64	0,7	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,5	1,6	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,2
0,4	0,6	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,5	1,65	1,79	1,94	2,08
0,5	0,59	0,65	0,7	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
1	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5



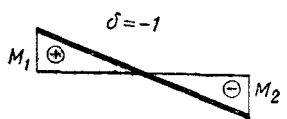
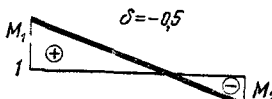
Коэффициенты μ_{11} (при $F_2=0$)

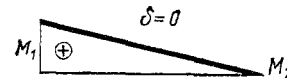
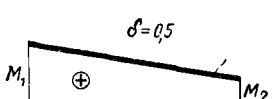
0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	0,10	1,25	1,35	1,44	1,5	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	0	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
0,3	0,6	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,2	1,28	1,35	1,41
0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,1	1,19	1,26	1,32
0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
1	0,55	0,58	0,6	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,7	0,73	0,8	0,88	0,93	1,01	1,05



Примечание. $\mu_1 = [\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)] / \beta$; $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3$; $\beta = (F_1 + F_2) / F_2$; $\alpha_1 = l_2 / l_1 \sqrt{J_1 / J_2 \beta}$.

Таблица 5 Приведенные относительные эксцентриситеты m_{ef} для стержней с шарнирно-опертыми концами

$\sigma = M_2/M_1$	$\bar{\lambda}$	Приведенные относительные эксцентриситеты m_{ef} при m_{ef1} равном										
		0,1	0,5	1	1,5	2	3	4	5	7	10	20
 $\delta = -1$	1	0,1	0,3	0,68	1,12	1,6	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4
	2	0,1	0,17	0,39	0,68	1,03	1,8	2,75	3,72	5,65	8,6	18,5
	3	0,1	0,1	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,6	7,4	17,2
	4	0,1	0,1	0,1	0,18	0,3	0,57	1,03	1,78	3,35	5,9	15,4
	5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,4	13,4
	6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,18	0,4	1,25	3	11,4
	7	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,5	1,7	9,5
 $\delta = -0,5$	1	0,1	0,31	0,68	1,12	1,6	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4
	2	0,1	0,22	0,46	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,6	18,5
	3	0,1	0,17	0,38	0,58	0,8	1,33	2	2,77	4,6	7,4	17,2
	4	0,1	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,5	5,9	15,4
	5	0,1	0,1	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,8	2,95	4,7	13,4
	6	0,1	0,16	0,28	0,4	0,52	0,95	1,25	1,6	2,5	4	11,5
	7	0,1	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,1	1,35	2,2	3,5	10,8

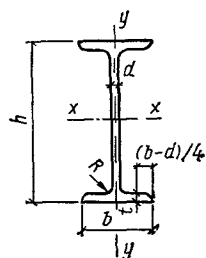
 $\delta = 0$	1	0,1	0,32	0,7	1,12	1,6	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4
	2	0,1	0,28	0,6	0,9	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,4	18,5
	3	0,1	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,8	7,4	17,2
	4	0,1	0,26	0,52	0,78	1,1	1,6	2,2	2,83	4	6,3	15,4
	5	0,1	0,25	0,52	0,78	1,1	1,55	2,1	2,78	3,85	5,9	14,5
	6	0,1	0,28	0,52	0,78	1,1	1,55	2	2,7	3,8	5,6	13,8
	7	0,1	0,32	0,52	0,78	1,1	1,55	1,9	2,6	3,75	5,5	13
 $\delta = 0,5$	1	0,1	0,4	0,8	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4
	2	0,1	0,4	0,78	1,2	1,6	2,3	3,15	4,1	5,85	8,6	18,5
	3	0,1	0,4	0,77	1,17	1,55	2,3	3,1	3,9	5,55	8,13	18
	4	0,1	0,4	0,75	1,13	1,55	2,3	3,05	3,8	5,3	7,6	17,5
	5	0,1	0,4	0,75	1,1	1,55	2,3	3	3,8	5,3	7,6	17
	6	0,1	0,4	0,75	1,1	1,5	2,3	3	3,8	5,3	7,6	16,5
	7	0,1	0,4	0,75	1,1	1,4	2,3	3	3,8	5,3	7,6	16

Примечание Здесь $m_{ef1} = \eta M_1 / NA / W_c$

ПРИЛОЖЕНИЕ VII.

Сортамент стальных прокатных профилей

Таблица 1. Двутавровые балки (по ГОСТ 8239—72*)

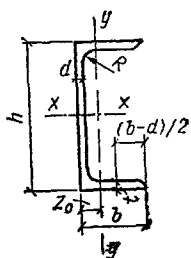


h — высота балки; b — ширина полки; d — толщина стенки; t — средняя толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; J — момент инерции; W — момент сопротивления; S — статистический момент полусечения; i — радиус инерции; J_t — момент инерции при кручении.

* Профили, рекомендуемые по сокращенному сортаменту, утвержденному Госстроем СССР от 20.04.1984 г. № 59.

Номер балки	Размер, мм					A , cm^2	Масса l м, кг	J_x , cm^4	W_x , cm^3	i_x , см	S_x , cm^3	J_y , cm^4	W_y , cm^3	i_y , см	J_t , cm^4
	h	b	d	t	R										
10*	100	55	4,5	7,2	7	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22	2,28
12*	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14*	140	73	4,9	7,5	8	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59
16*	160	81	5	7,8	8,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46
18*	180	90	5,1	8,1	9	23,4	18,4	1 290	143	7,42	82,4	82,6	18,4	1,88	5,6
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21	1 840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10	30,6	24	2 550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6
24	240	115	5,6	9	10,5	34,8	27,3	3 460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1
27	270	125	6	9,8	11	40,2	31,5	5 010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7 080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4
33	330	140	7	11,2	13	53,8	42,2	9 840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8
36	360	145	7,5	12,3	14	61,9	48,6	13 380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4
40	400	155	8,3	13	15	72,7	57	19 062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6
45	450	160	9	14,2	16	84,7	66,5	27 696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7
50	500	170	10	15,2	17	100	78,5	39 727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	75,4
55	550	180	11	16,5	18	118	92,6	55 962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	100
60	600	190	12	17,8	20	138	108	76 806	2560	23,8	1491	1725	182	3,54	135

Таблица 2. Швеллеры (по ГОСТ 8240—72*)

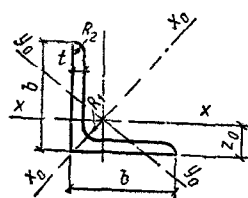


h — высота швеллера; b — ширина полки; d — толщина стенки; t — средняя толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; J — момент инерции; W — момент сопротивления; i — радиус инерции; S — статистический момент полусечения; z_0 — расстояние от оси y до наружной грани стенки; A — площадь поверхности сечения; J_t — момент инерции при кручении.

* Профили, рекомендуемые по сокращенному сортаменту, утвержденному Госстроем СССР от 20.04.1984 г. № 59.

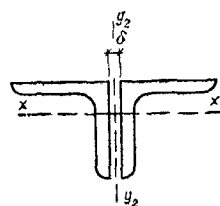
Номер профиля	Масса l м, кг	Размер, мм					A , cm^2	J_x , cm^4	W_x , cm^3	i_x , см	S_x , cm^3	J_y , cm^4	W_y , cm^3	i_y , см	z_0 , см	J_t , cm^4
		h	b	d	t	R										
5	4,84	50	32	4,4	7	6	6,16	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,1	1
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	6	7,51	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24	1,2
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	1,52
10*	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	1,96
12*	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	2,56
14*	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67	3,19
16*	14,2	160	64	5	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8	3,97
18*	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1 090	121	7,24	68,8	86	17	2,04	1,94	4,87
20*	18,4	200	76	5,2	9	9,5	23,4	1 520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07	5,9
22*	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2 110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	7,48
24*	24	240	90	5,6	10	10,5	30,6	2 900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42	9,6
27*	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4 160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	11,98
30*	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5 810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52	14,98
33	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7 980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	19,21
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10 820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68	25,1
40*	48,3	400	115	8	13,5	15	61,5	15 220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75	32,41

Таблица 3. Равнополочные уголки (выборка из ГОСТ 8509—86)



b — ширина полки; t — толщина полки; J — момент инерции;
 i — радиус инерции; δ — расстояние между уголками, A — площадь поверхности сечения.

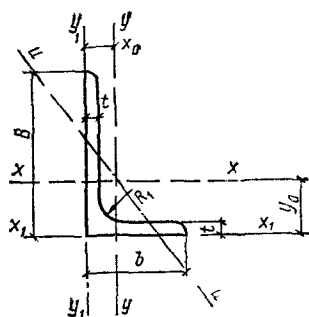
* — профили, рекомендуемые по сокращенному сортаменту, утвержденному Госстроем СССР от 20.IV.1984, № 59.



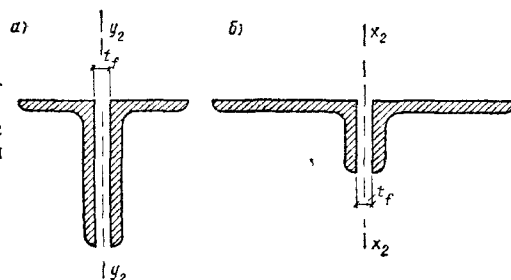
Размер уголка, мм		R , мм	A , см ²	Масса 1 м, кг	z_0 , см	J_x , см ⁴	i_x , см	J_{x1} , см ⁴	J_{x0} , см ⁴	i_{x0} , см	J_{y0} , см ⁴	i_{y0} , см	Радиус инерции i_{y2} для двух уголков при δ , мм			
b	t												8	10	12	14
45	4	5	3,48	0,73	1,26	6,63	1,38	12,1	10,5	1,74	2,74	0,89	2,16	2,24	2,32	2,4
	5		4,29	3,37	1,3	8,03	1,37	15,3	12,7	1,72	3,33	0,88	2,18	2,26	2,34	2,42
50*	4	5,5	3,89	3,05	1,38	9,21	1,54	16,6	14,6	1,94	3,8	0,99	2,35	2,43	2,51	2,59
	5*		4,8	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61
—56	4	6	4,38	3,44	1,52	13,1	1,73	23,3	20,8	2,18	5,41	1,11	2,58	2,66	2,73	2,81
	5		5,41	4,25	1,57	16	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,1	2,61	2,72	2,77	2,85
63*	4	7	4,96	3,9	1,69	18,9	1,95	33,1	29,9	2,45	7,81	1,25	2,86	2,93	3,01	3,09
	5*		6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	42,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12
	6		7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	50	42,9	2,43	11,2	1,24	2,9	2,99	3,06	3,14
70*	4,5	8	6,2	4,87	1,88	29	2,16	51	46	2,72	12	1,39	3,21	3,21	3,29	3,37
	5*		6,86	5,38	1,9	31,9	2,16	56,7	50,7	2,72	13,2	1,39	3,16	3,23	3,3	3,38
	6*		8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	68,4	59,6	2,71	15,5	1,38	3,18	3,25	3,33	3,4
	7		9,42	7,39	1,99	43	2,14	80,1	68,2	2,69	17,8	1,37	3,2	3,28	3,38	3,44
	8		10,7	8,37	2,02	48,2	2,13	91,9	76,4	2,68	20	1,37	3,22	3,29	3,37	3,45
75*	5	9	7,39	5,8	2,02	39,5	2,31	69,6	62,6	2,91	16,4	1,49	3,35	3,42	4,49	3,57
	6*		8,78	6,89	2,06	46,6	2,3	83,9	73,9	2,9	19,3	1,48	3,3	3,44	3,52	3,6
	7		10,1	7,96	2,1	53,3	2,29	98,3	84,6	2,89	22,1	1,48	3,4	3,47	3,54	3,62
	8		11,5	9,02	2,15	59,8	2,28	113	94,9	2,87	24,8	1,47	3,43	3,5	3,57	3,65
	9		12,8	10,1	2,18	66,1	2,27	127	105	2,86	27,5	1,46	3,44	3,51	3,59	3,67
80*	5,5	9	8,63	6,78	2,17	52,7	2,47	93,2	83,6	3,11	21,8	1,59	3,57	3,64	3,71	3,79
	6		9,38	7,36	2,19	57	2,47	102	90,4	3,11	23,5	1,58	3,58	3,65	3,72	3,8
	7*		10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	119	104	3,09	27	1,58	3,6	3,67	3,75	3,82
	8		12,3	9,65	2,27	73,4	2,44	137	116	3,08	30,3	1,57	3,62	3,69	3,77	3,84
90*	6*	10	10,6	8,33	2,43	82,1	2,78	145	130	3,5	34	1,79	3,96	4,04	4,11	4,19
	7*		12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	169	150	3,49	38,9	1,78	3,99	4,06	4,13	4,21
	8		13,9	10,9	2,51	106	2,76	194	168	3,48	43,8	1,77	4,01	4,08	4,16	4,23
	9		15,6	12,2	2,55	118	2,75	219	186	3,46	48,6	1,77	4,04	4,11	4,18	4,26
100*	6,5	12	12,8	10,1	2,68	122	3,09	214	193	3,88	50,7	1,99	4,36	4,43	4,5	4,57
	7*		13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,38	4,45	4,52	4,59
	8*		15,5	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	1,98	4,4	4,47	4,54	4,62	4,62
	10		19,2	15,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,44	4,52	4,59	4,66
	12		22,8	17,9	2,91	209	3,03	402	331	3,81	86,9	1,95	4,48	4,56	4,63	4,71
	14		26,3	20,6	2,99	237	3	472	375	3,78	99,3	1,94	4,53	4,6	4,68	4,76
	16		29,7	23,3	3,06	264	2,98	542	416	3,74	112	1,94	4,64	4,72	4,72	4,8

Размер уголка, мм		R_1 , мм	A , см ²	Масса 1 м, кг	z_0 , см	$J_{x'}$, см ⁴	$i_{x'}$, см	$J_{x1'}$, см ⁴	$J_{x0'}$, см ⁴	$i_{x0'}$, см	$J_{y0'}$, см ⁴	$i_{y0'}$, см	Радиус инерции i_{y2} для двух уголков при δ , мм			
b	t												8	10	12	14
110*	7	12	15,2	11,9	2,96	176	3,4	308	279	4,29	72,7	2,19	4,78	4,85	4,92	5
	8*		17,2	13,5	3,0	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,8	4,87	4,95	5,02
125*	8*	14	19,7	15,5	3,36	294	3,87	516	467	4,87	122	2,49	5,39	5,46	5,53	5,6
	9*		22	17,3	3,4	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
	10		24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
	12		28,9	22,7	3,53	422	3,82	782	670	4,82	174	2,46	5,48	5,55	5,62	5,7
	14		33,4	26,2	3,61	482	3,8	916	764	4,78	200	2,45	5,52	5,6	5,67	5,75
	16		37,8	29,6	3,68	539	3,78	1051	853	4,75	224	2,45	5,56	5,66	5,72	5,78
140*	9*	14	24,7	19,4	3,78	466	4,34	818	739	5,47	192	2,79	6,02	6,1	6,16	6,24
	10*		27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
	12		32,5	25,5	3,9	602	4,31	1097	957	5,43	248	2,76	6,08	6,15	6,25	6,3
	10*		31,4	24,7	4,3	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,84	6,91	6,97	7,05
	11*		34,4	27	4,35	944	4,95	1494	1341	6,24	348	3,18	6,86	6,93	7	7,13
160*	12	16	37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,88	6,95	7,02	7,09
	14		43,3	34	4,47	1046	4,92	1911	1662	6,2	431	3,16	6,91	6,98	7,05	7,13
	16		49,1	38,5	4,55	1175	4,89	2191	1866	6,17	485	3,14	6,95	7,03	7,1	7,18
	18		54,8	43	4,63	1299	4,87	2472	2061	6,13	537	3,13	7	7,07	7,14	7,22
	20		60,4	47,4	4,7	1419	4,85	2756	2248	6,1	589	3,12	7,04	7,11	7,18	7,26
180*	11*	16	38,8	30,5	4,85	1216	5,6	2128	1933	7,06	500	3,59	7,67	7,74	7,81	7,82
	12*		42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,69	7,76	7,83	7,84
200*	12*	18	47,1	37	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,48	8,55	8,62	8,69
	13		50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,5	8,58	8,64	8,71
	14*		54,6	42,8	5,46	2097	6,2	3722	3333	7,81	861	3,97	8,52	8,6	8,66	8,73
	16		62	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,56	8,64	8,7	8,77
	20*		76,5	60,1	5,7	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,65	8,72	8,79	8,86
	25		94,3	74	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,74	8,81	8,88	8,95
	30*		111,5	87,6	6,07	4020	6	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,83	8,9	8,97	9,05
220*	14*	21	60,4	47,4	5,93	2814	6,83	4941	4470	8,9	1159	4,38	9,31	9,37	9,45	9,52
	16*		68,6	53,8	6,02	3175	6,81	5661	5045	8,58	1306	4,36	9,35	9,42	9,49	9,56
250*	16*	24	78,4	61,5	6,75	4717	7,76	8286	7492	9,78	1942	4,98	10,55	10,62	10,68	10,75
	18		87,7	68,9	6,83	5247	7,73	9342	8337	9,75	2158	4,96	10,59	10,65	10,72	10,8
	20*		97	76,1	6,91	5765	7,71	10401	9160	9,72	2370	4,94	10,62	10,69	10,76	10,83
	22		106,1	83,3	7	6270	7,69	11464	9961	9,69	2579	4,93	10,67	10,74	10,81	10,88
	25		119,7	94	7,11	7006	7,65	13064	11125	9,64	2887	4,91	10,72	10,79	10,86	10,93
	28		138,1	104,5	7,23	7717	7,61	14674	12244	9,59	3190	4,89	10,78	10,85	10,92	10,99
	30		142	111,4	7,31	8177	7,59	15763	12965	9,56	3389	4,89	10,82	10,89	10,96	10,03

Таблица 4. Неравнополочные уголки (выборка из ГОСТ 8510 — 72*)



B — ширина большой полки, b — ширина малой полки, t — толщина полки, J — момент инерции, i — радиус инерции, A — площадь поверхности сечения



Размер уголков, мм			R_1 , мм	A , см ²	Масса 1 м кг	y_0 , см	x_0 , см	J_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	J_{y_0} , см ⁴	i_{y_0} , см	J_{x_1} , см ⁴
B	b	t										
63	40	5	7	4,98	3,91	2,08	0,86	19,9	2	6,26	1,12	41,4
		6		5,9	4,63	2,12	0,99	23,3	1,99	7,28	1,11	49,9
		8		7,68	6,03	2,2	1,07	29,6	1,96	9,15	1,09	66,9
70	45	5	7,5	7,5	5,59	4,39	2,28	27,8	2,23	9,05	1,27	56,7
75	50	5	8	6,11	4,79	2,39	1,17	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7
		6		7,25	5,69	2,44	1,21	40,9	2,38	14,6	1,42	83,9
		8		9,47	7,43	2,52	1,29	52,4	2,35	18,5	1,40	112

80	50	5	8	6,36 7,55	4,99 5,92	2,6 2,65	1,13 1,17	41,6 49	2,56 2,55	12,7 14,8	1,41 1,4	84,6 102
90	56	5,5	9	7,86	6,17	2,92	1,26	65,3	2,88	19,7	1,58	132
		6		8,54	6,7	2,95	1,28	70,6	2,88	21,2	1,58	155
		—		11,87	8,77	3,04	1,36	90,9	2,85	27,1	1,56	194
100	63	6	10	9,59	7,53	3,23	1,42	98,3	3,2	30,6	1,79	198
		7		11,1	8,7	3,28	1,46	113	3,19	35	1,78	232
		8		12,6	9,87	3,32	1,5	127	3,18	39,2	1,77	266
		10		15,5	12,1	3,4	1,58	154	3,15	47,1	1,75	383
110	70	6,5	10	11,4	8,98	3,55	1,58	142	3,53	45,6	2	286
		7		12,3	9,64	3,57	1,6	152	3,52	48,7	1,99	309
		8		13,9	10,9	3,61	1,64	172	3,51	54,6	1,98	353
125	80	7	11	14,1	11	4,01	1,8	227	4,01	73,7	2,29	452
		8		16	12,5	4,05	1,84	256	4	83	2,28	518
		10		19,7	15,5	4,14	1,92	312	3,98	100	2,26	648
		12		23,4	18,3	4,22	2	365	3,95	117	2,24	781
140	90	8	12	18	14,1	4,49	2,03	364	4,49	120	2,58	727
		10		12,2	17,5	4,58	2,12	444	4,47	146	2,56	911
160	100	9	13	22,9	18	5,19	2,23	606	5,15	186	2,85	1221
		10		25,3	19,8	5,23	2,28	667	5,13	204	2,84	1359
		12		23,6	5,32	2,36	2,36	784	5,11	239	2,82	1634
		14		34,7	27,3	5,4	2,43	897	5,08	272	2,8	1910

Размер уголков, мм			R_1 , мм	A , см ²	Масса 1 м, кг	y_0 , см	x_0 , см	J_x , см ⁴	i_x , см	J_y , см ⁴	i_y , см	J_{x1} , см ⁴
B	b	t										
180	110	10 12	14	28,3 33,7	22,2 26,4	5,88 5,97	2,44 2,52	952 1123	5,8 5,77	276 324	3,12 3,1	1933 2324
200	125	11 12 14 16	14	34,9 37,9 43,9 49,8	27,4 29,7 34,4 39,1	6,5 6,54 6,62 6,71	2,79 2,83 2,91 2,99	1449 1563 1801 2026	6,45 6,43 6,41 6,38	446 482 551 617	3,58 3,57 3,54 3,52	2920 3189 3726 4264
250	160	12 16 18 20	18	48,3 63,6 71,7 78,5	37,9 49,9 55,8 61,7	7,97 8,14 8,23 8,31	3,53 3,69 3,77 3,85	3147 4091 4545 4987	8,07 8,07 7,99 7,97	1032 1333 1475 1613	4,62 4,58 4,56 4,53	6212 8308 935 10410

Продолжение табл. 4

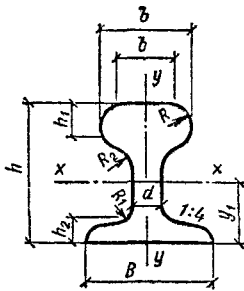
Размер уголков, мм			$J_{y1}, \text{ см}^4$	$J_u, \text{ см}^4$	$i_u, \text{ см}^4$	Радиус инерции i_{y2} для двух уголков по схеме							
						«а» при $t_f, \text{ мм}$				«б», при $t_f, \text{ мм}$			
						8	10	12	14	8	10	12	14
63	40	5	10,8	3,73	0,86	1,75	1,83	1,91	1,99	3,19	3,26	3,34	3,42
		6	13,1	4,36	0,86	1,78	1,89	1,94	2,02	3,21	3,29	3,36	3,45
		8	17,9	5,58	0,85	1,83	1,91	1,99	2,08	3,26	3,34	3,42	3,5

70	45	5	15,2	5,34	0,98	1,93	2,01	2,08	2,17	3,49	3,56	3,64	3,72
75	50	5 6 8	20,8 25,2 34,2	7,24 8,48 10,9	1,09 1,03 1,07	2,13 2,15 2,19	2,21 2,22 2,27	2,28 2,3 2,37	2,36 2,38 2,43	3,67 3,7 3,75	3,75 3,78 3,83	3,83 3,86 3,91	3,9 3,94 3,98
80	50	5	20,8 25,2	7,58 8,88	1,09 1,08	2,08 2,1	2,16 2,18	2,23 2,26	2,3 2,34	3,94 3,97	4,02 4,05	4,11 4,13	4,19 4,21
90	56	5,5 6 —	32,2 35,2 47,8	11,8 12,7 16,3	1,22 2,3 1,21	2,29 2,3 2,35	2,36 2,38 2,43	2,44 2,45 2,51	2,52 2,53 2,58	4,4 4,42 4,47	4,47 4,49 4,52	4,55 4,57 4,62	4,63 4,65 4,7
100	63	6 7 8 10	49,9 58,7 67,6 85,8	18,2 20,8 23,4 28,3	1,38 1,37 1,36 1,35	2,55 2,57 2,59 2,64	2,62 2,64 2,66 2,71	2,7 2,72 2,74 2,79	2,77 2,78 2,82 2,87	4,84 4,87 4,89 4,94	4,92 4,95 4,97 5,01	4,99 5,02 5,04 5,09	5,07 5,1 5,12 5,17
110	70	6,5 7 8	74,3 80,3 92,3	26,9 28,8 32,3	1,53 1,53 1,52	2,81 2,82 2,84	2,88 2,89 2,92	2,96 2,97 2,99	3,03 3,04 3,07	5,3 5,31 5,33	5,37 5,38 5,41	5,44 5,45 5,49	5,52 5,53 5,56
125	80	7 8 10 12	119 137 173 210	43,4 48,8 59,3 69,5	1,76 1,75 1,74 1,72	3,17 3,19 3,23 3,28	3,24 3,27 3,31 3,35	3,31 3,34 3,37 3,43	3,39 3,41 3,46 3,51	5,96 5,98 6,04 6,08	6,04 6,06 6,11 6,15	6,11 6,13 6,19 6,23	6,19 6,21 6,27 6,31

Размер уголков, мм			$J_{y1}, \text{см}^4$	$J_u, \text{см}^4$	$i_u, \text{см}^2$	Радиус инерции i_{y2} для двух уголков по схеме							
						«а» при $t_f, \text{мм}$				«б» при $t_f, \text{мм}$			
						8	10	12	14	8	10	12	14
140	90	8 10	194 245	70,3 85,5	1,98 1,96	3,55 3,6	3,61 3,67	3,69 3,74	3,76 3,82	6,64 6,95	6,72 6,77	6,79 6,81	6,86 6,92
160	100	9	300	110	2,2	3,87	3,95	4,02	4,09	7,6	7,67	7,75	7,82
		10	335	121	2,19	3,9	3,97	4,04	4,12	7,62	7,69	7,77	7,84
		12	405	142	2,18	3,9	4,02	4,09	4,16	7,67	7,75	7,82	7,9
		14	477	162	2,16	3,98	4,05	4,13	4,2	7,51	7,78	7,86	7,94
180	110	10	444	165	2,42	4,22	4,29	4,36	4,43	8,55	8,62	8,69	8,77
		12	537	194	2,4	4,26	4,33	4,4	4,47	8,59	8,67	8,75	8,82
200	125	11	718	264	2,75	4,79	4,86	4,93	5	9,44	9,51	9,59	9,66
		12	786	285	2,74	4,81	4,88	4,95	5,02	9,46	9,54	9,62	9,68
		14	922	327	2,73	4,85	4,92	4,99	5,06	9,5	9,58	9,65	9,73
		16	1061	367	2,72	4,89	4,95	5,03	5,1	9,55	9,63	9,7	9,78
250	160	12	1634	604	3,54	6,07	6,13	6,2	6,27	11,62	11,71	11,77	11,85
		16	2200	781	3,5	6,14	6,21	6,27	6,34	11,73	11,78	11,86	11,94
		18	2487	866	3,49	6,18	6,21	6,31	6,38	11,76	11,84	11,91	11,98
		20	2776	949	3,48	6,2	6,28	6,28	6,42	11,81	11,95	12,03	12,03

Таблица 5. Рельсы крановые (по ГОСТ 4121 — 76*)

Приложение VII



J — момент инерции; y_0 — расстояние от центра тяжести до подошвы рельса

Тип рельса	Масса 1 м, кг	Размеры, мм										A, см ²	Основные расчетные характеристики		
		h	h ₁	h ₂	B	b	b ₁	d	R	R ₁	R ₂		$J_x, \text{см}^4$	$J_y, \text{см}^4$	$y_0, \text{см}$
КР-50	29,85	90	25	20	90	50	55	20	300	18	26	38,02	357,54	111,42	4,32
КР-60	40,03	105	27,5	22	105	60	65,5	24	350	20	32	50,99	654,60	195,88	4,83
КР-70	52,83	120	32,5	24	120	70	76,5	28	400	23	38	67,3	1081,99	327,16	5,93
КР-80	63,69	130	35	26	130	80	87	32	400	25	44	81,13	1547,4	482,39	6,43
КР-100	88,96	150	40	30	150	100	108	38	450	30	50	113,32	2864,73	940,98	7,6
КР-120	118,1	170	45	35	170	120	129	44	500	34	56	150,44	4923,79	1694,83	8,43
КР-140	153,49	190	40	40	190	140	150	50	600	32	63	195,53	7427,23	2483,4	9,84

Таблица В. Сталь прокатная толстолистовая (выборка из ГОСТ 19903-74*)

Длина листов, мм	Толщина листов, мм, при ширине, мм						
	1000	1250	1400	1500	1600	1700	1800
2800	—	—	4—11	—	—	—	—
3000	4; 4,5	4—10	4—10	4—10	4—5,5	—	—
3500	4; 4,5	4—10	4—11	4—10	4—5,5	—	—
4000	—	—	—	140—160	140—160	140—160	140—160
4200	4; 4,5	4—11; 4—15	4—11	63—160	63—160	63—160	63—160
4500	4; 4,5	4—11	4—32	4—10	5; 5,5	8—10	—
5000	4; 4,5	4—11	4—32	4—160	4—160	5—160	6—160
5500	4; 4,5	4—11	4—32	4—160	4—160	5—160	6—160
6000	4; 4,5	4—11	4—32	4—130	4—130	5—130	6—130
6500	—	4—8; 11	4—32	4—130	4—130	5—130	5—130
7000	—	6—11	4—32	4—100	4—100	5—100	6—100
7500	—	6—11	4—32	4—100	4—100	5—100	6—100
8000	—	—	5—32	4—60	4—60	5—60	6—60
				5—60	5—60	5—60	6—60

Продолжение табл. 6

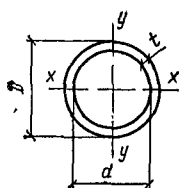
Длина листов, мм	Толщина листов, мм, при ширине, мм						
	2000	2200	2300	2400	2500	2600	2700; 2800; 2900; 3000
2800	—	—	—	—	—	—	—
3000	—	—	—	—	—	—	—
3500	140—160	140—160	140—160	140—160	140—160	140—160	140—160
4000	63—160	63—160	63—160	63—160	63—160	63—160	63—160
4200	—	—	—	—	—	—	—
4500	—	—	—	—	—	—	—
5000	8—160	9—160	12—160	16—160	21—160	34—160	63—160
5500	8—160	9—160	12—160	16—160	21—160	34—160	63—160
6000	8—130	9—130	12—130	16—130	21—130	34—130	63—130
6500	8—130	9—130	12—130	16—130	21—130	34—130	63—130
7000	8—100	9—100	12—100	16—100	21—100	34—100	63—100
7500	8—100	9—100	12—100	16—100	21—100	34—100	63—100
8000	8—60	8—60	11—60	16—60	21—60	34—60	—
	8—60	8—60	11—60	16—60	21—60	34—60	—

Примечание. Указанный ГОСТ предусматривает листы толщиной до 160 мм включительно в следующей градации: 4—6 через 0,5 мм; 6—22 через 1 мм; 24; 25; 26—42 через 2 мм; 45; 48; 50; 52; 53; 55; 56; 58; 60; 63; 65—110 через 5 мм; 120; 125; 130—160 через 10 мм. По сокращенному сортаменту $t=4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 42, 50, 60, 80, 100, 120, 140, 160$ мм.

Т а б л и ц а 7. Сталь широкополосная универсальная
(по ГОСТ 82 — 70*)

Толщина, мм . .	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40
Ширина, мм . .	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 480, 530, 560, 630, 650, 670, 700, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050
Длина полос, мм	5000—18000.

Т а б л и ц а 8. Трубы стальные бесшовные горячекатаные
по ГОСТ 8732 — 78*



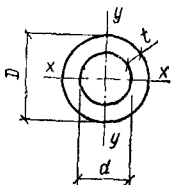
Формулы для подсчета геометрических ха-
рактеристик сечения: площади $A =$
 $= 0,785 (D^2 - d^2)$; момента инерции $I =$
 $= 0,49087 (D^4 - d^4)$; момента сопротивления
 $W = 0,1 (D^3 - d^3 / D)$; радиуса инерции $i =$
 $= 0,25 \sqrt{D^2 + d^2} \approx 0,354 d_m$.

Наружный диа- метр D , мм	Толщина стенки t , мм
45	3,5; 4; 4,5
50	3,5; 4; 4,5; 5; 5,5
54	3,5—6 через 0,5 мм; 6—11 через 1 мм
57	3,5—6 через 0,5 мм; 6—12 через 1 мм
60; 63,5	3,5—6 через 0,5 мм; 6—14 через 1 мм
68; 70	3,5—6 через 0,5 мм; 6—16 через 1 мм
73; 76; 83	3,5—6 через 0,5 мм; 6—18 через 1 мм
89; 95; 102	3,5—6 через 0,5 мм; 6—18 через 1 мм; 20—22
108; 114; 121	4—6 через 0,5 мм; 6—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28
127	4—6 через 0,5 мм; 6—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28; 30
133	4—6 через 0,5 мм; 6—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28; 30; 32
140; 146; 152;	4,5—6 через 0,5 мм; 6—18 через 1 мм; 20; 22; 25;
159	28; 30; 32; 36
168; 180; 194	5—5,5; 6—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45
203; 219	6—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50
245; 273; 299;	8—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40;
325	45; 50; 56; 60; 63; 70; 75
351; 377; 402	9—18 через 1 мм; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 56; 60; 63; 70; 75

Наружный диаметр D , мм	Толщина стенки t , мм
426; 450	16; 17; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 60; 63; 70; 75
480; 500; 530	25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 60; 63; 70; 75

Примечания: 1. Трубы с толщиной стенки 6,5; 7,5; 8,5; 9,5; 13; 15; 19; 24; 26 мм и другие, отмеченные по ГОСТу в скобках, как не рекомендуемые к применению, в табл. 8 прил. VII не включены. 2. Данные геометрических характеристик сечения труб приведены в справочнике конструктора стальных конструкций.

Таблица 9. Трубы стальные электросварные по ГОСТ 10704 — 76*, термообработанные по ГОСТ 20295 — 85, ГОСТ 10705 — 80*, ГОСТ 10706 — 76*



Формулы для подсчета геометрических характеристик сечения: площади $A=0,785 \times (D^2-d^2)$; момента инерции $I=0,49087 \times (D^4-d^4)$; момента сопротивления $W=0,1(D^3-d^3)/D$; радиуса инерции $i=0,354d_m$; $d_m=0,5(D+d)=d+t$.

Наружный диаметр D , мм	Толщина стенки t , мм
60; 63,5; 70; 73 76	1, 4—2 через 0,2 мм; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 4; 1,4—2, 2 через 0,2 мм; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 4; 4,5; 5; 5,5
83*	1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3*; 3,2; 3,5; 3,8; 4; 4,5; 5; 5,5
89*; 95; 102*; 108; 114*; 121	2; 2,2; 2,5; 2,8; 3*; 3,2; 3,5; 3,8; 4; 4,5*; 5; 5,5
127*	2,5; 2,8; 3*; 3,2; 3,5*; 3,8; 4*; 4,5*; 5*; 5,5
133; 140*; 152	(2,5; 2,8; 3); 3,2; 3,5; 3,8; 4; 4,5*; 5*; 5,5
159*	(2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5*; 3,8; 4*); 4,5; 5*; 5,5; 6*; 7*; 8
168*	(3; 3,2; 3,5; 3,8; 4*; 4,5*); 5; 5,5*; 6*; 7; 8*
180	(3,2; 3,5; 3,8; 4; 4,5; 5; 5,5; 6)
194	(3,2; 3,5; 3,8; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7)
203	(3,5; 3,8; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7)
219*	(3,5*; 3,8; 4*; 4,5*); 5*; 5,5; 6*; 7*; 8*; 9
246	(4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8)
273*	(4*; 4,5; 5; 5,5; 6*); 7*; 8*
299	(4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8)
325*	(4*; 4,5; 5; 5,5; 6*); 7*; 8*; 9
351; 377*; 402	(4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7*; 8*; 9*; 10)
426*; 480	(4; 4,5); 5; 5,5; 6*; 7*; 8*; 9; 10; 11; 12
530*; 630	(4; 4,5; 5; 5,5); 6; 7*; 8*; 9*; 10; 11; 12
720*	(5; 5,5; 6); 7; 8*; 9*; 10*; 11; 12
820*; 920	(5; 5,5; 6); 7; 8; 9*; 10*; 11*; 12; 14; (16)
1020*	(5; 5,5; 6; 7); 8; 9*; 10*; 11; 12*; 14*; (16)
1120	(5,5; 6; 7); 8; 9; 10; 11; 12; 14; (16)

Наружный диаметр D , мм	Толщина стенки t , мм
1220*; 1320	(5,5; 6; 7; 8); 9; 10; 11*; 12*; 14*; (16); 15,2*
1420	(5,5; 6; 7; 8; 9); 10; 11; 12; 14; (16)
1520; 1620	(10; 11; 12; 14; 16)

Примечание. Трубы, размеры которых указаны в скобках, поставляются по согласованию с заводом-изготовителем при наличии соответствующего оборудования. Размеры труб, отмеченные (*), рекомендуются по сокращенному сортменту.

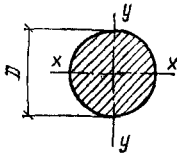


Таблица 10. Сталь круглая по ГОСТ 2590 — 71* (СТ СЭВ 3898—82)

Диаметр D , мм	A , см ²	Линейная плотность, кг/м	Диаметр D , мм	A , см ²	Линейная плотность, кг/м
5	0,196	0,154	45	15,9	12,48
5,6	0,246	0,193	48	18,1	14,21
6	0,283	0,222	50	19,64	15,42
6,3	0,312	0,245	53	22,06	17,32
6,5	0,332	0,26	56	24,63	19,33
7	0,385	0,302	60	28,27	22,19
8	0,503	0,395	63	31,17	24,47
9	0,636	0,499	65	33,18	26,05
10	0,785	0,617	70	38,48	30,21
11	0,95	0,746	75	44,18	34,68
12	1,131	0,888	80	50,27	39,46
13	1,327	1,04	85	56,75	44,55
14	1,539	1,21	90	63,62	49,94
15	1,767	1,39	95	70,88	55,64
16	2,011	1,58	100	78,54	61,65
17	2,27	1,78	105	86,59	67,97
18	2,545	2	110	95,03	74,6
19	2,835	2,23	120	113,1	88,78
20	3,142	2,47	125	122,72	96,33
21	3,464	2,72	130	132,73	104,2
22	3,801	2,98	140	153,94	120,84
24	4,524	3,55	150	176,72	138,72
25	4,909	3,85	160	201,06	157,83
26	5,309		170	226,98	178,18
28	6,158	5,83	180	254,47	199,76
30	7,069	5,55	190	283,53	222,57
32	8,042	6,31	200	314,16	246,62
34	9,079	7,13	210	346,36	271,89
36	10,18	7,99	220	380,13	298,4
38	11,34	8,9	240	452,39	355,13
40	12,57	9,87	250	490,88	385,34
42	13,85	10,87			

Таблица 11. Сортамент¹ профилированного стального настила

Обозначение настила	Размер заготовки, мм		Эскиз профиля	Завод-изготовитель
	ширина b	толщина t		
НС40-800-0,6; 0,7	1100	0,6 0,7		«Электроштит», Куйбышев ТЭЗЛМК, Ташкент
НС44-1000-0,7	1400	0,7		ЧЗПСН, Челябинск
Н57-750-0,7; 0,8	1100	0,7 0,8		«Электроштит», Куйбышев ЗСАК, Хабаровск ЗАК, Киреевск
Н60-845-0,7; 0,8; 0,9	1250	0,7 0,8 0,9		ЧЗПСН, Челябинск
Н75-750-0,8; 0,9	1250	0,8 0,9		ЧЗПСН, Челябинск ЗСАК, Хабаровск «Электроштит», Куйбышев
Н114-750-0,8; Н114-750-0,9; 1	1400	0,8; 0,9; 1		ЧЗПСН, Челябинск
Н114-600-0,8; 0,9; 1	1250	0,8 0,9 1		ЗЛМК, Орск

¹ В соответствии с рекомендациями по применению стальных профилированных настилов нового сортамента в утепленных покрытиях производственных зданий. — ЦНИИПроектстальконструкция им. Мельникова. — М.: 1983.

Таблица 12. Геометрические характеристики настилов по новому сортаменту
(данные на 1 м ширины настила)

Настил марки	Сжатые узкие полки			Сжатые широкие полки			Масса 1 м ² , кг
	момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		
		W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}	
HC40-800-0,6	23,3	10,5	13	22,3	9,8	9,4	7,1
HC40-800-0,7	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1	8,1
HC-44-1000-0,7	32,9	13,4	16,8	32,9	13	13,6	8,3
H57-750-0,6*	46,2	12	18	46,2	13,8	15,9	7,5
H57 750-0,7	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7
H57-750-0,8	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24	9,8
H60-845-0,7	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8
H60-845 0,8	70,6	17,7	28,1	69,9	19	22,7	9,9
H60-845-0,9**	79	20,9	31,8	78,7	21,5	27	11,1
H75-750-0,8	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2
H75-750-0,9	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38	12,5
H114-750-0,8	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5
H114-750-0,9	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64	14
H114-750-1,0**	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4
H114-600 0,8	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14
H114-600-0,9	361	60	67,2	361	59,6	65,9	15,6
H114-600-1,0**	405,4	67,6	75	405,4	67,6	75	17,2

* Рекомендуется в составе двухслойных панелей.

** Изготавливаются по согласованию с заводом.

Таблица 13. Расчетные сопротивления стали настила

Сталь марки	ГОСТ или ТУ	Толщина листа t , мм	Расчетное сопротивление стали настила, МПа	
			нагибу R_y	сдвигу R_s
Ст3кп	ГОСТ 14918 — 80*	0,7—0,9	220	130
Ст3сп	ТУ 14-1-3584 — 83	0,6—1	260	150
Ст1кп	ТУ 14-1-3432 — 82	0,6—0,8	290	165
Ст1пс	ТУ 14-1-3432 — 82	0,6—0,8	290	165
Ст2кп	ТУ 14-1-3432 — 82	0,6—0,8	290	165
Ст2пс	ТУ 14-1-3432 — 82	0,6—0,8	290	165

ПРИЛОЖЕНИЕ VIII

Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях

Т а б л и ц а 1. Сортамент проката и марки сталей по сокращенному сортаменту

Сортамент проката, ГОСТ	ГОСТ, ТУ на сталь	Сталь марки	Размер профилей	Примечание
1. Угловая равнополочная сталь, ГОСТ 8509—86	ГОСТ 380—71**	ВСтЗкп2 ВСтЗпс6 ВСтЗпс5	50×5...70×5 63×5...75×6 75×6...80×6	(h×t) — высота и толщина полки профиля
	ТУ 14-1-3023—80	ВСтЗпс6-1 ВСтЗпс6-2 ВСтЗпс5-1 ВСтЗпс5-2	90×6...200×12 90×6...200×12 90×6...200×12 90×6...200×12	То же
	ГОСТ 19281—73*	09Г2С-6 09Г2С-12	50×5...250×20 50×5...250×20	»
2. Балки двутавровые, ГОСТ 8239—72*	380—71**	ВСтЗкп2	№ 10...№ 14	№ — высота профиля, см
		ВСтЗкп5	№ 10 и № 12	
	ТУ 14-1-3023 — 80	ВСтЗсп5-1	№ 14...№ 18	То же
		ВСтЗсп5-2	№ 14...№ 18	
	ГОСТ 19281 — 73*	09Г2С-6	№ 14...№ 18	»

* Утвержден постановлением Госстроя СССР № 59 от 20.04.1984.

Балки двутавровые для монорейсов, ГОСТ 19425 — 74*, ТУ 14-2-427 — 80	ГОСТ 380 — 71**	ВСтЗГпс5	№ 24 М...№ 45 М	М — профиль для монорейсов
	ГОСТ 19281—73*	09Г2С-12	№ 24 М...№ 45 М	
3. Балки двутавровые с параллельными гранями полок, ГОСТ 26020 — 83 (ТУ 14-2-24 — 72)	ГОСТ 380 — 71**	ВСтЗпс6	№ 20 К1...№ 30 К2	Обозначения профилей: Б — нормальные; К — колонные; Ш — широкополочные
		ВСтЗсп5	№ 20 К1...№ 40 К5	
	ТУ 14-1-3023 — 80	ВСтЗпс6-1	№ 20 Б1...№ 55 Б1	
		ВСтЗпс6-2	№ 20 Ш1...№ 40 Ш3	
		ВСтЗпс5-1	№ 20 Б1...№ 90 Б1	
			№ 20 Ш1...№ 40 Ш3	
	ГОСТ 19281—73*	09Г2С-6 09Г2С-12	№ 20 Б1...№ 100 Б4	То же
			№ 20 Ш1...№ 70 Ш8	
			№ 20 К1...№ 40 К8	
		ВСтЗкп2	№ 10...№ 14	

Сортамент проката, ГОСТ	ГОСТ, ТУ на сталь	Сталь марки	Размер профилей	Примечание
4. Швеллеры, ГОСТ 8240—72*	ГОСТ 380—71**	ВСтЗпс6	№ 22...№ 40	№ — высота профиля, см.
		ВСтЗпс5	№ 10...№ 40	
	ТУ 14-1-3023 — 80	ВСтЗпс6-1 ВСтЗпс6-2 ВСтЗпс5-1	№ 16...№ 20	
4. Сталь толстолистовая, ГОСТ 19903 — 74*	ГОСТ 380 — 71**	ВСтЗкп2	$t=4...10$	t — толщина, мм
		ВСтЗпс6	22; 25	
		ВСтЗсп5	22; 25	
		ВСтпс2	4	
		ВСтЗсп2	4	
	ТУ 14-1-3023 — 80	ВСтЗпс6-1 ВСтЗпс6-2 ВСтЗсп5-1 ВСтЗсп5-2	$t=6...20$	t — толщина, мм
	ГОСТ 19281 — 73*	09Г2С-6	$t=6...160$	
		09Г2С-12	$t=6...42$	
		09Г2С-15	$t=6...42$	
	ТУ 14-105-456—82	14Г2АФ-15	$t=25; 40; 50$	Для фланцев

6. Сталь листовая рифленая, ГОСТ 8568 — 77*	ГОСТ 380 — 71**	ВСтЗкп2	$t=4; 6; 8$	—
7. Сталь просечно-вытяжная, ГОСТ 8706—78*	ГОСТ 380 — 71**	ВСтЗкп2	ПВ 506...ПВ 510	—
8 Швеллеры равнополочные, ГОСТ 8278—83*	ГОСТ 380 — 71**	ВСтЗкп2	80×50×4... 300×100×8	$h \times b \times t$ — высота профиля, ширина—полки, толщина, мм
		ВСтЗсп2	80×50×4... 200×80×4	
		ВСтЗпс4	200×80×4... 300×100×8	
		ВСтЗсп4	160×80×5; 180×80×5	
	ГОСТ 19281 — 73*	09Г2С-6	200×100×6	
	ГОСТ 16523 — 70*	ВСтЗсп	80×80×3... 120×120×3	Квадратного сечения
			120×80×3	Прямоугольного сечения

Сортамент проката, ГОСТ	ГОСТ, ТУ на сталь	Сталь марки	Размер профилей	Примечание
9. Профили гнутые, замкнутые сварные (ГСП) ТУ 36-2287 — 80	ГОСТ 380 — 71**	ВСт3сп2	100×100×4... 160×160×4	—
			120×80×4; 140×80×4	
		ВСт3сп5	120×120×5... 180×180×8	
			140×100×5... 200×160×8	
	ГОСТ 19282—73*	09Г2С-6	120×120×4; 140×140×4;	
			160×160×4	
			140×100×4	
		09Г2С-12	120×120×5; 140×140×5... 180×180×8	
			140×100×5... 200×160×8	
10. Профили С-образные равнополочные, ГОСТ 8282 — 83*	ГОСТ 19282—73*	09Г2-2	400×160×60×4 ($h \times b \times a \times t$)	$h \times b \times a \times t$ — высота, ширина полки, высота свеса, толщина, мм
11. Электросварные прямошовные трубы по ГОСТ 10705 — 80*, термообработанные	ГОСТ 380 — 71**	ВСт3сп2	159×3,5...325×4	$d \times t$ — наружный диаметр и толщина стенки, мм
		ВСт3сп6	168×6...377×9	
	ГОСТ 1050—74**	Ст15	102×3...114×5	
		Ст20	83×3; 89×3; 127×3—5 140×4,5...5	
12. То же, по ГОСТ 10706 — 76*	ГОСТ 380 — 71**	ВСт3сп4	530×6—8... 1420×12—16	То же
13. То же, по ГОСТ 20295—85	ГОСТ 20295 — 85	17Г1С-У (К-52)	720×8—10; 820×9—11	»

Сортамент проката, ГОСТ	ГОСТ. ТУ на сталь	Сталь марки	Размер профилей	Примечание
14. Электросварные прямошовные трубы, по ТУ 14-3-1063 — 82		14Г2	219×6—7... 530×7—9	$d \times t$ — наружный диаметр и толщина стенки, мм
15. То же, по ТУ 14-3-1067 — 82		09Г2С	530×7—9	То же
16. То же, по ТУ 14-3-620 — 77 ТУ 14-3-1138 — 82		17Г1С-У (К-52)	1020×9—14; 1220×11—15,2	»
17. То же, по ТУ 14-3-567 — 76		16Г2АФ	219×6—8... 426×6—8	»

Примечания. 1 Допускается применение труб из стали марки 17Г1С взамен стали марки 14Г2 (п 14).
2. Полный перечень прокатных профилей и их геометрические характеристики приведены в соответствующих таблицах прил. VII и VIII.

Приложение VIII

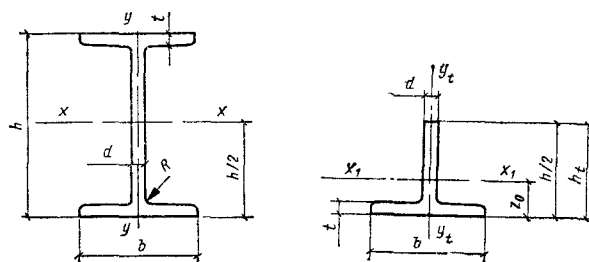


Таблица 2. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020—83 и тавры по сокращенному сортаменту*. Для тавров высота сечения h_t , площадь сечения A_t , момент инерции J_{yt} относительно оси y_t и масса (линейная плотность) q_t в кг/м равны 0,5 соответствующих характеристик для двутавров. Буквенные обозначения профилей: Б — нормальный (балочный); Ш — широкополочный; К — колонный; Т — тавровый, получаемый разрезкой пополам двутавров $h=200...1000$ мм.

Двутавры										
номер профиля	γ , мм	A , см ²	масса q , кг/м	Ось $x-x$				Ось $y-y$		
				J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20Б1	200	28,49	22,4	1 943	194,3	8,26	110,3	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	32,91	25,8	2 996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	35,62	28	4 024	312	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63
30Б1	296	41,92	32,9	6 328	427	12,29	240	390	55,7	3,05
35Б1	346	49,53	38,9	10 060	581,7	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	55,17	43,3	11 550	662,2	14,47	373	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	61,25	48,1	15 750	803,6	16,03	456	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	69,72	54,7	18 530	935,7	16,3	529,7	865	104,8	3,52
45Б1	443	76,23	59,8	24 940	1125,8	18,09	639,5	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	85,96	67,5	28 870	1291,9	18,32	732,9	1269	141	3,85
50Б1	492	92,98	73	37 160	1511	19,99	860,4	1606	160,6	4,16

Двутавры										
номер профиля	h, мм	A, см ²	масса q, кг/м	Ось x—x				Ось y—y		
				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
50Б2	496	102,8	80,7	42 390	1709	20,3	970,2	1873	187,3	4,27
55Б1	543	113,37	89	55 680	2051	22,16	1165	2404	218,6	4,61
60Б1	593	135,26	106,2	78 760	2656	24,13	1512	3154	274,3	4,83
60Б2	597	147,3	115,6	87 640	2936	24,39	1669	3561	309,6	4,92
70Б1	691	164,7	129,3	125 930	3645	27,65	2095	4556	350,5	5,26
70Б2	697	183,6	144,2	145 912	4187	28,19	2393	5437	418,2	5,44
80Б1	791	203,2	159,5	199 500	5044	31,33	2917	6244	446	5,54
90Б1	893	247,1	194	304 400	6817	35,09	3964	8365	557,6	5,82
100Б1	990	293,82	230,6	446 000	9011	38,96	5234	11 520	719,9	6,26
100Б2	998	328,9	258,2	516 400	10 350	39,62	5980	13 710	856,9	6,46
100Б3	1006	364	285,7	587 700	11 680	40,18	6736	15 900	993,9	6,61
100Б4	1013	400,6	314,5	655 400	12 940	40,45	7470	17 830	1114,3	6,67
20Ш1	193	38,95	30,6	2 660	275	8,26	153	507	67,6	3,61
23Ш1	226	46,08	36,2	4 260	377	9,62	210	622	80,2	3,67
26Ш1	251	54,37	42,7	6 225	496	10,7	276	974	108,2	4,23
26Ш2	255	62,37	49,2	7 429	583	10,88	325	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	68,31	53,6	10 400	715	12,34	398	1470	147	4,64
30Ш2	295	77,65	61	12 200	827	12,53	462	1737	173,7	4,73
35Ш1	338	95,67	75,1	19 790	1171	14,38	651	3260	261	5,84
35Ш2	341	104,74	82,2	22 070	1295	14,52	721	3650	292	5,9

40Ш1	388	122,4	96,1	34 360	1771	16,76	976	6 306	420	7,18
40Ш2	392	141,6	111,1	39 700	2025	16,75	1125	7 209	481	7,14
50Ш1	484	145,7	114,4	60 930	2518	20,45	1403	6 762	451	6,81
60Ш1	580	181,1	142,1	107 300	3701	24,35	2068	9 302	581	7,17
70Ш1	683	216,4	169,9	172 000	5036	28,19	2843	10 400	650	6,93
70Ш2	691	251,7	197,6	205 500	5949	28,58	3360	12 590	787	7,07
80Ш1	779,2	258	203	265 170	6810	32	3700	13 790	811	7,3
90Ш1	882	310	244	402 160	9120	36	5000	17 940	997	7,6
100Ш1	978	369	290	590 550	12 080	40	6600	26 740	1340	8,51
20К1	195	52,82	41,5	3 820	392	8,5	216	1 334	133	5,03
20К2	198	59,7	46,9	4 420	447	8,61	247	1 534	153	5,07
23К1	227	66,51	52,2	6 589	580	9,95	318	2 421	202	6,03
23К2	230	75,77	59,5	7 601	661	10,02	365	2 766	231	6,04
26К1	255	83,08	65,2	10 300	809	11,14	445	3 517	271	6,51
26К2	258	93,19	73,2	11 790	907	11,21	501	3 957	304	6,52
30К1	296	108	84,8	18 110	1223	12,95	672	6 079	405	7,5
30К2	300	122,7	96,3	20 930	1395	13,95	771	6 980	465	8,76
35К1	343	139,7	109,7	31 610	1843	15,04	1010	10 720	613	8,76
35К2	348	160,4	125,9	37 090	2132	15,21	1173	12 510	715	8,83
40К1	393	175,8	138	52 400	2664	17,26	1457	17 610	880	10
40К2	400	210,96	165,6	64 140	3207	17,44	1767	21 350	1067	10,06
40К3	409	257,8	202,3	80 040	3914	17,62	2180	26 150	1307	10,07
40К4	419	308,6	242,2	98 340	4694	17,85	2642	31 500	1575	10,01
40К5	431	371	291,2	121 570	5642	18,1	3217	37 910	1896	10,11

Двутавры	Двутавры и тавры				Тавры*			
	Размер, мм				z ₀ , см	Ось x1—x1		Номер профиля тавра
	b	d	t	R		J _{x1} , см ⁴	I _{x1} , см	
1	12	13	14	15	16	17	18	19
20Б1	100	5,6	8,5	12	2,25	117	2,87	10БТ1
23Б1	110	5,6	9	12	2,6	180	3,31	11,5БТ1
26Б1	120	5,8	8,5	12	2,98	260	3,78	13БТ1
30Б1	140	5,8	8,5	15	3,32	400	4,37	15БТ1
35Б1	155	6,2	8,5	18	3,98	672	5,21	17,5БТ1
35Б2	155	6,5	10	18	3,93	733	5,16	17,5БТ2
40Б1	165	7	9,5	21	4,71	1090	5,96	20БТ1
40Б2	165	7,5	11,5	21	4,6	1210	5,9	20БТ2
45Б1	180	7,8	11	21	5,37	1740	6,8	22,5БТ1
45Б2	180	8,4	13	21	5,3	1940	6,72	22,5БТ2
50Б1	200	8,8	12	21	6,09	2660	7,56	25БТ1
50Б2	200	9,2	14	21	5,93	2890	7,5	27,5БТ1
55Б1	220	9,5	13,5	24	6,62	3960	8,29	27,5БТ1
60Б1	230	10,5	15,5	24	7,29	5570	9,07	30БТ1
60Б2	230	11	17,5	24	7,19	6000	9,03	30БТ2
70Б1	260	12	15,5	24	9,12	9690	10,8	35БТ1
70Б2	260	12,5	18,3	24	8,79	10600	10,7	35БТ2
80Б1	280	13,5	17	26	10,8	15970	12,5	40БТ1
90Б1	300	15	18,5	30	12,6	25050	14,2	45БТ1
100Б1	320	16	21	30	13,9	36540	15,8	50БТ1
100Б2	320	17	25	30	13,5	40540	15,7	50БТ1
100Б3	320	18	29	30	13,3	44530	15,6	50БТ3
100Б4	320	19,5	32,5	30	13,4	49130	15,7	50БТ4

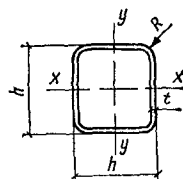
* Геометрические характеристики тавров приняты согласно рекомендациям по применению широкополочных двутавров и тавров. ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова. — М., 1984.

27*

20Ш1	150	6	9	13	1,78	123	2,51	10ШТ1
23Ш1	155	6,5	10	14	2,17	210	3,02	11,5ШТ1
26Ш1	180	7	10	16	2,4	312	3,39	13ШТ1
26Ш2	180	7,5	12	16	2,39	351	3,35	13ШТ2
30Ш1	200	8	11	18	2,88	550	4,01	15ШТ1
30Ш2	200	8,5	13	18	2,86	610	3,96	15ШТ2
35Ш1	250	9,5	12,5	20	3,29	1030	4,64	17,5ШТ1
35Ш2	250	10	14	20	3,29	1120	4,61	17,5ШТ2
40Ш1	300	9,5	14	22	3,45	1620	5,14	20ШТ1
40Ш2	300	11,5	16	22	3,7	1960	5,27	20ШТ2
50Ш1	300	11	15	26	4,85	3460	6,89	25ШТ1
60Ш1	320	12	17	28	6,16	6400	8,41	30ШТ1
70Ш1	320	13,5	19	30	7,88	11300	10,2	35ШТ1
70Ш2	320	15	23	30	7,85	13300	10,2	35ШТ2
80Ш1	340	14,5	21	32	9,17	18000	11,8	40ШТ1
90Ш1	360	16	23	34	10,7	28200	13,5	45ШТ1
100Ш1	400	17	25	34	11,8	40800	14,9	50ШТ1
20К1	200	6,5	10	13	1,57	143	2,33	10КТ1
20К2	200	7	11,5	13	1,61	160	2,31	10КТ2
23К1	240	7	10,5	14	1,78	247	2,72	11,5КТ1
23К2	240	8	12	14	1,87	288	2,76	11,5КТ2
26К1	260	8	12	16	2,04	396	3,09	13КТ1
26К2	260	9	13,5	16	2,14	455	3,12	13КТ2
30К1	300	9	13,5	18	2,36	700	3,6	15КТ1
30К2	300	10	15,5	18	2,45	799	3,61	15КТ2
35К1	350	10	15	20	2,7	1220	4,17	17,5КТ1
35К2	350	11	17,5	20	2,77	1380	4,16	17,5КТ2
40К1	400	11	16,5	22	3,07	2020	4,79	20КТ1
40К2	400	13	20	22	3,25	2470	4,84	20КТ2
40К3	400	16	24,5	22	3,54	3160	4,95	20КТ3
40К4	400	19	29,5	22	3,82	3920	5,04	20КТ4
40К5	400	23	35,5	22	4,21	4990	5,19	20КТ5

419

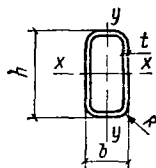
Таблица 3 Гнутые профили, замкнутые сварные квадратные по ТУ 36-2287 — 80



Размер профиля $h \times b \times t$, мм	Площадь сечения A , см ²	Справочные значения для осей				Масса 1 м длины, кг
		$x - x$		$y - y$		
		$J_x = J_y$, см ⁴	$W_x = W_y$, см ³	$i_x = i_y$, см	$S_x = S_y$, см ³	
80 × 80 × 3	9,01	87,8	22	3,12	12,9	7,35
100 × 100 × 3	11,4	177	36,4	3,94	20,6	9,21
100 × 100 × 4	15	226	45,3	3,89	26,7	12,2
120 × 120 × 3	13,8	312	52,1	4,76	30,1	11
120 × 120 × 4	18,2	402	67,1	4,71	39,2	14,7
140 × 140 × 4	21,4	652	93,1	5,52	54,1	17,1
160 × 160 × 4	24,6	987	123	6,34	71,4	19,6
120 × 120 × 5	22,4	485	80,9	4,66	47,7	18,3
140 × 140 × 5	20,4	791	113	5,48	66,2	21,3
140 × 140 × 6	31,2	920	131	5,43	77,7	25,5
140 × 140 × 7	36	1041	149	5,38	88,6	29,6
160 × 160 × 5	30,4	1202	150	6,29	87,6	24,4
160 × 160 × 6	36	1405	176	6,24	103	29,2
160 × 160 × 7	41,6	1597	200	6,2	118	33,9
180 × 180 × 5	34,4	1737	193	7,11	112	27,5
180 × 180 × 6	40,8	2036	226	7,06	132	32,9
180 × 180 × 7	47,2	2321	258	7,01	152	38,2
180 × 180 × 8	53,4	25,91	288	6,96	170	43,5

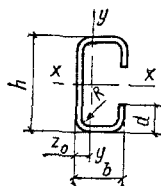
Примечание. Площадь поперечного сечения и справочные значения определены по номинальным размерам профилей при радиусе закруглений $R=2t$.

Таблица 4. Профили гнутые, замкнутые сварные прямоугольные по ТУ 36-2287 — 80



Размер профиля $h \times b \times t$, мм	Площадь сечения A , см ²	Справочные значения для осей								Масса 1 м длины кг
		$x - x$				$y - y$				
		$J_{x'}$, см ⁴	$W_{x'}$, см ³	$i_{x'}$, см	$S_{x'}$, см ³	$J_{y'}$, см ⁴	$W_{y'}$, см ³	$i_{y'}$, см	$S_{y'}$, см ³	
120×80×3	11,4	230	38,4	4,49	23,1	123	30,9	3,28	17,5	9,21
120×80×4	15	294	49,1	44,4	29,9	157	39,3	3,24	22,6	12,2
140×100×4	18,2	504	71,9	5,77	43,2	300	60	4,06	34,3	14,7
140×100×5	22,4	608	86,9	5,21	52,7	361	72,3	4,02	41,8	18,3
160×120×5	26,4	962	120	6,04	72,1	618	103	4,84	59,2	21,3
160×120×6	31,2	1121	140	5,99	84,6	718	120	4,79	69,5	25,4
180×140×5	30,4	1431	159	6,86	94,5	973	139	5,66	79,7	24,4
180×140×6	36	1673	185	6,81	111	1136	162	5,61	93,7	29,2
180×140×7	41,6	1902	211	6,77	127	1289	184	6,56	107	33,9
200×160×5	34,4	2030	203	7,69	120	1443	180	6,48	103	27,5
200×160×6	40,8	2381	238	7,64	142	1690	211	6,43	122	32,9
200×160×7	47,2	2715	272	7,59	162	1925	241	6,39	139	38,2
200×160×8	53,4	3031	303	7,54	184	2147	268	6,34	157	43,5

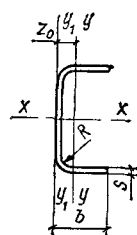
Таблица 5. Профили стальные гнутые С-образные равнополочные по ГОСТ 8282 — 83*



Размер профиля, мм	Размер сечения, мм					Площадь сечения A , см ²	z_0 , см	Справочные значения для осей						Масса 1 м длины, кг
	h	b	d	s	R , не более			$x-x$			$y-y$			
								J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	J_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	
400×160× ×50×3	400	160	50	3	4,5	24,01	5,06	6073,68	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	18,85
400×160× ×60×4	400	160	60	4	10	32,27	5,29	8028,19	401,41	15,77	1219,71	113,92	6,15	25,33

Таблица 6. Швеллеры стальные гнутые равнополочные по ГОСТ 8278 — 83* (из углеродистой стали)

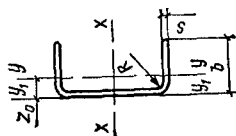
Приложение VIII



Размер сечения, мм				n	n ₁	Площадь сечения, см ²	Z ₀ , CM	Справочные значения для осей								Масса 1 м длины, кг
								x-x				y-y				
								J _{x'} , CM ⁴	W _{x'} , CM ³	i _{x'} , CM	S _{x'} , CM ³	J _{y'} , CM ⁴	W _{y'} , CM ³	i _{y'} , CM		
h	b	s	R, не более													
60	32	3	4	8,3	15,3	3,4	0,97	18,31	6,1	2,32	3,62	3,38	1,52	1	2,07	
80	50	4	6	10	15	6,6	1,6	65,98	16,5	3,16	9,65	16,6	4,48	1,58	5,18	
100	50	3	4	14,3	28,7	5,68	1,39	87,88	15,57	3,93	10,24	14,05	3,9	1,57	4,47	
120	60	4	6	12,5	25	9	1,7	198,65	33,11	4,7	19,37	31,91	7,42	1,88	7,07	
140	60	4	6	12,5	30	9,8	1,57	285,42	40,77	5,39	24,08	33,57	7,59	1,85	7,7	
160	80	4	6	17,5	35	12,2	2,2	489,16	61,14	6,33	35,42	78,01	13,44	2,53	9,58	
160	80	5	7	13,6	27,2	15,09	2,24	595,66	74,46	6,28	43,45	95,4	16,57	2,51	11,85	
180	80	5	7	13,6	31,2	16,09	2,12	784,86	87,21	6,98	51,24	99,15	16,86	2,48	12,63	
200	80	4	6	17,5	45	13,81	1,96	823,48	82,35	7,72	48,43	83,67	14,86	2,46	10,83	
200	80	5	7	13,6	35,2	17,09	2,01	1006,26	100,63	7,67	59,54	102,45	17,1	2,45	13,42	
250	125	6	9	18,3	36,7	28,66	3,42	2811,72	224,94	9,9	130,14	448,01	19,33	3,95	22,5	
300*	100	8	12	10	32,5	37,61	2,36	4695,5	313	11,17	189,26	371,59	48,07	3,14	29,53	

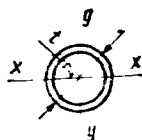
* Профиль выпускается по ТУ 14-2-287—77.

Приложение VIII
Таблица 7. Швеллеры стальные гнутые равнополочные по ГОСТ 8278 — 83* (из низколегированной стали)



Размер сечения, мм				n	n ₁	Площадь сечения, см ²	z ₀ , см	Справочные значения для осей							Масса 1 м длины, кг
h	b	s	R, не более					x—x				y—y			
								J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
200	100	6	14	13,3	16,7	22,4	2,83	1374,27	137,43	7,83	80,33	222,2	30,99	3,15	17,59
280	140	5	12	24,6	49,2	26,88	3,77	3345,30	238,45	11,16	138,06	533,5	52,16	4,46	21,1

Таблица 8. Сокращенный сортамент электросварных прямошовных труб



D, мм	t, мм	Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения для осей $x-x$, $y-y$		
				$J_x = J_y$	$W_x = W_y$	$'x = 'y$
83	3	7,5	5,9	60	14	2,84
89	3	8,1	6,4	75	17	3,04
102	3	9,3	7,3	114	22	3,5
102	4,5	13,8	10,8	164	32	3,45
114	3	10,5	8,2	161	28	3,93
114	3,5	12,2	9,5	185	32	3,91
114	4,5	15,5	12,2	232	41	3,88
114	5	17,1	13,4	255	45	3,86
127	3	11,7	9,2	225	35	4,39
127	3,5	13,6	10,7	259	41	4,37
127	4	15,5	12,1	293	46	4,35
127	4,5	17,3	13,6	325	51	4,33
127	5	19,2	15	357	56	4,32
140	4,5	19,2	15	440	63	4,79
140	5	21,2	16,6	484	69	4,78
159	3,5	17,1	13,4	517	66	5,5
159	4	19,5	15,3	585	74	5,48
159	5	24,2	19	718	90	5,45
159	6	28,8	22,6	845	106	5,41
159	7	33,4	26,2	967	122	5,38
168	4	20,6	16,2	693	82	5,8
168	4,5	23,1	18,1	772	92	5,7
168	5,5	28,1	22	928	110	5,75
168	6	30,5	24	1000	119	5,73
168	8	40,2	31,6	1290	153	5,66
219	3,5	23,7	18,6	1380	126	7,62
219	4	27	21,2	1560	142	7,6
219	4,5	30,3	23,8	1740	158	7,59
219	5	33,6	26,4	1920	176	7,57
219	6	40,2	31,5	2280	208	7,53
219	7	46,6	36,6	2620	240	7,5
219	8	53	41,6	2960	270	7,47
273	4	33,8	26,5	3060	224	9,52
273	6	50,3	39,5	4480	328	9,45
273	7	58,5	45,9	5200	379	9,41

Приложение VIII
Продолжение табл. 8

D, мм	i, мм	Площадь сечения A, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения для осей x-x, y-y		
				$J_x=J_y$	$W_x=W_y$	$i_x=i_y$
273	8	66,6	52,3	5850	429	9,37
325	4	40,3	31,7	5200	320	11,4
325	6	60,1	47,2	7650	470	11,3
325	7	69,9	54,9	8850	545	11,2
325	8	79,7	62,5	10 000	615	11,2
377	6	64,9	54,9	12 000	640	13,1
377	7	81,5	63,9	13 900	740	13,1
377	8	92,7	72,8	15 800	835	13,1
377	9	104	81,7	17 600	935	13
426	6	79,2	62,1	17 500	820	14,9
426	7	92,1	72,3	20 200	950	14,8
426	8	105	82,5	23 000	1 080	14,8
530	7	115	90,3	39 500	1 480	18,5
530	8	131	103	44 500	1 680	18,5
530	9	147	116	50 000	1 890	18,4
630	7	137	108	66 500	2 100	22
630	9	175	137	84 500	2 690	22
720	8	179	140	113 000	3 150	25,2
720	9	201	158	127 000	3 550	25,2
720	10	223	175	140 000	3 900	25,1
820	8	204	160	168 000	4 100	28,7
820	9	229	180	188 000	4 600	28,7
820	10	254	200	210 000	5 100	28,6
820	11	279	220	230 000	5 600	28,6
1020	9	286	224	366 000	7 150	35,7
1020	10	317	249	405 000	7 950	35,7
1020	10,5	332	262	425 000	8 300	35,7
1020	12	380	298	480 000	9 450	35,7
1020	14	442	347	555 000	10 900	35,6
1220	11	418	328	765 000	12 500	42,8
1220	12	455	358	830 000	13 600	42,7
1220	14	530	416	965 000	15 800	42,7
1220	15,2	575	452	1 040 000	17 100	42,6
1220	16	605	475	1 100 000	18 000	42,6
1420	12	531	417	1 320 000	18 500	49,8
1420	14	618	485	1 530 000	21 500	49,8
1420	16	706	554	1 740 000	24 500	49,7

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

А

Алюминиевые сплавы:

- виды 34
- марки 34
- профили проката 35
- расчетные сопротивления 36
- условия работы 37

Б

Балки:

- виды 84
- двутавровые прокатные 31, 388
- составные 32, 90
- подкрановые 203

Болты:

- классы 68
- расчет 70
- расчетные сопротивления 361, 372

В

- Вес элементов перекрытий 55
- Виды панелей для перекрытий 224
- Виды сечений элементов прокатных и составных 125
- Выбор марок сталей 16

Г

- Гибкость элементов 116, 237
- Группы предельных состояний:

вторая 44

первая 38

Группы сталей 15

Д

Данные для расчета соединений 358

Двутавры 388

Детали узлов:

балок 102, 105—111, 221

колонн 135, 140, 171, 175, 201

ферм 248, 255, 261, 272—279, 292, 301, 305

З

Заклепки:

виды 68

расчет соединений 70

расчетные сопротивления 362, 371

К

Класс болтов 68

Колонны:

— сквозные 120

— сплошные 116

стык частей

Конструкции металлические:

группы 15

область применения 6

указания по проектированию 7, 13

Коэффициенты надежности:

по материалу 39

по нагрузке 48—51
по назначению 42

М

Марки:
сплавов алюминиевых 34
сталей низколегированных 16
— углеродистых 16
Модуль упругости:
сплава алюминиевого 368
стали 90

Н

Нагрузки:
ветровая 53, 354
виды 48
временные 52
крановые 55, 356
постоянные 48
расчетные 48
снеговая 52, 349
сочетания 51
Настил стальной:
плоский 87
профилированный 283, 317,
404

О

Обозначения буквенные 4

П

Панели железобетонные для
перекрытий 224
Примеры расчета:
балок перекрытия 88, 90
колонн 124, 148
настила 87

резервуара 332
ферм стропильных 234, 238,
255, 261, 273, 278, 296, 317

Проектирование:
балок и балочных клеток 84
колонн 116, 141
резервуаров 330
ферм 228, 257, 278
Профили гнутые 31, 420
Профили прокатные:
двутавровые 31, 388, 415
трубы 33, 425
уголковые 31, 390
швеллеры 31, 389

Р

Радиусы инерции сечений 125
Районирование территории
СССР по нагрузкам:
ветровым 354
снеговым 349
Расчет конструкций:
— — балок 88, 90, 208
— — — прокатных 88
— — — составных 90
— — колонн 124, 148
— — настила профилирован-
ного 262, 317
— — соединений 56, 70
— — ферм стропильных 234,
238, 255, 265, 278, 296, 317
основные расчетные форму-
лы 44
Рельсы крановые 399

С

Связи по фермам 230
Соединения:
болтовые и заклепочные 67
сварные 56
фланцевые 307, 312

Сопротивление стали

нормативное 24, 25, 26

расчетное 24, 25, 26

Сортамент металла 14, 30

Сплавы алюминиевые:

виды и марки 33, 34

расчетные сопротивления 36

Стадии проектирования конструкций 13

Сталь:

виды 14

механические свойства 28

указания по выбору 16

Стык колонн 171

ригеля с колонной 135, 143, 144

Т

Трубы:

сопряжения стержней 261

сортамент 401, 402, 425

У

Уголки 390, 394

Узлы ферм 248, 255, 261, 272, 276, 279, 292, 301, 305

Указания по:

выбору марок стали 16

конструированию балки подкрановой 223

— оголовка колонн 139

— фермы 254, 289

проектированию металлоконструкций 7

Фермы стропильные 228

Формулы расчетные 44—47

Фундаменты под колонны 135, 175

Х

Характеристики сечений геометрические:

балки составной 90—92

колонны сквозного сечения 124, 125, 148, 149

Ч

Части колонн:

надкрановая 142

назначение размеров 141

подкрановая 142

расчет сечений центрально-сжатой 124

— внецентренно-сжатой 148

Ш

Швеллеры 389

Швы:

— сварные 56

— температурные 328

Э

Эффективность стальных конструкций 8

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Принятые основные буквенные обозначения	4
Введение	6
§ 1. Область применения металлических конструкций	6
§ 2. Краткие указания по проектированию	7
§ 3. Стадии проектирования	13
Глава 1. Основные характеристики и сортамент металла	14
§ 1. Углеродистые и низколегированные стали	14
§ 2. Механические свойства стали	28
§ 3. Сортамент прокатной стали	30
§ 4. Алюминиевые сплавы	33
Глава 2. Расчет металлических конструкций по предельным состояниям	38
§ 1. Группы расчетных предельных состояний	38
§ 2. Основные формулы для расчета элементов металлических конструкций	44
§ 3. Нагрузки и воздействия на строительные конструкции	48
Глава 3. Расчет соединений металлических конструкций	56
§ 1. Сварные соединения	56
§ 2. Заклепочные и болтовые соединения	67
Глава 4. Проектирование балочных клеток междуэтажных перекрытий и промышленных площадок	84
§ 1. Компонировка конструктивной схемы перекрытия	84
§ 2. Определение нагрузки на балки и расчетных усилий	86
§ 3. Расчет плоского стального настила	87
§ 4. Подбор сечения прокатных балок	88
§ 5. Компонировка и подбор сечения составных сварных балок	90
§ 6. Новые конструктивные решения балочных конструкций	114
Глава 5. Расчет и конструирование центрально-сжатых колонн	116
§ 1. Общие положения	116
§ 2. Примеры расчета конструкций колонн	124
Глава 6. Расчет и конструирование внецентренно-сжатых колонн	141
§ 1. Общие положения	141
§ 2. Примеры расчета элементов колонн	148
Глава 7. Проектирование подкрановых балок	203
§ 1. Виды и характеристика подкрановых конструкций	203
§ 2. Расчет нагрузок и определение усилий в подкрановой балке	205

Глава 8. Проектирование конструкций покрытия промышленного здания	223
§ 1. Общие положения. Устройство покрытий	223
§ 2. Типы стропильных ферм и связи	228
§ 3. Основные положения расчета элементов стропильных ферм	234
§ 4. Конструкция ферм из труб	257
§ 5. Конструкция стропильных ферм с поясами из тавров и решеткой из уголкового профиля	278
§ 6. Проектирование стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей	295
§ 7. Основы проектирования ферм из гнутосварных профилей (ГСП)	312
§ 8. Температурные швы	329
Глава 9. Проектирование резервуаров	330
§ 1. Общие положения	330
§ 2. Наземные вертикальные цилиндрические резервуары	332
Список литературы	348
<i>Приложение I. Нормативные данные для подсчета нагрузок и воздействий</i>	<i>349</i>
<i>Приложение II. Нормативные данные для расчета соединений в стальных конструкциях по СНиП II-23-81*</i>	<i>358</i>
<i>Приложение III. Нормативные данные для проектирования алюминиевых конструкций и соединений по СНиП 2-03-06—85</i>	<i>364</i>
<i>Приложение IV. Данные для расчета на устойчивость центрально-сжатых элементов</i>	<i>373</i>
<i>Приложение V. Данные для расчета балок на устойчивость и на прочность с учетом развития пластических деформаций</i>	<i>376</i>
<i>Приложение VI. Коэффициенты для расчета на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов</i>	<i>380</i>
<i>Приложение VII. Сортамент стальных прокатных профилей</i>	<i>388</i>
<i>Приложение VIII. Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях</i>	<i>408</i>
Предметный указатель	427