

Чл.-корр АН СССР проф. Н. С. СТРЕЛЕЦКИЙ,
проф. А. Н. ГЕНИЕВ, д-р техн. наук. проф. Е. И. БЕЛЕНЯ,
кандидаты техн. наук доценты В. А. БАЛДИН, Е. Н. ЛЕССИГ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Под общей редакцией
чл.-корр. АН СССР, действ. чл. АСИА СССР
проф. д-ра техн. наук *Н. С. СТРЕЛЕЦКОГО*

ИЗДАНИЕ 3-е, ПЕРЕРАБОТАННОЕ

Д о п у щ е н о
Министерством высшего и среднего специального образования СССР
в качестве учебника
для специальности «Промышленное и гражданское строительство»

Сканировал и обрабатывал

Лукин А.О.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

Москва — 1961

В книге рассмотрены основные вопросы проектирования металлических конструкций: работа материала и соединений, методы расчета, компоновка элементов конструкций и конструктивных комплексов промышленного и гражданского строительства, возводимых в металле — промышленных и большепролетных зданий, листовых конструкций, трубопроводов, высотных сооружений связи и опор линий электропередачи, а также даны основы экономики стальных конструкций.

Кроме основных конструктивных форм, рассмотрены новейшие виды металлических конструкций — предварительно напряженных, стале-железобетонных, тросовых и других, а также основы применения строительного алюминия в конструкциях.

Расчет проведен по методике предельных состояний, согласно указаниям СНиП; даны обоснования новых технических условий проектирования.

Книга допущена Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебника для инженерно-строительных вузов и факультетов и может служить пособием для инженеров и аспирантов при изучении и проектировании металлических конструкций.



Рецензенты: кафедра металлических и деревянных конструкций Киевского инженерно-строительного института; ГПИ Гипромез.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Название учебника «Стальные конструкции» в настоящем, третьем, издании изменено на «Металлические конструкции» в связи с тем, что в ближайшем будущем нашего строительства наряду со сталью широкое применение получит алюминий.

Учебник подвергся значительной переработке вследствие больших изменений в строительстве за последние годы. К ним относятся: широкое внедрение сборного железобетона, непосредственно отразившееся на областях применения металлических конструкций в каркасах промышленных зданий и сооружений, а также развитие отдельных видов промышленного строительства, где используется в конструкциях металл; огромный и все возрастающий размах промышленного строительства, требующий большой экономии металла, и в связи с этим появление новых конструктивных форм металлических конструкций (предварительно напряженных, тросовых, стале-железобетонных и др.); изменение в компоновке каркасов зданий в сторону планировки укрупненной сетки колонн, беспрогонных покрытий и бесфонарных зданий; предстоящее внедрение алюминиевых сплавов в строительные конструкции и многое другое.

Кроме того, разработаны новые Нормы и технические условия проектирования металлических конструкций и изменены ГОСТы на сталь. В связи с более глубоким изучением проблемы работы стали в пластической стадии, необходимость учета развития пластических деформаций стала одним из главных вопросов расчета стальных конструкций. В программу учебных заведений по специальности «Промышленное и гражданское строительство» введены особые курсы: «Технология металлов» (с разделом «Металловедение») и «Технология сварки».

Все это, естественно, потребовало от авторского коллектива значительной переработки учебника, хотя структура учебника в основном осталась без изменений.

Как и в предыдущих изданиях, основным разделом книги является раздел первый «Элементы металлических конструкций». Этот раздел дан в более развернутом виде с тем, чтобы он мог служить основой проектирования металлических конструкций не только промышленных зданий, но и зданий и сооружений иного назначения. Наряду со стальными конструкциями в учебнике рассмотрены и конструкции из алюминиевых сплавов.

Рассмотрены также новые конструктивные формы элементов металлических конструкций.

Раздел второй «Конструкции производственных зданий» также переработан: изъяты материалы, касающиеся конструкций зданий с небольшими пролетами, перешедших в область сборного железобетона;

более широко изложены вопросы компоновки и типизации каркасов зданий, а также освещены конструкции смешанных каркасов.

Рассмотрение конструкций большепролетных и многоэтажных каркасных зданий объединено в один раздел (третий), в котором изложены принципиальные основы их проектирования. Этот раздел существенно дополнен вопросами применения для строительных конструкций алюминия, а также новых видов конструкций — предварительно напряженных, тросовых, оболочек и др.

Раздел четвертый «Листовые конструкции» сокращен: исключено описание бункеров, силосов и водонапорных резервуаров, возводимых в настоящее время из железобетона, а также конструкций доменных цехов. Описание последних вследствие их специфики, так же как и конструкций мостов, дается в специальном курсе. В четвертый раздел включены конструкции трубопроводов, значение которых для народного хозяйства возрастает из года в год.

Раздел пятый «Башенные и мачтовые сооружения» содержит принципиальные основы конструирования и расчета антенных сооружений для радиосвязи и телевидения, а также опор линий электропередачи. Параграф, в котором рассматривались стальные дымовые трубы, исключен как утративший актуальность.

Раздел шестой «Основы экономики стальных конструкций» является заключительным. В нем дается конкретизация мероприятий по снижению затрат стали на металлические конструкции, и на базе анализа структуры стоимости предлагается методика определения стоимости стальных конструкций в процессе проектирования.

Основная методическая установка учебника осталась прежней; она заключается в сравнительном анализе возможных конструктивных решений металлических элементов.

Расчетный материал, приведенный в книге, базируется на методике расчета по предельным состояниям.

Введение, главы I, II, III, V, VI и XXVI написаны проф. Н. С. Стрелецким; главы XI, XII, XIII, XIV, XV, XVI и XVII — проф. А. Н. Гениевым; глава VIII — канд. техн. наук доц. В. А. Балдиным; главы IV, IX, X и XVIII — д-ром техн. наук проф. Е. И. Беленя; главы VII, XIX, XX, XXI, XXII, XXIII, XXIV, XXV — канд. техн. наук доц. Е. Н. Лессигом.

За время издания книги Госстроем СССР утверждены новые директивные и нормативные документы: «Основные направления повышения технического уровня и снижения сметной стоимости строительства зданий и сооружений промышленности и транспорта», «Указания по строительному проектированию предприятий, зданий и сооружений» различных отраслей промышленности (СН 118-60, СН 125-60 и др.), «Технические условия проектирования строительных конструкций из алюминиевых сплавов» (СН 113-60) и др., что потребовало некоторых добавлений и изменений, помещенных в конце книги.

ВВЕДЕНИЕ

§ 1. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Решения XXI съезда и пленумов ЦК КПСС 1959 и 1960 гг. о техническом прогрессе в развитии народного хозяйства СССР выдвигают вопросы усовершенствования производственных процессов и оборудования, типов зданий и сооружений, как основное направление в развитии материальных ресурсов нашей страны для достижения наиболее высоких качественных и экономических результатов, полностью отвечающих темпам развития народного хозяйства и ускорению оборачиваемости государственных средств.

Идея технического прогресса стимулирует переход на новые технические приемы, радикально решающие поставленные задачи, и ведет к отмиранию старых приемов, не отвечающих современным требованиям. Применительно к металлическим конструкциям в строительстве можно утверждать, что они отвечают поставленным задачам технического прогресса: они надежны, обладают высокими качествами, индустриальны и обеспечивают высокие темпы изготовления и возведения; благодаря высокой прочности они экономичны по затрате материала, транспортабельны и долговечны. Вследствие этого потребление металла в народном хозяйстве очень велико и все возрастает вместе с ростом строительства. Отсюда возникает необходимость строгой экономии в расходовании металла. Его следует применять лишь там, где он существенно необходим, и заменять другими, менее дефицитными материалами всюду, где это возможно.

Основным материалом — заменителем металла в строительстве является железобетон. Железобетонные, особенно сборные, конструкции индустриальны, поэтому они получили широкое распространение в тех областях строительства, где основной недостаток железобетона — большой вес — является менее существенным (главным образом в промышленном и транспортном строительстве).

Области применения стали и железобетона в зданиях промышленного и гражданского строительства определены изданными в 1951 г. Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства «Техническими правилами по экономному расходованию металла, цемента и леса в строительстве». В последующих изданиях (1954 и 1957 гг.) это разграничение уточнено, причем применение стальных конструкций запрещено в тех случаях, когда использование сборного железобетона, безусловно, рационально. Стальные конструкции применяются в сооружениях с большими нагрузками, пролетами и высотами.

Критерием рационального разграничения областей применения металлических конструкций являются в первую очередь экономические соображения в широком смысле этого слова, причем имеются в виду вопросы не только снижения стоимости, но и целесообразности применения данных материалов, возможности скорейшего ввода в эксплуатацию новых мощностей, новых предприятий и т. д.

На Всесоюзном совещании строителей в 1954 г. подчеркнута важность перехода в строительстве на сборный железобетон и выработан ряд основных мероприятий, включающих также указания о необходимости усиления типового проектирования и, в частности, типизации конструкций, уменьшения числа типовых проектов и повышения серийности промышленных изделий.

В Постановлении ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 23 августа 1955 г. «О мерах по дальнейшей индустриализации, улучшения качества и снижению стоимости строительства» дана развернутая программа работы в этой области, уточненная и развитая решениями XXI съезда и Пленума ЦК КПСС от 29 июня 1959 г.

В металлических конструкциях основные направления технического прогресса определяются этими же постановлениями и решениями, и в первую очередь необходимостью всемерной экономии металла. Сюда следует отнести: переход на применение стали повышенного качества, усовершенствование сортамента, применение стале-железобетонных конструкций, а также специально облегченных конструкций (предварительно напряженных, тросовых и др.), внедрение конструкций из легких сплавов, искусственное перераспределение усилий в конструкциях и др.

Изучение и внедрение новых конструктивных форм не противопоставляется изучению и совершенствованию обычных современных конструкций, так как каждый вид конструкций до настоящего времени еще имеет свою область рационального применения кроме того, изучение новых конструкций невозможно без знания существующих.

Столь же важны усовершенствование процесса изготовления конструкций, а также оборудования и приспособлений, переход на автоматические процессы (сварка, резка и т. д.) и на автоматические линии (поточное производство), повышение серийности и вытекающая отсюда типизация.

Несмотря на возрастающее применение железобетона, использование стали в металлических строительных конструкциях не сокращается, а увеличивается. В 1958 г. на заводах изготовлено 800 тыс. т металлических конструкций, в том числе на основных заводах министерств строительства РСФСР и УССР и Министерства транспортного строительства СССР 580 тыс. т, что в 5 раз больше выпуска 1939 г. Кроме того, в мастерских изготовлено ~ 330 тыс. т; таким образом, всего в 1958 г. изготовлено более 1 100 тыс. т металлических строительных конструкций¹. Всего на строительство в 1958 г. израсходовано 1 600 тыс. т стали, не считая арматуры. Следовательно, около 500 тыс. т изготовлено на небольших предприятиях или поступило на строительство без заводской обработки. Темпы роста продукции указанных заводов даны на рис. 1. Интенсивный рост продукции заводов происходит в течение всего послевоенного периода вплоть до 1954 г., после чего в связи с внедрением сборного железобетона наблюдается спад до 1956 г. Но затем, с 1957 г. снова начинается интенсивное возрастание, несмотря на продолжающееся развитие железобетона. В соответствии с контрольными цифрами развития народного хозяйства СССР потребность в металлических строительных конструкциях на 1965 г. составит ~ 3 000 тыс. т;

из них около 800 тыс. т может быть исключено за счет дальнейшего расширения применения железобетона и, таким образом, остается ~ 2 200 тыс. т, т. е. вдвое больше, чем в 1958 г. Для покрытия этой потребности производится постройка нескольких новых заводов.

Такое положение объясняется как общим развитием народного хозяйства, так и тем, что понятие «стальные строительные конструкции» значительно шире понятия «стальные конструкции промышленных зданий». Речь идет о применении стали в большой области подвижных строительных конструкций — мостовых, порталных, башенных и стреловых кранов, подвижных мостов для горных разработок (отвальных мостов), транспортерных подвижных мостов, конструкций больших строительных машин и т. д.; о применении стали в листовых конструкциях (резервуарах, газгольдерах, трубопроводах и др.) и гидротехнических сооружениях; в больших стационарных транспортных мостах; в высотных сооружениях — башнях и мачтах для радиосвязи и телевидения, для нефтяных горных разработок, в опорах линий электропередачи высокого напряжения и др. и, наконец, в конструкциях тяжелых цехов разных отраслей промышленности с кранами большой грузоподъемности, а также в конструкциях большепролетных перекрытий общественных зданий и сооружений, для которых основной нагрузкой является собственный вес (поэтому в целях уменьшения трудностей при конструировании и монтаже существенно важно снижение этого веса).

Область применения алюминия определяется его спецификой и в соответствии с этим охватывает: конструкции ограждений (кровли, стены, переплеты); подвижные конструкции (всякого рода подвижные мосты, стрелы кранов и т. д.); конструкции, расположенные в отдаленных районах, при перевозке которых особенно существенен вес их; большепролетные перекрытия и др.

Таким образом, объем применения металлических конструкций в строительстве, несмотря на замену их железобетонными, увеличивается с каждым годом.

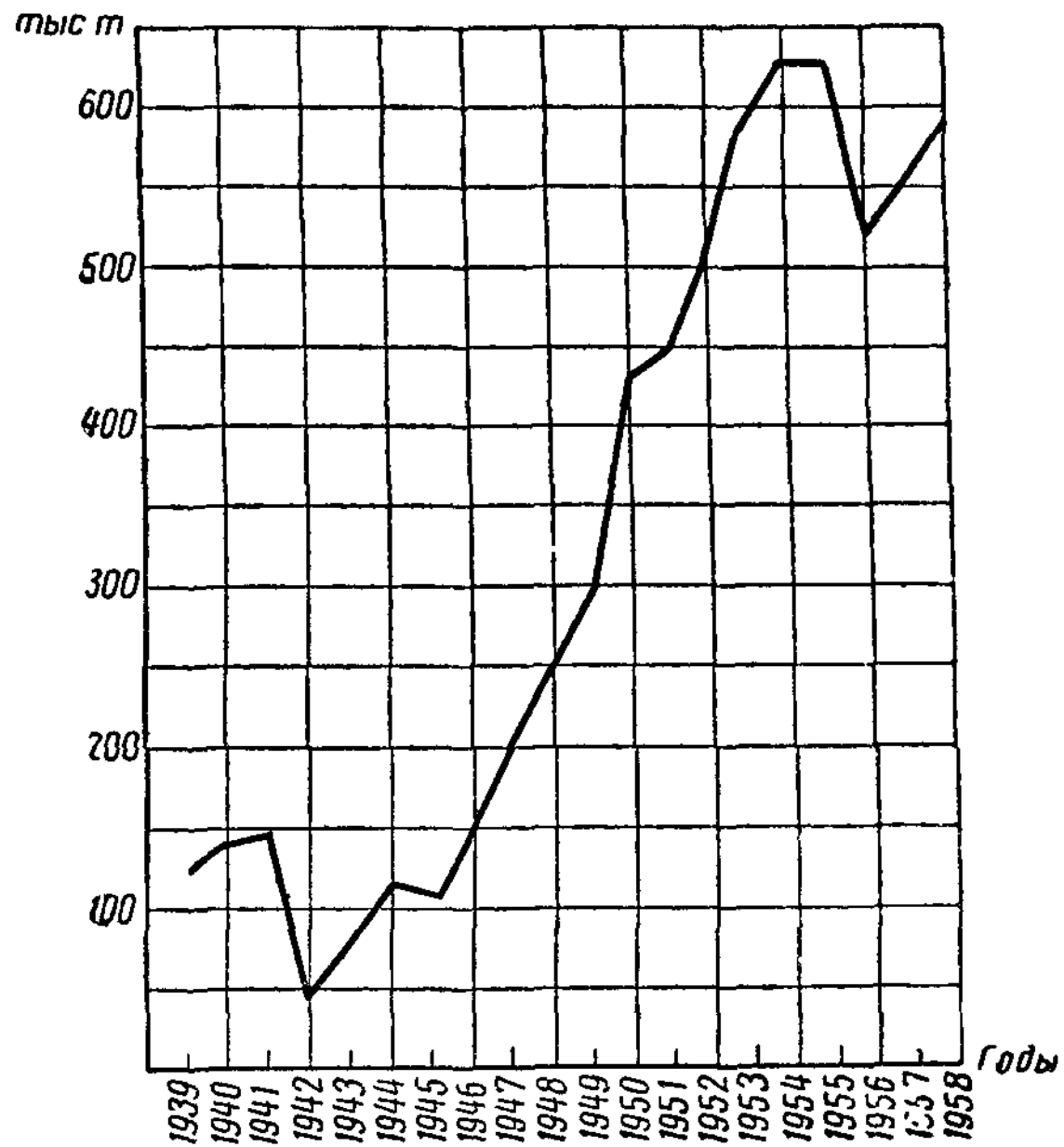


Рис 1 График роста продукции, выпущенной заводами изготовителями стальных конструкций с 1939 по 1958 г.

§ 2. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК РАЗВИТИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Первые металлические (железные) строительные конструкции в виде скреп-затяжек для восприятия распора сводов появились в средние века; античная архитектура их еще не знала. В нашей стране в Успен-

ском соборе во Владимире, построенном в 1158 г., уже имеется хорошо развитая система таких затяжек. Затем затяжки стали использовать и для других целей. В соборе Василия Блаженного в Москве, сооруженном в середине XVI в., имеются затяжки, к которым подвешены потолки, причем ряд затяжек укреплен подкосами. Конструкторы — строители этого собора уже достаточно хорошо понимали работу материала в конструкции; они знали, что на изгиб лучше работает сечение, имеющее высоту, большую чем ширина (полоса затяжки поставлена вертикально), что на продольный изгиб хорошо работает брусок квадратного сечения

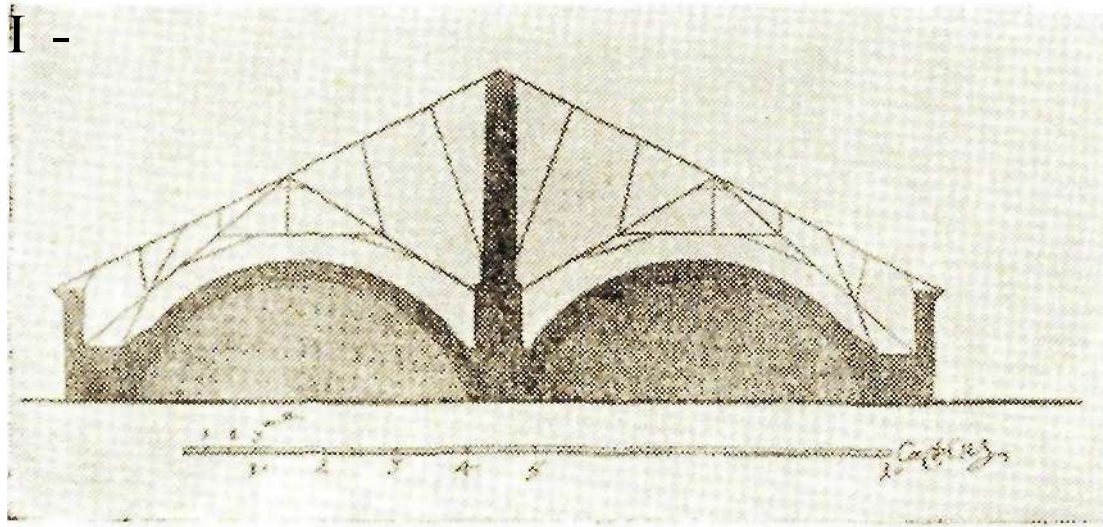


Рис. 2. Железная конструкция перекрытия над зданием Вотчинной коллегии (конец XVII в.)

(подкосы сделаны из брускового железа); они знали закон разложения сил (подкосы имеют упоры). По-видимому, — это одна из первых несущих железных конструкций. Применялись железные конструкции и для стропил. Так, перекрытие Архангельского собора в Москве, поставленное, по-видимому, в начале XVII в., имеет железные стропила; железные стропила имел

также старый Кремлевский дворец, построенный в XVII в. В конце XVII и начале XVIII в. в России имелось очень много железных стропил над гражданскими зданиями (в первом здании Московского университета — в здании главной аптеки, построенном в конце XVII в.), над трапезными монастырей и т. д. Все эти стропила не были фермами; они состояли из наклонных железных ног, подпертых железными стойками, опирающимися на нижнее, обычно сводчатое, перекрытие или на окружающую своды конструкцию, и перекрывали довольно большие пролеты (до 20 м), как правило, со средним столбом (рис. 2).

Широкое распространение в XVII и XVIII вв. имели пространственные железные конструкции в виде каркасов, поддерживающих кровли церковных куполов. Таков каркас купола колокольни Ивана Великого в Москве, сооруженный в 1600 г. Одним из последних куполов такой конструкции является большой купол Казанского собора в Ленинграде, сооруженный арх. Воронихиным в 1805 г. Перечисленные конструкции были изготовлены на горновой сварке и имели замковые соединения с помощью обойм.

За рубежом в указанный период железные конструкции были также распространены.

В первой половине XVIII в. в Англии был освоен процесс литья чугуна для строительных целей; начиная с середины XVIII в. чугунные конструкции получили здесь распространение как в мостовом, так и в гражданском и промышленном строительстве. В России чугун использовался меньше, хотя первые чугунные стропильные конструкции появились у нас еще в 1725 г. (перекрытие крыльца Невьянской башни на Урале).

Первые чугунные мосты появились у нас в 1784 г., спустя 5 лет после появления первого чугунного моста в Англии и раньше, чем в других странах Европы. К этому времени за рубежом металлические конструкции достигли уже значительного совершенства, что видно по конструкциям перекрытия здания театра Французской комедии в Париже, относящимся к 1786 г. (рис. 3).

Первые железные покрытия промышленных зданий в России были поставлены в 1757 г. на Кыштымском заводе. Примененные здесь стропильные фермы появились в результате эволюции наслонных железных стропил XVII и XVIII вв., в которых, как было указано выше, стропильные ноги поддерживались стойками, опиравшимися на потолочное перекрытие (обычно свод). Стойки эти имели разнообразные крепления, так как было известно, что длинные стержни плохо работают на сжатие. Уже в середине XVIII в. опирание на свод было признано нашими строителями нерациональным, и стойки, вместо того чтобы опираться на

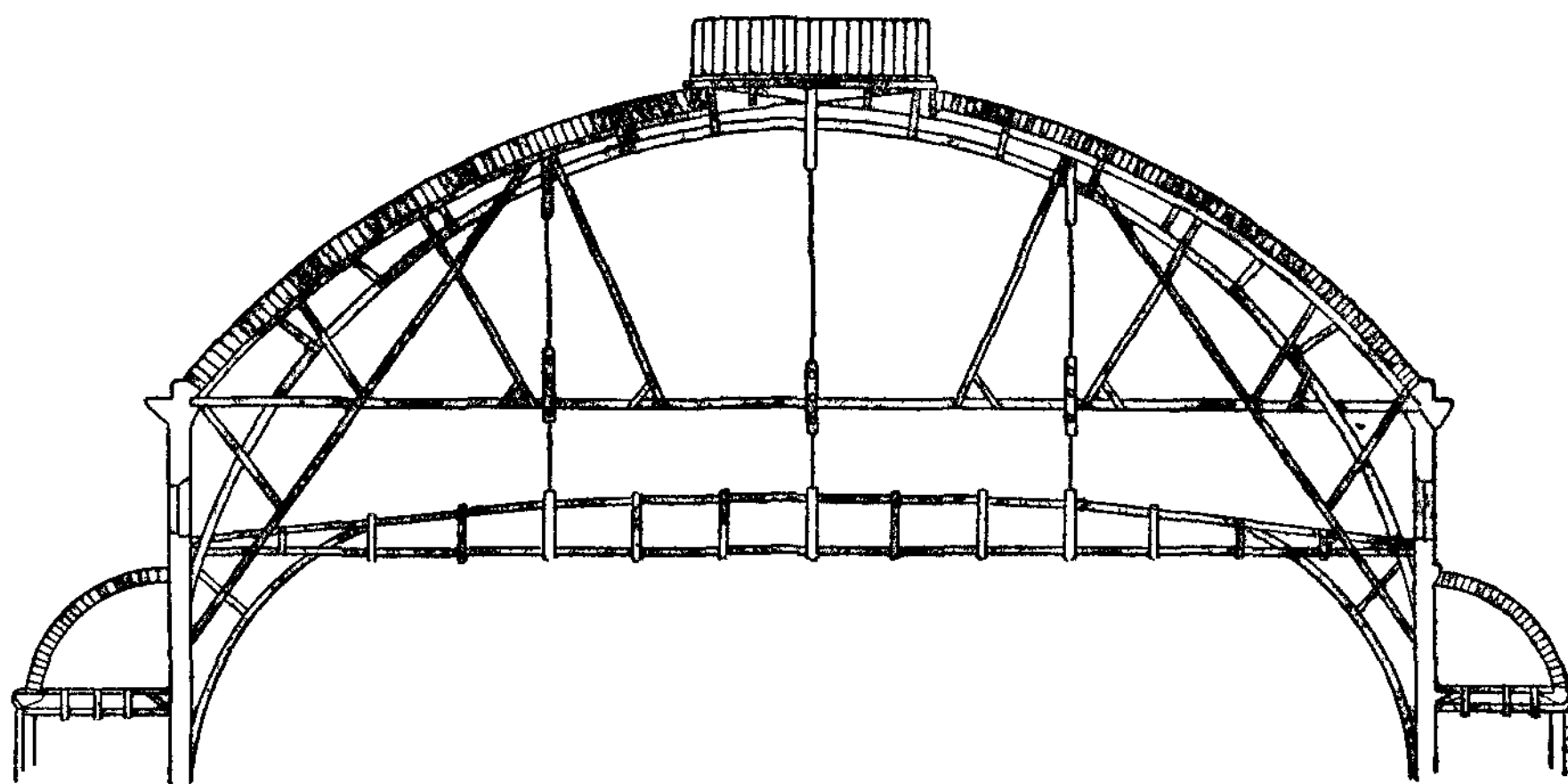


Рис. 3. Перекрытие здания театра Французской комедии в Париже (1786 г.)

нижнее перекрытие, подвешивали с помощью тяг к опорным точкам стропил. Таким образом возникла шпренгельная ферма.

Соединением двух шпренгельных систем получена ферма, состоящая из двух полуферм, связанных затяжкой. Эта эволюция стропильных конструкций нашла свое завершение в конструкциях перекрытий Зимнего дворца в Петербурге, восстановленных после пожара 1837 г.

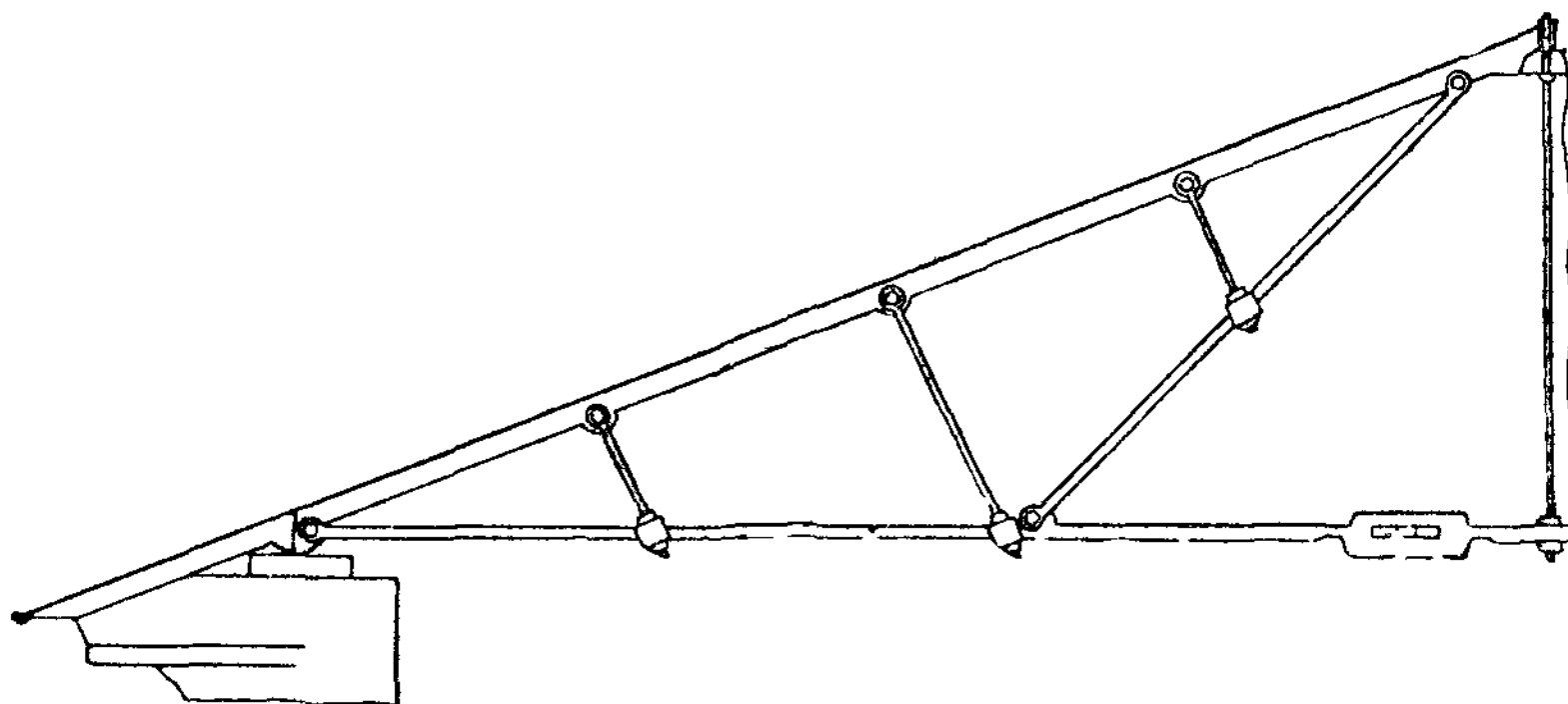


Рис. 4. Перекрытие Зимнего дворца в Петербурге (1837 г.)

(рис. 4). Правда, в фермах Зимнего дворца еще не были поставлены раскосы, однако такой проект существовал.

Таким образом, стропильная ферма из двух полуферм с затяжкой прошла в России совершенно самобытный путь развития.

В первой половине прошлого века железные конструкции достигли у нас высокой степени развития; это подтверждают весьма сложные и хорошо оформленные перекрытия Александринского (ныне имени Пушкина) театра в Петербурге (1832 г.) (рис. 5), а также многочисленные железные перекрытия цехов на заводах Кыштымском, Воткинском, Тульском, Тагильском, Салдинском, Ижорском и др. О размахе строительства говорит тот факт, что при постройке в 1846 г. Калашниковской биржи в Петербурге было поставлено более 900 железных стропильных ферм. Некоторые перекрытия того времени имели большие пролеты (например, на Салдинском заводе — 34 м, рис. 6). Поскольку фасонного проката и листового железа еще не было, конструкции были сквозными; в то же время рациональность угольковых и швеллерных сечений была вполне ясна строителям и такие сечения уже изготовлялись гнутьем разогретых полос на специальных машинах — «жоммах». Прокатка в дальнейшем только технически оформила уже оправданные практикой профили. Развитию железных конструкций во многом способствовало освоение у нас в начале XIX в. процесса получения сварочного железа пудлингованием, менее трудоемкого по сравнению с кричным процессом Соединения в конструкциях производили на проушинах или горновой сварке; пробивка отверстий бойком появилась в нашей стране в Туле в 1820 г.; в 30-х годах начали появляться заклепочные соединения (предложенные еще в 80-х годах XVIII в. архитектором Казаковым в проекте купола для здания сената в Москве).

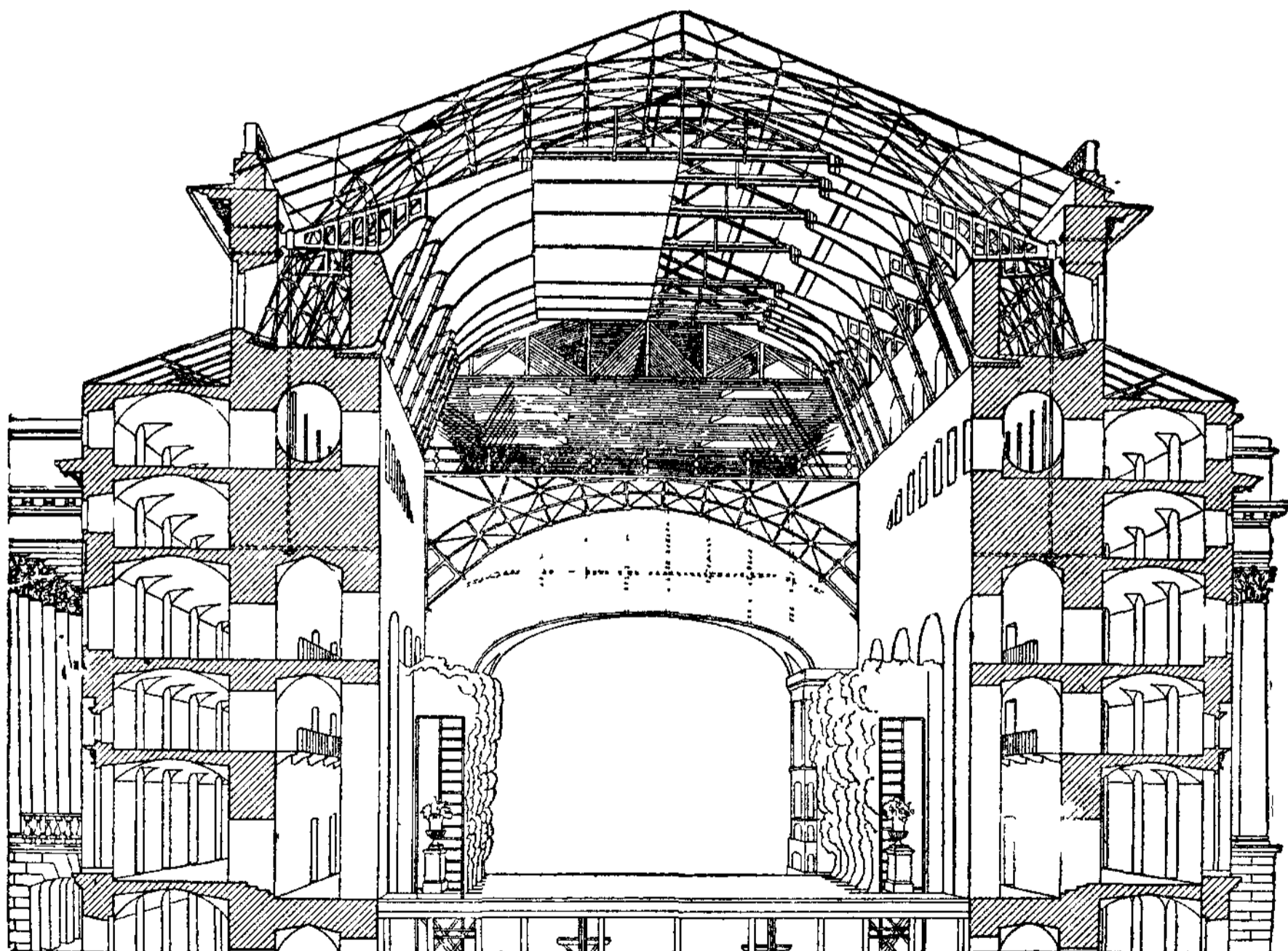


Рис. 5. Перекрытие Александринского (ныне имени Пушкина) театра в Петербурге (1832 г.)

В связи с этим чугунные конструкции в гражданском строительстве (за исключением чугунных колонн) были в России мало распространены. Здесь можно упомянуть чугунный купол Исаакиевского собора

(рис. 7), а также некоторые конструкции перекрытий Александринского театра в Петербурге и стропила нового Кремлевского дворца в Москве.

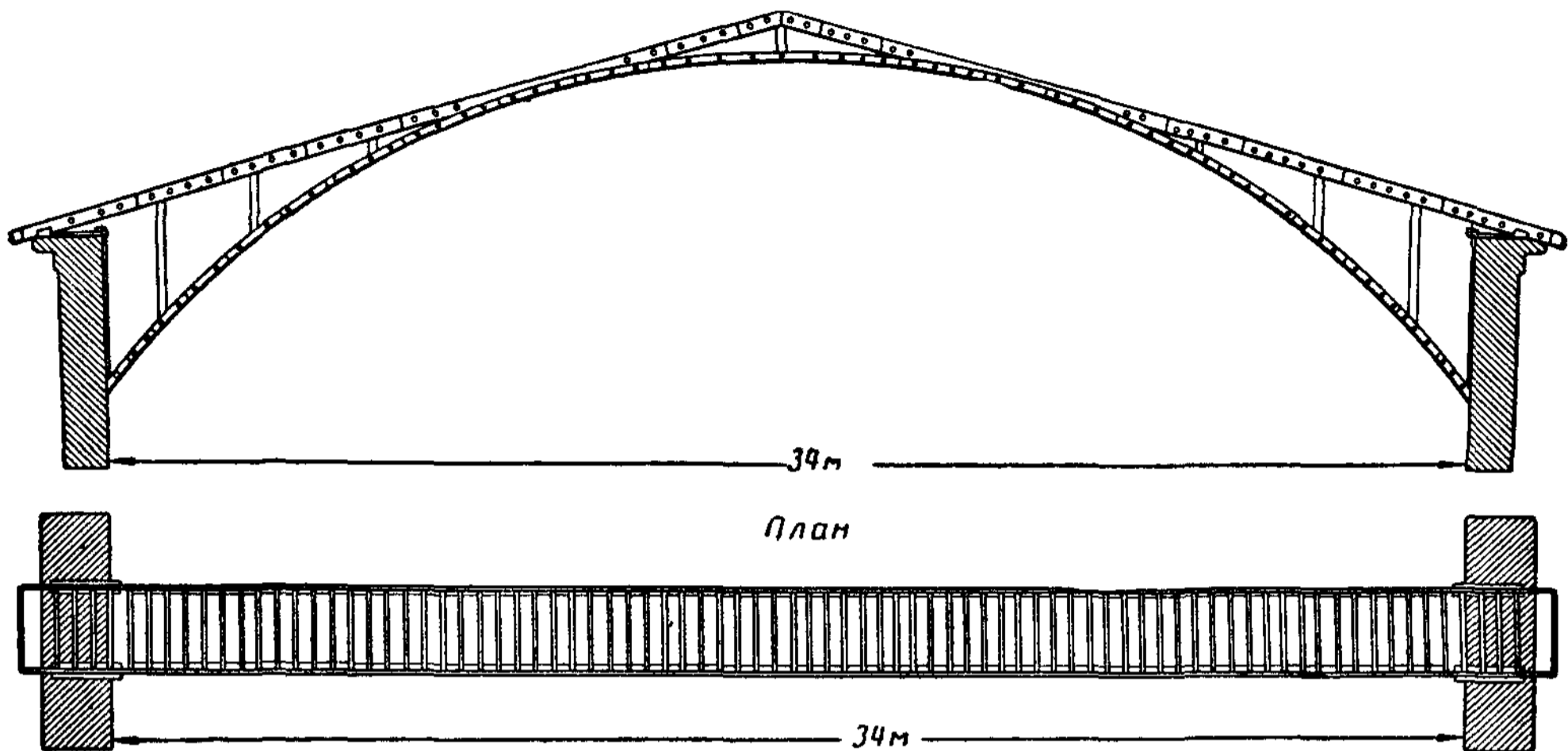


Рис. 6. Перекрытие Салдинского завода на Урале (1830 г.)

Следует отметить, что развитие железных строительных конструкций в царской России шло очень медленно и до конца XIX в. основной конструкцией оставалась треугольная стропильная ферма с узлами на проушинах (рис. 8), весьма несовершенная по своей конструктивной форме. В промышленном строительстве возводились только кирпичные здания, и в других конструкциях перекрытий не возникало необходимости; общественные большепролетные здания почти не строились. За рубежом в промышленном строительстве также преобладали сравнительно небольшие здания с пролетами незначительной величины. Однако там было построено довольно много общественных зданий, выставочных павильонов, вокзальных перекрытий, крытых рынков, башен и тому подобных сооружений. Преследуя зачастую чисто рекламные цели, им придавали иногда рекордно большие размеры. Здесь должны быть отмечены: Хрустальный дворец в Лондоне (1852 г.); павильоны Парижских выставок 1867, 1878 и 1889 гг. (рис. 9), где пролеты некоторых павильонов уже достигали 100 м и более; башня Парижской выставки 1889 г. (башня Эйфеля) высотой 300 м (рис. 10); перекрытия вокзалов во Франкфурте, Дрездене (рис. 11) и др. Строительство всех этих сооружений оказало большое влияние на уменьшение веса и улучшение конструктивной формы металлических конструкций.

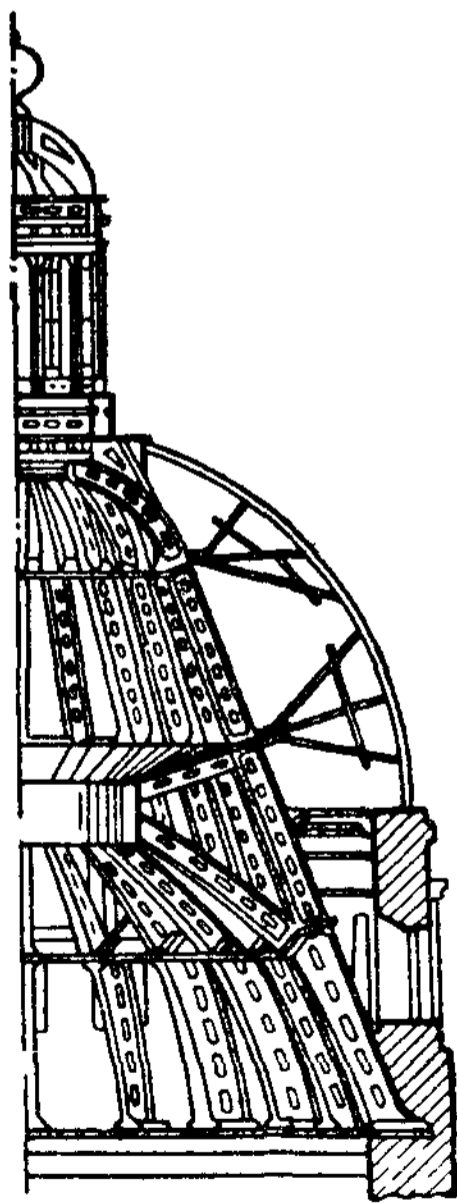


Рис. 7. Купол Исаакиевского собора в Петербурге

Во второй половине XIX в. в нашей стране ведущими среди металлических конструкций были мостовые конструкции. Как уже отмечалось, чугунные мосты появились в России еще в конце XVIII в.; дальнейшее развитие они получили в начале XIX в., когда бы-

ло сооружено несколько чугунных мостов в Петербурге, Москве и других городах. Однако современную конструктивную форму чугунные мосты стали приобретать только начиная с 50-х годов прошлого века.

В 40-х годах прошлого века появился прокат в виде фасонного железа, двутавровых балок и листа, и благодаря этому обстоятельству железные конструкции приобрели современную форму; появились сплошные балки. Начало интенсивного железнодорожного строительства резко стимулировало развитие строительства железных мостов. В 1853 г. через

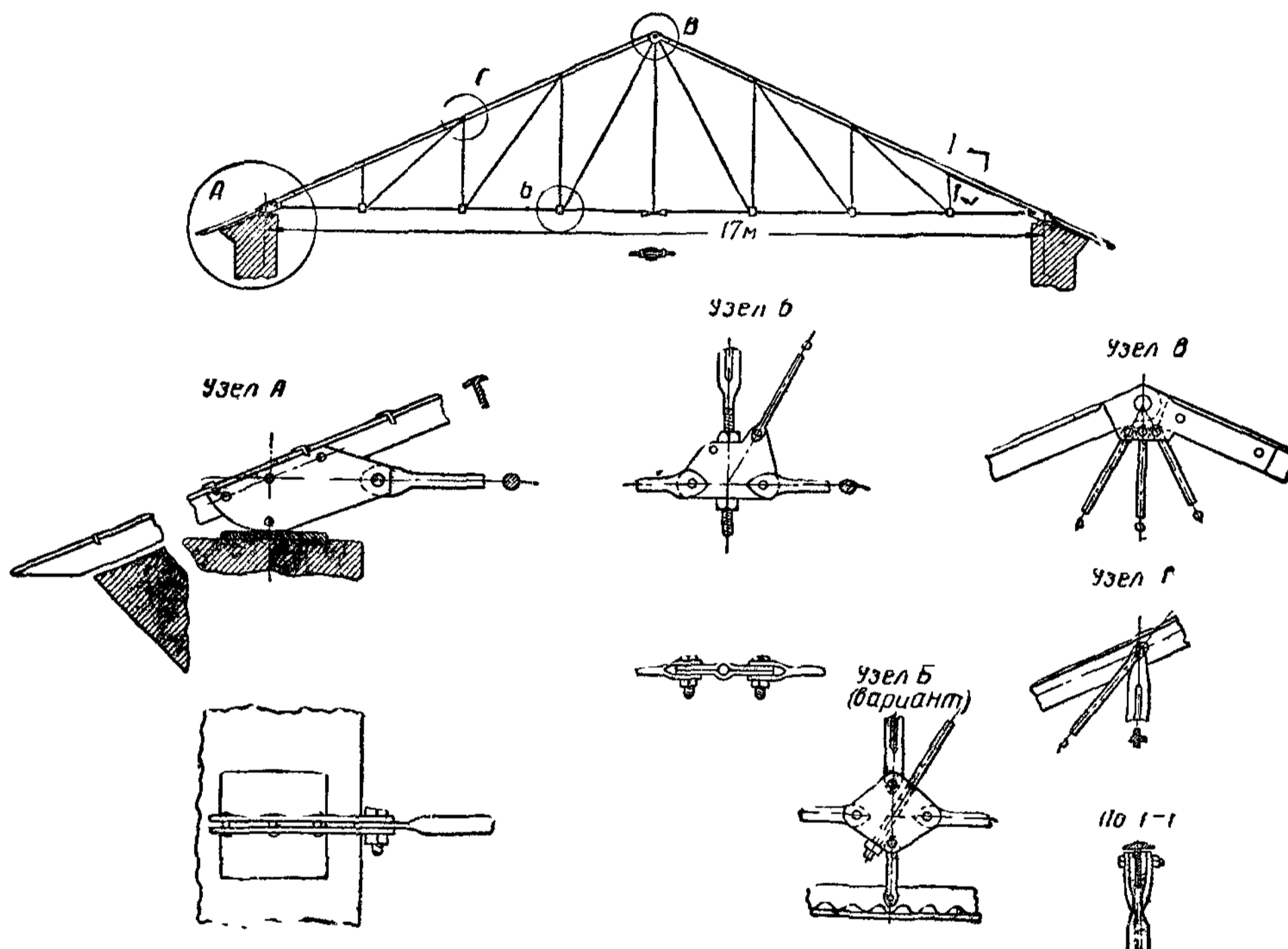


Рис. 8. Стропильная ферма 70-х годов XIX в.

р. Лугу был построен первый железнодорожный мост большого пролета, с железными фермами многорешетчатой системы, просуществовавший 90 лет (разрушен во время Великой Отечественной войны); в 1861 г. через р. Неман около Каунаса построен мост со сплошными балками высотой 7 м; в 1852 г. было начато сооружение арочного моста в Москве (Большого Каменного), по-видимому, одного из первых арочных железных мостов.

Развитие в нашей стране тяжелых металлических (железных) конструкций в мостостроении, приведшее к развитию металлических конструкций в других областях строительства, связано с именами знаменитых русских инженеров: С. В. Кербедза, Н. А. Белелюбского и Л. Д. Проскурякова. Инж. С. В. Кербедз (1810—1899 гг.), построивший первый в России железный мост через р. Лугу, применил для этого моста сквозные фермы¹. Разрабатывая конструкции Лужского моста, инж. Кербедз

¹ Идея применения железных сквозных ферм принадлежит знаменитому русскому механику и изобретателю И. П. Кулибину, предложившему в 1818 г. проект трехпролетного железного арочного моста через Неву со сквозными фермами пролетом около 80 м.

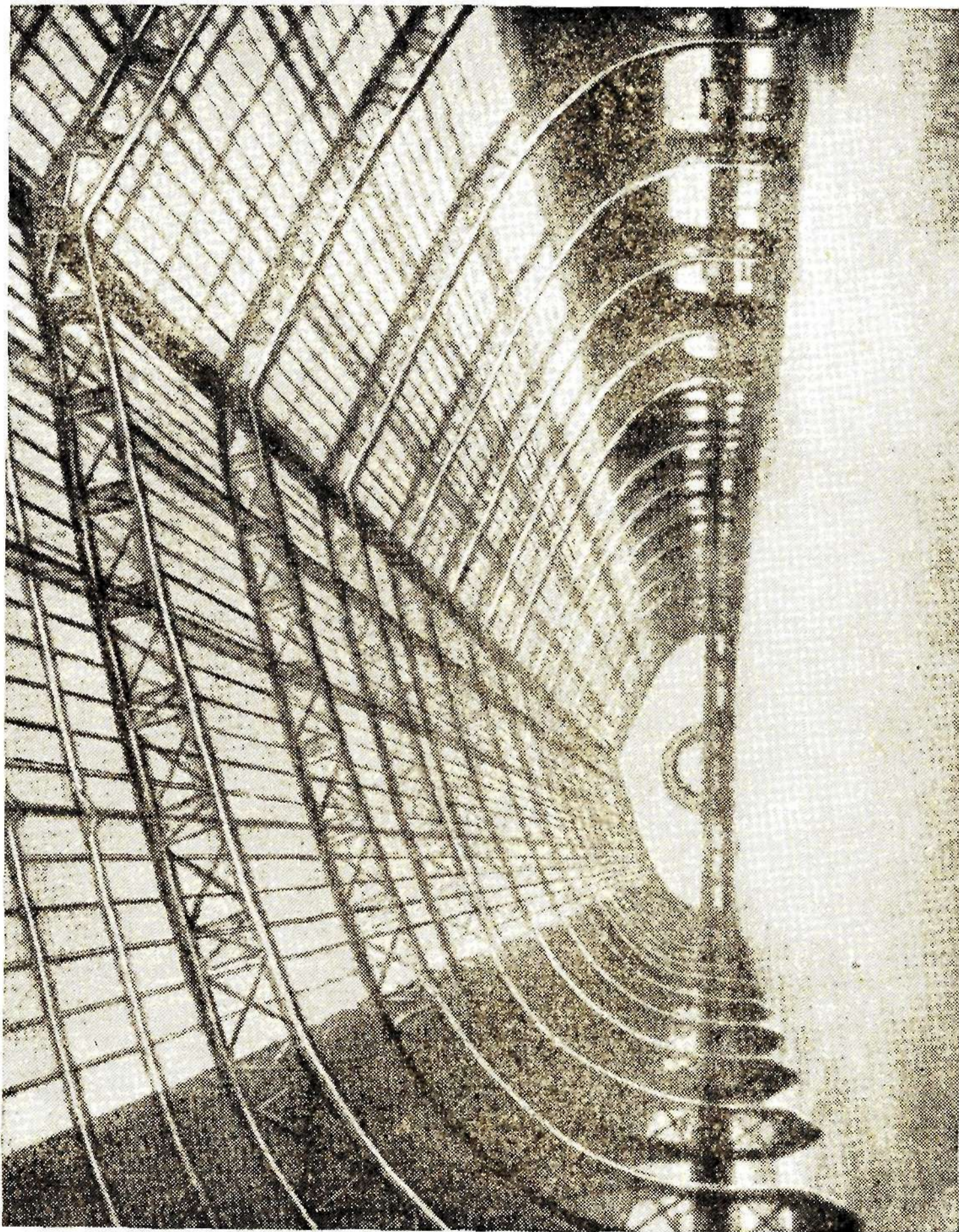


Рис. 9. Галерея машин (пролет 115 м) на Парижской выставке 1889 г.

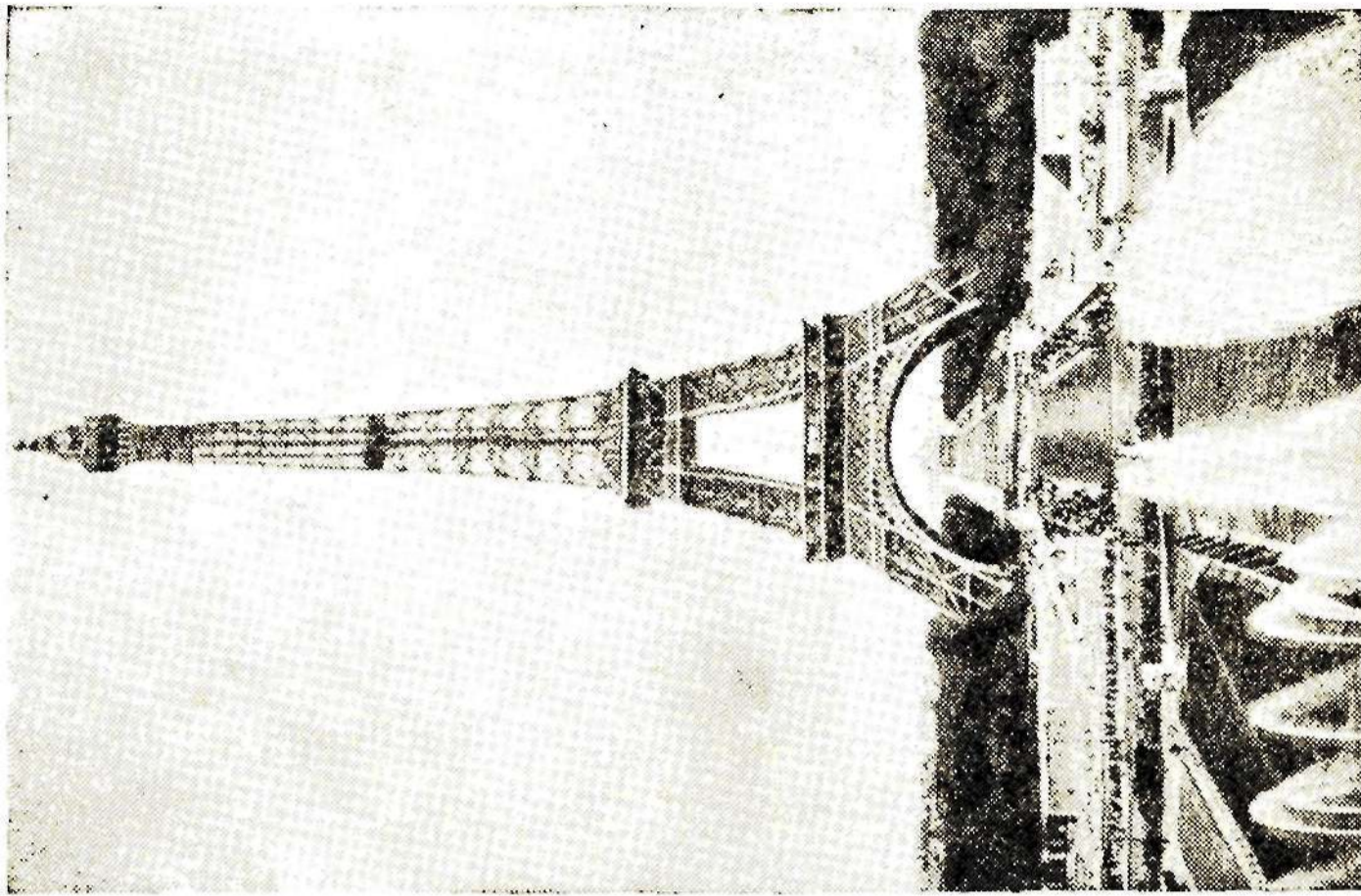


Рис. 10. Башня Эйфеля (высота 300 м)

впервые правильно оформил сжатый стержень, придав ему жесткий профиль и снабдив его соединительными решетками (в соответствии с работой сжатого стержня на продольный изгиб), чем значительно опередил конструкторскую мысль своей эпохи.

Проф. Н. А. Белелюбский (1848—1922 гг.) улучшил конструкцию мостовых ферм, применив в них раскосную решетку. По проектам проф. Н. А. Белелюбского построено большое число мостов; наиболее крупными из них являются Сызранский мост через р. Волгу (1879 г.) (рис. 12) и мосты Сибирской железной дороги. Проф. Н. А. Белелюбский создал наш метрический сортамент прокатных профилей металла. Большую работу он провел в области углубления приемов испытаний строительных материалов, в том числе и стали. Проф. Н. А. Белелюбский известен и как теоретик; составленный им курс строительной механики был нашим первым систематическим курсом по этой дисциплине.

Младший современник проф. Н. А. Белелюбского проф. Л. Д. Проскуряков (1858—1926 гг.) развил положения о наивыгоднейшем очертании сквозных железных ферм. При проектировании Енисейского, не превзойденного по легкости моста (1896 г.), получившего всеобщее признание на Всемирной парижской выставке в 1900 г. (где он был удостоен золотой медали), проф. Л. Д. Проскуряков реализовал свои идеи, которые он и в дальнейшем воплощал при проектировании других мостов. Он ввел у нас современную треугольную решетку ферм. Большую работу проф. Л. Д. Проскуряков провел в области теории сооружений; его курс «Строительная механика» по четкости и ясности изложения долгое время занимал ведущее место.

С середины 80-х годов прошлого века, раньше, чем за рубежом, в нашей стране по инициативе проф. Белелюбского началась замена в конструкциях сварочного железа литым; это позволило значительно увеличить надежность сооружений и уменьшить их стоимость.

Появление мартеновского и бессемеровского способов получения литой стали привело к бурному развитию металлургии, что в свою очередь

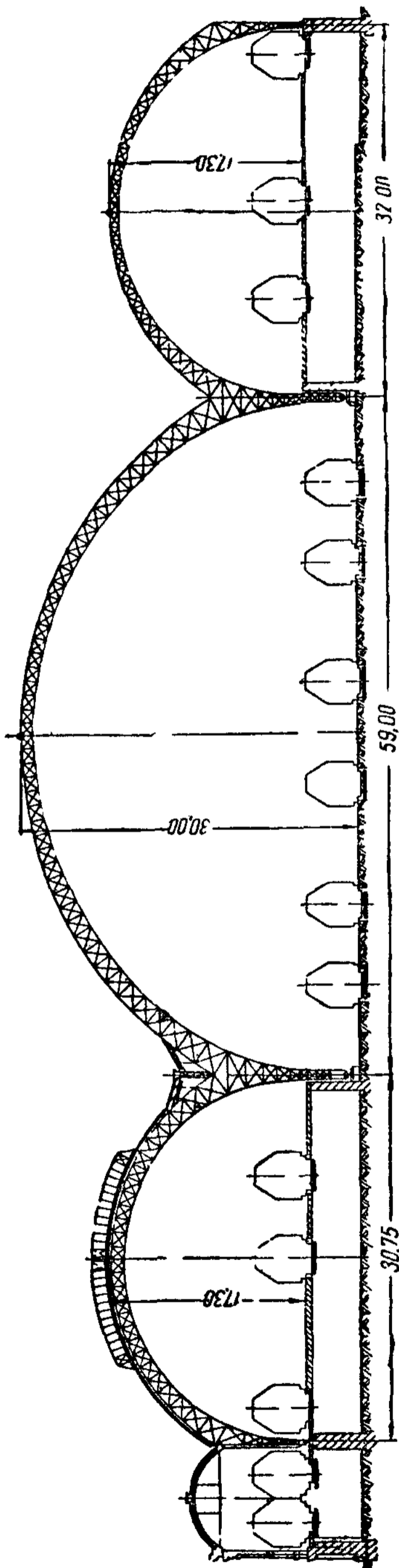


Рис 11 Перекрытие вокзала в Дрездене

сказалось на увеличении пролетов производственных зданий; однако в первое время это не привело к существенному изменению их конструкций, поскольку металлургические цехи обслуживались наземным транспортом. Крановые мосты появились раньше всего в цехах легкого типа, где их сначала ставили на специальные эстакады. В дальнейшем эстакадные стойки были без особого труда превращены в колонны, поддерживающие кровлю (рис. 13), и, таким образом, возникла новая поперечная конструкция производственных цехов, начавшая своеобразный путь развития каркасов этих зданий.

Процесс искания более совершенной конструктивной формы производственного здания продолжался с 80-х годов прошлого века до 10-х годов текущего века по-разному в разных странах. Наиболее интенсивно он протекал в США, где впервые появился

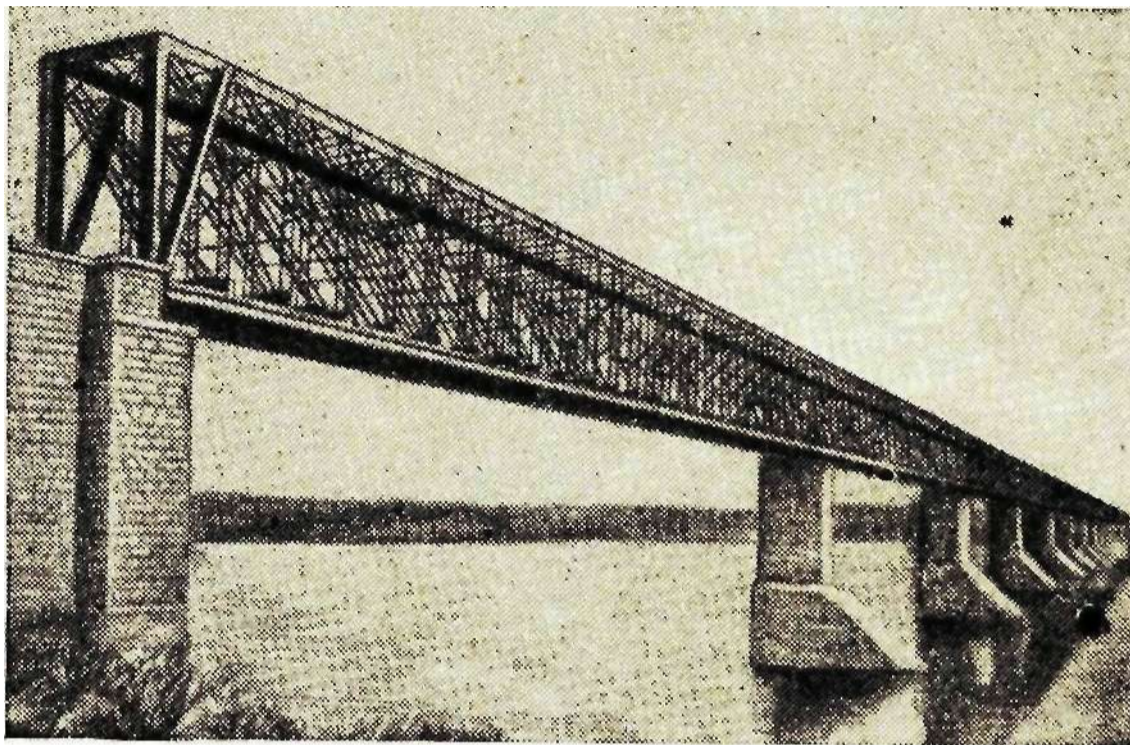


Рис. 12. Сызранский мост через р. Волгу (1879 г.)

стальной каркас, весьма рано получивший правильную форму с заземленными в фундаментах колоннами (рис. 14); соединение колонн со стропильной фермой, в первое время треугольной, было для большей жесткости усилено подкосом. Очень скоро верхний транспорт (мостовые краны, установленные на колоннах) получил распространение благодаря большим успехам электротехники и в цехах тяжелого типа. Поскольку подкос мешал движению кранов, он был заменен жестким сопряжением притупленного конца стропильной фермы с колонной, и, таким образом, поперечная рама цеха приобрела свою современную форму.

В Германии эта эволюция проходила более сложно. Интенсивное развитие теоретических знаний, стремление приблизить конструктивную форму к теоретическим предпосылкам привели к широкому применению достаточно сложных шарнирных схем (двух- и трехшарнирных). Такие схемы, весьма трудоемкие в изготовлении и монтаже, были в то же время наиболее близки к расчетным предположениям, а потому осуществимы при наименьшем коэффициенте запаса и, следовательно, более экономичны (рис. 15). Видимая ясность (с расчетной точки зрения) конструктивных решений Германии делала их весьма доходчивыми, благодаря чему они получили широкое распространение у проектировщиков того времени.

В России эволюция конструкций производственных цехов шла аналогичным путем, только более медленно; однако уже в 80-х годах прошлого века мы встречаем в проектах передовых конструкторов мостовые краны, поставленные на колонны, т. е. современную конструкцию цеха (см. рис. 13). Тем не менее для цехов тяжелого типа до конца 90-х годов применялось простое кирпичное здание с внутренней эстакадой для крановых мостов (рис. 16), хотя в тот же период в отдельных зданиях этого типа подкрановые балки уже располагали на колоннах. Только в 10-х годах текущего века цех тяжелого типа получил конструкцию, близкую к современной (рис. 17).

Переход на новые типы перекрытий в конце XIX и начале XX в.

связан у нас с именами Ф. С. Ясинского, В. Г. Шухова и И. П. Прокофьева.

Проф. Ф. С. Ясинский (1856—1899 гг.) известен как исследователь продольного изгиба; кроме того, он известен также как инженер-строитель, существенно улучшивший в середине 90-х годов прошлого века конструктивную форму перекрытий производственных зданий, в то время, как правило, еще не имевших кранового оборудования. Проф. Ф. С. Ясинский был создателем большепролетных покрытий. Он один из первых перешел к трехпролетным цехам, разделенным двумя рядами

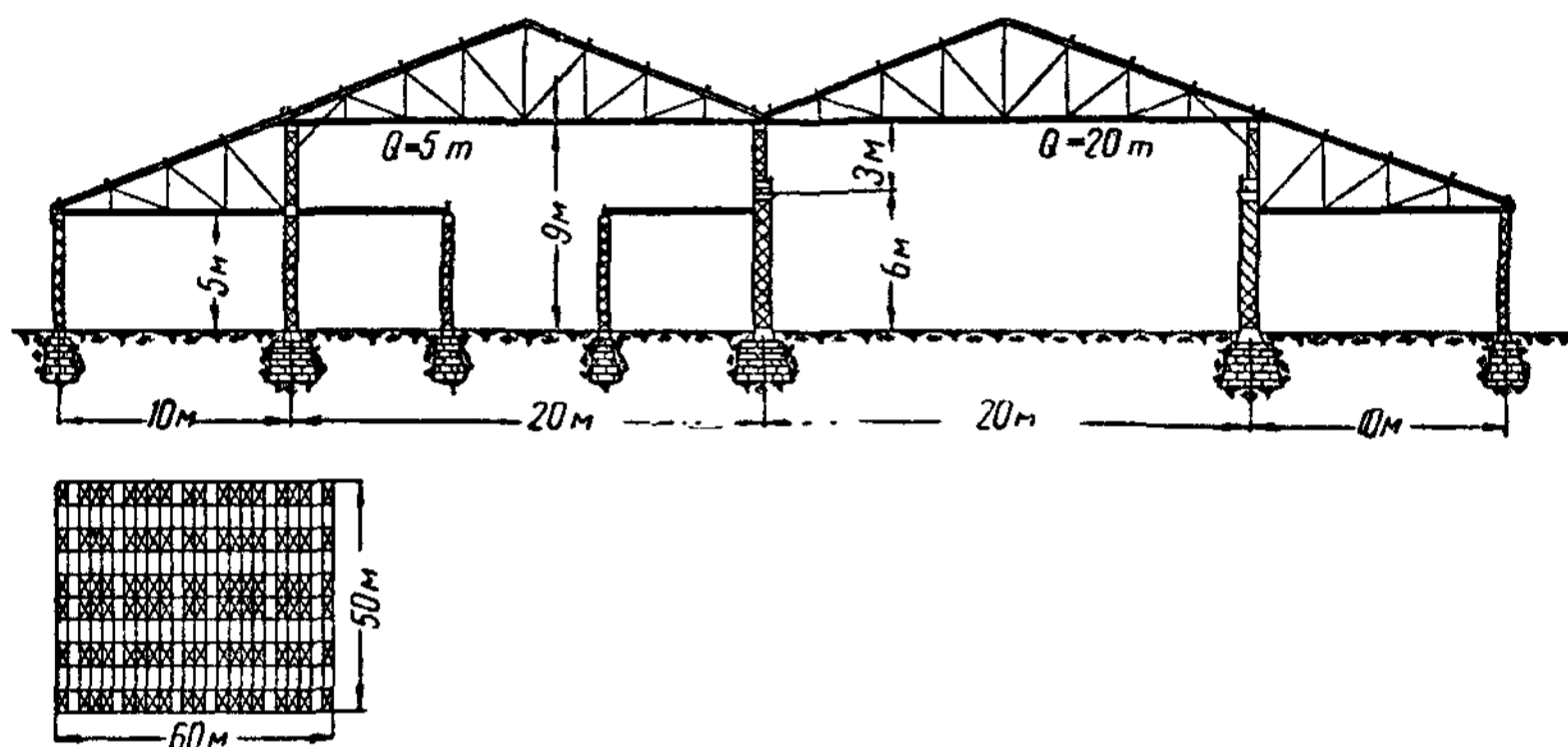


Рис. 13. Перекрытие Тульских мастерских (80-е годы XIX в., Шухов)

металлических колонн (по контуру здания сохранялись кирпичные стены); покрытие этих цехов состояло из двух одноконсольных ферм, по концам которых (в среднем пролете) располагался продольный фонарь (рис. 18). Ф. С. Ясинский первым начал применять складчатые конструкции.

Особенно многообразна инженерная деятельность почетного академика В. Г. Шухова (1853—1939 гг.).

В области покрытий В. Г. Шухов развивал идеи пространственных систем, причем разработанные им конструкции отличаются исключительным разнообразием и оригинальностью. Для покрытий производственных зданий он первым применил оболочки двойкой кривизны, утвердив тем самым приоритет нашей страны в этой области. В. Г. Шухов широко применял висячие решетчатые покрытия, расчет и конструкция которых основаны на использовании свойств линейчатых поверхностей; такие покрытия позволяют оригинально проектировать интерьеры зданий (рис. 19).

Акад. В. Г. Шухов много сделал и для улучшения обычных конструкций перекрытий производственных зданий (рис. 13); он увеличил шаг колонн и ввел подстропильные фермы, а также применил легкие стропильные фермы с затяжками. В гражданском строительстве он ввел металлические конструкции в каркас зданий (здание Центрального универмага в Москве); он же является автором арочного перекрытия Брянского (ныне Киевского) вокзала в Москве.

Особенно велик вклад В. Г. Шухова в теорию и практику строительства резервуаров и других листовых конструкций. Можно сказать, что все конструкции наших резервуаров, их оснований, методика расчета и их технико-экономических обоснований базируются на работах В. Г. Шухова.

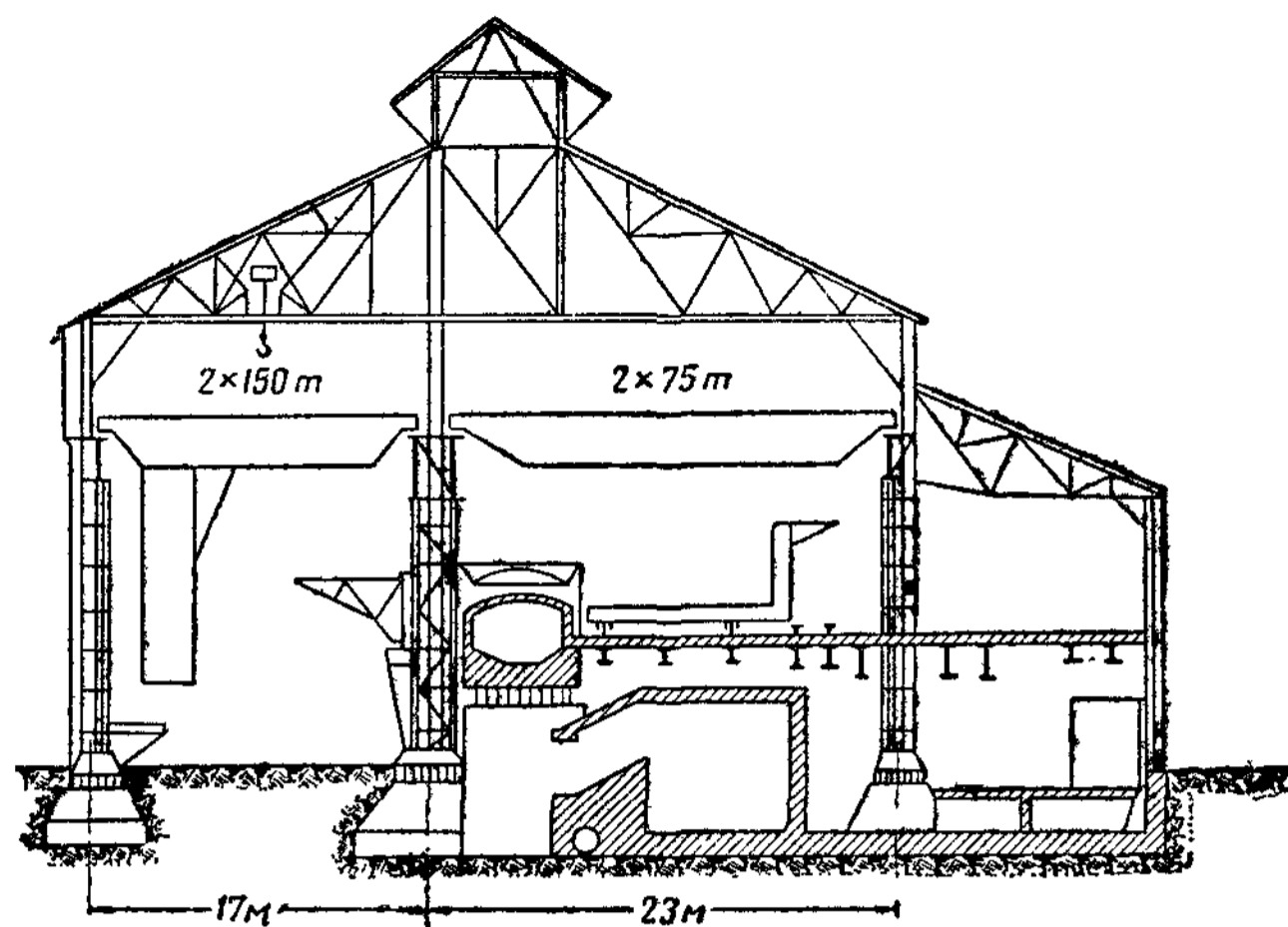


Рис. 14. Поперечная конструкция мартеновского цеха в США (начало XX в.)

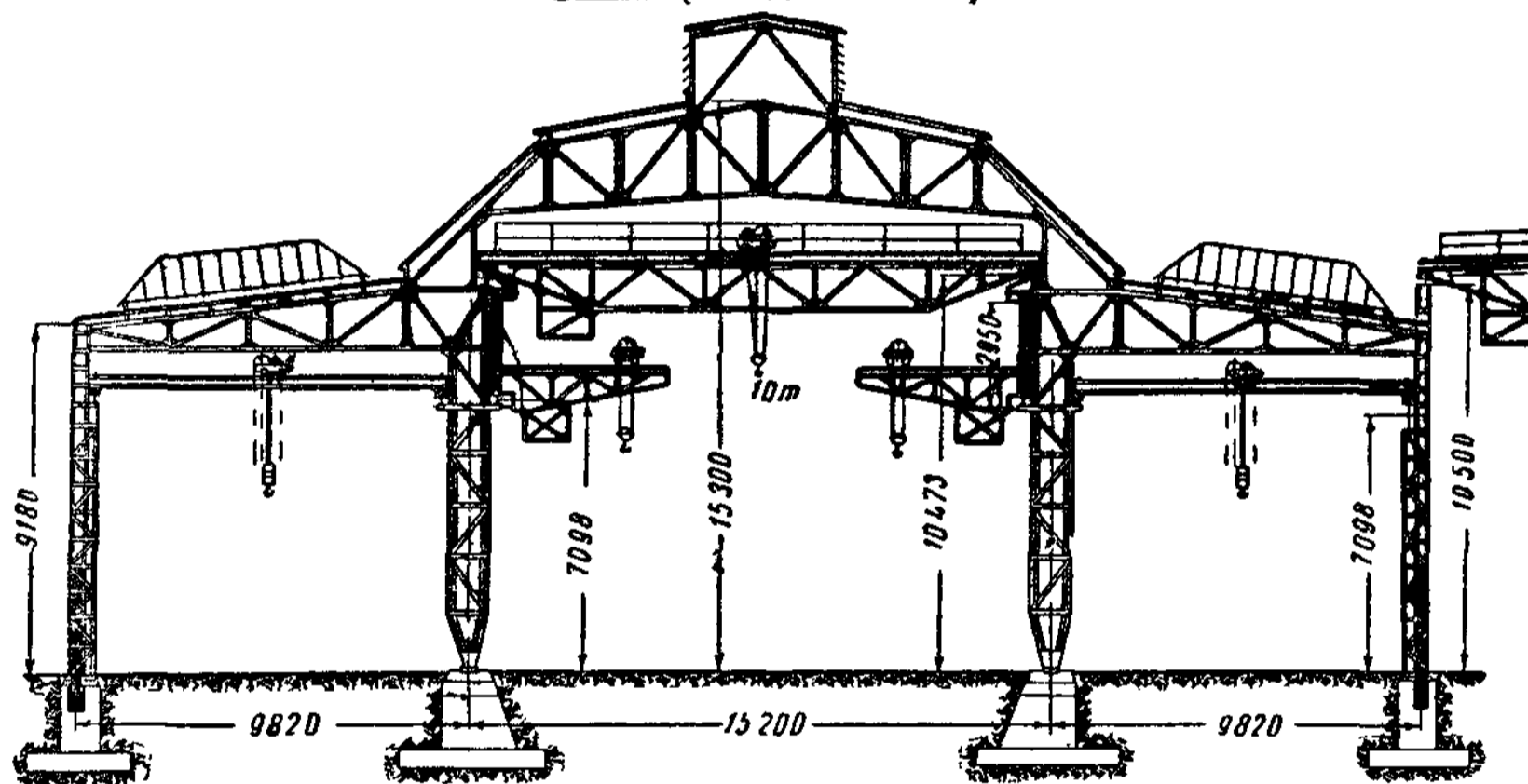


Рис. 15. Поперечная конструкция здания машиностроительной промышленности в Германии (начало XX в.)

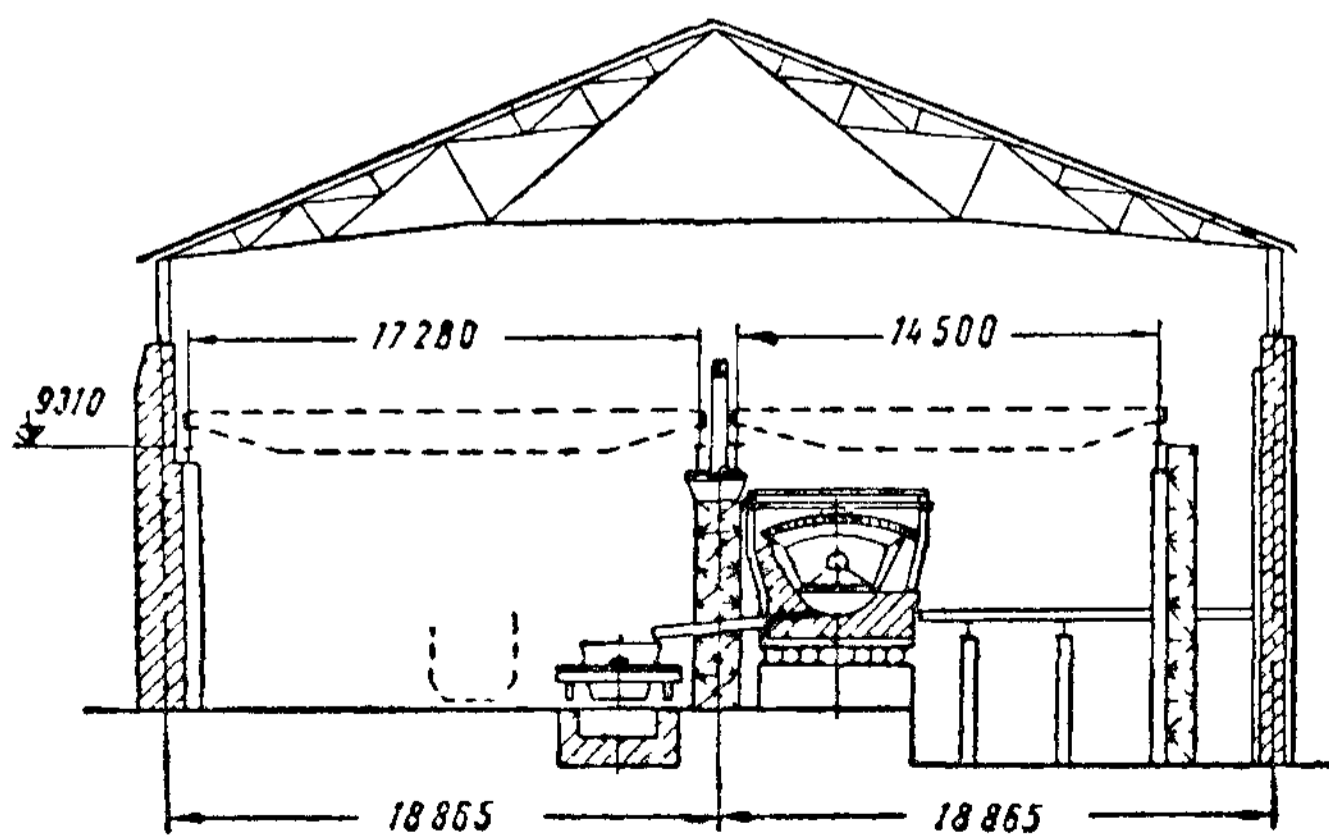


Рис 16. Конструкция мартеновского цеха Каменского завода (1898 г.)

Наконец, В. Г. Шуховым были созданы гиперболические решетчатые водонапорные башни, башни для маяков и других высотных сооружений; эти конструкции, крайне легкие и простые в изготовлении, появились впервые в нашей стране.

Проф. И. П. Прокофьев развил идеи проф. Ф. С. Ясинского в ряде большепролетных покрытий (Муромские и Перовские мастерские Московско-Казанской ж. д.) и провел большую работу по объединению опы-

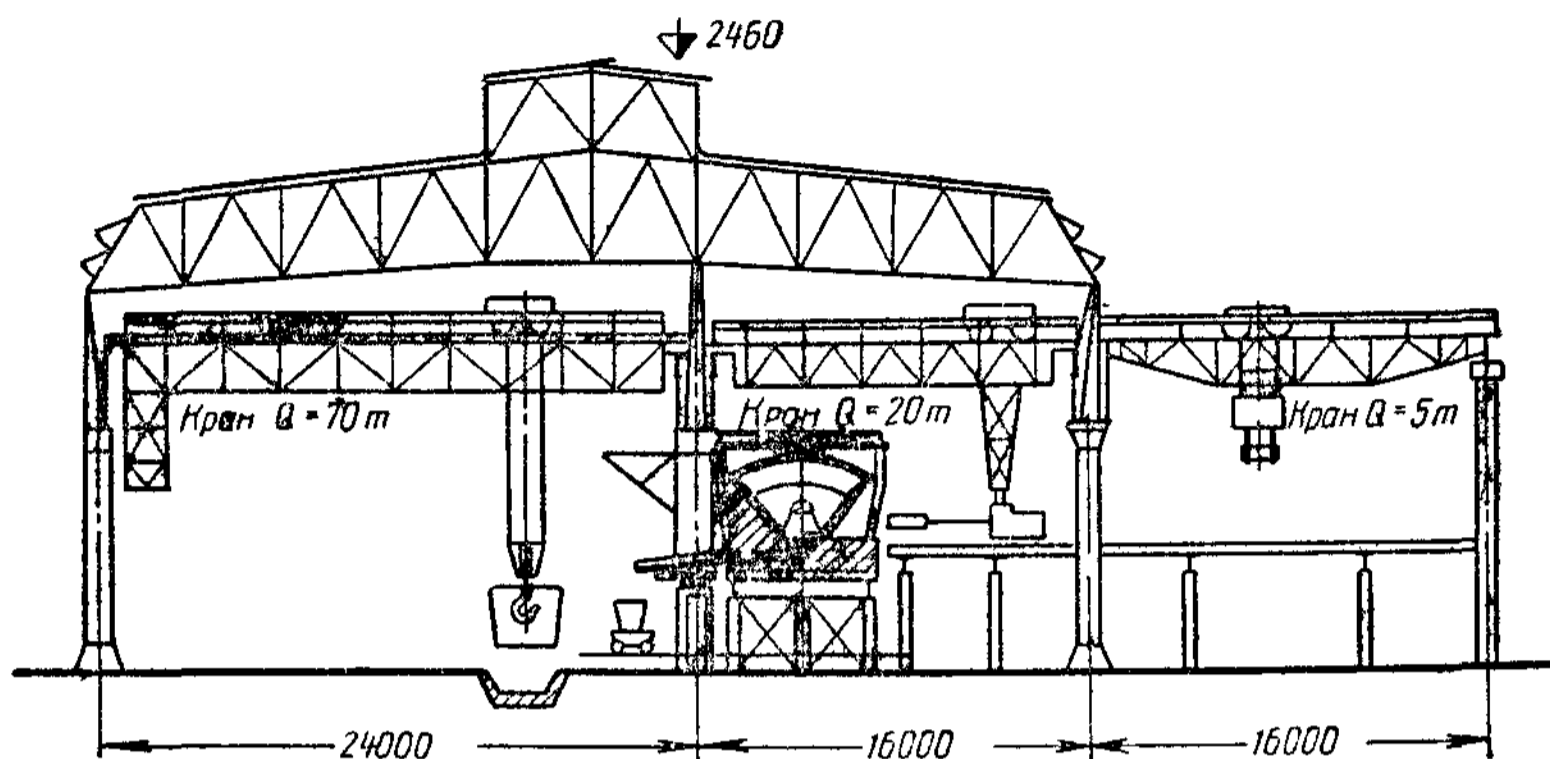


Рис. 17. Конструкция мартеновского цеха (1913 г.)

та изготовления и монтажа стальных конструкций. Его книга «Железные мосты. Обработка, сборка и установка» (1911 г.) была первым руководством в этой области в нашей стране.

Им спроектировано оставшееся, к сожалению, неосуществленным перекрытие путей Казанского вокзала в Москве пролетом 56 м.

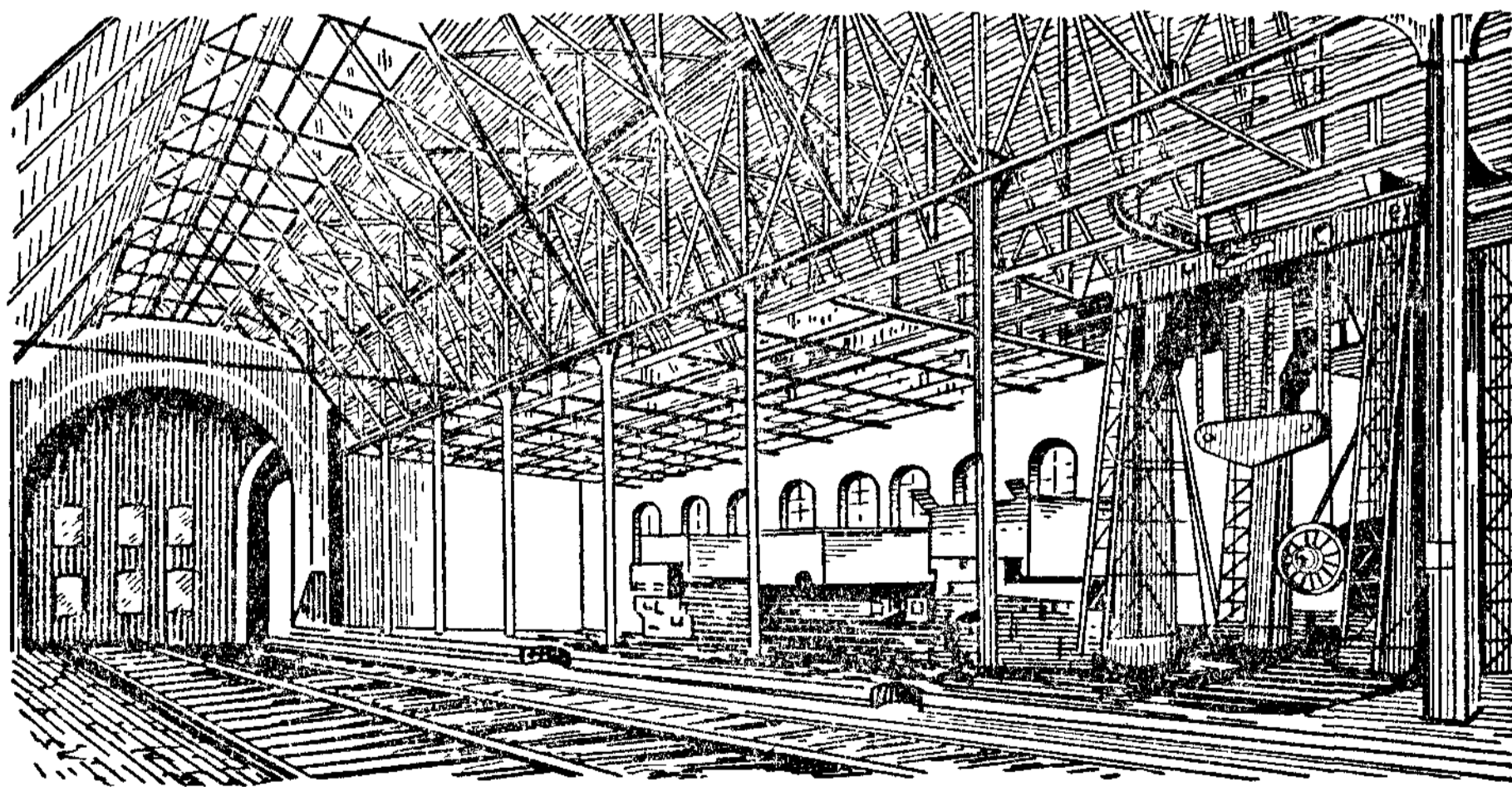


Рис. 18. Конструкции Александровских мастерских (1893 г.)

В годы Советской власти стальные конструкции получили существенное развитие главным образом в области промышленного строительства. Большое значение для этого развития имело то обстоятельство, что для решения больших государственных задач социалистического хо-

зайства страны наши конструкторы и проектировщики были объединены в крупные проектно-производственные коллективы; это в корне изменило методику проектирования и возведения сооружений, резко стимулировало обмен передовым опытом, ускорило прогресс и усовершенствование конструктивных решений.

Перед советскими строителями в области стальных конструкций промышленных зданий возникли новые задачи, на основе разрешения которых выросла советская школа проектирования. В создании советской конструкторской школы прежде всего должна быть отмечена роль коллективов конструкторов трестов Промстройпроект и Проектстальконструкция, а также коллектива научных работников Всесоюзного института сооружений, в дальнейшем реорганизованного в Институт промышленных сооружений (ЦНИПС), а затем в Институт строительных конструкций (ЦНИИСК) Академии строительства и архитектуры СССР. Тесный контакт проектной и научно-исследовательской работы является отличительной особенностью этого этапа развития советской конструкторской школы.

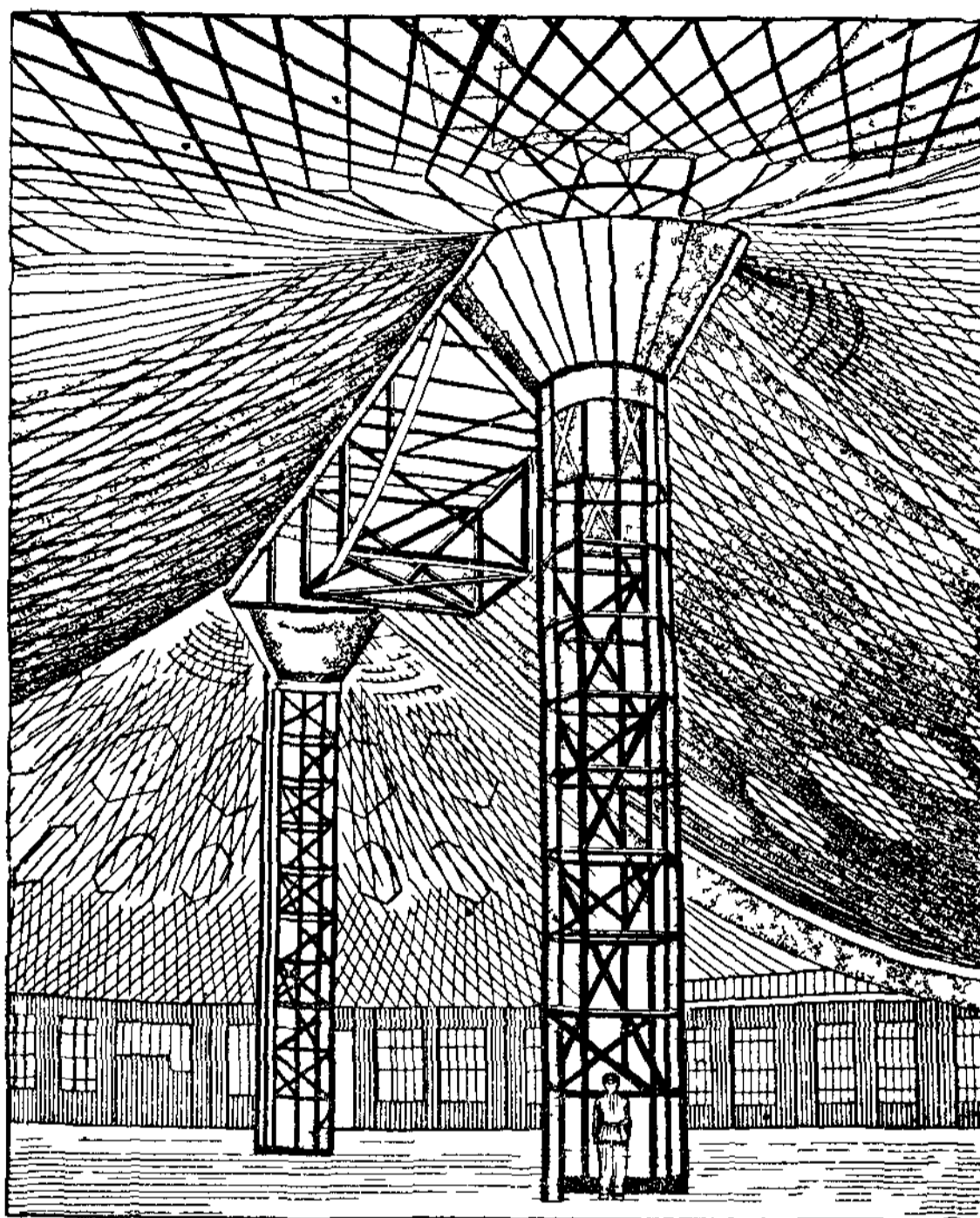


Рис 19 Висячие сетчатые покрытия на Нижегородской ярмарке (1896 г.)

Несмотря на постройку выдающихся сооружений, дореволюционная Россия не имела сложившихся традиций в области стальных конструкций. Поэтому, когда после Великой Октябрьской социалистической революции коллективам советских инженеров пришлось взяться за проектирование новых объектов промышленного строительства, они, естественно, обратились к наиболее распространенным в то время приемам конструкторской школы Германии (рис 15 и 20). Но эти приемы не соответствовали требованиям бурно развивающегося строительства как в отношении простоты и быстроты изготовления и возведения конструкций, так и в отношении условий эксплуатации, и потому уже в 1930 г. они были заменены новыми. Основы нового подхода были заимствованы у американской конструкторской школы. Однако, сохранив основное конструктивное решение промышленного здания, характерное для американской школы, — заземленные рамы, советские проектировщики существенно его улучшили (рис. 21), установив правильное соотношение размеров элементов, основанное на обширных аналитических исследованиях по изысканию оптимальной по весу конструктивной формы. С переходом на сварку (1932—1935 гг.)

резко снизилась трудоемкость конструкций и еще более уменьшился их вес. Таким образом, результатом умелого проектирования и совершенствования конструктивных форм было постоянное снижение веса конструк-

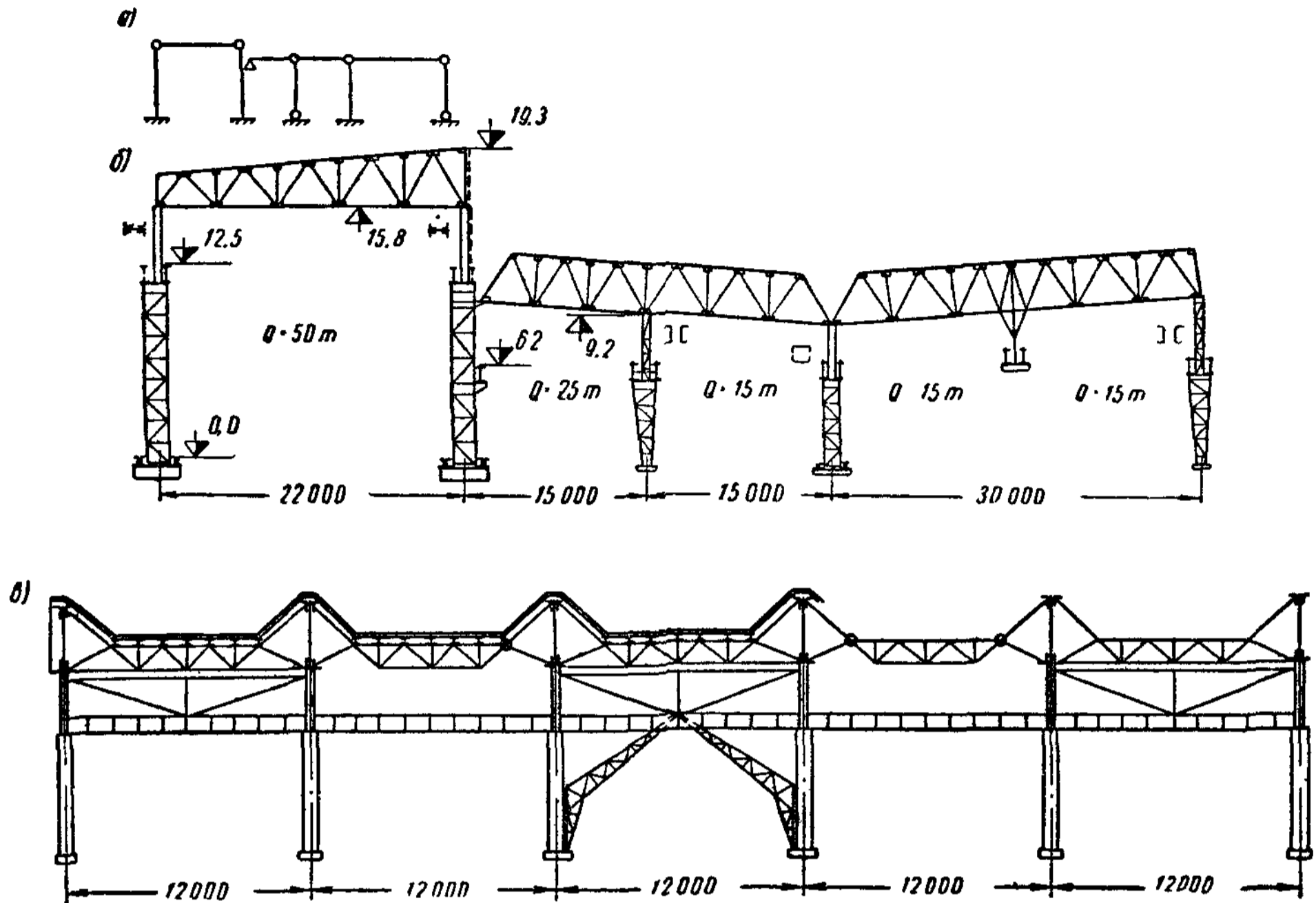


Рис. 20. Конструкции дизельного цеха Коломенского завода (1927 г.)
а — статическая схема; б — поперечный разрез; в — продольный разрез

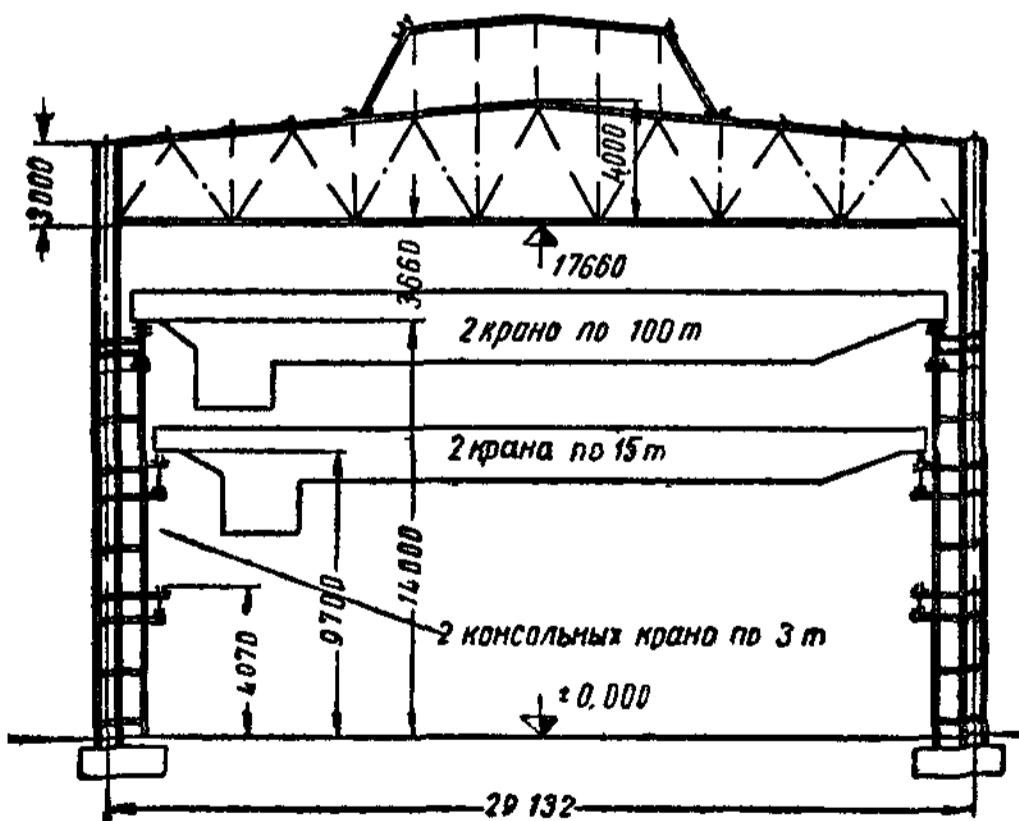


Рис. 21. Поперечная рама цеха начала 30-х годов

ций (рис. 22) и, следовательно, экономия металла, столь необходимого во всех отраслях народного хозяйства.

Объединенные в трестах Проектстальконструкция и Стальмост вопросы проектирования и изготовления рассматривались совместно. Это также является отличием советской школы конструирования.

В начале 30-х годов наши заводы, изготовлявшие стальные конструкции, получили новое высококачественное оборудование, превратившее их в высокоиндустриальные предприятия; в этой связи возникла проблема создания наи-

более совершенной и удобной конструкции с точки зрения ее изготовления — проблема наименьшей трудоемкости конструкции. И эта проблема разрешена нашими строителями. Трудоемкость изготовления конструкций у нас неизменно снижается. Советские конструкторы доказали,

что снижение трудоемкости возможно одновременно со снижением затраты металла.

В середине 30-х годов стальные конструкции получили широкое распространение в многочисленных цехах машиностроительной промышленности. Большая повторяемость конструктивных решений привела к развитию типового проектирования, в результате которого трестом Промстройпроект были разработаны в 1939 г. типовые секции промышленных зданий массового применения, а также и типовые стальные конструкции для этих секций (рис. 23), что оказало положительное влияние на дальнейшее развитие стальных конструкций; типовые конструкции для этих секций были разработаны и другими проектными организациями. В дальнейшем типовым проектированием охвачены и уникальные промышленные сооружения, например мартеновские цехи. Стальные

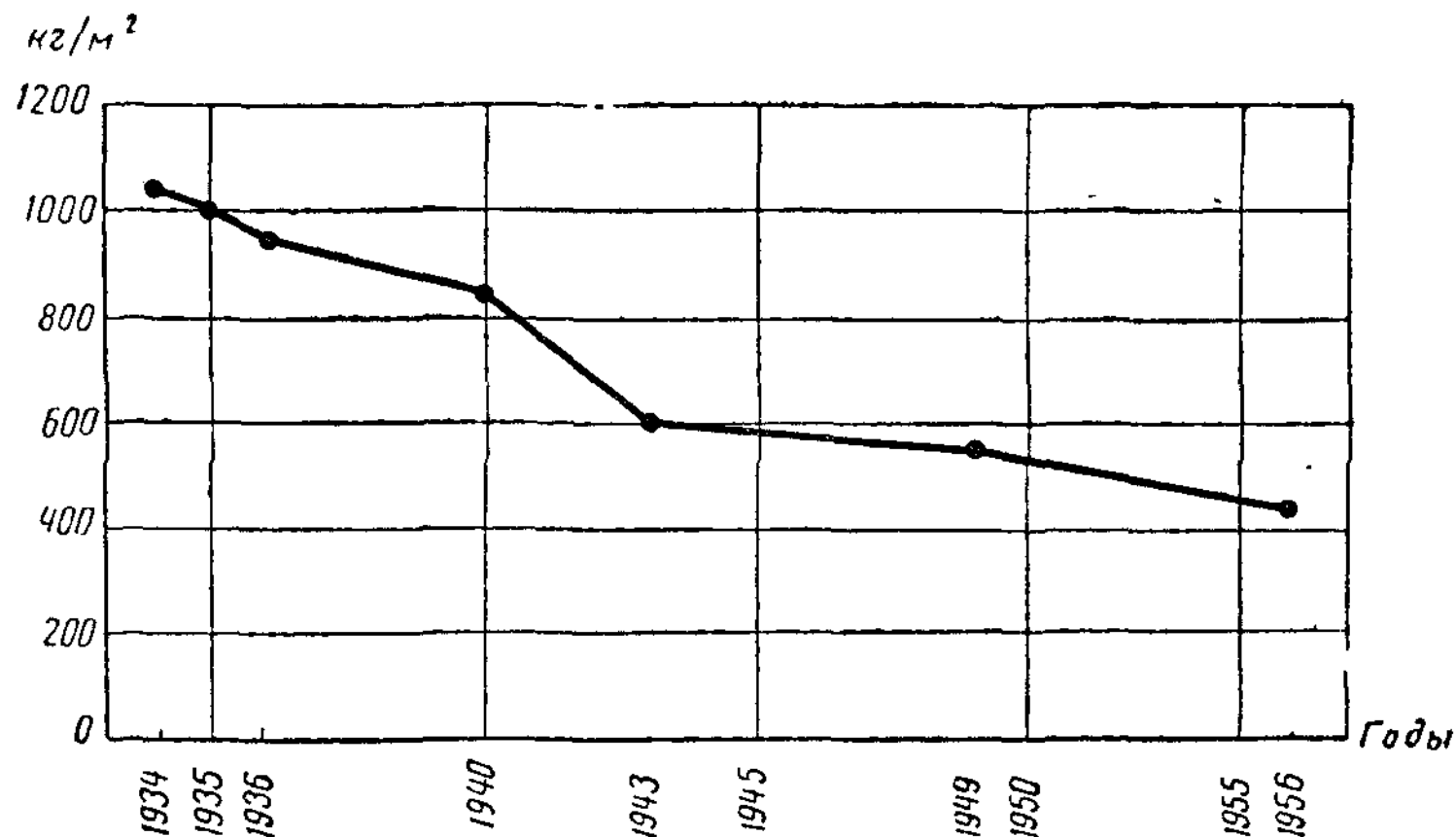


Рис. 22. Снижение расхода металла на 1 м² площади мартеновских цехов (по данным ГПИ Проектстальконструкция)

каркасы того времени имели заземленные рамы с преимущественно сплошнотенчатыми колоннами и сквозными или сплошными ригелями, расположенные обычно через 6 м; кровля, как правило, устраивалась из железобетонных плит по прогонам.

Широкое применение стальных конструкций позволило обобщить основные принципы конструирования, выработанные советскими конструкторами: одинаковое внимание к проблемам экономии стали, экономии труда при изготовлении конструкций и скоростного монтажа. Эти принципы были положены в основу советской конструкторской школы, которая и оформилась в этот период.

Во время Великой Отечественной войны 1941—1945 гг. при перебазировании промышленности на восток страны стальные конструкции применялись весьма широко, в особенности благодаря их специфическому преимуществу — быстрой возведению. В соответствии с требованиями военного времени основная тенденция заключалась в упрощении конструктивной формы за счет широкого применения крупного проката и сплошнотенчатых конструкций.

В послевоенный период в связи с огромным объемом восстановительного строительства особенно остро встал вопрос об экономии стали, в соответствии с чем возникла необходимость изменения конструктивной формы стальных конструкций. Значительно увеличился удельный вес сквозных конструкций; были найдены малотрудоемкие решения

сквозных колонн и стропильных ферм (ригелей рам); появились, правда, не вполне себя оправдавшие, сквозные подкрановые балки. Большое внимание было обращено на упрощение конструктивной формы и

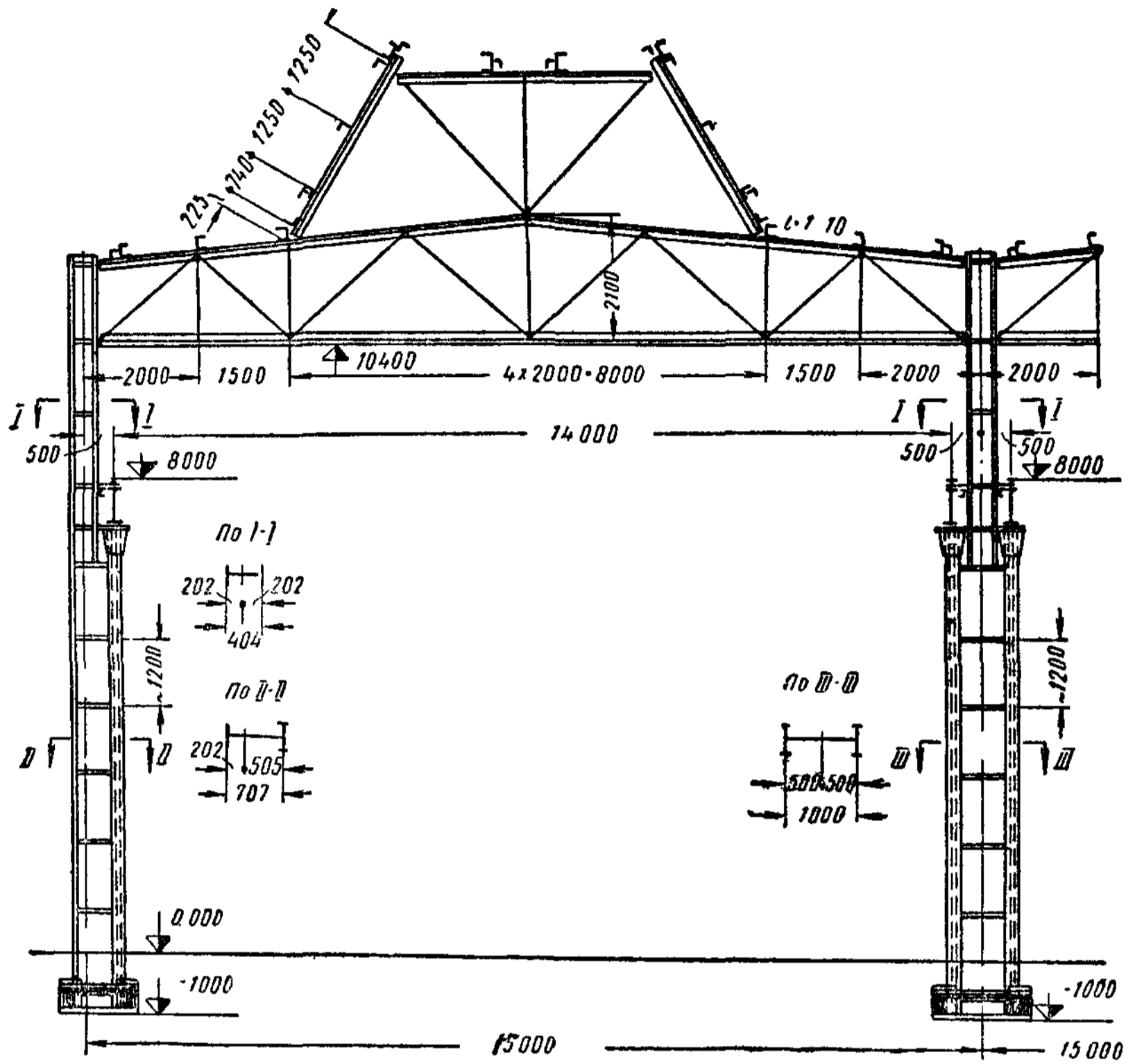


Рис. 23. Поперечная рама цеха (типовая конструкция 1939 г.)

экономную компоновку конструкций здания в целом, а также на учет пространственной работы каркаса цеха, включая работу кровли, что

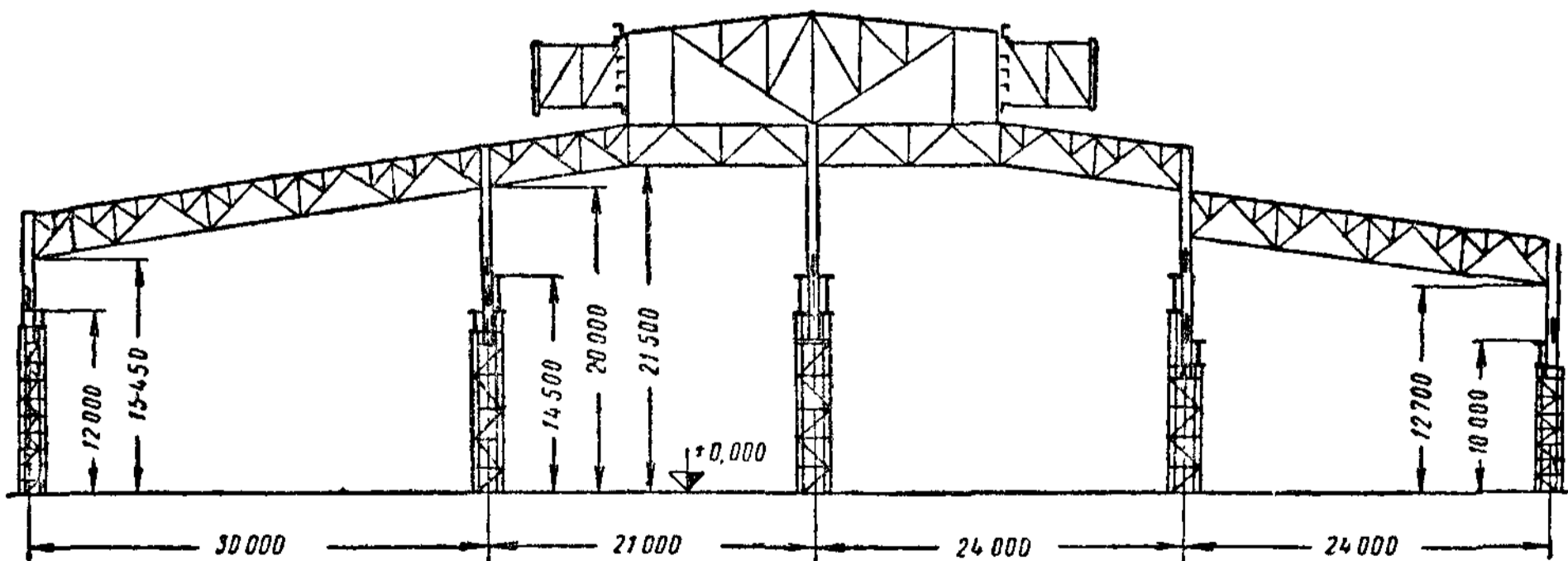


Рис. 24. Поперечная рама цеха (середина 50-х годов)

позволило упростить конструкцию связей и существенно уменьшить затраты стали на здание в целом. Появление крупнопанельных железобетонных плит дало возможность исключить прогоны кровли; конструктивная форма цеха стала проще и освободилась от усложнявших ее мел-

ких деталей, что упростило изготовление и монтаж конструкций (рис. 24).

Большое внимание было обращено на типизацию конструкций, причем *последняя* уже рассматривалась не как комплекс типовых проектов, а как самостоятельная проблема, как основное мероприятие по дальнейшему улучшению конструктивной формы сооружения.

Стальных перекрытий общественных зданий возведено в СССР сравнительно немного. Кроме конструкций Дворца Советов, незаконченных возведением и разобранных во время Великой Отечественной войны 1941 — 1945 гг., можно отметить: перекрытия Большого театра (рис. XVIII. 7, пролет $l = 40,6$ м) и Дворца спорта в Лужниках (рис. XVIII.9, $l = 78$ м) в Москве, где применены арки с затяжкой; арочные конструкции павильона машиностроения на Выставке достижений народного хозяйства СССР в Москве (рис. XVIII.3) с весьма интересным куполом, поставленным на цилиндрический барабан, опирающийся на четыре арки (рис. 25); вантовые конструкции Советского павильона на Всемирной выставке 1958 г. в Брюсселе (рис. 1.2) и др.

Основные стальные конструкции других отраслей строительства указаны в § 2 главы I.

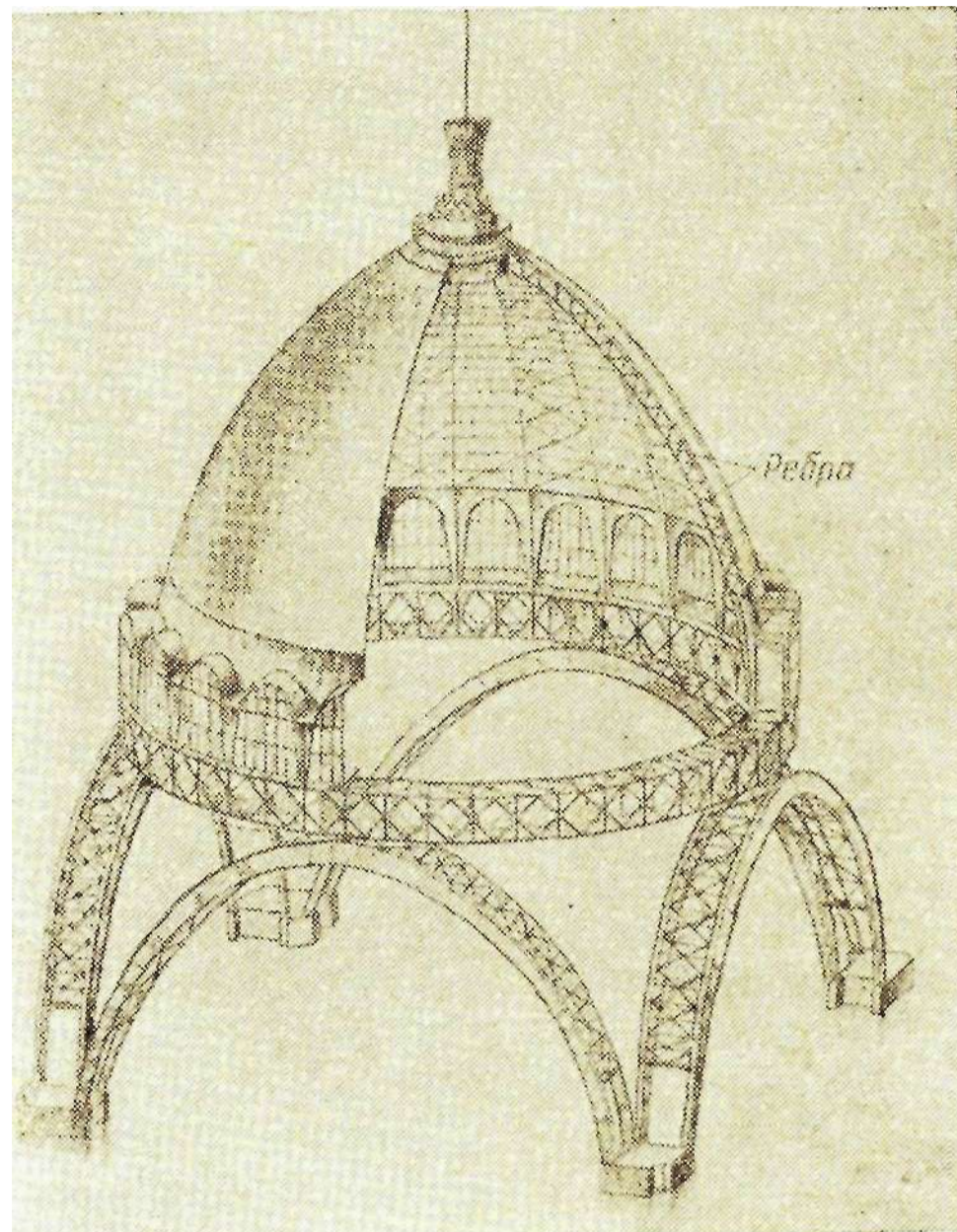


Рис. 25. Конструкция купола павильона машиностроения на Выставке достижений народного хозяйства СССР

§ 3. ТИПИЗАЦИЯ КАК ВЕДУЩАЯ ПРОБЛЕМА КОНСТРУИРОВАНИЯ

В последние годы большое значение приобрела проблема типизации конструкций. Типовое проектирование сооружений и конструкций проводилось и раньше, как только появилась необходимость в многократном возведении одноименных сооружений; в частности, как было указано, типовое проектирование стальных конструкций получило сильное развитие в конце 30-х годов. Однако в послевоенное время в соответствии с директивами XX съезда КПСС проблема типизации стала рассматриваться более глубоко, как *основная* предпосылка повышения качества конструкций и индустриализации строительства.

На основании директив XX съезда КПСС строительство должно проводиться, как правило, по типовым проектам, разработанным с учетом лучших достижений отечественной и зарубежной практики строительства.

Индустриальное изготовление изделий (элементов конструкций) рентабельно в первую очередь тогда, когда форм (типов) и размеров этих изделий немного; когда они крупносерийны и соответствуют условиям производства; компоновка из этих элементов конструктивных комплексов (сооружений) возможна без пригоночных работ только в том случае, если размеры этих изделий заранее известны, сравнимы,

модульны (подчинены одному определенному и постоянному измерителю), а сами элементы имеют одинаковые сопряжения. Тогда разные элементы можно изготавливать одновременно на разных заводах, что позволяет делать заводы специализированными, высокопроизводительными, а продукцию — дешевой.

Таким образом, типизация становится основой конструктивной формы индустриального строительства.

Все это справедливо и для стальных конструкций. Стальные конструкции по своему существу индустриальны; однако они мелкосерийны, и заводы стальных конструкций не были специализированы. Задачей типизации в СССР в 30-х годах было в первую очередь упрощение и ускорение проектирования, а не изготовления и монтажа конструкций; снижение стоимости строительства еще не было ее основной целью. Но уже первые примеры производственной типизации в период Великой Отечественной войны 1941—1945 гг., когда конструкции были запроектированы специально приспособленными к условиям изготовления модульными, крупносерийными и состоящими из крупных профилей, выявили огромный эффект такой типизации и дали новое направление развитию конструктивной формы стальных сооружений.

Производственная типизация состоит в тесной увязке конструктивной формы элементов с требованиями технологии их изготовления; в резком повышении серийности элементов конструкций и первичных элементов (деталей), из которых komponуются элементы конструкций, а также в их взаимозаменяемости; в модульности размеров и стандартности сопряжений; в уменьшении числа типов элементов конструкций и объединении их в сортаменты, подчиненные определенным закономерностям. Для повышения серийности элементов конструкций большое значение имеет уменьшение числа схем сооружений, которые komponуются из этих элементов. В области проектирования промышленных зданий большим достижением является то, что в результате работы Гипротиса Главстройпроекта при Госстрое СССР удалось все возможные типы основных зданий машиностроительной промышленности свести к 32 схемам, утвержденным в 1955 г. Госстроем СССР в качестве общеобязательных. В настоящее время ГПИ Проектстальконструкция и Гипромезом проводится работа по составлению сортаментов стропильных ферм, подкрановых балок и элементов колонн для тяжелых цехов металлургической промышленности. Наиболее важные положения типизации и унификации производственных зданий зафиксированы в «Основных положениях по унификации конструкций производственных зданий», утвержденных Госстроем СССР в 1955 г.

Основные положительные особенности типизации и унификации производственных зданий заключаются в следующем.

1. Типизация конструктивных элементов производственных зданий обуславливает сокращение количества разнообразных строительных изделий и тем самым способствует многосерийному их изготовлению, что приводит к возможности типизации процессов технологии их изготовления, применения высокопроизводительных приспособлений и типового оборудования, а также к переходу на поточное производство. Таким образом, повышается эффективность заводского изготовления конструкций, снижается стоимость и сокращаются сроки их изготовления.

2. Типизация конструктивных схем каркаса и строительных деталей дает возможность повышать эффективность монтажа, расширяя возможности применения унифицированного и более совершенного монтажного оборудования и совершенствуя методы монтажа на основе многократной повторяемости сборки однотипных сооружений. Таким образом, ти-

пизация конструкций и здесь существенно влияет на сокращение сроков строительства сооружения, снижение стоимости и повышение качества его.

3. Типизация конструкций во многих случаях исключает необходимость индивидуального проектирования, что также способствует улучшению качества строительства и сокращению его сроков.

Применение унифицированных конструкций обеспечивает снижение стоимости строительства зданий на 10—12% по сравнению со стоимостью строительства по индивидуальным проектам. Широкое использование типовых проектов в промышленном строительстве дает экономию во времени, что позволит ежегодно получать дополнительно более 0,5 млн. м² производственных площадей¹.

§ 4. ПРОБЛЕМА ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА И ПРИНЦИПЫ СОВЕТСКОЙ ШКОЛЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ

Грандиозный разворот строительства в послевоенный период по-новому ставит вопрос дальнейшего развития стальных конструкций. Переход строительства на более высокий уровень заставляет рассматривать вопросы повышения качества как ведущую проблему современного строительства.

Эта проблема положена в основу «Строительных норм и правил» (СНиП)², в которых установлены принципы классификации сооружений и конкретизированы требования, предъявляемые к качеству материалов конструкций и сооружений.

«Строительные нормы и правила» по-новому поставили ряд вопросов, связанных с применением стальных конструкций: были пересмотрены задачи оптимальной организации работ по монтажу, а также требования к изготовлению конструкций; установлены допуски; заново рассмотрены проблемы проектирования. В «Строительных нормах и правилах» пересмотрен также вопрос о критерии прочности и надежности конструкций. В большинстве стран в качестве такого критерия принимается допускаемое напряжение материала конструкций, определяемое как частное от деления предельного напряжения материала на коэффициент запаса, величина которого устанавливается умозрительно и является весьма осредненной. При этом не гарантируются одинаковая прочность и надежность для различных конструкций. По новой расчетной методике, принятой в СССР, за критерий прочности и надежности конструкций принимается не напряжение материала конструкций, а предельное состояние конструкций — критерий, весьма гибкий, непосредственно связанный с конкретной работой конструкции и определяемый несколькими коэффициентами, характеризующими возможные изменения величины нагрузки, качества материала и условий работы конструкции. При расчете по новой методике в ряде случаев получается экономия материала.

Определение коэффициентов этой методики на основании непосредственных наблюдений за работой конструкций связывает их с жизнью; это делает указанный подход значительно более совершенным и четким. В разработке этого метода приоритет принадлежит советской школе проектирования³ и он является ее отличительной особенностью.

¹ И. Б. Стомахин. Основные пути улучшения проектного дела в строительстве. Госстройиздат, 1956.

² Строительные нормы и правила, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

³ Инициаторами перехода к методу расчета конструкций по предельным состояниям являются: профессора Н. С. Стрелецкий, А. А. Гвоздев, В. М. Келдыш, И. И. Гольденблат и Л. И. Онищик, кандидаты техн. наук В. А. Балдин и А. Н. Попов, инж. С. Н. Добрынин и др.

3* Металлические конструкции

Как уже было отмечено, выдвинутое в послевоенные годы жесткое требование экономии стали никоим образом не должно рассматриваться изолированно от требования уменьшения трудоемкости изготовления металлических конструкций, — советские конструкторы и технологи показали, что оба процесса могут развиваться параллельно.

Столь же четко был поставлен вопрос о темпах монтажа. Выявлено, что скоростной монтаж требует специальной конструктивной формы, которая отвечала бы его особенностям. Это обстоятельство учтено советскими проектировщиками, в результате чего наши конструкции отличаются рядом особенностей, вытекающих из условий скоростного монтажа (монтажные сопряжения на черных болтах, монтажные столики, прямые примыкания и т. п.).

Все три принципа — наибольшая экономия металла, наименьшая трудоемкость изготовления и наибольшая скорость монтажа — были восприняты советской школой конструирования как равноправные и равнозначные составляющие основного признака, определяющего качество конструктивной формы. В этом — особенность и отличие советской конструкторской школы от школ капиталистических стран.

Г Л А В А I

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Металлические конструкции состоят из отдельных элементов: балок, ферм, колонн, оболочек и пр., т. е. из стержней и листов, изготовляемых из прочных и однородных строительных материалов — стали, алюминия и чугуна — и соединяемых друг с другом сварными швами, болтами или заклепками в конструктивные комплексы (каркасы и перекрытия зданий и сооружений, башни и мачты, мосты, резервуары и т. п.), отвечающие назначению сооружения.

Металлические конструкции характеризуются следующими преимуществами.

1. Металлические конструкции наиболее надежны, так как благодаря однородности своей структуры и большому модулю упругости материала они полностью отвечают нашим представлениям об изотропных телах, на которых основываются расчеты. Поэтому они рассчитываются наиболее точно, что создает полную уверенность в надежности их работы.

2. Металлические конструкции являются наиболее легкими по сравнению с конструкциями из камня, железобетона и дерева, так как высокие механические качества материала позволяют допускать в них наиболее высокие напряжения. За измеритель значения веса в работе конструкции обычно принимается отношение удельного веса материала к пределу текучести (или расчетному сопротивлению) $c = \frac{\gamma}{R}$; несмотря на большой удельный вес металла, этот показатель, имеющий размерность

$$c = \frac{\frac{m}{m^3}}{\frac{m}{m^2}} = \frac{1}{m},$$

выражается для алюминиевого сплава (Д16Т) наимень-

шим числом $c = 1,1 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m}$, для стали $c = 3,7 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m}$, в то время как для дерева $c = 4,5 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m}$, а для бетона $c = 2,4 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m}$

Таким образом, для передачи данного силового воздействия металлические конструкции могут иметь наименьшие размеры; поэтому они являются наиболее легкими и транспортабельными.

3. Металлические конструкции наиболее промышленны благодаря хорошо разработанной технологии их заводского изготовления (металл вследствие его повышенных механических характеристик можно рентабельно обрабатывать только на станках). Другие методы изготовления металлических конструкций невозможны, и потому этим

конструкциям присущи все преимущества, вытекающие из индустриального их производства, — серийность, повышенная точность изготовления и т. д.

4. Металлические конструкции являются наиболее сборными, так как индустриальное изготовление их требует расчленения на отдельные элементы (балки, фермы, колонны и т. п.), которые соединяют на монтажной площадке посредством сварных швов, заклепок или болтов. Высокая степень разработанности этих видов соединений дает возможность производить сборку конструкций очень быстро.

В то же время металлические конструкции обладают следующими недостатками.

1. Металл под влиянием находящихся в атмосфере агрессивных факторов (влаги, солей и газов) может превратиться в окислы (явление коррозии) и потерять способность сопротивляться механическим воздействиям. Вследствие этого металлические конструкции требуют защиты (окраска, лакировка — покрытие стойкими материалами — и др.), специального ухода (очистка) и специальной конструктивной формы (отсутствие щелей, впадин, пазух и т. д., в которых могла бы развиваться коррозия). Таким образом, эксплуатация металлических конструкций дороже, чем железобетонных и каменных.

Наиболее стоек против коррозии чугун. Обыкновенная (кипящая) сталь достаточно сильно поддается коррозии; однако добавлением различных легирующих элементов и термообработкой ее коррозиестойкость можно существенно повысить. Коррозиестойкость алюминиевых сплавов зависит от марки сплава и вида агрессивной среды; для некоторых марок она может быть значительной.

2. Строительные стали малоогнестойки. При температуре выше $500\text{--}600^\circ$ резко снижается модуль упругости, пределы прочности и текучести уменьшаются и сталь становится неработоспособной. Хотя в условиях нормальной эксплуатации такие температуры не встречаются и стальные конструкции можно применять без защитных мероприятий в горячих цехах и других сооружениях, в некоторых случаях, когда вероятность возникновения пожаров более велика (например, в жилых зданиях, в складах горючих материалов), применение открытых стальных конструкций нежелательно, и они должны быть надежно защищены противопожарной облицовкой. Прочность алюминиевых сплавов начинает существенно снижаться при температуре выше 200° .

В некоторых цехах химической промышленности с высоким агрессивным режимом применяются специальные стойкие стали и алюминиевые сплавы. В конструкциях домен сталь охлаждается специальными устройствами, в результате чего в этих конструкциях действие высоких температур не проявляется.

При температуре около 400° для стали и 200° для алюминия начинается ползучесть, т. е. существенное развитие пластических деформаций при постоянной нагрузке.

§ 2. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Металлические конструкции, как уже было отмечено, имеют очень широкое распространение. Даже если ограничить понятие металлических конструкций только конструкциями, состоящими из балок, ферм, арок, стоек (колонн), оболочек и т. п., объединенными одним технологическим процессом изготовления, и не учитывать конструкций машиностроительной промышленности, остается очень большая область применения металлических конструкций, охватывающая следующие виды сооружений.

1. Промышленные здания. Стальные каркасы промышленных зданий в течение многих лет были наиболее распространенными среди прочих видов сооружений, выполняемых из стали. В настоящее время стальные конструкции применяются в промышленных зданиях тяжелого типа, оборудованных кранами большой грузоподъемности и имеющих большую высоту (рис. I. 1). В соответствии с «Техническими правилами по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве» применение стальных конструкций допускается при пролетах более 24 м, высотах более 15 м и при кранах большой грузоподъемности (более 50 т). Наиболее сложными конструкциями для выполнения в железобетоне являются подкрановые балки под тяжелые краны, а также большепролетные стропильные фермы; колонны из железобетона получают достаточно высокого качества. Поэтому в практике современного промышленного строительства широко применяются смешанные каркасы в виде железобетонных колонн, поддерживающих стальные стропильные фермы и подкрановые балки. В результате успешного внедрения сборного железобетона в настоящее время каркасы зданий машиностроительной промышленности часто проектируются железобетонными или смешанными, даже в тех случаях, когда пролеты и высоты превышают указанные в Технических правилах. Стальные каркасы сохраняются преимущественно в основных зданиях металлургической промышленности, так как бетон мало приспособлен к эксплуатационным условиям этих зданий, а также в тяжелых цехах машиностроения.

2. Большепролетные перекрытия зданий общественных (например, стадионов, выставочных павильонов, рис. I. 2), производственных (например, авиасборочных цехов) или специального назначения (например, ангаров). Перекрытия такого типа могут быть возведены и в железобетоне; однако металлические перекрытия имеют большие преимущества в части сроков возведения (как результат простоты и быстроты монтажа при значительно меньшем весе конструкций), а часто и в стоимости. Преимущества металлических большепролетных перекрытий увеличиваются с увеличением пролетов. По этим причинам такие большепролетные перекрытия, как, например, перекрытие Дворца спорта в Лужниках (Москва) (рис. XVIII.9) или купол павильона машиностроения на Выставке достижений народного хозяйства СССР в Москве (рис. 25), сделаны стальными, а павильон в Сокольниках (Москва) (рис. I. 12) — из алюминия.

3. Мосты для железных и автомобильных дорог (рис. I. 3). Мосты с успехом могут быть выполнены из железобетона. Железобетонные мосты имеют лучшие эксплуатационные показатели, чем стальные. Тем не менее стальные мосты имеют широкое распространение вследствие значительно большей простоты и быстроты возведения, а главное, восстановления.

4. Башни и мачты для радиосвязи и телевидения (рис. I. 4). Применение стали в этих конструкциях определяется в первую очередь простотой монтажа вследствие меньшего веса элементов и удобства соединений, а также простотой транспортирования конструкций.

5. Опоры линий электропередачи высокого напряжения (рис. I. 5). Опоры линий электропередачи высокого напряжения имеют большую высоту (около 30 м, а в некоторых случаях при пересечениях рек и более 100 м) и сложную конструкцию вследствие необходимости прикрепления длинных гирлянд для подвески проводов. Опоры обычно располагаются на трассе, не связанной с дорожной сетью. В таких условиях вопросы транспортировки конструкций и их веса при-

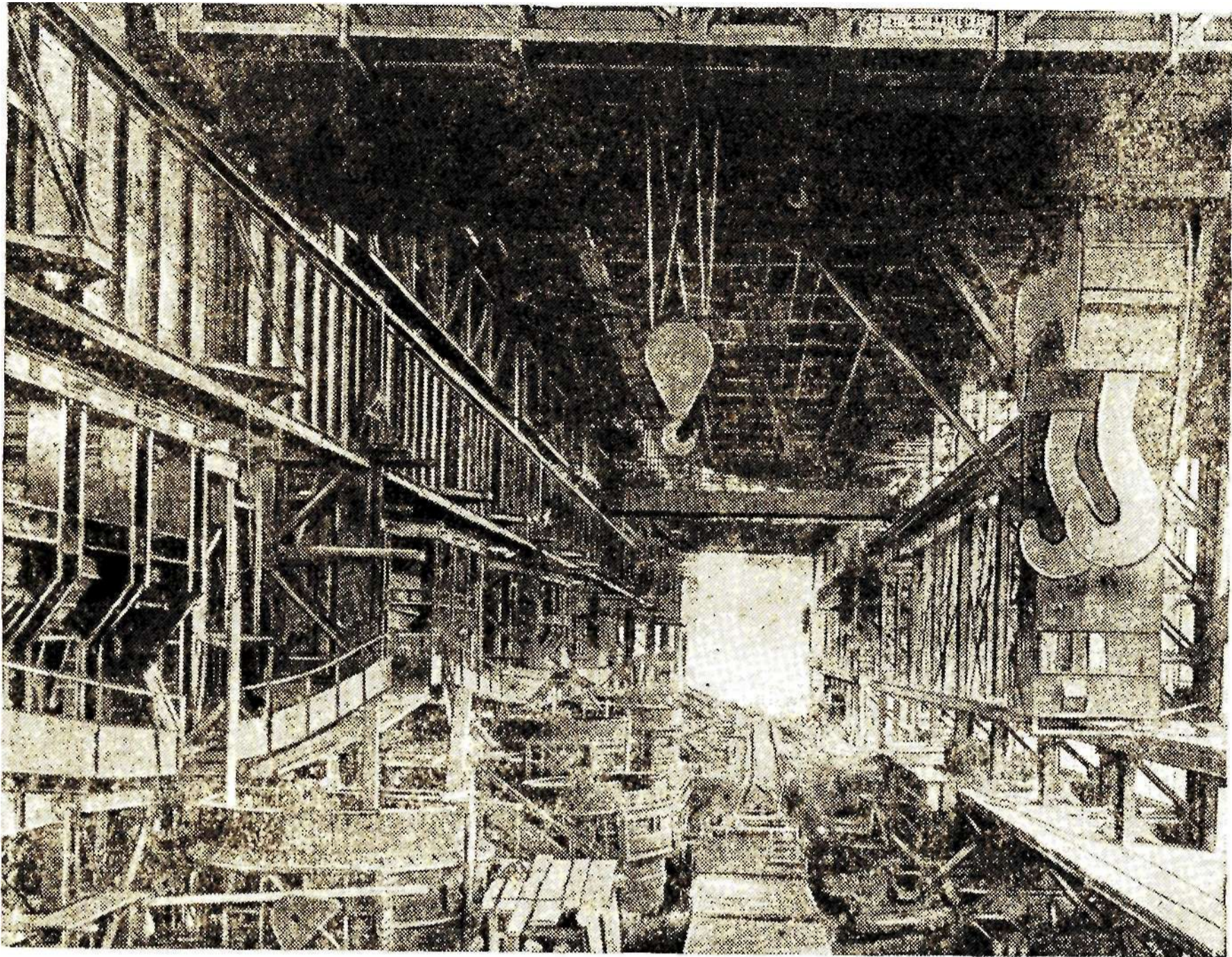


Рис. I.1. Внутренний вид пролета мартеновского цеха

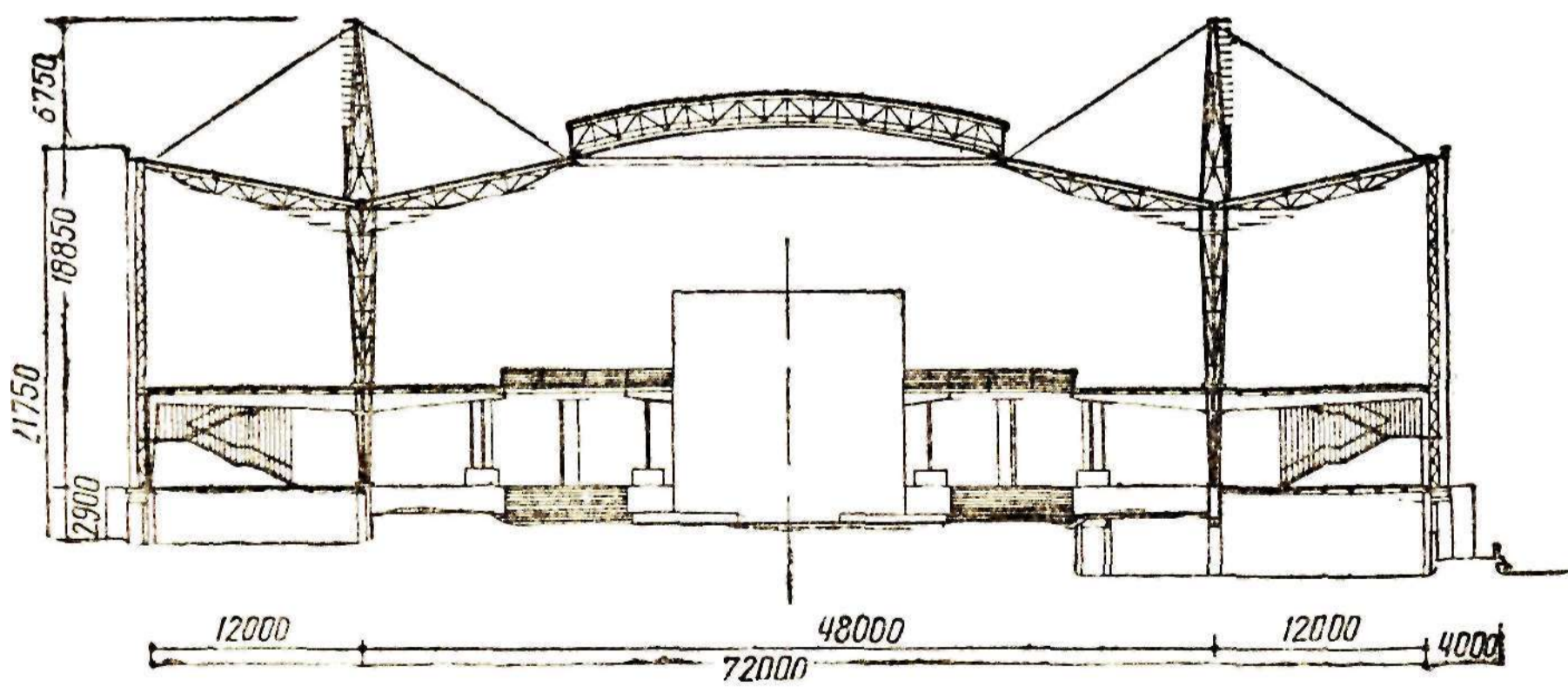


Рис. 1.2. Конструкция павильона СССР на Всемирной выставке 1958 г. в Брюсселе (Бельгия)

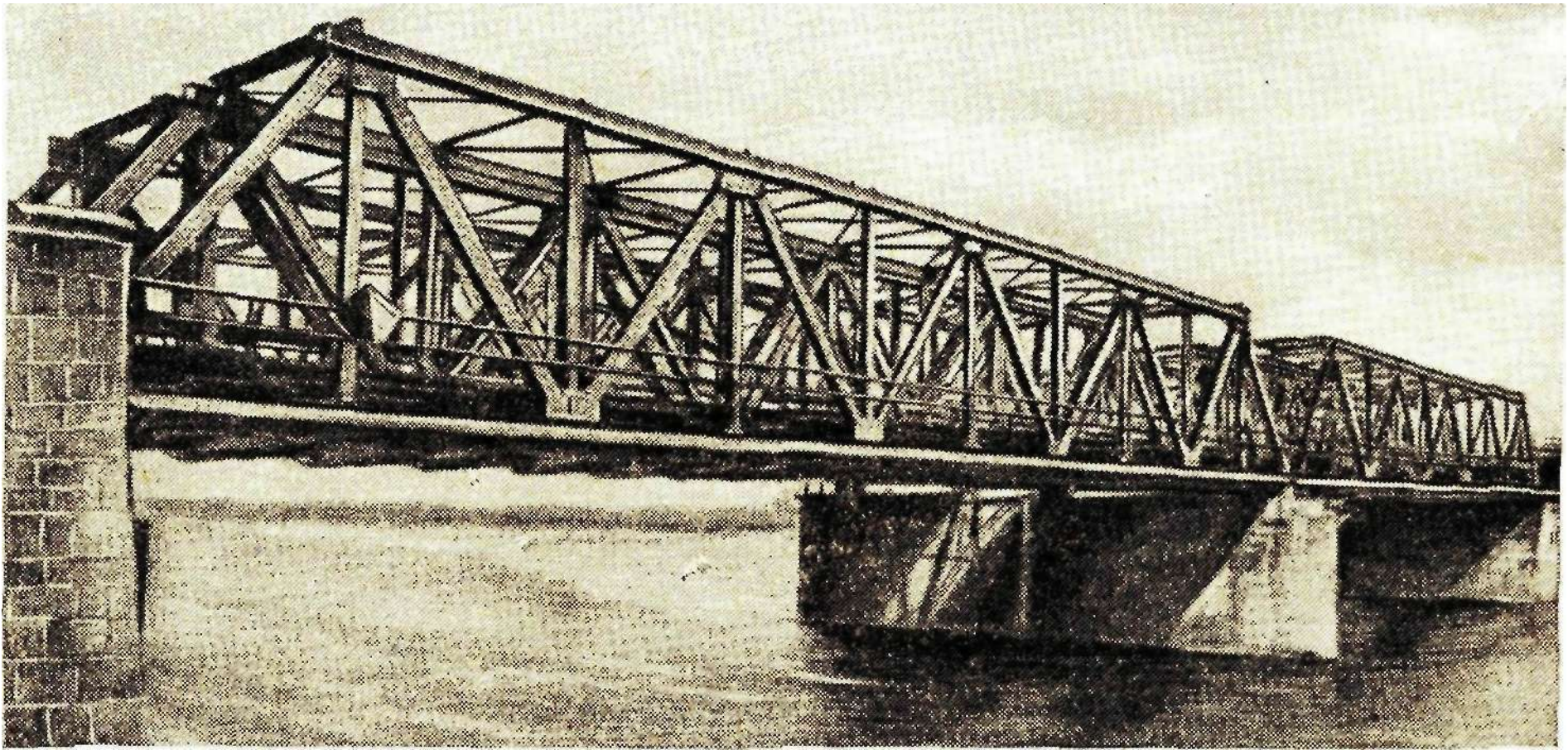


Рис. 1.3. Конструкция пролетного строения моста

обретают существенное значение. Этим условиям лучше всего удовлетворяют металлические опоры.

На линиях электропередачи невысокого напряжения (до 220 /се) возможны и железобетонные опоры,

6. Прочие высотные сооружения (нефтяные и буровые вышки, несущие конструкции крекинг-установок, надшахтные копры и пр.) (рис. I. 6). Нефтяные и буровые вышки приходится переносить с места на место и потому их обычно конструируют сборно-разборными; в соответствии с этим они должны быть металлическими (стальными или алюминиевыми).

Несущие конструкции крекинг-установок и надшахтные копры могут быть и железобетонными; однако стальные конструкции и в данном случае имеют большие преимущества как в отношении быстроты монтажа, так и в отношении удобства размещения на них оборудования.

7. Разнообразные виды листовых конструкций. Листовые конструкции представляют наиболее емкую по затратам стали часть стальных конструкций. Сюда относятся:

а) самые разнообразные емкости (сосуды), начиная от малых цистерн для горючего и кончая большими резервуарами и газгольдерами для хранения жидкостей и газов (рис. I. 7); сталь применяется здесь не только ввиду существенного значения малого веса для небольших резервуаров, которые являются перевозимыми изделиями, но и ввиду трудностей устройства непроницаемых резервуаров из других материалов, особенно для летучих жидкостей и газов (хотя для хранения воды и *тяжелых* жидкостей железобетон является вполне возможным); сюда следует причислить аппаратуру предприятий химической и нефтяной промышленности, которая в основном также состоит из сосудов и листовых конструкций;

б) доменные конструкции (рис. I. 8), в которых применение стали оправдано тем, что оболочкам в этих конструкциях приходится воспринимать весьма значительные усилия; кроме того, эти конструкции подвергаются очень резким температурным воздействиям, которые не могут быть восприняты другими материалами;

в) напорные трубопроводы гидроэлектростанций и трубопроводы для транспортировки нефти и газов при больших диаметрах и для больших давлений; здесь применение стали обосновано меньшими транспортными расходами на подвозку элементов стальных трубопроводов к месту постройки, а также трудностью обеспечения в этих условиях непроницаемости стыков в трубопроводах из других материалов.

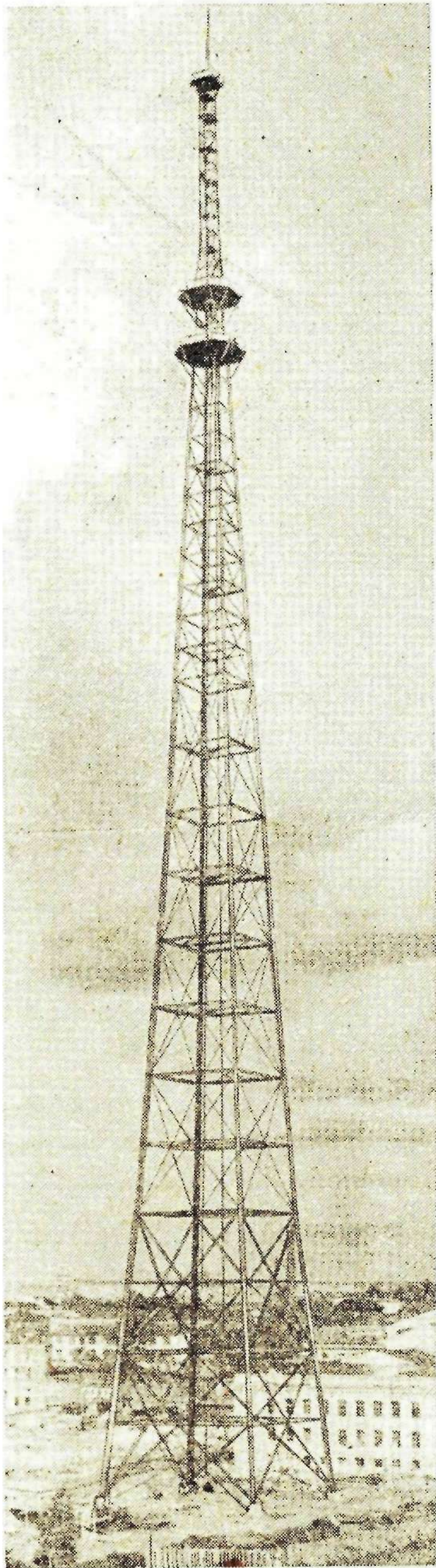


Рис. 1.4. Телевизионная башня

8. Разнообразные виды подвижных конструкций. Подвижные конструкции делают только из металла, так как собственный вес металлических конструкций весьма мал, и они поэтому требуют меньшей затраты энергии для перемещения. Сюда относятся:

а) конструкции затворов гидротехнических сооружений;

б) конструкции крановых мостов и вообще кранов — башенных, вантовых, кранов-перегрузателей (рис. I. 9), стреловых и др.;

в) конструкции дорожных подвижных мостов;

г) конструкции горных подвиж-

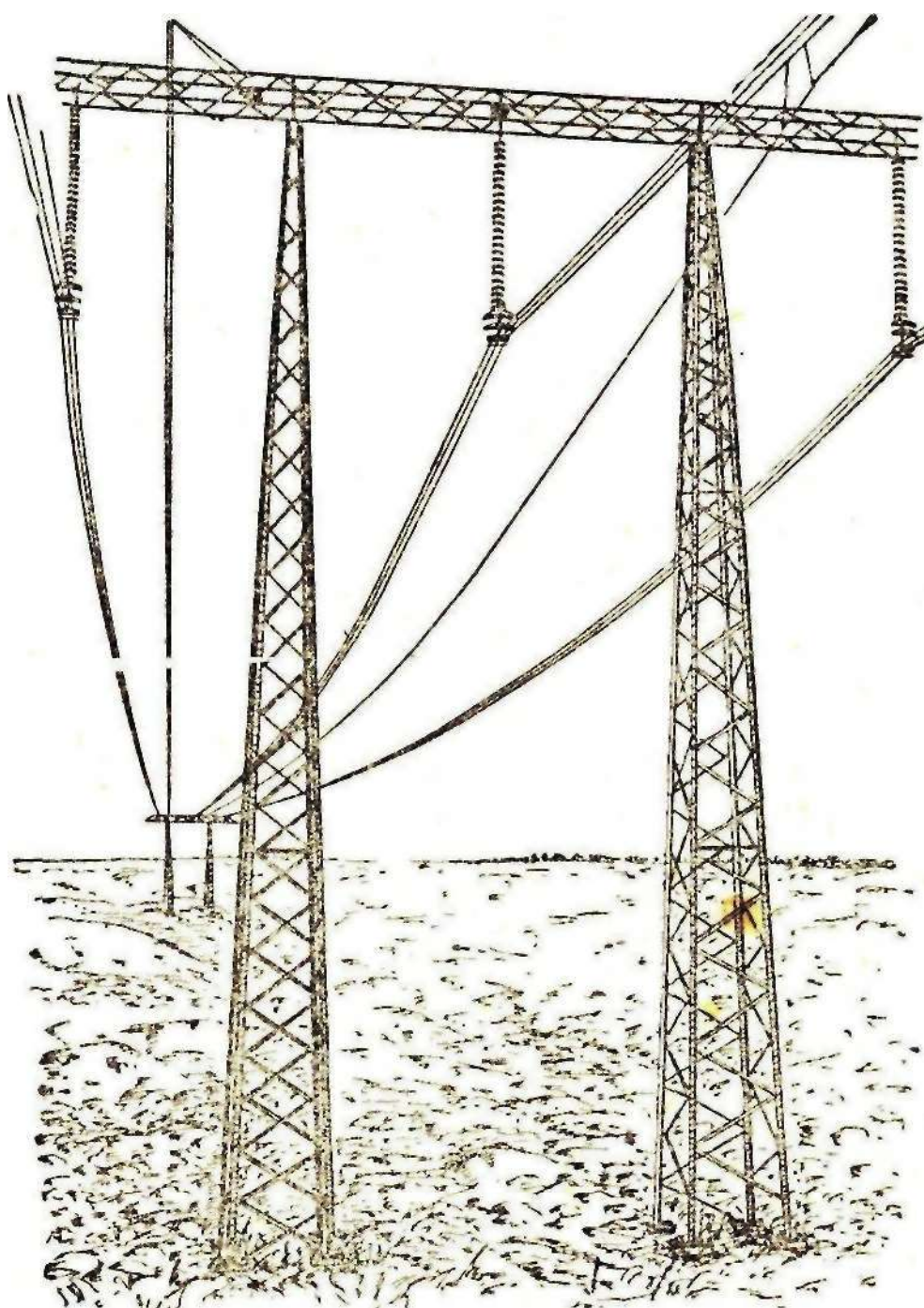


Рис. 1.5. Конструкция опор линии электропередачи большой мощности (Куйбышев — Москва)

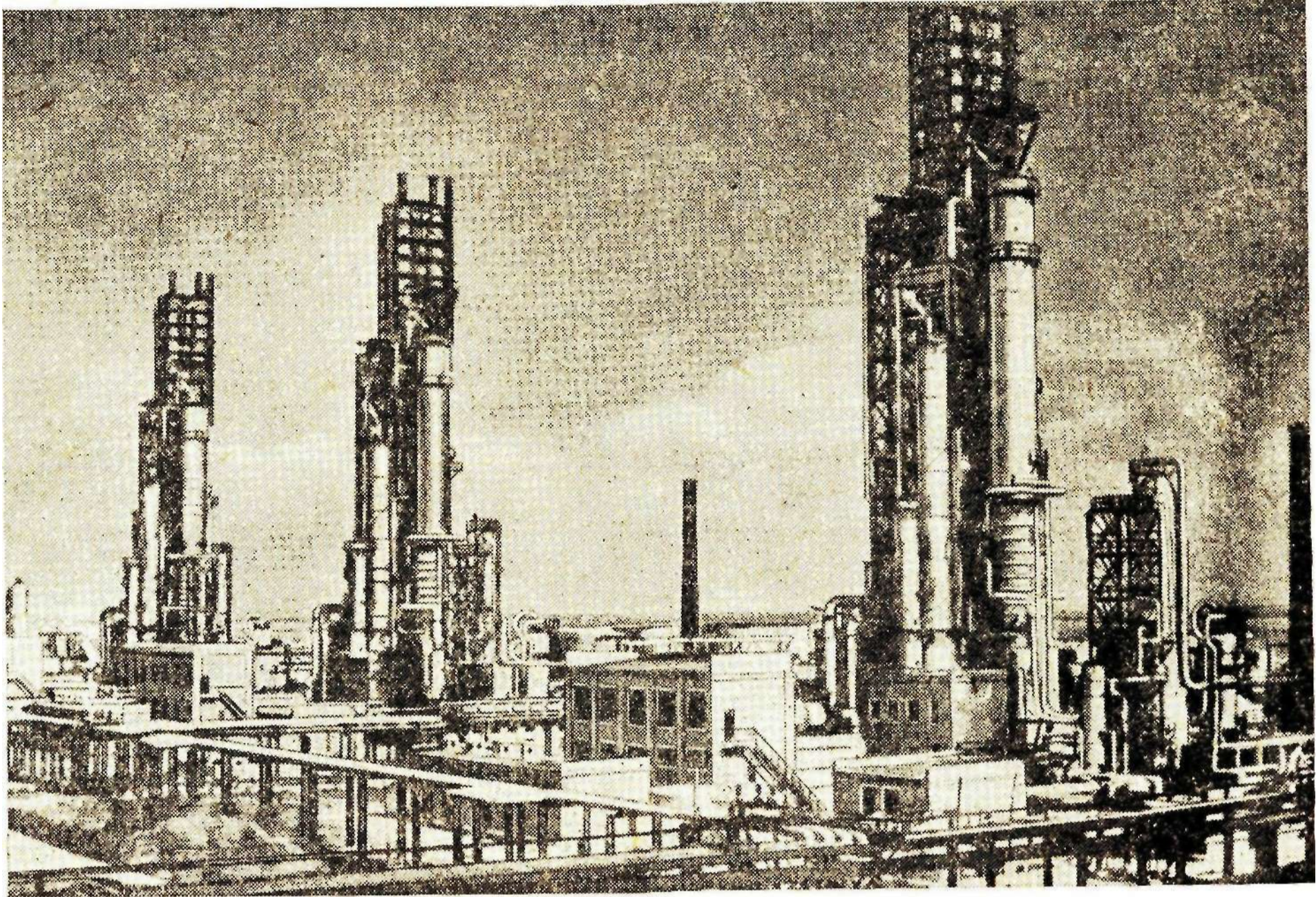


Рис. 1.6. Конструкции крекинг-установок

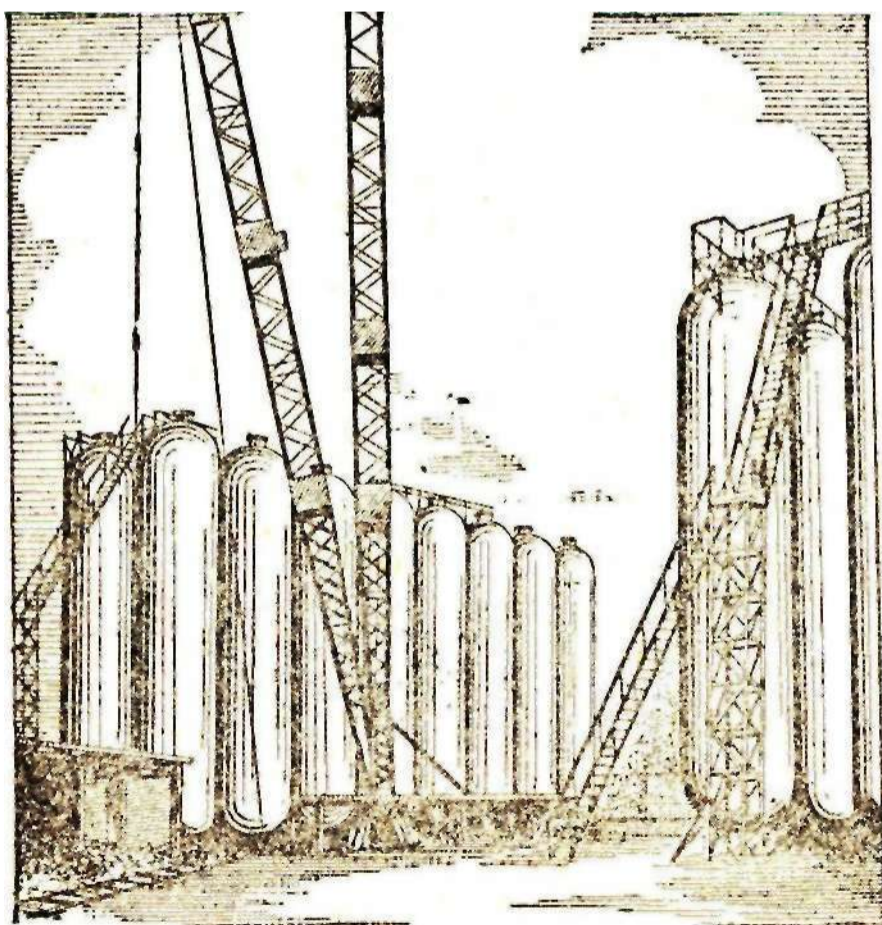


Рис. 1.7. Конструкции газгольдерной станции

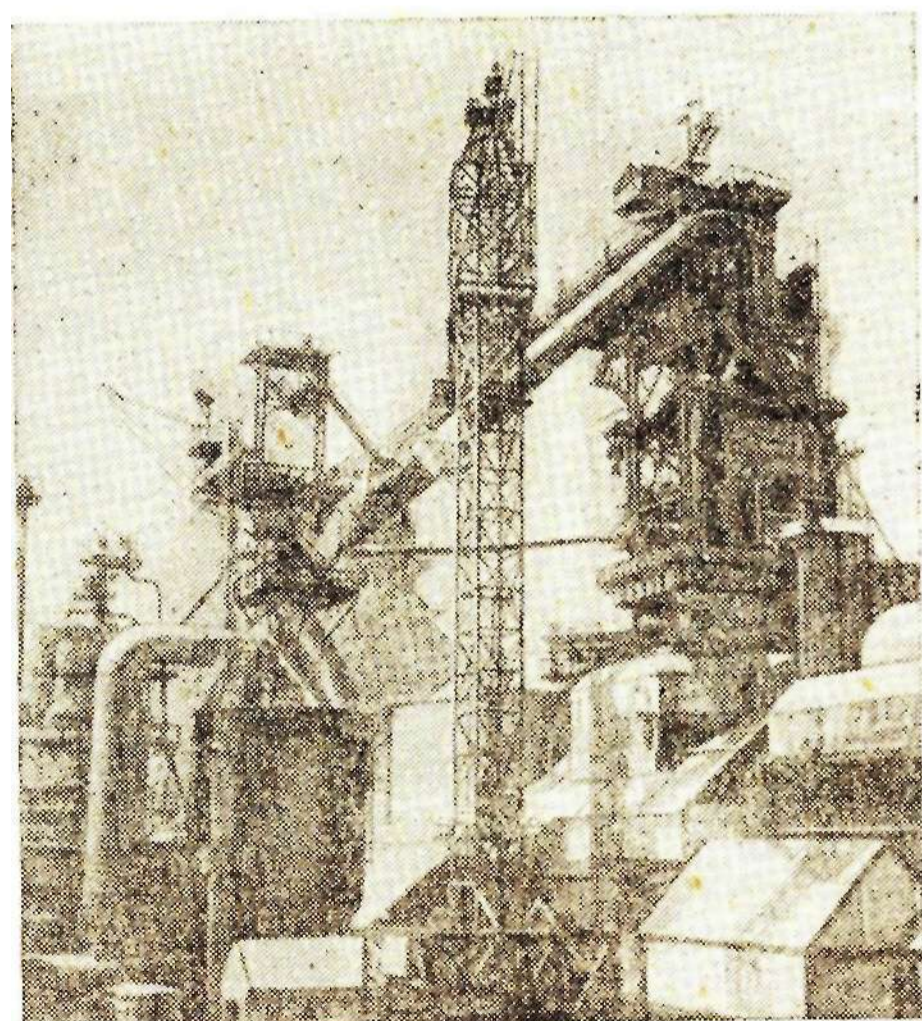


Рис. 1.8. Конструкции доменного цеха

ных мостов (отвальных мостов), служащих для вскрышных работ и добычи ископаемых при открытых горных разработках (рис. 1.10);

д) конструкции больших строительных машин, в частности крупных экскаваторов (рис. 1.11).

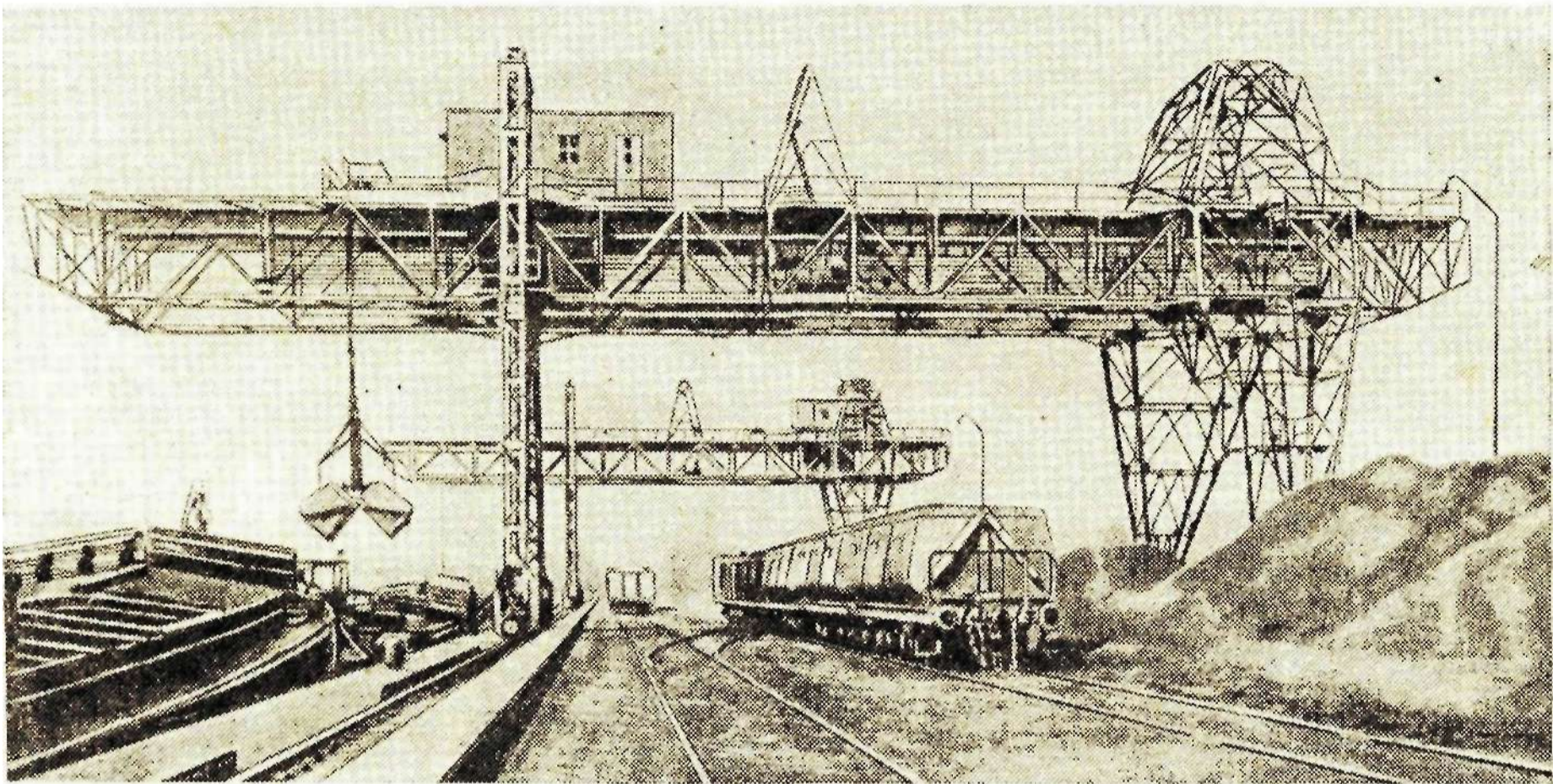


Рис. 1.9. Конструкция крана-перегрузателя

Конструкции из алюминиевых сплавов вследствие своей большой стоимости применяются у нас еще сравнительно редко; алюминиевые сплавы используются в переплетах, стеновых ограждениях, кровельных покрытиях, элементах проезжей части мостов и т. д. Весьма малый вес алюминия облегчает несущие конструкции; большая стойкость против

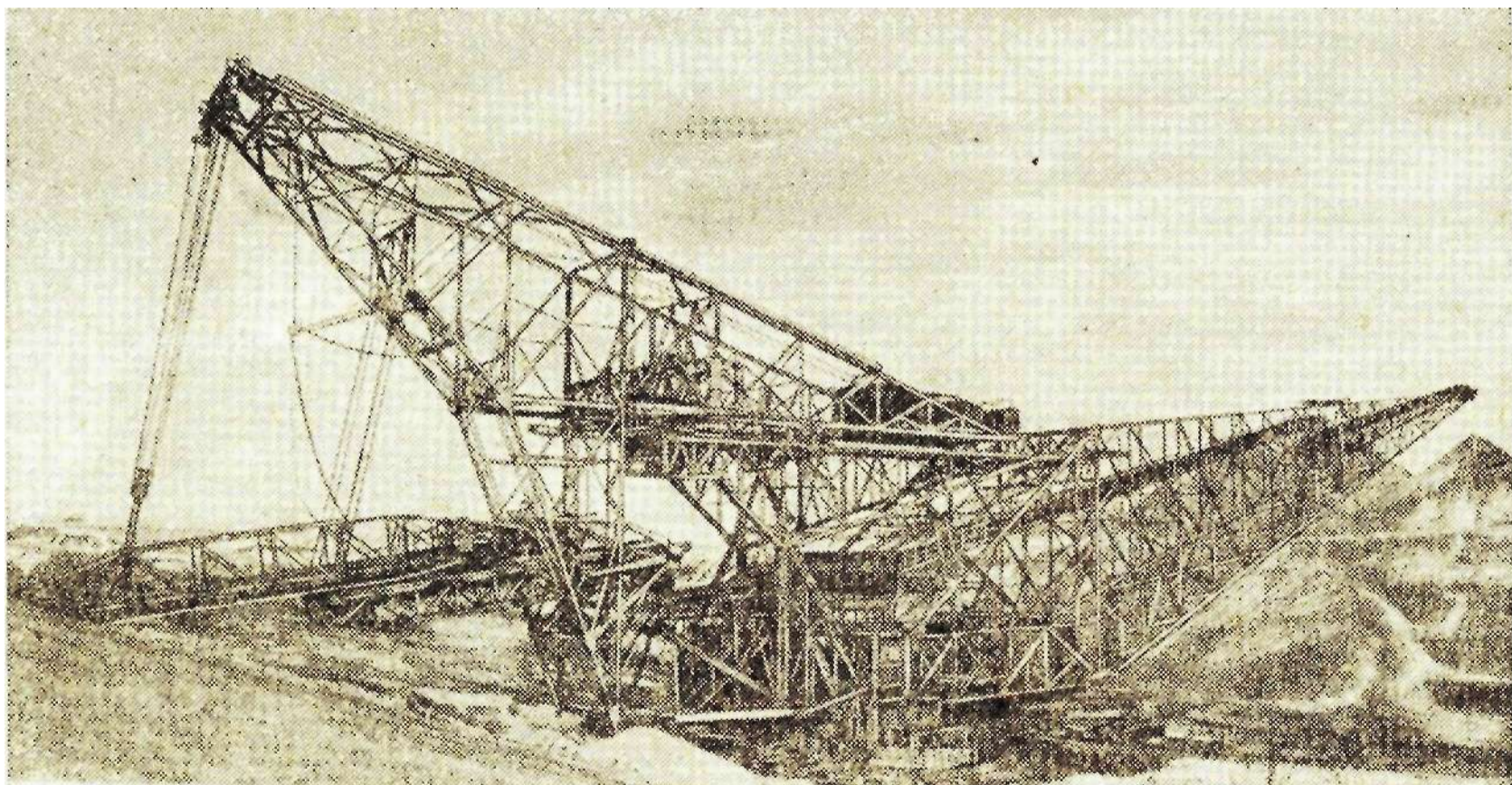


Рис. 1.10. Конструкция отвального моста

коррозии лакированных листов, делающая ненужной окраску, существенно снижает эксплуатационные расходы. Все это может сделать применение алюминиевых сплавов выгодным, несмотря на их большую стоимость. Далее, алюминиевые сплавы применяются в подвижных конструкциях и чем последние тяжелее, тем с большим эффектом. Такими являются большие мосты-перегрузатели, отвальные мосты, крановые мо-

сты, элементы строительных машин и т. д. Целесообразно применение алюминиевых сплавов, когда очень существенны транспортные расходы, когда сооружение возводится в отдаленных местностях или часто переносится. Сюда относятся сооружения связи (антенные сооружения,

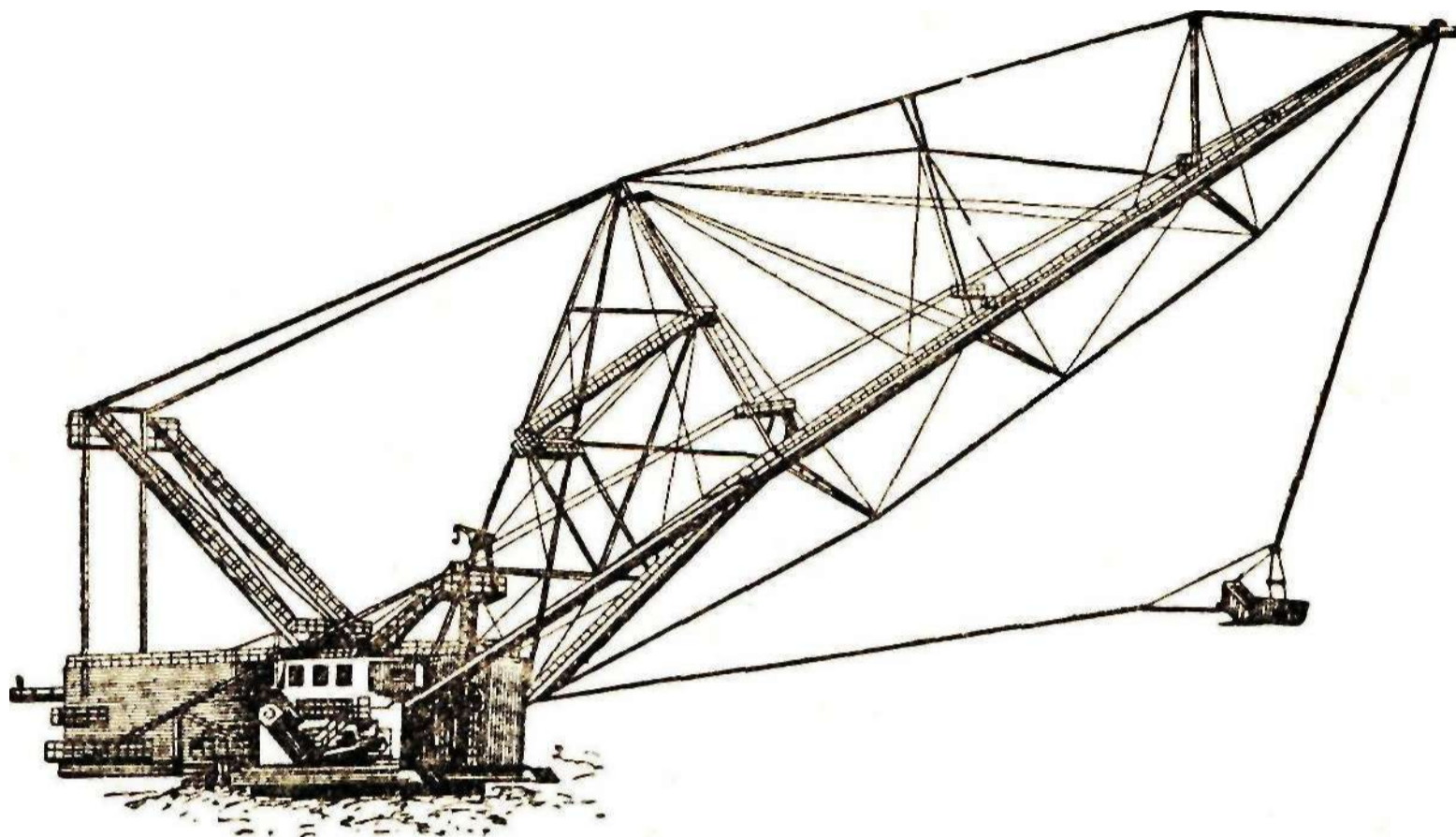


Рис. 1.11. Конструкция шагающего экскаватора

опоры радиорелейных линий или линий электропередачи), буровые вышки и даже мосты. Наконец, возможно применение алюминиевых сплавов в большепролетных перекрытиях общественных зданий (рис. I. 2 и I. 12) и ангаров, а также в мостах, когда уменьшение веса существенно облегчает монтаж, упрощает конструктивную форму сооружения

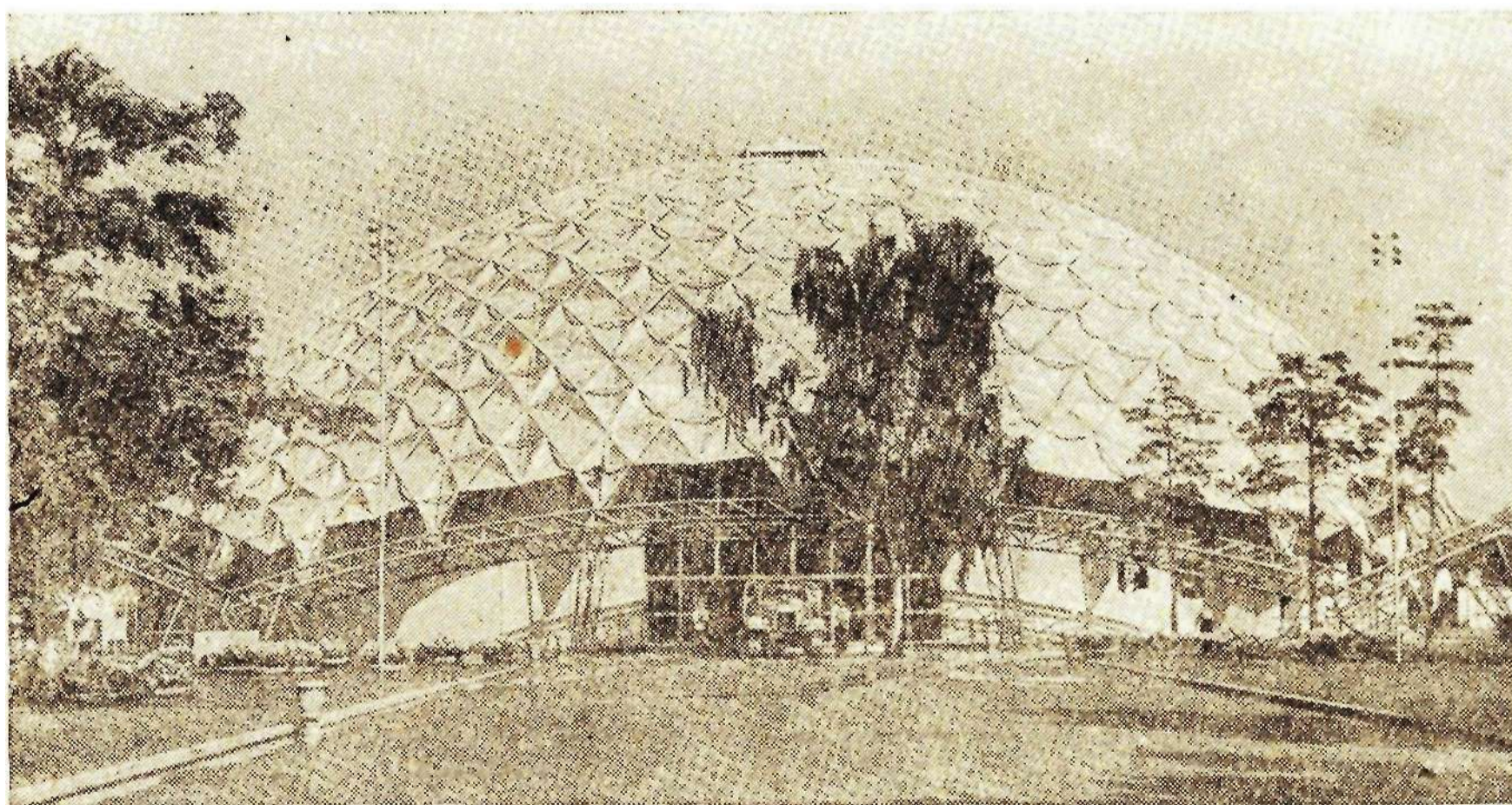


Рис. 1.12. выставочный павильон в Москве (Сокольники)

и улучшает эстетические качества последнего. За рубежом алюминий в строительстве применяется достаточно широко.

Чугун — материал прошлого. Значительно большая трудоемкость литья по сравнению с приемами изготовления стальных конструкций делает его не конкурентоспособным со сталью, несмотря на меньшую стоимость чугуна, тем более, что вследствие значительной толщины

отливок он требует большой затраты материала. Поэтому чугун применяется только в специальных случаях, где особенно важна его высокая стойкость против коррозии, например в ограждениях подземных сооружений.

§ 3. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ

К металлическим конструкциям, как и к прочим конструкциям, предъявляются следующие основные требования: 1) достаточные прочность и надежность; 2) соответствие назначению и эксплуатационным условиям здания или сооружения; 3) долговечность; 4) возможно меньшая затрата материала; 5) возможно бóльшая скорость возведения; 6) возможно меньшая затрата труда (времени) на изготовление конструкции; 7) эстетические формы.

Все эти требования объединяются в понятие высокого качества, которое является основным критерием, определяющим форму конструкций и сооружений. В «Строительных нормах и правилах» все сооружения по требованиям, предъявляемым к их качеству, делятся на три класса, устанавливающие капитальность сооружения и его эксплуатационные качества.

Капитальность характеризуется долговечностью сооружения, прочностью применяемых материалов и их стойкостью против внешних агрессивных воздействий, а также количеством ремонтов, необходимых для поддержания сооружения в пригодном для эксплуатации состоянии; эксплуатационные качества характеризуются приспособленностью сооружения к выполнению своего назначения.

Требования к конструкциям непосредственно связаны с требованиями, предъявляемыми к сооружениям в целом, элементами которых эти конструкции являются, хотя и имеют свои специфические особенности. В частности, для стальных конструкций, как уже неоднократно указывалось, специфичным и особенно важным является требование экономии стали. Применение стали в каждом отдельном случае должно быть мотивировано особыми преимуществами стальных конструкций, их большой надежностью, легкостью, малыми габаритами и индустриальностью изготовления и возведения.

Существенную роль в экономии материала играет правильное установление коэффициентов запаса, а также расчетных сопротивлений (или допускаемых напряжений). Наши нормы расчета в этом отношении весьма прогрессивны: помимо того, что цифровые значения расчетных сопротивлений (или допускаемых напряжений) у нас весьма значительны, в наших нормах специальным подбором коэффициентов выявляются дополнительные запасы прочности, имеющиеся в ряде сооружений (например, несущих большую постоянную нагрузку), по сравнению с обычными. Достаточная безопасность наших норм подтверждается анализом коэффициентов запаса, а также длительным опытом безаварийной эксплуатации существующих сооружений.

Большая экономия материала может быть получена путем правильной компоновки схемы сооружения и его деталей. В этом отношении у нас имеется ряд достижений: законы веса конструкций, устанавливающие наиболее выгодные геометрические соотношения конструкций, советскими учеными хорошо проработаны; широко внедрены стандартизация и типизация конструкций, что также оказывает благоприятное влияние на уменьшение расхода металла.

Экономия материала получается не только за счет экономного проектирования, но и за счет повышения долговечности конструкций,

что достигается улучшением надзора и ухода за ними (в первую очередь периодической окраской и другими видами охраны от коррозии). Однако столь же важны и конструктивные мероприятия, т. е. создание конструктивной формы, стойкой против агрессивных и механических воздействий. Поэтому проектировщик должен обращать серьезное внимание на эту сторону вопроса, придавая конструкциям форму, стойкую против коррозии, максимально защищенную от повреждений, погнутий и т. д.; эти мероприятия являются важными факторами повышения качества конструкций. В соответствии с этим наиболее удачной и высококачественной должна считаться слитная форма конструкций без щелей и впадин (где может скопляться грязь и пыль и вследствие этого возникать коррозия), без тонких выступающих листов, которые легко могут быть повреждены.

Весьма существенным является требование индустриальности, т. е. приближение формы конструкций к условиям заводского изготовления и монтажа. Согласование конструктивных решений в отношении размеров, допусков, размещения заклепочных и болтовых отверстий, расположения сварных швов и т. д. с требованиями изготовления является обязательным. Переход на менее трудоемкие операции — сварку (вместо клепки), механизированную кислородную резку, образование отверстий на многоштемпельных прессах или многошпиндельных станках и др. — является также крайне важным.

Условия скоростного монтажа определяют ряд требований к конструкциям в отношении устройства сопряжений и опорных частей, размещения связей и т. д. Соблюдение этих требований может значительно ускорить изготовление и монтаж конструкций и, кроме того, дать экономию материала. Так, переход на сварку является целесообразным не только с точки зрения ускорения изготовления, но и с точки зрения существенной экономии металла.

В то же время новая, удачно выбранная конструктивная форма влияет на изготовление и монтаж, способствуя совершенствованию существующих операций. Таким образом, здесь имеет место взаимосвязанный процесс.

Требования экономии материала, наименьшей трудоемкости изготовления и скоростного монтажа не всегда согласуются между собой, а иногда противоречат друг другу; однако при правильном подходе все эти требования могут быть удовлетворены одновременно, и советская конструкторская школа доказала эту возможность. В этом процессе существенную роль играют стандартизация и унификация конструкций.

Стандартизация и унификация конструкций, являясь завершением их типизации, прежде всего уменьшают число возможных вариантов конструкций и этим существенно облегчают проектирование, изготовление и монтаж. Являясь результатом большой научно-исследовательской работы, стандартные и унифицированные элементы наиболее совершенны и экономичны по своей конструктивной форме; подобранные в определенные сортаменты стандартные и унифицированные конструкции могут быть непосредственно применены в конструктивном комплексе в зависимости от действующих силовых факторов, что позволяет существенно ускорить и облегчить процесс проектирования. Применение стандартных и унифицированных конструкций значительно ускоряет и удешевляет изготовление, так как благодаря ограниченному числу типоразмеров повышается повторяемость конструкций (серийность производства) и тем самым снижаются накладные расходы; при этом ускоряется процесс изготовления и освобождается производственный персонал. При наличии ограниченного числа типоразмеров могут

быть предусмотрены специальные приспособления, облегчающие технологические линии («поток»), что еще более ускоряет производство.

Большое значение в процессе установления наиболее совершенной конструктивной формы имеет укрупнение элементов. Укрупняя элементы и уменьшая их число, мы выгадываем на материале (так как при этом выпадает большое число мелких деталей, в которых материал обычно работает с неполным использованием своего сопротивления), а также ускоряем изготовление и монтаж, сокращая число операций и отказываясь от мелких, наиболее трудоемких деталей. В то же время более мощные элементы более стойки против внешних агрессивных воздействий, коррозии, погнутий и повреждений и, следовательно, более долговечны. Поэтому принцип концентрации материала (укрупнения элементов) является весьма действенным и правильным компоновочным принципом. Однако он не является общим, так как не вполне согласуется с условиями крупносерийного и поточного изготовления стальных конструкций; эти приемы изготовления, являясь наиболее прогрессивными, требуют повторения в конструкциях большого числа одинаковых элементов, что не учитывается в принципе концентрации материала. При поточном производстве большое число одинаковых элементов не увеличивает трудоемкости и при одинаковых соединениях не усложняет монтаж. Затрата стали при увеличении числа элементов обычно возрастает; однако появляется возможность более простой компоновки сооружения за счет исключения некоторых элементов, и в результате получается экономия материала на всем сооружении в целом.

Таким образом, принцип более простой компоновки (упрощения конструктивной формы) одновременно уменьшает затраты стали, снижает трудоемкость изготовления и ускоряет монтаж. Он непосредственно вытекает из принципов унификации и стандартизации конструкций, модульности и поточности изготовления и потому является весьма прогрессивным.

При уменьшении числа элементов оставшиеся элементы часто выполняют несколько функций, что также ведет к экономии стали. Принцип совмещения функций работы элементов, вытекающий из принципа упрощения компоновки, является третьим решающим принципом современного конструирования.

Компоновка конструкций непосредственно связана с назначением сооружения, с тем производством, которое конструкции обслуживают, и с условиями их эксплуатации. Эти обстоятельства определяют технологические габариты и основные размеры конструкций, выбор материала и конструктивную форму. Высококачественная конструкция должна полностью соответствовать условиям эксплуатации обслуживаемого ею производства.

Наконец, существенными в компоновке сооружения являются и эстетические требования, требования красоты. Особенно большие эстетические требования предъявляются в нашей стране к сооружениям, которые имеют общественное значение.

§ 4. СОСТАВ И ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ¹

Проектирование производственных предприятий, гражданских зданий и специальных сооружений производится на основании задания на проектирование, которое составляется на базе перспективных планов развития соответствующих отраслей народного хозяйства.

¹ Параграф составлен канд. техн. наук доц. Е. Н. Лессигом.

Проектирование ведется по следующим стадиям:

а) по двум стадиям — проектное задание со сводным сметно-финансовым расчетом и рабочий проект — при возможности широкого использования типовых проектов и типовых решений или повторного использования экономичных проектов аналогичных предприятий, зданий и сооружений;

б) по трем стадиям — проектное задание со сводным сметно-финансовым расчетом, технический проект со сводной сметой и рабочий проект — при невозможности использования типовых и имеющихся экономичных проектов, при проектировании предприятий с новым, неосвоенным производством или сложным технологическим процессом, а также зданий и сооружений особой строительной сложности.

1. Проектное задание имеет целью выявить техническую возможность и экономическую целесообразность предполагаемого строительства в данном месте и в намеченные сроки, обеспечить правильный выбор площадки для строительства, источники снабжения основным сырьем, топливом, водой, энергией, строительными материалами, а также установить основные технические решения проектируемых объектов, общую стоимость строительства и основные технико-экономические показатели.

При составлении проектного задания должно быть обеспечено максимальное применение для данного строительства имеющихся типовых проектов или повторное использование экономичных проектов.

2. Технический проект разрабатывается на основе утвержденного проектного задания при проектировании по трем стадиям.

Технический проект состоит из тех же частей и разделов, что и проектное задание; в нем уточняются все материалы и данные, принятые в проектном задании. Сводная смета по техническому проекту составляется в соответствии с указаниями раздела VIII «Инструкции по составлению проектов и смет по промышленному и жилищно-гражданскому строительству», утвержденной Госстроем СССР.

3. Рабочий проект предназначается для изготовления элементов конструкций (отправочных марок), их укрупнительной сборки на стеллажах строительной площадки, а также монтажа сооружения из укрупненных и неукрупненных отправочных элементов.

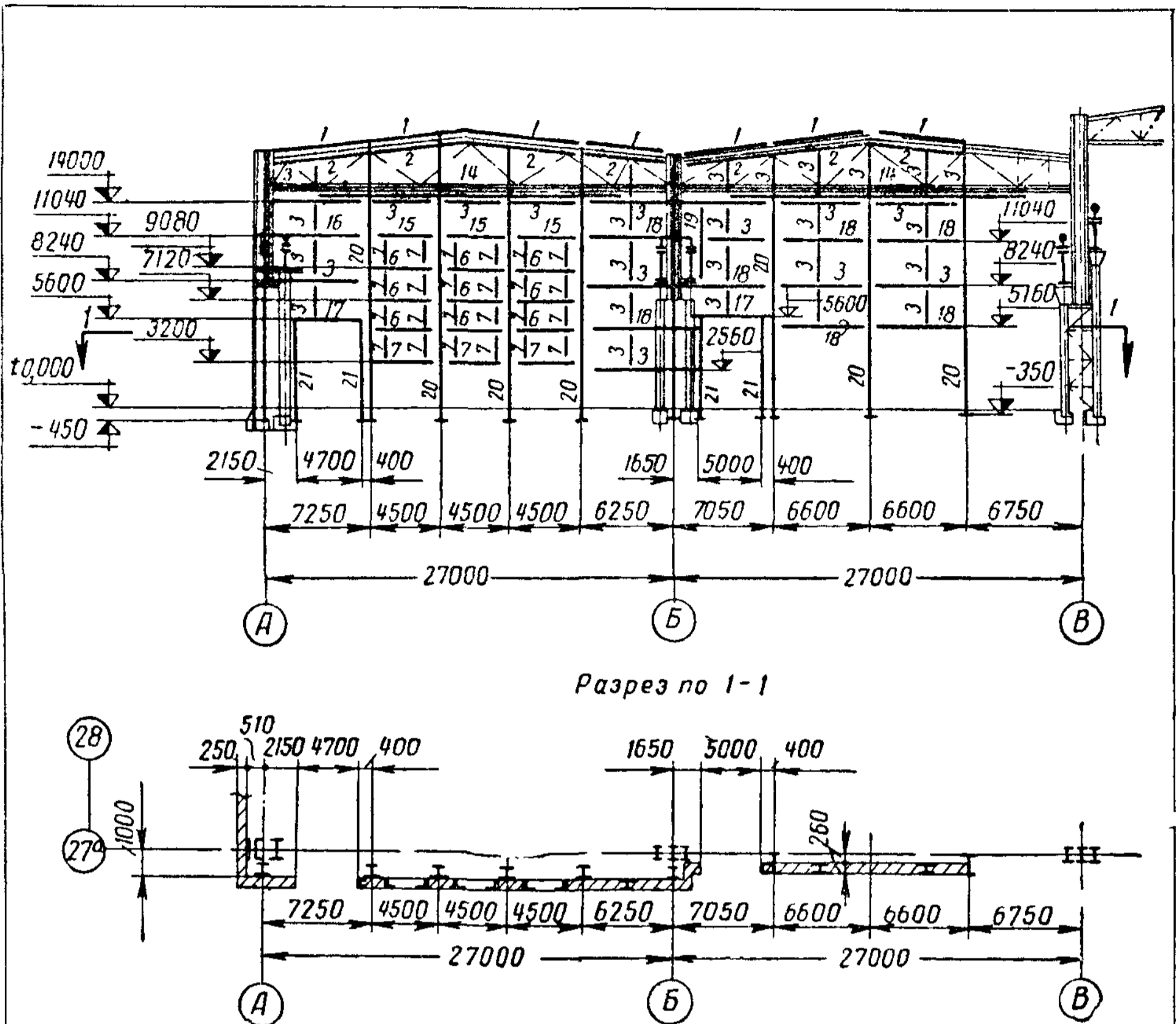
Рабочий проект стальных конструкций состоит из двух частей:

а) чертежей КМ (конструкции металлические), составляемых на основании утвержденного проектного задания при двухстадийном проектировании или на основании утвержденного технического проекта — при трехстадийном проектировании; чертежи КМ разрабатываются специализированной проектной организацией;

б) рабочих чертежей, КМД (конструкции металлические, детализировка), составляемых на основании чертежей КМ; чертежи КМД разрабатываются конструкторским бюро завода-изготовителя.

В состав чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, общие чертежи, схемы расположения элементов конструкций с таблицами сечений элементов, расчетные листы и чертежи наиболее важных узлов конструкций, а также рабочие чертежи фундаментов с закладными частями и полная сводная спецификация металла по профилям.

Схемы расположения элементов конструкций даются для каждой группы конструкций (колонны, подкрановые балки, элементы покрытия, фахверк и т. д.). На рис. 1.13 дана для примера схема расположения конструкций торцового фахверка. Элементы конструкций мар-



Марка	Наименование элементов	Эскиз сечения	Состав сечения	Материал	Примечания
П-1	Ригель		Л N16 ^а	Ст 3	
П-2	"		Л N27 ^а Л 60×6	Ст 3	
П-3	"		I N14	Ст.3	
П-4	"		2-220×10 I N24 ^а	Ст.3	
П-5	"		2-220×10 I N24 ^а и Л 60×6	Ст.3	
П-6	"		Л N14 ^а Л 60×6	Ст 3	
П-7	Стойка, ригель		Л 60×6	Ст 3	
П-8	Ригель		2-350×10 I N30 ^а	Ст.3	
П-9	"		-350×10 I N30 ^а -500×10 2 Л 60×6	Ст.3	
П-10	"		I N27 ^а	Ст 3	
П-11	"		Л N24 ^а 2 Л 60×6	Ст.3	
П-12	Стойка, ригель		2 Л 60×6	Ст.3	и т.д.

Рис. I.13. Маркировка элементов в проекте КМ

кируются на схемах порядковым числом и обычно заглавными буквами русского алфавита, например, Б-7 (балка), К-4 (колонна) и т. д.

На всех чертежах, где указаны расположение и маркировка деталей конструкций, даются таблицы сечений, содержащие марку элемента, эскиз сечения, состав сечения и усилие.

Поперечные и продольные разрезы промышленного или общественного здания предназначаются для изображения конструктивного решения каркаса, а также для увязки всех основных размеров.

Элементы конструкций (стропильные и подстропильные фермы, связевые фермы, балки, колонны и др.) изображаются в схематическом виде с указанием основных размеров, опорных реакций, расчетных усилий в стержнях и сечений стержней, расположения и размеров ребер жесткости и пр.

В случае применения типовых узлов и нормалей разрешается заменять узлы ссылками на соответствующие материалы. Используемые типовые материалы прилагаются к комплекту чертежей КМ.

Все размеры и отметки в чертежах КМ даются в миллиметрах. Отметки в чертежах даются относительно уровня, принятого за нуль. В схематических планах и разрезах элементы конструкций изображают, как правило, сплошной линией, элементы из круглой стали (тяги) — пунктирной линией, а вертикальные связи в горизонтальной проекции — штрих-пунктирной линией.

Рекомендуемые масштабы: схематических планов и разрезов отдельных групп конструкций — 1 : 200, 1 : 300, 1 : 400; поперечных разрезов и отдельных элементов конструкций — 1 : 50, 1 : 75, 1 : 100; узлов — 1 : 10; 1 : 15, 1 : 20.

Спецификация стали должна содержать: марку стали (в случае необходимости способ выплавки стали, а также требуемые дополнительные гарантии и ограничения по механическим свойствам и химическому составу), профили стали, длины, количество штук, вес и примечания. Спецификация составляется по группам профилей, причем в каждой группе профили записываются в порядке убывающих размеров. Данные (ширина, длина, количество, вес) приводятся без учета отходов и припусков на обработку.

Характеристика чертежей КМД дана в § 1 главы VII.

ГЛАВА II

ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И РАБОТА МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

§ 1. ВИДЫ РАЗРУШЕНИЯ МАТЕРИАЛА

Разрушение материала возможно:

1) хрупкое — от отрыва, получающегося тогда, когда расстояние между двумя смежными элементами тела, расположенными по направлению силового воздействия, увеличится в результате этого воздействия настолько, что силы сцепления между этими элементами окажутся погашенными; разрушению от отрыва соответствует вторая теория прочности (теория наибольших удлинений);

2) пластичное — от сдвига, получающегося тогда, когда будет превзойдено сопротивление взаимному сдвигу двух смежных элементов тела; разрушению от сдвига соответствует третья (теория наибольших касательных напряжений) или четвертая (энергетическая) теория прочности.

Один и тот же материал может разрушаться и хрупко и пластично в зависимости от условий, в которых протекает разрушение. Сталь и алюминий при обычной температуре, при правильной форме деталей (стержней) и в простых случаях действия сил (растяжение, сжатие, кручение или изгиб) оказывают меньшее сопротивление сдвигу, чем отрыву, и разрушаются пластично. Однако при пониженных температурах, при предварительной вытяжке или неправильной форме деталей, затрудняющих деформацию сдвига (при явлении концентрации напряжений), при более сложных напряженных состояниях, а также в результате других причин сопротивление сдвигу (пластическим деформациям) может оказаться повышенным и превзойти сопротивление отрыву, вследствие чего материал разрушится хрупко.

Разрушение от сдвига сопровождается большими деформациями, происходит в течение длительного времени и поэтому менее опасно; разрушение от отрыва сопровождается малыми деформациями, происходит внезапно и поэтому более опасно. Четкое разграничение двух возможных видов разрушения материала — хрупкого и пластичного — принадлежит советским ученым Н. Н. Давиденкову¹, Я. Б. Фридману², Г. В. Ужику³ и др.

Таким образом, сооружение может стать неработоспособным по следующим двум причинам.

¹ Н. Н. Давиденков, Динамические испытания металлов, ОНТИ, 1936.

² Я. Б. Фридман, Механические свойства металлов, Оборонгиз, 1952

³ Г. В. Ужик, Сопротивление отрыву и прочность металлов, изд. АН СССР,

1) В результате хрупкого разрушения, т. е. нарушения целостности материала. В стальных и алюминиевых конструкциях вследствие пластичности материала такое разрушение — явление достаточно редкое и может быть лишь в специальных случаях, указанных ниже.

2) В результате потери несущей способности при развитии пластических деформаций, что является основным случаем работы стальных и алюминиевых конструкций. Сталь и алюминий в пластической стадии теряют свою несущую способность: если пластические деформации занимают настолько большую часть сечения элемента, что оставшаяся упругая часть уже неспособна сопротивляться дальнейшему росту внешних воздействий, деформации элемента растут при постоянной или убывающей нагрузке, и элемент уже не может нести нагрузку.

§ 2. СТАЛИ И АЛЮМИНИЕВЫЕ СПЛАВЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1. Малоуглеродистые стали обыкновенного качества

В стальных конструкциях в основном применяется мягкая малоуглеродистая сталь 3 с содержанием углерода до 0,22%, которая по терминологии ГОСТ 380 может быть разных марок (табл. II. 1 и II. 2). Она хорошо сваривается, почти не закаливается и потому является весьма удобной для работы в элементах конструкций.

Прочие марки углеродистых сталей обыкновенного качества (Ст. 0, Ст. 2, Ст. 4, Ст. 5) почти не применяются в стальных конструкциях перечисленных в главе I типов по следующим причинам: стали марок Ст. 1 и Ст. 2 менее прочны и требуют большей затраты металла на конструкции; сталь марки Ст. 4 с успехом могла бы применяться в стальных конструкциях, но она в основном идет на судостроение; сталь марки Ст. 5 очень жестка, а потому менее приспособлена к условиям заводской обработки и, кроме того, плохо сваривается¹; стали марок Ст. 6 и Ст. 7 как наиболее жесткие вообще не применяются в стальных конструкциях; сталь марки Ст. 0 — отбракованная из прочих сталей, и потому может применяться только в нерасчетных элементах конструкций.

Все стали, применяемые в строительных конструкциях, должны обладать свариваемостью. Свариваемостью называется способность стали давать после остывания сварного шва цельное (не имеющее трещин) и прочное соединение, сохраняющее прочность и цельность в течение длительного времени при разнообразных силовых (статических и динамических) и температурных воздействиях, в том числе и при низких температурах.

Работа малоуглеродистой стали под статической нагрузкой хорошо характеризуется известной диаграммой растяжения (рис. II. 1), на которой четко проявляются основные точки: предел пропорциональности ($\sigma_{пц}$), ограничивающий упругую работу стали; предел текучести (σ_T) на площадке текучести, характеризующий пластическую работу стали; предел прочности или временное сопротивление ($\sigma_{пч}$), характеризующий предельную нагрузку, воспринимаемую испытываемым элементом, а также относительное удлинение ϵ при разрыве (по оси абсцисс), область самоупрочнения за площадкой текучести и др.

Предел текучести определяет границу напряжений, при которых деформации оказываются еще настолько малыми, что можно пользоваться методами расчета по упругой стадии работы материала. На площадке текучести обрывается однозначная связь между напряжениями

¹ Сварка высокоуглеродистых сталей требует более сложной технологии.

и деформациями, определяющая несущую способность материала (одному напряжению соответствует много значений деформации — сталь течет); поэтому на площадке текучести несущая способность материала временно исчерпывается, и, таким образом, предел текучести является пределом расчетных напряжений. Относительное удлинение при разрыве характеризует пластичность стали. Склонность стали к переходу в хрупкое состояние характеризуется ударной вязкостью; поскольку эта склонность в значительной степени зависит от структуры стали, ее чистоты и однородности, ударная вязкость характеризует также и структуру стали.

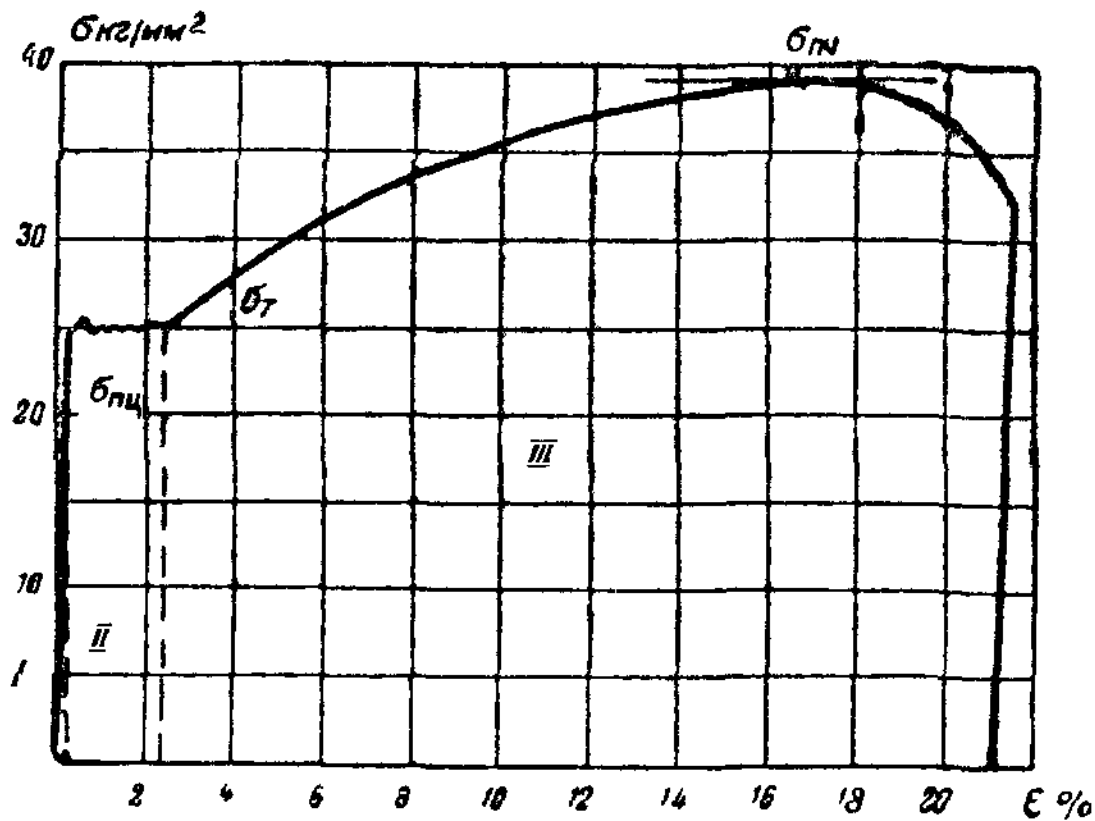


Рис. II.1. Диаграмма растяжения стали

Сталь 3 имеет временное сопротивление $\sigma_{пч} = 38 \div 47 \text{ кг/мм}^2$, относительное удлинение длинного образца $\epsilon_{10} \geq 21\%$, браковочный предел текучести (при небольших толщинах) $\sigma_{т} = 24 \text{ кг/мм}^2$, ударную вязкость $a \geq 8 \text{ кгм/см}^2$, модуль упругости $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ и коэффициент температурного удлинения $\alpha = 0,000012$.

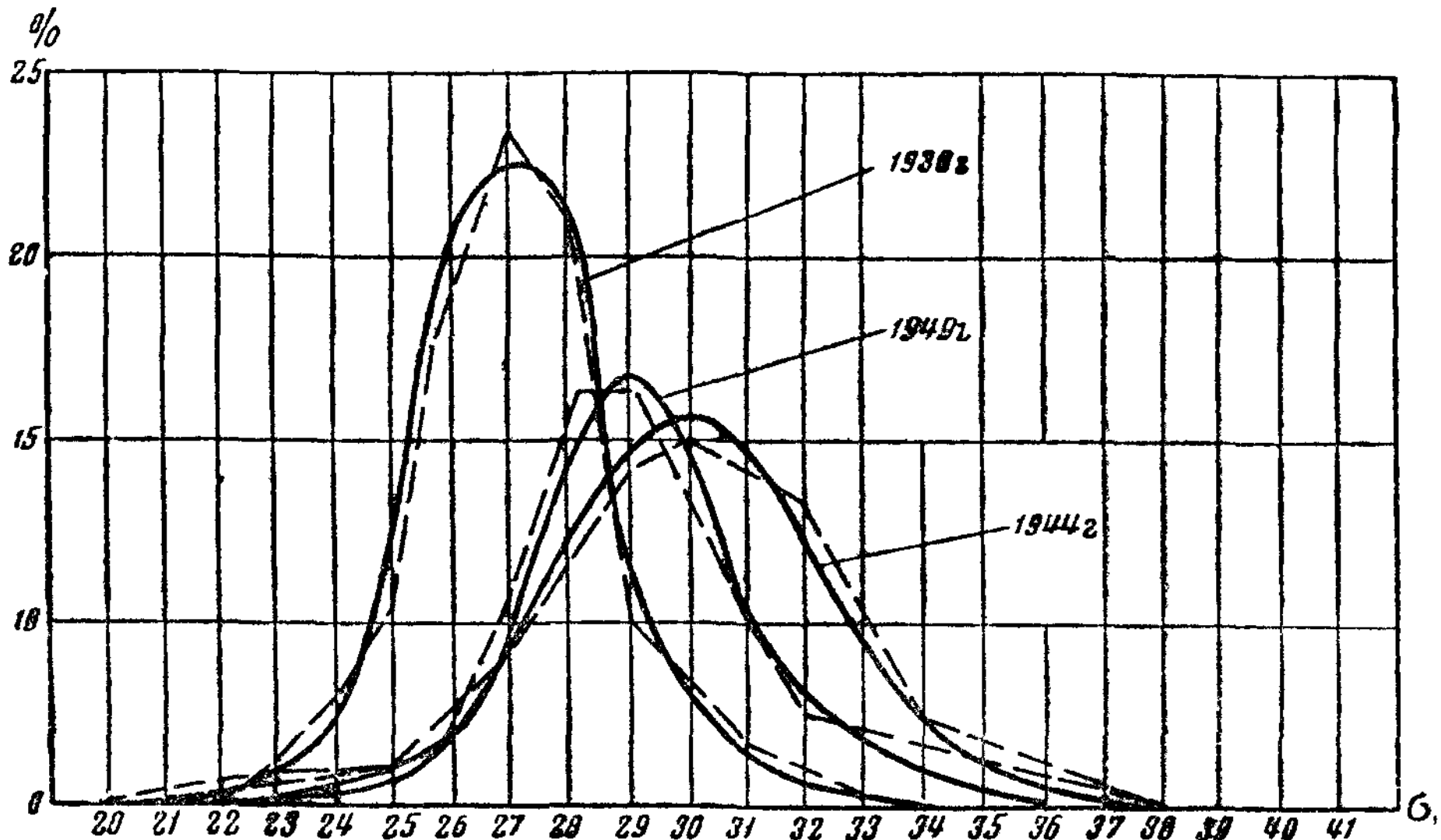


Рис. II.2. Кривые распределения предела текучести стали марки Ст. 3 по результатам испытаний разных лет

Сталь 3 достаточно однородна. Статистические исследования показывают, что качества ее в послевоенное время повысились. Представление об изменчивости качеств стали дают статистические кривые распределения различных ее характеристик, показывающие, как часто (в процентах) имеет место то или иное значение данной характеристики (рис. II. 2).

Имея достаточно большое число наблюдений можно на основании правил математической статистики определить вероятность появления того или иного значения характеристики и принять за наименьшее или наибольшее то значение, которое определяется весьма малым (принимаемым практически за нуль) вероятием появления меньших или больших значений. За такую минимальную величину предела текучести для стали 3 в настоящее время принимается 21 кг/мм^2 . Среднее, наиболее часто встречающееся значение предела текучести, как это видно по кривым распределения, составляет примерно 29 кг/мм^2 .

Величина предела текучести зависит от толщины элемента; при увеличении толщины она уменьшается.

Прочность стали в первую очередь зависит от содержания углерода. Однако углерод снижает пластичность и свариваемость, поэтому в строительных сталях, которые по условиям своей работы в конструкциях должны быть достаточно пластичными, его допускается немного — не более $0,22\%$ (что обеспечивает и хорошую свариваемость этих сталей). Существенно повышает прочность стали без большого снижения пластичности марганец. Марганец всегда имеется в строительных сталях; наиболее часто содержание его составляет от $0,3$ до $0,65\%$. Третьей обычно содержащейся в строительных сталях примесью является кремний. В малоуглеродистых сталях кремния обычно очень мало; однако он прибавляется искусственно для получения мелкозернистой структуры. Кремний также повышает прочность стали, но ухудшает ее свариваемость и стойкость против коррозии; поэтому желательно иметь кремния не более $0,3\%$. Наконец, весьма полезной, но более дорогой добавкой является медь.

Медь повышает прочность (меньше, чем марганец и кремний) и значительно увеличивает стойкость стали против атмосферной коррозии. Применение медистых сталей с содержанием $0,2$ — $0,4\%$ меди в условиях, которые способствуют интенсивной коррозии, очень полезно. Однако медь несколько ухудшает свариваемость стали.

Наряду с указанными полезными примесями в стали содержатся и вредные. Такими в первую очередь являются: фосфор, который делает сталь хрупкой при пониженных температурах (хладноломкой) и мало пластичной — при повышенных, и сера, делающая сталь красноломкой (трещиноватой при температуре 800 — 1000°) вследствие образования легкоплавкого сернистого железа. Поэтому серы и фосфора в стали должно быть очень немного; так, в мартеновской стали 3 содержание серы может составлять не более $0,055\%$, фосфора — не более $0,045\%$. Вредное влияние серы в некоторой степени ослабляется наличием марганца, который, отвлекая серу от железа, образует в соединении с ней тугоплавкий сернистый марганец.

Весьма вредными примесями являются также кислород и азот, которые могут попасть из атмосферы воздуха в металл, находящийся в расплавленном состоянии. Азот делает металл хрупким, особенно при низких температурах; кислород действует как сера, но в более сильной степени, и также повышает хрупкость стали. Поэтому расплавленную сталь (например, при сварке) необходимо защищать от воздействия атмосферы.

По способу производства сталь может быть мартеновской и конверторной (бессемеровской или томасовской). Более распространена мартеновская сталь, которая значительно лучше и чище конверторной; последняя по условиям производства (продувание) бывает более засорена азотом и кислородом, а также пузырями воздуха; в конверторной стали больше серы и фосфора, углерода же весьма мало, так как он вы-

горит во время дутья. Несмотря на это прочность конверторной стали не ниже прочности мартеновской; это получается за счет прочих присадок, в том числе и фосфора.

Стали могут быть кипящие и спокойные. Кипящую сталь сразу переливают из ковша в изложницы, поэтому она оказывается более засоренной газами и менее однородной. Спокойные стали раскисляют в ковше добавлением кремния (в более редких случаях алюминия или титана), поддерживающего высокую температуру, благодаря чему газы могут выделяться в большом объеме; кремний (или алюминий), соединяясь с растворенным кислородом, уменьшает вредное влияние последнего.

При соединении с кислородом раскислители образуют в мелкодисперсной фазе силикаты и алюминаты, которые увеличивают число очагов кристаллизации и способствуют мелкозернистости стали.

Таким образом, в спокойной стали кремния больше, и по количеству кремния можно судить о том, является ли сталь кипящей или спокойной. Спокойная сталь всегда более высокого качества.

Неоднородность структуры и связанная с ней хрупкость ухудшают свариваемость стали.

Кипящие мартеновские стали в основном удовлетворяют требованиям, предъявляемым к строительным сталям, и поэтому как более дешевые являются наиболее распространенными. Однако они склонны к трещиноватости после сварки и при воздействии динамических нагрузок, а также к старению (повышению хрупкости с течением времени); поэтому ответственные сварные конструкции следует изготавливать из спокойной мартеновской стали. Спокойные стали дороже кипящих примерно на 12%.

Качество кипящих конверторных сталей ниже, а потому они допускаются только для неответственных клепаных конструкций, не подверженных действию динамических нагрузок и отрицательных температур (от -20° и ниже).

В настоящее время томасовская кипящая сталь в строительных конструкциях вовсе не допускается.

В ГОСТ 380-60 указанные выше восемь марок малоуглеродистой стали (от Ст. 0 до Ст. 7) подразделяются на две группы и одну подгруппу:

группа А — сталь, поставляемая по механическим свойствам;

группа Б — сталь, поставляемая по химическому составу;

подгруппа В — сталь, поставляемая одновременно по механическим свойствам и химическому составу.

Для стали группы А основными гарантируемыми характеристиками являются предел прочности и относительное удлинение; предел текучести и другие механические и химические показатели обеспечиваются в границах указанных ГОСТом величин по требованию заказчика (при соответствующем повышении стоимости стали). Выбор способа изготовления (мартеновский, бессемеровский) предоставляется заводу, если нет соответствующих указаний со стороны заказчика. Поэтому при заказе стали для конструкций нужно всегда оговаривать способ изготовления стали (обычно мартеновский).

В ГОСТ 380-60 учитывается зависимость предела текучести от толщины проката и устанавливается 3 разряда по толщинам:

первый — для сортового проката (уголки, полосовая, круглая и квадратная сталь) толщиной до 40 мм, для фасонного проката (двутавры и швеллеры) толщиной до 15 мм и листового проката толщиной до 20 мм; второй — для сортового проката до 100 мм, для фасонного

проката до 20 мм и листового проката до 40 мм; третий — для больших толщин. В частности, для стали 3 кипящей установлены величины предела текучести соответственно 24, 22 и 21 кг/мм², а для стали 3 спокойной — 24, 23 и 22 кг/мм². По требованию заказчика некоторые величины, установленные для первых двух разрядов толщины проката, могут быть повышены на 1 кг/мм².

Механические свойства стали, поставляемой по группе А, даны в табл. II. 1.

Таблица II. 1

Механические свойства углеродистой стали обыкновенного качества (по ГОСТ 380-60) Группа А

Марки стали	Предел текучести по разрядам толщины проката в кг/мм ² , не менее			Предел прочности (временное сопротивление) в кг/мм ²	Относительное удлинение длинного образца в %, не менее	Испытание на загиб в холодном состоянии на 180° a — толщина образца; d — диаметр оправки
	1	2	3			
Ст. 0	—	—	—	≥32	18	d = 2a
Ст. 2 кп	22	20	19	34—42	26	d = 0
Ст. 2						
Ст. 3 кп	24	22	21	38—40 41—43 44—47	23 22 21	d = 0,5a
Ст. 3						
Ст. 3						
Ст. 4 кп	26	25	24	38—40 41—43 44—47	23 22 21	d = 0,5a
Ст. 4						
Ст. 4	26	25	24	42—44 45—48 49—52	21 20 19	d = 2a
Ст. 4						
Ст. 4						
Ст. 5	28	27	26	50—53 54—57 58—62	17 16 15	d = 3a
Ст. 5						

В стали, поставляемой по группе Б, точно фиксируется метод плавки, поэтому перед маркой стали ставится индекс М (при мартеновской выплавке) или Б (при бессемеровской) и гарантируется содержание основных химических компонентов стали — углерода, кремния, марганца, фосфора и серы. Кроме того, по требованию заказчика может быть ограничено содержание более редких компонентов — хрома, никеля и меди (≤0,3% каждого). Химический состав стали, поставляемой по группе Б, дан в табл. II. 2.

В стали, поставляемой по подгруппе В, гарантируются: механические характеристики — предел прочности, предел текучести и относительное удлинение в соответствии с показателями группы А*; верхние пределы содержания углерода, серы и фосфора в соответствии с показателями группы Б, а также предельное содержание хрома, никеля и меди в размере 0,3%. По требованию заказчика может быть снижено количество кремния в стали 3 спокойной до 0,22%, что важно для сварных конструкций, а также гарантировано повышение предела текучести, как и для группы А. Сталь подгруппы В маркируется буквой В, например В Ст. 3. Способ выплавки этой стали не фиксируется, поэтому он должен быть указан в заказе на металл.

В стальных конструкциях обычно применяется сталь марки Ст. 3 кп (мартеновская, группы А) как наиболее дешевая. Из нее выполняют

* За исключением стали марки В Ст. 3 кп 2-го разряда, для которой $\sigma_T > 23$ кг/мм².

Таблица II. 2

Химический состав углеродистой стали обыкновенного качества (по ГОСТ 380-60)
Группа Б

Марки стали	Содержание элементов в %				
	углерод	кремний	марганец	фосфор	сера
				не более	
Мартеновская сталь					
М Ст. 0	≤ 0,23	—	—	0,07	0,06
М Ст. 2 кп	0,09—0,15	≤ 0,07	0,25—0,5	0,045	0,055
М Ст. 3 кп	0,14—0,22	≤ 0,07	0,3—0,6	0,045	0,055
М Ст. 3	0,14—0,22	0,12—0,3	0,4—0,65	0,045	0,055
М Ст. 4 кп	0,18—0,27	≤ 0,07	0,4—0,7	0,045	0,055
М Ст. 4	0,18—0,27	0,12—0,3	0,4—0,7	0,045	0,055
М Ст. 5	0,28—0,37	0,15—0,35	0,5—0,8	0,045	0,055
Бессемеровская сталь					
Б Ст. 0	≤ 0,14	—	—	0,09	0,07
Б Ст. 3 кп	≤ 0,12	≤ 0,07	0,25—0,55	0,08	0,06
Б Ст. 3	≤ 0,12	0,12—0,35	0,25—0,55	0,08	0,06
Б Ст. 4 кп	0,12—0,2	≤ 0,07	0,35—0,55	0,08	0,06
Б Ст. 4	0,12—0,2	0,12—0,35	0,35—0,55	0,08	0,06
Б Ст. 5	0,17—0,3	0,12—0,35	0,5—0,8	0,08	0,06

конструкции, работающие под статической нагрузкой, клепаные конструкции и подкрановые балки под краны легкого и среднего режимов. Сварные подкрановые балки под краны тяжелого режима, резервуары и другие конструкции, для которых существенны явления вибрационного действия нагрузки и концентрации напряжений, выполняют из стали марки Ст. 3 спокойной (мартеновской, группы А). Наиболее ответственные сварные конструкции, имеющие сложную конструктивную форму, выполняют из стали марки В Ст. 3 (спокойной).

Во всех случаях требуются ограничения химического состава стали по фосфору ($\leq 0,045\%$), сере ($\leq 0,055\%$), а для сварных конструкций и по углероду ($\leq 0,22\%$).

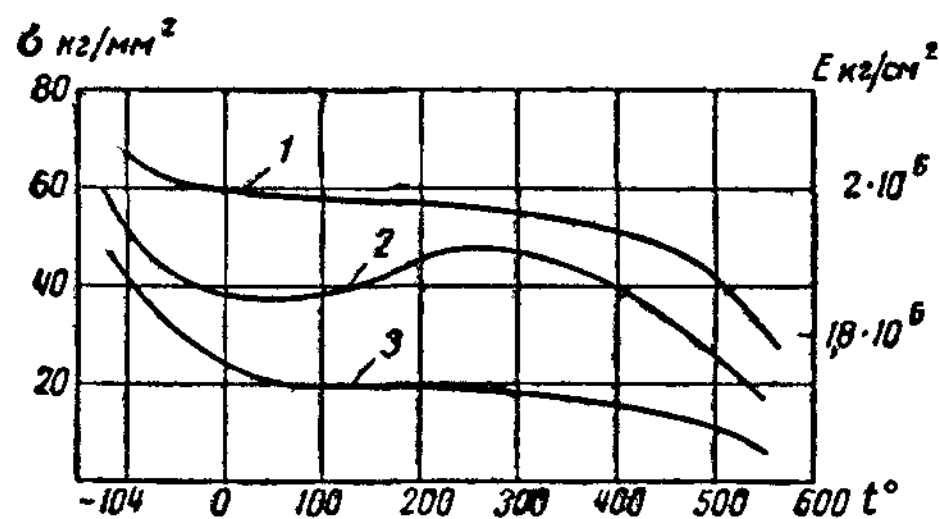


Рис. II.3. Механические характеристики стали при изменении температуры

1 — модуль продольной деформации; 2 — предел прочности; 3 — предел текучести

Указанные в табл. II.1 значения предела прочности и предела текучести относятся к нормальной температуре 20° . При изменении температуры пределы прочности и текучести меняются (рис. II.3).

При отрицательных температурах предел прочности и предел текучести существенно повышаются и сближаются между собой; таким образом, при отрицательных температурах пластическая стадия работы стали уменьшается. При повышенных температурах до $100\text{--}200^\circ$ пределы прочности и текучести почти не меняются; при 300° получается местное повышение предела прочности. При температурах выше $400\text{--}500^\circ$ замечается резкое снижение обоих пределов, при 600° они близки нулю и несущая способность стали исчерпывается.

2. Низколегированные стали

Наряду с малоуглеродистыми сталями обыкновенного качества для тяжелых конструкций применяются низколегированные стали, имеющие более высокие механические характеристики (стали НЛ). По ГОСТ 5058-49 предусматривались всего две марки таких сталей: НЛ1 и НЛ2.

В связи со своим более сложным и разнообразным химическим составом низколегированные стали по новому ГОСТ 5058-57 имеют и более сложные наименования (обозначения). В основу обозначения марки низколегированной стали положен ее химический состав. В обозначение входят: среднее количество углерода в сотых долях процента и затем наименования компонентов: марганца — (Г), кремния — (С), хрома — (Х), никеля — (Н), меди — (Д). Цифры после букв указывают процентное содержание соответствующего элемента в целых единицах. Если количество какого-либо компонента составляет менее 0,3%, то такой компонент вовсе не обозначается и не считается легирующим. Так, сталь марки 14Г2 является марганцевой сталью с содержанием в среднем 0,14% углерода и от 1 до 2% марганца, остальные же компоненты входят в количествах, меньших 0,3%; марка 15ХСНД обозначает сталь, содержащую в среднем 0,15% углерода и легированную хромом, кремнием, никелем и медью в количествах более 0,3 и менее 1%. ГОСТ 5058-57 охватывает большое количество низколегированных сталей, пригодных для строительства. Здесь должны быть отмечены уже освоенные стали 15ХСНД (бывшая сталь НЛ2), 10ХСНД (бывшая сталь СХЛ4), 10Г2СД (бывшая марганцово-кремнистая сталь — МК), применяемая для трубопроводов и листовых конструкций, а также более новые стали 14Г2, 15ГС, 14ХГС и др. Отличием всех этих сталей является то, что они содержат мало углерода ($\leq 0,18\%$), а их повышенные механические свойства достигаются другими присадками (марганцем, кремнием, хромом, никелем и др.). Механические характеристики этих сталей примерно на 40—50% выше соответствующих характеристик стали марки Ст. 3.

Все низколегированные стали поставляются одновременно по механическим свойствам и химическому составу. Механические свойства и химический состав низколегированных сталей, представляющих интерес для строительства, указаны соответственно в табл. II. 3 и II. 4.

Все перечисленные виды сталей хорошо свариваются и имеют хорошую ударную вязкость с низким порогом хладноломкости ($-40 \div -60^\circ$). Они изготавливаются спокойными и имеют поэтому мелкозернистую структуру. Присутствие меди, хрома и никеля повышает стойкость многих марок против коррозии. С другой стороны, низколегированные стали более чувствительны к концентрации напряжений и потому часто имеют относительно более низкую вибрационную прочность.

Основной причиной, стимулирующей переход на новые марки низколегированной стали, является сложность легирования стали НЛ2 (15ХСНД) и ее большая стоимость вследствие содержания в ней никеля, меди и хрома. Поэтому основным направлением в создании новых низколегированных сталей является простое легирование дешевыми безникельными присадками. Типичным представителем таких сталей является сталь марки 14Г2, основанная на присадке дешевого марганца, которая и должна рассматриваться как основная строительная низколегированная сталь. Правда, простота легирования приводит к некоторому снижению прочностных показателей и требует особой тщательности изготовления (наличие чистого ферромарганца), поскольку плавку нельзя коррек-

Таблица II. 3

Механические свойства низколегированных сталей (по ГОСТ 5058-57)

Марки стали	Толщина проката в мм	Механические свойства при растяжении			Испытание на загиб в холодном состоянии на 180° <i>a</i> — толщина образца; <i>d</i> — диаметр оправки
		предел прочности (временное сопротивление) в кг/мм ²	предел текучести в кг/мм ²	относительное удлинение длинного образца в %	
			не менее		
15ХСНД	4—32	52	35	18	$d = 2a$
10ХСНД	4—32	54	40	16	$d = 2a$
	33—40	51	37	15	
14Г2	4—10	48	34	18	$d = 2a$
	11—20	47	33	18	
15ГС	4—10	50	35	18	$d = 2a$
	11—20	48	34	18	
14ХГС	4—10	50	35	18	$d = 2a$
	11—20	50	34	18	
10Г2СД	4—10	50	35	18	$d = 2a$
	11—20	48	34	18	
	21—32	48	33	18	

Таблица II. 4

Химический состав низколегированных сталей (по ГОСТ 5058-57)

Марки стали	Содержание элементов в %							
	углерод	кремний	марганец	хром	никель	медь	фосфор	сера
							не более	
15ХСНД (НЛ2)	0,12—0,18	0,4—0,7	0,4—0,7	0,6—0,9	0,3—0,6	0,2—0,4	0,04	0,04
10ХСНД	≤0,12	0,8—1,1	0,5—0,8	0,6—0,9	0,5—0,8	0,4—0,65	0,04	0,04
14Г2	0,12—0,18	0,2—0,4	1,2—1,6	≤0,3	≤0,3	≤0,3	0,04	0,04
15ГС	0,12—0,18	0,7—1	0,9—1,3	≤0,3	≤0,3	≤0,3	0,04	0,04
14ХГС	0,11—0,17	0,4—0,7	0,9—1,3	0,5—0,8	≤0,3	≤0,3	0,04	0,04
10Г2СД	≤0,12	0,8—1,1	1,3—1,65	≤0,3	≤0,3	0,15—0,3	0,04	0,04

тировать другими компонентами, как в многокомпонентных сталях, но зато плавка последних более трудоемка и дорога. Компромиссным решением являются стали марок 15ГС и 14ХГС, которые должны рассматриваться как весьма перспективные.

Произведенные исследования показывают, что стали марок 14Г2 и 14ХГС столь же однородны, как сталь НЛ2 (хотя и уступают в однородности стали 3), и достаточно хорошо выдерживают наименьшие значения своих прочностных показателей по ГОСТу.

Большая стоимость сталей, содержащих никель, объясняется тем, что этот дорогой металл приходится вводить в шихту извне, поскольку на основе месторождений Орско-Халиловских железоникелевых руд металл для строительства еще не производится. При изменении этого обстоятельства дешевые природные никелевые стали войдут в обиход строительства; подготовка таких сталей уже производится.

3. Строительные стали за рубежом

Зарубежные стали по своим механическим характеристикам весьма близки нашим. В настоящее время во всех основных европейских странах применяются одинаковые стали. Они маркируются значением своего наименьшего нормативного предела прочности, перед которым в ГДР и ФРГ, Швейцарии, Австрии и др. ставятся буквы St, в США, Франции, Бельгии, Италии и др.—буква A (Acier). В основном имеются только две марки малоуглеродистой стали: St (A) 37 и St (A) 42, отвечающие нашим сталям марок Ст. 3 и Ст. 4. От стали Ст. 3 немецкая сталь St 37 отличается меньшим значением предела прочности (37—42 кг/мм²); остальные характеристики тождественны.

Французская сталь марки ADX (Acier doux) — мягкая сталь; по нормам 1955 г. имеет предел прочности 35—46 кг/мм², предел текучести 24 кг/мм², относительное удлинение 18%, т. е. очень близка к стали марки Ст. 3.

Сталь марки St 42 (или A 42) мало отличается от стали марки Ст. 4.

Американская сталь марки A7 имеет более низкий предел текучести (21—27 кг/мм²) при пределе прочности 39—46 кг/мм²; для ответственных сварных конструкций применяется улучшенная сталь марки A373.

Зарубежные низколегированные стали весьма разнообразны, поскольку они производятся различными фирмами. Они имеют разнообразные названия, связанные с наименованием основного компонента, например американские стали — кортен, силтен, ялтен, хромансил и др., английские — хромодор и т. д. Часто эти стали маркируются по величине своего наименьшего предела прочности. Начиная с 30-х годов и до сих пор наиболее распространены: немецкая сталь марки St 52, французская сталь марки A55 и др., достаточно близкие нашей стали марки 15ХСНД. Сталь марки St 52 имеет более высокие нормативные предел прочности (52 кг/мм²) и предел текучести (36 кг/мм²). Как правило, зарубежные высокопрочные стали легированы марганцем, кремнием, хромом, медью и никелем¹.

4. Алюминиевые легкие сплавы

Свойства алюминия существенно отличаются от свойств стали. Прежде всего алюминий крайне легкий; его удельный вес равняется только 2,64—2,80 т/м³, т. е. он почти в 3 раза легче стали. Далее, он менее жесток; модуль упругости алюминия $E \approx 710\,000$ кг/см², что также в 3 раза меньше, чем у стали. Алюминий не имеет площадки текучести; на диаграмме растяжения (рис. II. 4) прямая упругих деформаций непосредственно переходит в кривую упруго-пластических деформаций. За предел текучести принимается напряжение, соответствующее 0,2% относительного остаточного удлинения. Алюминий очень пластичен; удлинение при разрыве чистого алюминия достигает 40—60%, но зато он очень мало прочен: предел прочности чистого алюминия составляет только 7,5—9 кг/мм²; предел текучести — 3—4 кг/мм². Чистый алюминий легко корродирует, но очень скоро покрывается тонкой пленкой весьма прочной окиси, прекращающей дальнейшую коррозию, которая может даже служить защитным слоем.

Вследствие весьма низкой прочности алюминий в чистом виде в конструкциях не применяется. Упрочнение алюминия производится: 1) путем легирования — сплавления с другими металлами, — которое повышает

¹ CEGM, Resultats actuels de l'etude statistique des caracteristiques mecaniques des aciers A37 et A42, Ossature Metallique № 2, 3; 1954. M. Kolmar, Mindeststreckgrenze der Baustähle St37 u St52, Stahlbau № 2, 1953. 2

прочность, но снижает пластичность и несколько ухудшает стойкость против коррозии; 2) путем нагартовки (вытяжки); 3) путем термической обработки и естественного или искусственного старения. Указанное приводит к весьма большому числу марок алюминиевых сплавов, отличающихся как по химическому составу, так и по состоянию материалов.

Химический состав сплава определяется его легирующими компонентами. Состояние сплава может быть отожженное (мягкое — М) либо закаленное (твердое — Т). Последнее сопровождается естественным (в течение 3—6 суток при комнатной температуре) или искусственным (при

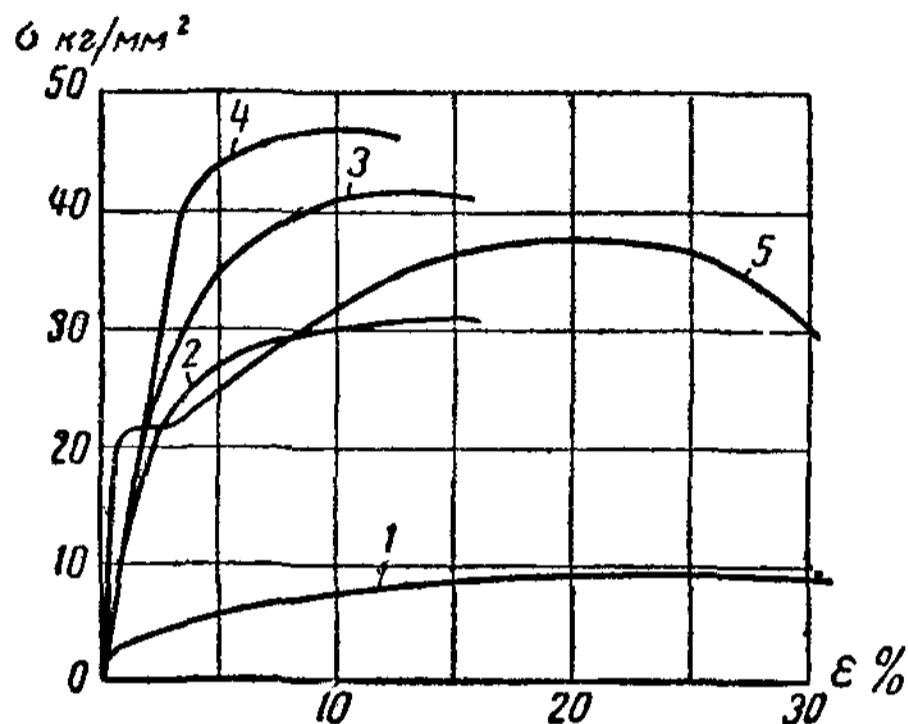


Рис. II.4. Диаграммы растяжения алюминиевых сплавов

1 — чистый алюминий, 2 — АМгб, 3 — АВТ1, 4 — Д16Т, 5 — сталь марки Ст 3

повышенной температуре в течение нескольких часов) старением. Искусственное старение обычно обозначается единицей в конце марки (Т1).

В строительстве применяются следующие сплавы.

1) Сплавы алюминия с магнием (марки АМг5В¹ и АМгб). Они хорошо свариваются и весьма коррозиестойчивы. Термической обработке они не подвергаются, и их прочностные показатели, определяемые присадкой титана или ванадия, оказываются несколько ниже показателей стали 3 (предел прочности для сплава АМгб ≈ 32 кг/мм²; предел текучести ≈ 16 кг/мм², удлинение $\approx 15\%$).

Однако последнее обстоятельство погашается большим различием весов алюминия и стали, в результате чего применение алюминия дает существенную экономию веса несмотря на более низкую прочность.

Сплав АМгб содержит 6—7% магния и 0,5—0,8% марганца.

Помимо указанных марок могут найти применение (преимущественно в ограждающих конструкциях) сплавы с меньшими прочностными показателями. К числу последних относится сплав АМг, содержащий всего 2,5% магния.

2) Сплавы алюминия с медью и магнием и небольшим количеством марганца. Эти сплавы наиболее хорошо изучены и называются дуралюминами (марка Д). Дуралюмин — наиболее дешевый алюминиевый сплав.

Применяются следующие марки дуралюмина.

а) Д16Т — прочный сплав, имеющий после термической обработки и естественного старения: предел прочности 40—52 кг/мм², предел текучести 28—38 кг/мм² и удлинение 10—13%. В отожженном состоянии (марка Д16М) предел прочности снижается до 23 кг/мм² при удлинении 13%. Химический состав сплава Д16: медь $\sim 4\%$, магний $\sim 1,5\%$, марганец $\sim 0,6\%$ (в среднем).

б) Д1Т — сплав, имеющий после термической обработки и естественного старения: предел прочности ~ 36 кг/мм², предел текучести ~ 22 кг/мм² и удлинение $\sim 12\%$. Химический состав сплава Д1Т: медь $\sim 4\%$, магний $\sim 0,6\%$.

Дуралюмин плохо сваривается и склонен к образованию трещин при высоких температурах; поэтому он применяется преимущественно в кле-

¹ Буква В обозначает присадку ванадия, сплав АМгб содержит присадку титана

панных конструкциях. Стойкость дуралюмина против коррозии несколько ниже, чем у магниевых сплавов. Для повышения стойкости против коррозии листы дуралюмина часто применяются плакированными, т. е. покрытыми тонким слоем чистого алюминия.

3) Сплавы алюминия с кремнием и магнием.

К их числу относится сплав АВ, называемый авиалем. Химический состав авиала: кремний — 1%, магний — 0,7%, медь — 0,4%, марганец или хром — 0,25% (в среднем). После термической обработки и искусственного старения авиаль имеет: предел прочности 28—33 кг/мм², предел текучести 23—28 кг/мм² и удлинение ~ 12% (марка АВТ1). Авиаль очень стоек против коррозии и пластичен, но более дорог. Он хорошо сваривается атомноводородной и точечной сваркой. Отожженный авиаль (марка АВМ) имеет более низкие характеристики (предел прочности ~ 12 кг/мм² при удлинении ~ 24%). К той же группе относится сплав АД33 (кремний — 0,6% и магний — 1%), имеющий примерно одинаковые с авиалем прочностные характеристики.

4) Высокопрочные сплавы (марки В), основными компонентами которых являются: цинк, медь и марганец ($\sigma_{пч} = 50—55$ кг/мм², $\sigma_T = 40—45$ кг/мм² и $\epsilon = 6\%$ — марка В95Т1).

Обычно в конструкциях применяются сплавы после термической обработки и старения (марки Т); отожженные сплавы (марки М) применяются для слабо напряженных ограждений (кровель), а также для сосудов, изготовление которых сопровождается большими пластическими деформациями. Для сварных конструкций применяются магниевые сплавы и авиаль; для клепаных — дуралюмин и авиаль. Высокопрочные сплавы применяются в исключительных случаях.

Удельный вес и модуль упругости сплавов примерно такие же как у чистого алюминия. Дуралюмин и сплав марки В имеют удельный вес ~ 2,8. Алюминиевые сплавы, как и чистый алюминий, не имеют площадки текучести (рис. II. 4). Поэтому величина предела текучести относится к условному пределу текучести, отвечающему 0,2% относительного остаточного удлинения. С повышением температуры механические характеристики снижаются, особенно в искусственно состаренных материалах, причем предел прочности снижается больше, чем предел текучести (рис. II. 5). Коэффициент температурного расширения алюминия — 0,000023.

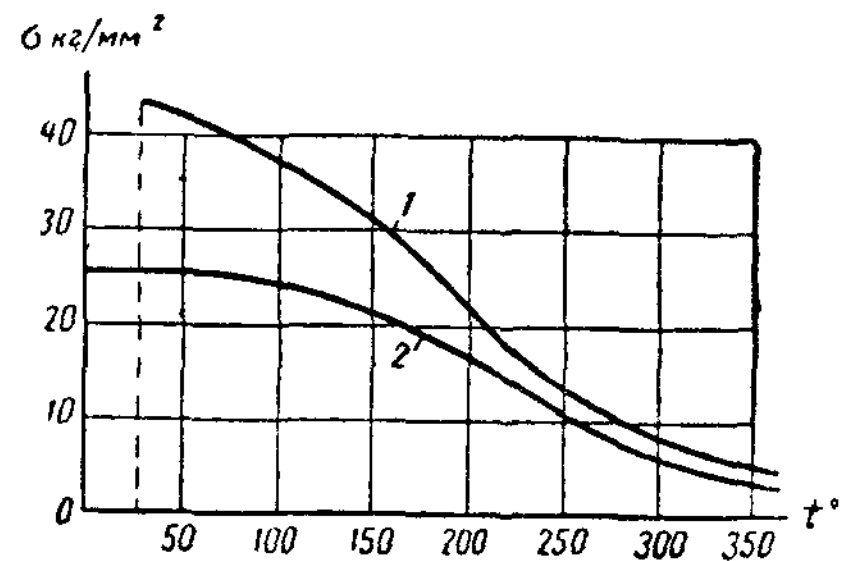


Рис. II.5. Механические характеристики сплава Д16Т при изменении температуры

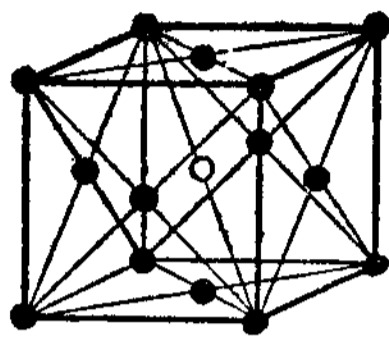
1—предел прочности; 2—предел текучести

§ 3. СТРУКТУРА И РАБОТА СТАЛИ И АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

1. Структура стали

Структура стали зависит от температуры. Чистое железо имеет температуру плавления ~ 1535°; по мере увеличения количества углерода и других компонентов температура плавления уменьшается и малоуглеродистая сталь с содержанием углерода 0,2% начинает застывать при температуре ~ 1520°. Сначала образуются кристаллы чистого железа —

феррита, затем они обогащаются углеродом и при температуре 1490° вся сталь переходит в твердый раствор углерода в железе, называемый аустенитом ($Fe\gamma$), в котором атом углерода располагается в центре атомной кубической решетки железа. Атомы железа располагаются весьма плотно по углам куба решетки и в центре граней, всего 14 атомов (гранецентрированная система атомной решетки, рис. II. 6); при меньшем содержании углерода переход в аустенит совершается при более низких температурах (до 1400°). Аустенит сохраняется до температуры $\sim 900^\circ$; после этого начинается распад его и замена гранецентрированной решетки аустенита более рыхлой решеткой чистого железа — феррита ($Fe\alpha$) имеющей, кроме атома в центре куба, еще атомы по углам куба, всего 9 атомов (рис. II. 7). Почти весь углерод при этом выделяется из раствора.



● Атомы железа
○ Атом углерода

Рис. II.6. Атомная решетка аустенита

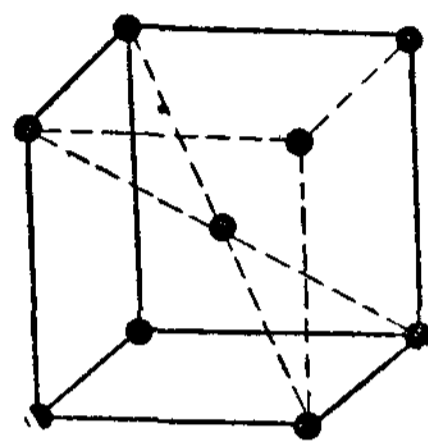


Рис. II.7. Атомная решетка феррита

Распад аустенита заканчивается при температуре $\sim 700^\circ$. Выделившийся углерод входит в химическое соединение с железом, образуя карбид железа Fe_3C , называемый цементитом. Таким образом, при более низких температурах сталь состоит из двух компонентов: феррита (почти чистого железа), содержащего ничтожно малое количество углерода (до $0,003\%$); и цементита. Феррит весьма мягок и пластичен, цементит же очень тверд и хрупок.

Размеры ячеек этих компонентов также различны: ребро куба решетки феррита равняется $2,88 \text{ \AA}$ (ангстрема), размеры решетки цементита — $5,08 \times 4,51 \times 6,73 \text{ \AA}$.

Количество цементита зависит от содержания в стали углерода. Феррит образует зерна (кристаллиты), занимающие почти весь объем металла, с различной ориентацией в них кристаллов (ячеек) в зависимости от направления кристаллизации; цементит располагается между зернами феррита. При распаде аустенита при температуре $900\text{—}700^\circ$, поскольку более плотная структура аустенита заменяется более рыхлой структурой феррита, происходит увеличение объема несмотря на понижение температуры. В малоуглеродистых сталях углерода немного, не все ячейки аустенита содержат углерод, поэтому цементит образуется только в некоторых местах. Там вместе с частицами феррита, не имеющими на границах зерен правильного строения, цементит образует смесь — перлит, который размещается между зернами феррита в виде отдельных включений или прослоек. При травлении шлифа стали (при металлографических исследованиях) феррит получает светлую окраску, а перлит — темную (рис. II. 8), что весьма облегчает определение величины ферритовых зерен, а также количества углерода, поскольку феррит почти не растворяет углерода, который весь в виде цементита находится в перлите. Перлит, так же как и цементит, достаточно прочен и упруг.

Зерна феррита получают различной величины в зависимости от числа очагов кристаллизации (§ 2, п. 1). Каждое зерно как кристаллическое образование резко анизотропно, имея различные сопротивления и модули упругости по разным направлениям. Однако в целом сталь, состоящая из весьма большого числа зерен, ориентированных по разнообразным направлениям, статистически имеет в среднем по всем направлениям одинаковые сопротивления. Сталь при упругой работе ведет себя

как типично квазиизотропное тело: чем зерна мельче и чем их число больше, тем сталь более изотропна. Модули упругости феррита по различным направлениям меняются от 29 000 до 13 500 кг/мм^2 , составляя в среднем примерно 19 000 кг/мм^2 . Предел прочности феррита в среднем равен всего 25 кг/мм^2 при относительном удлинении 50%, предел прочности цементита 80—100 кг/мм^2 при удлинении 1%; таким образом, цементит почти совершенно хрупок. Перлит имеет средние характеристики между ферритом и цементитом.

Структура низколегированных сталей, также состоящих из феррита и перлита, аналогична структуре стали 3. Как уже было отмечено в § 2,

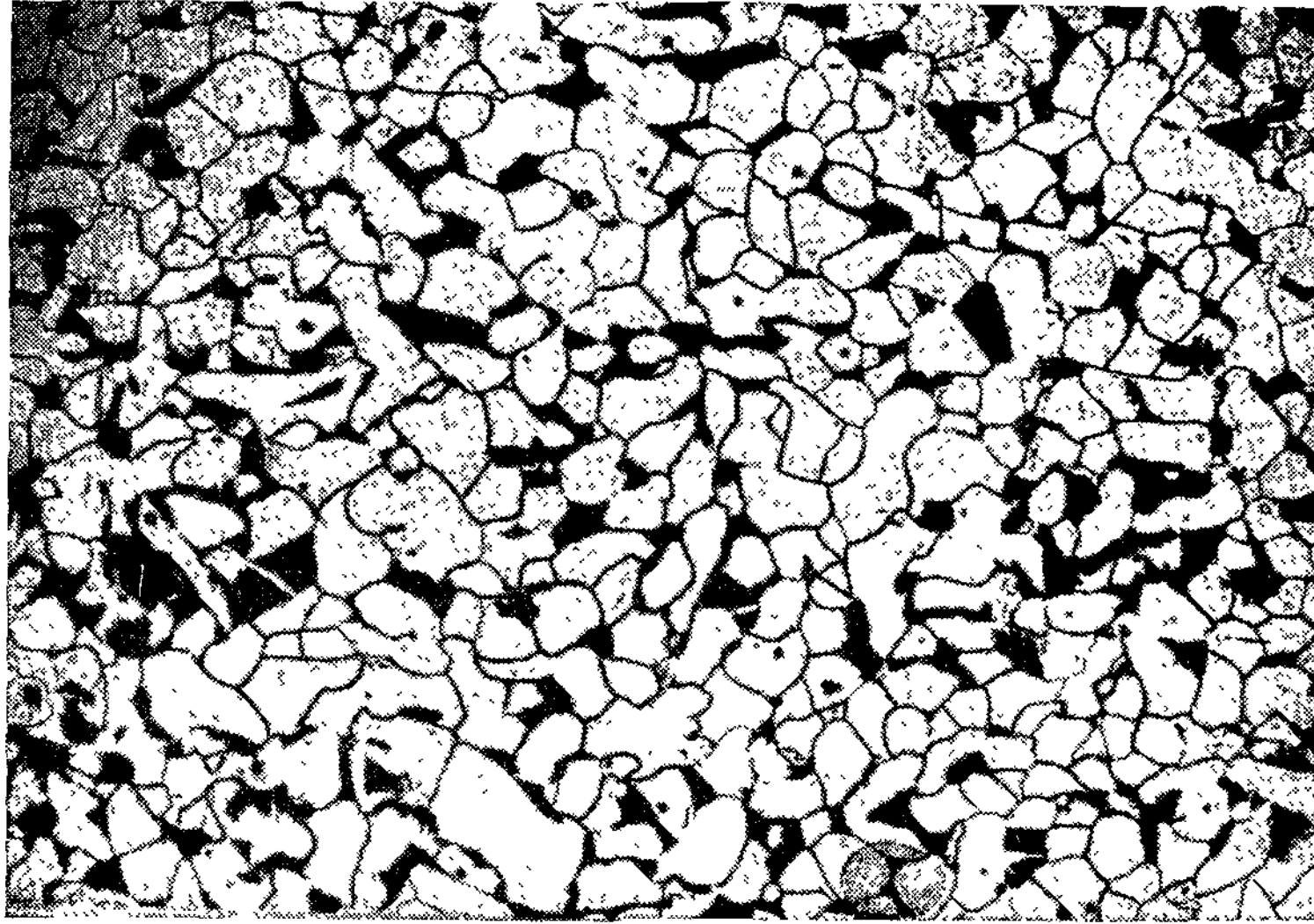


Рис. П.8. Микроструктура стали

п. 2, низколегированные стали содержат мало углерода и повышение их прочности получается за счет легирующих добавок (марганца, кремния, никеля, хрома и т. д.), которые, как правило, находятся в твердом растворе с ферритом и этим его упрочняют; некоторые из них, кроме того, образуют карбиды и упрочняют также прослойки между зернами феррита. Распад аустенита и образование феррита в низколегированных сталях происходит при более низких температурах, чем у стали 3 (500—450°).

2. Работа стали под нагрузкой как следствие ее структуры

Работа стали в значительной степени зависит от прочности и работы контактных поверхностей и прослоек между зернами. В отдельных зернах феррита пластические деформации начинаются весьма рано, значительно раньше, чем напряжения стали в целом достигают предела текучести (поэтому модуль упругости стали, строго говоря, не является постоянным). Однако эти деформации сдерживаются в своем развитии сопротивлениями контактных поверхностей (более прочных, чем сами зерна), прослоек между зернами и перлитовых включений. После достижения стальной предела пропорциональности число зерен, перешедших в пластическое состояние, становится настолько большим, что оно заметно сказывается на наклоне кривой диаграммы растяжения. На пределе текучести в малоуглеродистых ($C \approx 0,2\%$) и низколегированных сталях сопротивления не очень мощных перлитовых включений, просло-

ек и контактных поверхностей исчерпываются; энергия, накопленная в кристаллитах феррита от сдерживающего влияния межкристаллических сопротивлений, проявляется вовне, происходит общий сдвиг, появляется площадка текучести (рис. II. 1). Таким образом, площадка текучести есть результат запаздывания пластических деформаций в зернах феррита вследствие сдерживающего влияния указанных факторов. По этой причине в мелкозернистых сталях площадка текучести оказывается более протяженной, а предел текучести более высоким, так как контактных сопротивлений на границах зерен в мелкозернистой стали больше, чем в крупнозернистых.

Площадка текучести появляется далеко не у всех сталей: в сталях, содержащих очень мало углерода ($C < 0,1\%$), площадка текучести обычно не появляется, так как ничтожные включения и прослойки не могут оказать сдерживающего влияния на зерна феррита; в сталях, достаточно углеродистых ($C > 0,3\%$) или высоколегированных, площадка текучести также не появляется, так как перлитовые включения в этих сталях достигают значительной величины (по размерам одного порядка с зернами феррита) и все время сдерживают деформации феррита, — сталь становится более жесткой при увеличении содержания углерода. Таким образом, площадка текучести является особенностью небольшой группы сталей, к которым относятся и строительные стали. Для сталей, не имеющих площадки текучести, за условный предел текучести принимают напряжение, отвечающее удлинению в $0,2\%$.

При пластической работе стали сдвиги проявляются по определенным направлениям, зависящим от направления силового воздействия и ориентации структуры феррита. Это особенно четко заметно при деформациях на площадке текучести при массовом развитии сдвигов, когда они проходят через несколько кристаллов, образуя целые полосы. Видимым проявлением этих полос являются линии Чернова—Людерса, по которым при загрузке при большом развитии пластических деформаций отскакивает окалина или слабо нанесенная краска. Эти полосы появляются на некотором расстоянии друг от друга и могут быть установлены прямыми наблюдениями и непосредственными измерениями. Между полосами сталь сохраняет свои упругие свойства; сохраняются упругие свойства стали также и по направлениям, не совпадающим с направлением сдвигов. Непосредственными опытами было доказано¹, что если после развития значительных пластических деформаций в одном направлении образец вновь подвергнуть загрузке того же знака, но в другом направлении, то сталь снова работает упруго при прежнем модуле упругости (рис. II. 9, а). Если новая нагрузка имеет знак, противоположный первой, сталь также снова становится работоспособной, но новый модуль упруго-пластических деформаций значительно ниже первоначального (рис. II. 9, б). Такие загрузки, когда нагрузки изменяются по разным законам, называются сложными; работа стали при сложном нагружении более благоприятна, чем при простом. Обычная работа конструкции отвечает сложному нагружению, поэтому указанное обстоятельство дает дополнительные запасы прочности. Однако теория, учитывающая развитие пластических деформаций при сложных нагружениях, еще не разработана.

Поскольку причиной образования площадки текучести является энергия, накопленная в зернах феррита от запаздывания пластических деформаций, площадка имеет ограниченную протяженность и заканчи-

¹ В И Трофимов, Упруго-пластическая работа мягкой строительной стали при простом и сложном нагружении, сборник ЦНИПС «Исследования прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», Госстройиздат, 1955

вается, как только эта энергия будет исчерпана. После этого сталь снова становится несущеспособной (область самоупрочнения), но работает как типично пластическое тело с весьма малым и переменным модулем деформаций. Для строительных сталей стадия самоупрочнения начинается при удлинении около 1—2%. По мере увеличения деформаций полосы сдвигов все более пронизывают металл, преодолевая оставшееся сопротивление сдвигу. В результате различных сопротивлений направления сдвигов искривляются и скорости сдвигов в разных точках тела становятся различными, что повышает сопротивление пластическим деформациям.

По мере нарастания деформаций связь между смещающимися частями кристаллитов уменьшается, модуль пластических деформаций снова начинает уменьшаться—достигается предел прочности, определяющий наибольшую нагрузку, которую может выдержать напряженный элемент. В дальнейшем равновесие между нагрузкой и внутренними напряжениями становится невозможным, что характеризуется нисходящей частью диаграммы растяжения (рис. 11.10).



Рис. 11.10. Разрыв круглого стального стержня

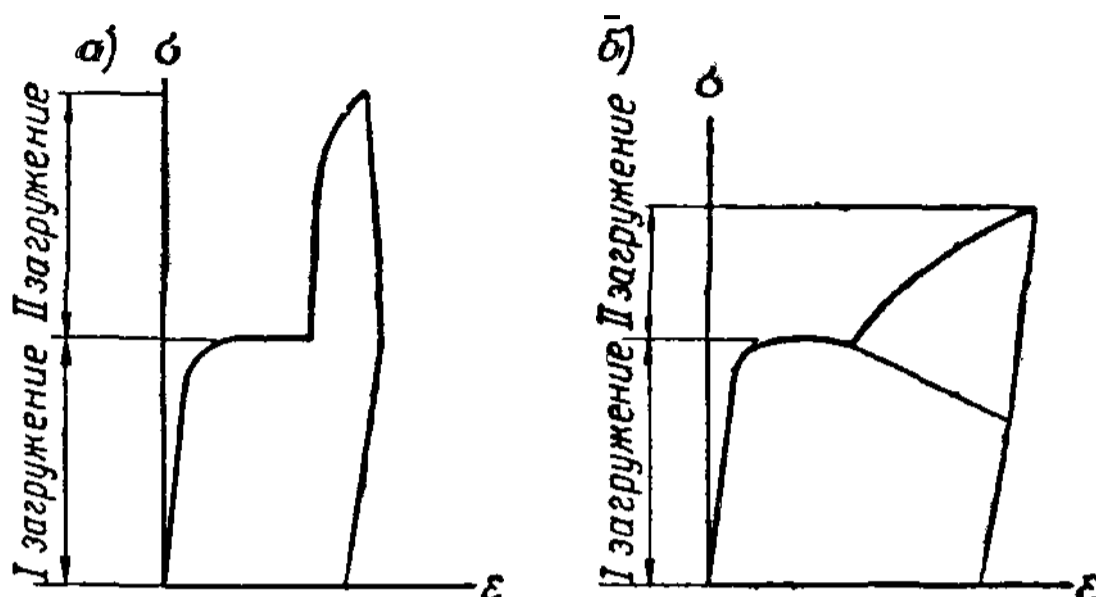


Рис. П.9. Работа стали при сложном нагружении а — при однозначных нагружениях; б — при разнозначных нагружениях

Элемент вновь теряет несущую способность; внутренних напряжений уже недостаточно для восприятия нагрузки; пластические деформации концентрируются у мест будущего разрыва, образуется шейка; центральная часть сечения перенапрягается; резко растет разность скоростей деформаций в разных точках сечения, приводящая к разрыву по вогнутой поверхности (начиная с середины), как только смежные точки сечения разойдутся на величину, отвечающую нарушению атомных связей (рис. 11.10).

Таким образом, разрушение (разрыв) является следствием: а) касательных напряжений по поверхностям скольжения, обуславливающих пластические сдвиги; б) нормальных напряжений, получающихся в результате неодинаковых скоростей деформаций смежных точек тела и приводящих к нарушению сплошности (разрыву), как только разность этих скоростей превзойдет предел, отвечающий возможности слитной деформации элемента. В этом процессе вследствие уменьшения площади сечения элемента средние нормальные напряжения все время повышаются; если это не отмечается на диаграмме растяжения, то только потому, что, как известно, диаграмма растяжения не учитывает изменения площади сечения образца. Таким образом, предел прочности является условным напряжением, характеризующим не разрушающее напряжение, а наибольшую возможную для образца нагрузку.

ла и приводящих к нарушению сплошности (разрыву), как только разность этих скоростей превзойдет предел, отвечающий возможности слитной деформации элемента. В этом процессе вследствие уменьшения площади сечения элемента средние нормальные напряжения все время повышаются; если это не отмечается на диаграмме растяжения, то только потому, что, как известно, диаграмма растяжения не учитывает изменения площади сечения образца. Таким образом, предел прочности является условным напряжением, характеризующим не разрушающее напряжение, а наибольшую возможную для образца нагрузку.

Область пластической работы стали в стадии самоупрочнения очень велика; она в 200 раз больше области упругой работы и представляет собой огромный резерв прочности стальных конструкций, способствующий тому, что стальные конструкции почти никогда не разрушаются в результате пластического вязкого разрыва. Разрушение получается обычно после перехода стали в хрупкое состояние от дефектов конструкции, препятствующих развитию пластических деформаций. Средний модуль пластических деформаций очень невелик, он составляет обычно около 1% от модуля упругости. Это дает возможность пренебрегать им и принимать его равным нулю, т. е. и к сталям, не имеющим площадки текучести, применять теорию идеального упруго-пластического тела (рис. II.11).

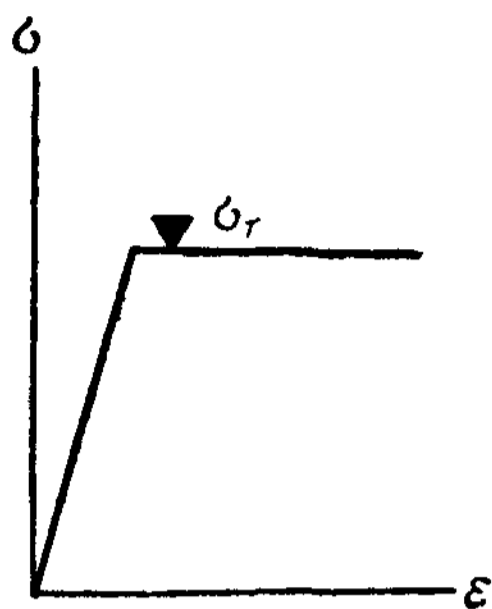


Рис. II.11. Диаграмма растяжения идеального упруго-пластического материала

3. Структура алюминиевых сплавов

Алюминий кристаллизуется по гранецентрированной решетке, с расположением атомов в углах куба решетки и посередине граней; он не претерпевает изменения своей структуры, как это происходит у стали, когда при распаде аустенита гранецентрированная решетка аустенита превращается в объемно-центрированную решетку феррита. Ребро куба решетки алюминия имеет величину $4,04 \text{ \AA}$, таким образом, оно больше ребра куба решетки стали. Температура плавления алюминия сравнительно невысока ($\sim 600^\circ$); по мере увеличения содержания легирующих компонентов она соответственно падает до минимальной величины (температура эвтектики), которая зависит от вида легирования ($550\text{—}450^\circ$). При тех количествах легирующих компонентов, которые имеются в сплаве (магний, медь, кремний, марганец), при температурах, близких к температуре плавления, все эти компоненты входят в твердый раствор с алюминием и упрочняют его. При понижении температуры они выделяются из раствора обычно в виде химических соединений с алюминием или между собой. Так при легировании медью выделяется алюминат меди CuAl_2 , при легировании магнием — алюминат магния Al_3Mg_2 , при легировании магнием и кремнием — солицид магния Mg_2Si и т. д. Поскольку структура этих соединений значительно сложнее структуры чистого алюминия, такое выпадение связано со значительным упрочнением металла, аналогичным упрочнению стали цементитом. Особенно эффективно упрочнение после искусственной задержки выделения. В результате, если количество компонента превосходит максимальное растворимое при обычной температуре ($\sim 3\%$ для магния, $0,1\%$ для меди, $\sim 0,2\%$ для Mg_2Si и т. д.), возникает сложная структура сплава, которая состоит из кристаллов алюминия и выделившихся компонентов. Различие между структурой алюминиевых сплавов и стали состоит в том, что здесь нет крупных прочных включений, подобных перлиту. Поэтому при силовых воздействиях упрочняющие элементы срабатываются более плавно и площадка текучести в алюминиевых сплавах не получается.

Листы и профили из алюминиевых сплавов изготавливаются путем прокатки или горячего прессования. При этом механические качества алюминиевых сплавов повышаются.

Работа алюминиевых сплавов под нагрузкой, ввиду подобия структур (наличие пластичных зерен алюминия и упрочняющих включений), аналогична работе стали в отношении развития пластических деформаций и процесса разрушения.

4. Термическая обработка и старение стали и алюминиевых сплавов

Целью термической обработки является искусственное изменение структуры сплава для улучшения его прочностных, деформационных и других свойств. Такое изменение возможно потому, что под влиянием температуры изменяются структура, величина зерна и растворимость компонентов сплава.

Особенно эффективна термическая обработка тогда, когда металл претерпевает существенные превращения своей структуры. Так, например, в стали, при переходе феррита в аустенит и обратно, обычно происходит измельчение крупных зерен: при нагревании в крупном зерне феррита обогащение углеродом происходит в разных ячейках не одновременно и образуется несколько зерен аустенита; при остывании в крупном зерне аустенита цементит образуется не одновременно в разных частях и разбивает зерно на несколько зерен феррита. Этот процесс носит название нормализации. Величина зерна зависит от условий кристаллизации; при нагревании феррит может получить существенное увеличение зерна, если нагревать материал, перешедший в пластическую стадию, т. е. имеющий остаточные деформации и измененную поэтому форму зерна. При нагревании энергия, накопленная

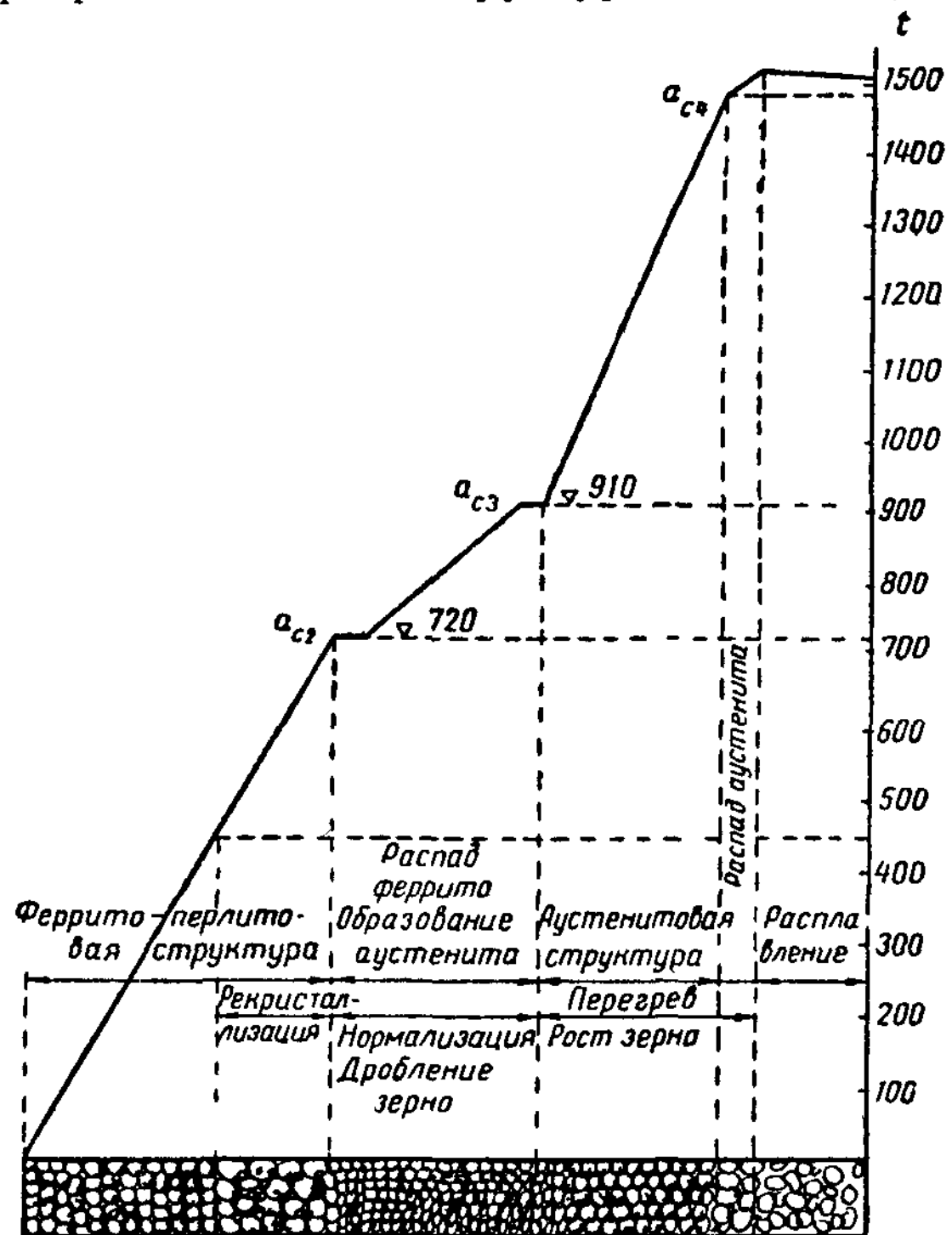


Рис. II 12 Изменение структуры стали при нагревании

во время пластической деформации, освобождается, и при температуре $\sim 400^\circ$ проявляется в виде интенсивного роста зерен. Это явление называется рекристаллизацией. Точно так же при нагревании может получить рост зерна и аустенит. Такое явление наблюдается при высоких температурах (выше 900°) и называется перегревом. Таким образом, при нагреве мы имеем разнообразные изменения величины зерна в зависимости от температуры (рис. II.12). При остывании, при медленном охлаждении процесс происходит в обратном направлении, и сталь получает нормальную уравновешенную феррито-перлитовую структуру. Процесс медленного остывания после нагрева называется отжигом. При отжиге восстанавливается не только нормальная структура (несмотря на имевшийся нагрев), но и снимаются все внутренние напряжения, которые появляются при нагреве (см. § 4 главы II). Поэтому отжиг применяется весьма часто и является простейшим видом термической обработки.

При быстром остывании материала, имеющего фазовое превращение, нагретого до температуры, превосходящей температуру фазового превращения, получается закалка. Для появления закалки необходимо, что-

бы скорость остывания была больше скорости превращения фаз (для стали, например, распада аустенита при данной температуре). Тогда сохраняется переохлажденная структура аустенита, отвечающая температуре нагрева и имеющая углерод в твердом растворе. Очевидно, структура получается неустойчивой, и углерод имеет стремление выделиться. Температура выделения и свойства получаемого в результате этого материала зависят от интенсивности остывания. Для регулировки этого выделения производится «отпуск», т. е. нагрев до температуры желательного выделения, сохранение этой температуры в течение определенного времени, и далее, медленное остывание. При быстром охлаждении углерода выделяется очень немного, и успевает произойти только первая часть фазового превращения — замена решетки аустенита на решетку феррита; в результате получается структура феррита с включением в нее углерода. Такая структура называется мартенситом. Мартенсит очень прочен и упруг, но хрупок и для работы в конструкции вреден. При несколько замедленном остывании и более высоком отпуске углерод выделяется в большом количестве, образуя цементит; однако образование перлита при этом не успевает произойти, и цементит сохраняется в мелком, близком к молекулярному, дисперсном виде; он равномерно пронизывает зерна феррита, равномерно упрочняет их, и получается продукт весьма прочный, мелкозернистый и пластичный — тростит. При более высокой температуре отпуска, но меньшей температуры образования перлита ($\sim 700^\circ$), и еще более медленном остывании выделившийся цементит начинает собираться в более крупные группы, также равномерно упрочняет феррит и дает прочную и пластичную структуру — сорбит. Сталь, имеющая сорбитовую структуру, обладает высокой прочностью и вязкостью. Наконец, при отпуске $\sim 700^\circ$ образуется перлитовая структура. Величина перлитовых включений зависит от скорости остывания. При достаточно интенсивном остывании мелкий перлит равномерно распределяется по ферриту. Указанные структуры могут получиться и без отпуска, в зависимости только от интенсивности остывания. Различие между структурами закалки и структурами отпуска невелико. Структуры отпуска более стабильны. За последнее время термическое упрочнение применяется для повышения механических свойств малоуглеродистой стали, чаще всего наиболее дешевого и распространенного сорта — стали 3 кипящей. Обычно для этого применяется закалка при остывании стали, нагретой до температуры 900° после прокатки; металл обрызгивается струями воды или погружается в водяную ванну. Интенсивность остывания подбирается по появлению мелкоперлитной фазы. Специальный подогрев (отпуск) не является обязательным, и, таким образом, операция оказывается крайне простой. В результате сталь получает весьма мелкозернистую структуру с равномерным распределением перлита; предел прочности ее повышается до $45\text{—}50 \text{ кг/мм}^2$, предел текучести до $30\text{—}36 \text{ кг/мм}^2$ при удлинении до 20%, т. е. получается материал, аналогичный низколегированной стали, но значительно более дешевый. Хорошие показатели получаются и по другим свойствам стали (ударной вязкости, вибрационной прочности).

С изменением температуры меняется растворимость входящих в сплав компонентов (углерод, азот и др.). При высоких температурах это явление сопутствует указанным процессам преобразования зерна, при более низких — может получить самостоятельное значение. При температурах ниже температуры образования феррита растворимость углерода ничтожна, но все же в феррите остается углерод (в небольшом количестве); последний имеет стремление выделиться при благоприятных для этого обстоятельствах. При выделении он образует цементит, который

располагается в твердой среде феррита между зернами, укрепляя прослойки между ними. Таким образом, в этом случае упрочнение в отличие от других видов термической обработки получается неравномерным — только по границам зерен. Укрепленные прослойки повышают предел текучести; площадка текучести образуется при повышенных напряжениях после того, как прочность прослоек будет исчерпана (рис. II. 13). Вместе с повышением предела текучести повышается предел прочности и уменьшаются пластичность и ударная вязкость. Наряду с углеродом выделяются азот и карбиды других компонентов, которые производят аналогичное действие. Рассматриваемое явление называется старением

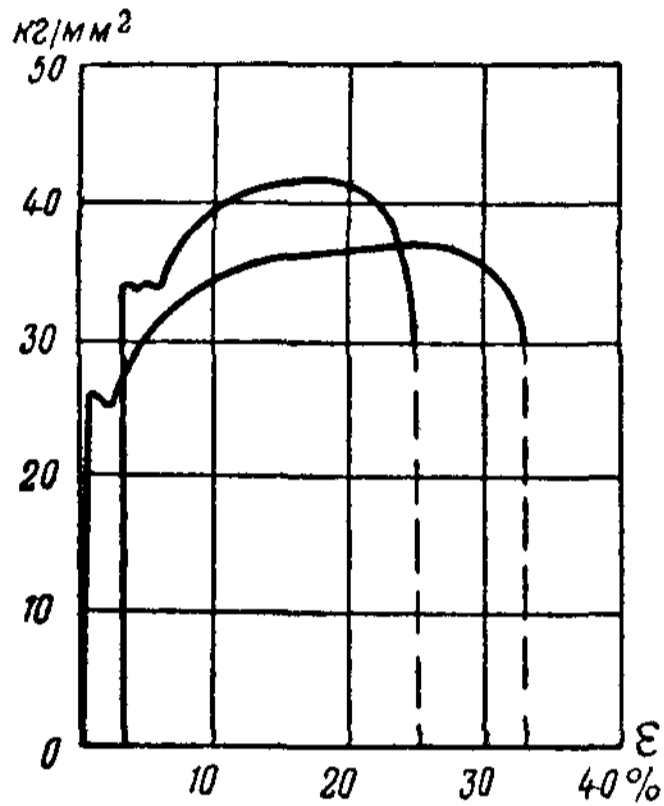


Рис. II.13. Диаграмма старения материала

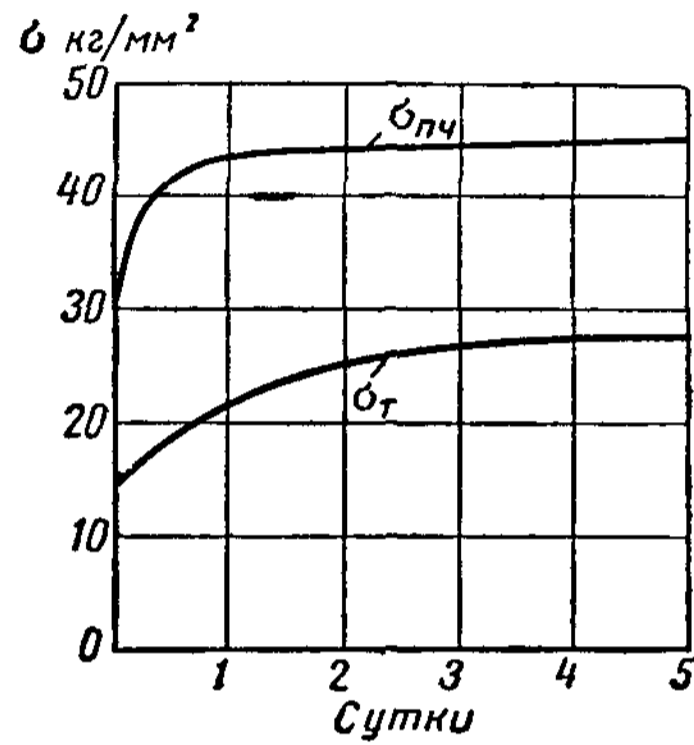


Рис. II.14. Изменение механических характеристик сплава Д16Т при старении

материала, так как выделение компонентов и изменение прочности происходят в течение достаточно длительного времени.

Выделению компонентов способствуют: а) механические воздействия — колебания и пластические деформации, приводящие к изменению формы зерен (механическое старение); б) изменение температуры, приводящее к изменению растворимости компонентов и потому к их выделению (физико-химическое старение, дисперсионное твердение). Невысоким отпуском (нагревом до 150°) можно резко усилить процесс старения (искусственное старение). От совместного действия обеих причин — пластических деформаций и изменения температуры — интенсивность старения повышается.

Старению более подвержены кипящие стали, особенно крупнозернистые, весьма часто загрязненные посторонними примесями, препятствующими выделению компонентов и способствующими их пересыщению.

Поскольку при старении увеличивается хрупкость, повышенные механические характеристики материала не используются при работе стальных конструкций.

Как уже было отмечено, упрочнение алюминиевых сплавов достигается в основном путем термической обработки (закалки) и последующего старения; однако алюминиевые сплавы при температурных воздействиях не претерпевают изменений своей структуры, аналогичных стали. Природа старения алюминиевых сплавов такая же, как старения стали; особенно здесь используется физико-химическое старение в ре-

зультате выделения дисперсионной фазы из твердого раствора при понижении температуры. Вид выделяющейся фазы зависит от вида сплава (см. § 3, п. 3). Нарастание прочности алюминиевого сплава происходит очень интенсивно в течение нескольких часов; нарастание предела текучести происходит более замедленно — в течение нескольких дней (рис. II. 14). Как отмечено, упрочненный алюминиевый сплав не имеет площадки текучести в отличие от упрочненной в процессе старения стали. Наиболее эффективно искусственное старение сплава, которое получается после нагрева до 150° . Для повышения интенсивности старения целесообразны некоторые задержки в выделении дисперсионной фазы путем более быстрого остывания, аналогичного закалке.

Эффективность старения подтверждается сравнением прочностных показателей состаренного и отожженного алюминия, указанных в § 2.

§ 4 РАБОТА СТАЛИ ПРИ НЕРАВНОМЕРНОМ РАСПРЕДЕЛЕНИИ НАПРЯЖЕНИЙ И УДАРНАЯ ВЯЗКОСТЬ

1. Концентрация напряжений

Равномерное распределение напряжений возможно только в тех случаях, когда оно обеспечено специальными конструкциями устройств, передающих силовые воздействия. Обычно напряжения распределяются неравномерно, причем наибольшая неравномерность получается у мест резкого изменения формы сечения: у отверстий, выточек, надрезов, утолщений и пр. Места эти называются местами концентрации напряжений (рис. II. 15). Причиной концентрации напряжений являются препятствия развитию пластических деформаций в указанных местах вследствие резкого изменения размеров сечения и в соответствии с этим увеличение упругих деформаций и повышение напряжений.

Неравномерность распределения напряжений весьма наглядно демонстрируется траекториями главных напряжений, которые можно уподобить линиям тока силовых воздействий. В местах затруднений продвижения силовых воздействий и деформаций траектории сгущаются и искривляются, обтекая эти места; вместе с этим повышаются напряжения вдоль траекторий, и тем больше, чем больше кривизна и сгущение траекторий (рис. II. 15). Такое криволинейное очертание траекторий всегда характеризует нелинейное (плоскостное или объемное) напряженное состояние, при котором нормальные напряжения в двух или трех взаимно-перпендикулярных направлениях не равны нулю.

Таким образом, величина концентрации напряжений зависит от характера искажения формы сечения: при круглом отверстии она меньше, чем при продолговатом, направленном перпендикулярно действию силы; особенно велика она при поперечной трещине; при острой засечке она больше, чем при закругленной, и т. д.

Теоретически по концам острой поперечной трещины (или засечки) напряжения равны бесконечности; в то же время напряжения по свободному краю, перпендикулярные поверхности трещины, очевидно, равны нулю. Следовательно, здесь в напряженном поле происходит разрыв непрерывности, что делает напряженное состояние неустойчивым и способствует дальнейшему раскрытию трещины (рис. II. 15).

Отношение максимального напряжения в месте концентрации напряжений к основному, равномерно распределенному, называется коэффициентом концентрации. Величина коэффициента концентрации у круглых отверстий и полукруглых выточек имеет значение 2—3. В местах острых надрезов она значительно выше, и тем больше, чем меньше радиус кривизны надреза.

2. Работа стали при неравномерном распределении напряжений

При высоких значениях напряжений в местах их концентрации, казалось, весьма рано должны были бы появиться пластические деформации. На самом деле этого нет, так как концентрация напряжений препятствует развитию пластических деформаций, затрудняя их продвижение

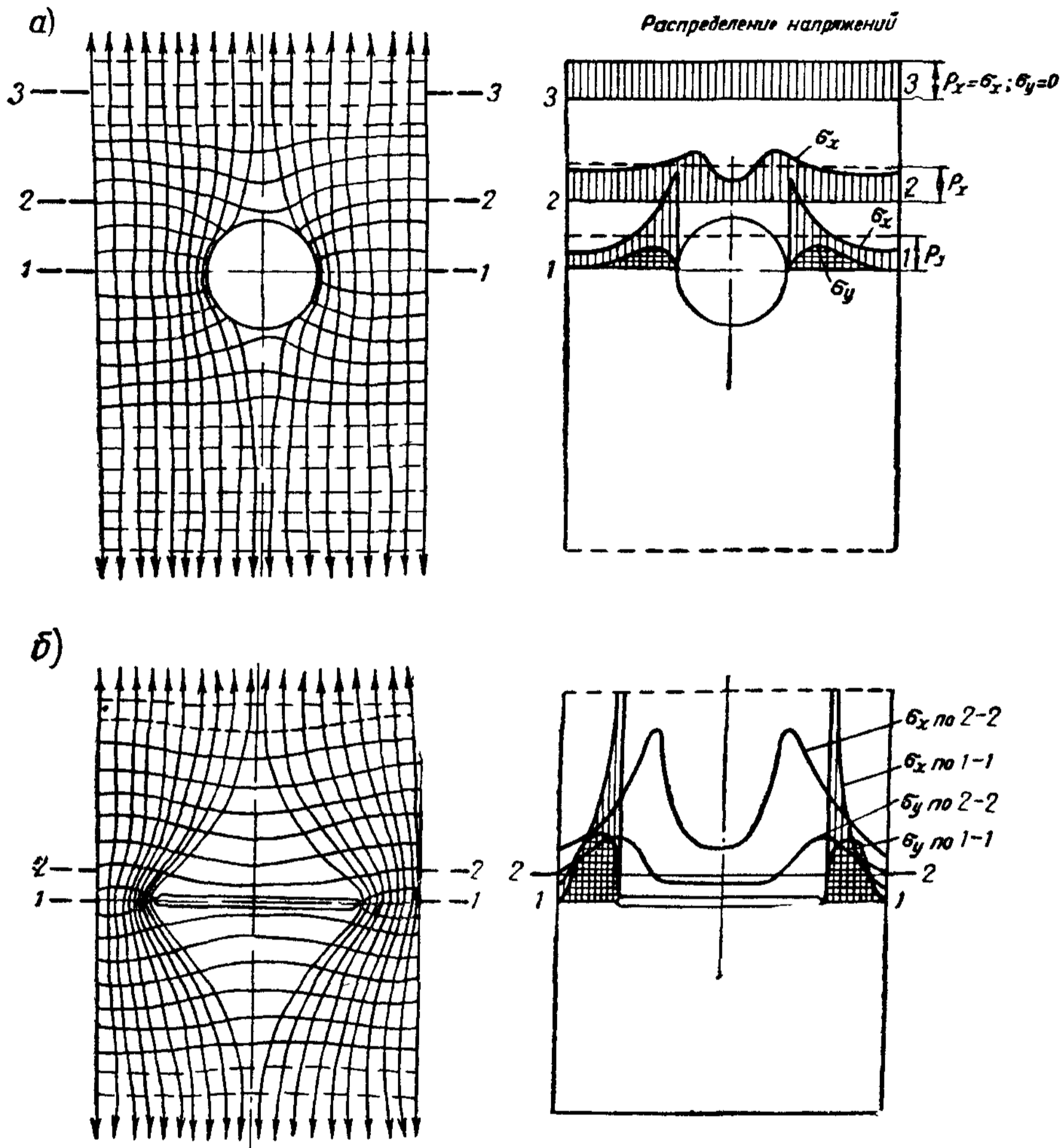


Рис. 11.15. Траектории напряжений и концентрация напряжений у мест резкого изменения формы элемента
 а — около отверстия, б — около трещины

Около пиковых точек с повышенными напряжениями располагается поле однозначных напряжений. Действительно, точка с повышенными, например растягивающими, напряжениями, связанная с соседними, увлекает их за собой и вызывает в них растягивающие напряжения, т. е. напряжения того же знака, что и в рассматриваемой точке. Соседние менее напряженные точки препятствуют деформации более напряженной; поэтому в последней пластические деформации могут развиваться только при более высоких напряжениях. Повышенным неравномерно распределенным напряжениям соответствуют более высокие напряжения перехода в пластическое состояние.

Поле однозначных напряжений требует более высоких напряжений для перехода в пластическое состояние, поскольку разности главных нормальных напряжений (пропорциональные касательным напряжениям, необходимым для появления пластических деформаций) получаются при этом малыми; только при очень больших значениях нормальных напряжений эти разности могут достичь величин, отвечающих переходу в пластическое состояние. Все это повышает опасность возникновения хрупкого состояния материала и хрупкого разрушения.

При разнозначных напряжениях, наоборот, пластичность появляется более рано.

Однако хрупкое разрушение возможно только при весьма больших нормальных напряжениях, так как одновременно с повышением предела текучести повышается и предел прочности (относительное удлинение, наоборот, уменьшается). Повышение предела текучести до предела прочности и совершенно хрупкое разрушение обычно не имеют места в металлических конструкциях, но разница между этими пределами может получиться небольшой, и тогда при малых удлинениях разрушение происходит достаточно внезапно, т. е. носит хрупкий характер. Почти все разрушения (образование трещин) в металлических конструкциях связаны с явлением концентрации напряжений; однако это явление в расчетах обычно не учитывается, так как повышение напряжений при явлении концентрации напряжений зависит не столько от силовых факторов, сколько от неправильностей формы элемента, т. е. по существу от дефектов конструкции, которые не могут быть учтены расчетом. При хорошем решении конструкции и при высоких основных напряжениях, зависящих от внешней нагрузки, концентрация напряжений будет мала; в конструкции с дефектами и при низких силовых факторах напряжения в точках концентрации могут быть велики. Таким образом, бороться с концентрацией напряжений нужно в первую очередь конструктивными мероприятиями.

Ярким примером перехода стали из пластического состояния в хрупкое могут служить испытания образцов с заточкой; по мере увеличения остроты заточки резко уменьшается удлинение (пластичность) и повышаются пределы прочности и текучести (рис. II. 16).

Неравномерное распределение напряжений может получиться не только из-за неправильностей формы напряженного элемента, но и в результате других причин, например при сосредоточенном приложении нагрузки. Под сосредоточенной нагрузкой возникают местные повышения напряжений, которые постепенно рассасываются по мере удаления от точки приложения нагрузки.

3. Влияние начальных напряжений на работу элемента

Большое влияние на неравномерное распределение напряжений оказывают начальные напряжения.

Начальными называются напряжения, которые имеются в ненагруженном внешней нагрузкой элементе и которые появились в нем в результате предшествующей работы элемента и его деформаций; поэтому они называются также и остаточными напряжениями. Весьма часто начальные напряжения называют собственными или внутренними, так как они присущи данному состоянию элемента и не проявляются во вне. Начальные, или собственные, напряжения всегда уравновешены, и потому эпюры их двухзначны (рис. II. 17). Причины появления начальных напряжений весьма разнообразны; чаще всего они температурного происхождения и получаются в результате неравномерного остывания после прокатки, после сварки и т. д.

Собственные напряжения могут быть: 1) правильно ориентированные (собственные напряжения I рода) и 2) беспорядочно ориентированные (собственные напряжения II и III рода). Последние уравниваются в пределах малых объемов тела и в первую очередь связаны с неправильностями структуры материала. Первые уравниваются в

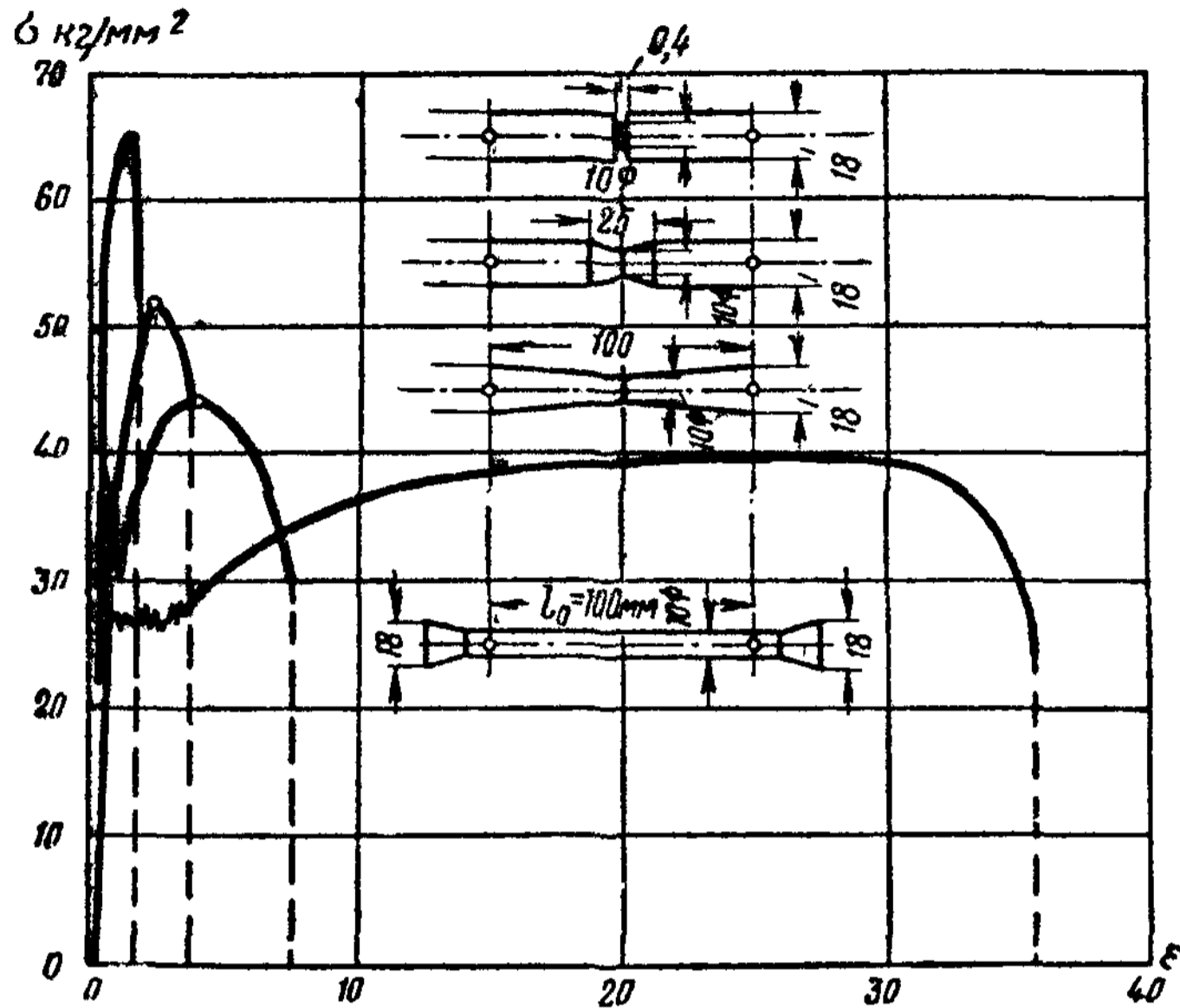


Рис. II.16. Диаграмма работы образцов с заточкой

объеме всего элемента или детали и могут давать силовые поля — линейные, плоскостные или объемные. На напряженное поле собственных напряжений накладывается поле внешней нагрузки поэтому результирующее поле напряжений в материале может существенно отличаться от поля внешней нагрузки, определяемого расчетом. При неблагоприятном распределении напряжений (например, при результирующем поле, плоскостном или объемном с нормальными напряжениями одного знака) развитие пластических деформаций может оказаться затрудненным, в результате чего может появиться опасность хрупкого разрушения.

Суммирование линейного поля собственных напряжений с линейным полем внешней нагрузки (например, при простом растяжении или изгибе) может привести к более раннему или позднему переходу в стадию пластичности. Линейные поля собственных напряжений не оказывают влияния на прочность элемента, так как результирующие напряжения выравниваются при развитии пластических деформаций (в отличие от плоскостных и объемных полей). Наконец, возможны случаи, когда начальные напряжения уравниваются не на одной, а на нескольких деталях (например, натяжение остывшего заклепочного стержня уравнивается сжатием стянутых заклепкой листов). Если

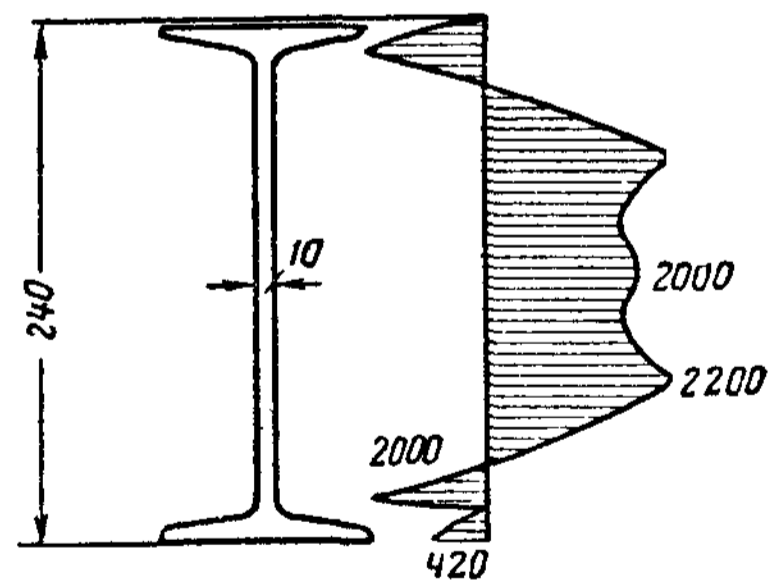


Рис II.17. Собственные напряжения от неравномерного остывания после прокатки

внешние воздействия нарушают связь между этими деталями, они изменяют поле начальных напряжений, что должно быть учтено при суммировании начальных напряжений с внешними.

Борьба с начальными напряжениями ведется преимущественно конструктивными мероприятиями.

4. Ударная вязкость

Как видно из изложенного, в некоторых случаях работы металлических конструкций не исключается возможность хрупкого разрушения; ввиду важности этого вопроса крайне существенно уметь измерять склонность материала к переходу в хрупкое состояние. Эта склонность устанавливается испытанием на ударную вязкость путем определения величины работы, необходимой для разрушения надрезанного образца ударом на копре. В надрезанном образце имеет место неравномерное

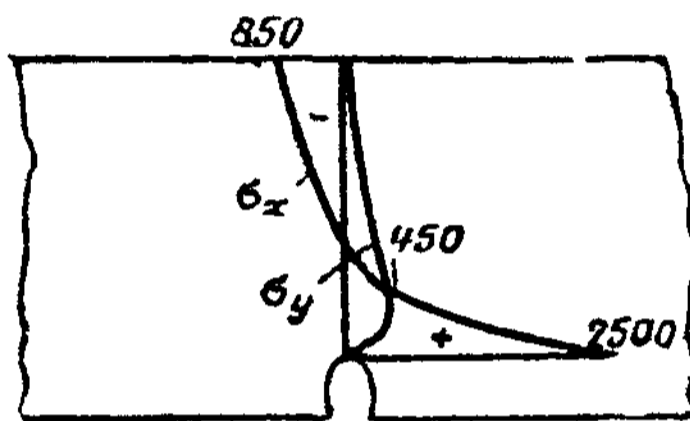


Рис II.18. Распределение напряжений при изгибе бруска с надрезом

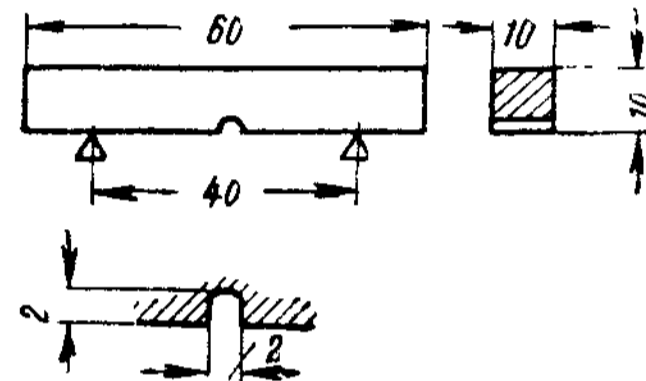


Рис. II.19. Образец для испытания на ударную вязкость

распределение напряжений с пиковым напряжением у корня надреза (рис. II. 18); удар еще более увеличивает возможность перехода в хрупкое состояние, и поэтому проба эта является весьма эффективной. Значения ударной вязкости получаются достаточно разнообразными, и потому для получения сравнимых результатов испытания должны производиться на стандартных образцах с четко установленными формой сечения (квадратное сечение с площадью 1 см^2) и формой надреза (рис. II. 19). Ударная вязкость представляет собой удельную работу и имеет размерность кгм/см^2 . Ударная вязкость зависит от структурного состояния стали (например, от величины зерна) и является очень хорошим показателем качества материала. Поэтому это испытание заслуживает самого широкого распространения.

Ударная вязкость в большой степени зависит от температуры. Имеется интервал температур, в котором ударная вязкость резко падает и не имеет устойчивых значений. За этим интервалом величина ударной вязкости сильно понижается. Эта область называется областью температурной хрупкости (рис. II. 20). Таким образом, кривая зависимости ударной вязкости от температуры имеет S-образное очертание.

Необходимо, чтобы область температурной хрупкости, а по возможности и интервал падения ударной вязкости, не совпадали с температурами обычной работы стали. Этому требованию отвечают легированные стали, у которых область температурной хрупкости начинается с температуры -60 — -50° . У стали 3 мартеновской кипящей область температурной хрупкости достигает -30° , что, вообще говоря, недостаточно благоприятно. Спокойная мартеновская сталь дает очень хорошие результаты. Вполне благоприятна ударная вязкость термически обработанной стали.

У томасовской стали область температурной хрупкости иногда достигает 15° ; в этом состоит один из основных недостатков этой стали, часто приводящий к ее трещиноватости.

Согласно ГОСТ 380-60, ударная вязкость для стали 3 группы А определяется (по требованию заказчика) только при нормальной температуре (20°) в следующих размерах: для листов (поперек прокатки) 7 кгм/см^2 , для широкополосной стали (вдоль прокатки) 8 кгм/см^2 , для фасонного проката (вдоль прокатки) 10 кгм/см^2 . Для стали 3 подгруппы В, кроме того, может быть произведено определение ударной вязкости после искусственного старения и при температуре -20° , причем ударная вязкость должна быть не менее 3 кгм/см^2 .

Согласно ГОСТ 5058-57, ударная вязкость для низколегированных сталей определяется (по требованию заказчика) при температуре -40° ; при толщине проката до 20 мм она должна быть не менее 3 кгм/см^2 , а для стали 10ХСНД — 4 кгм/см^2 . При больших толщинах значения ударной вязкости устанавливаются по соглашению сторон.

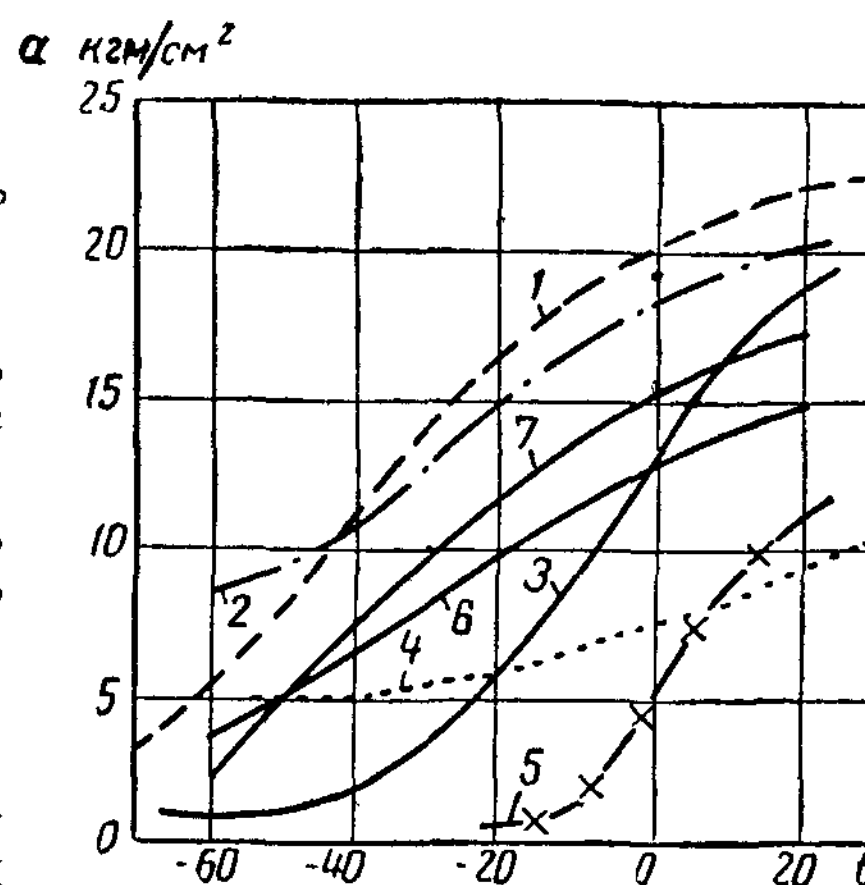


Рис II 20 Зависимость ударной вязкости от температуры

1 — сталь марки Ст 3; 2 — сталь марки 15ХСНД, 3 — сталь марки Ст 3 кл, 4 — сталь MnCu; 5 — сталь марки Ст. 3 томасовская, 6 — сталь марки 14Г2, 7 — сталь марки 15ХГС

§ 5 РАБОТА СТАЛИ И АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ ПРИ ПОВТОРНЫХ НАГРУЗКАХ

1. Работа материала при повторных нагрузках с перерывами

Многokратные повторные загрузки в пределах упругих деформаций не отражаются на дальнейшей работе материала, поскольку упругие деформации обратимы.

Загрузка непосредственно после окончания предыдущего цикла при повторной нагрузке с переходом в пластическую стадию ведет к ускорению развития пластических деформаций, поскольку сопротивления развитию их уже были преодолены во время предыдущих циклов (рис. II. 21, а). При достаточно большом перерыве (отдыхе) упругость материала восстанавливается и достигает пределов предыдущего цикла (рис. II. 21, б). Это повышение упругих свойств называется наклепом. Оно связано с явлением старения и перераспределением остаточных напряжений во время отдыха. Остаточным деформациям, получившимся в результате работы предыдущих циклов, отвечает система остаточных напряжений. Вначале эти напряжения ориентированы беспорядочно в связи с различием развития пластических деформаций в отдельных кристаллитах. Во время отдыха искаженная пластическими деформациями структура упорядочивается (явление упругого последействия), а остаточные напряжения взаимно уравниваются. Более деформированные кристаллиты получают отрицательные остаточные напряжения, менее деформированные — положительные; суммируясь с внешними напряжениями нового нагружения, остаточные напряжения выравнивают распределение напряжений и повышают область упругой работы, тем более, что этому способствует сопутствующее наклепу явление старения (рис. II. 22). Новые пластические деформации возможны

лишь после того, как будет превышена сумма упругих и остаточных напряжений предыдущих циклов. Наклеп уменьшает удлинения, срезая их остаточными деформациями предыдущих циклов (рис. II. 21); таким

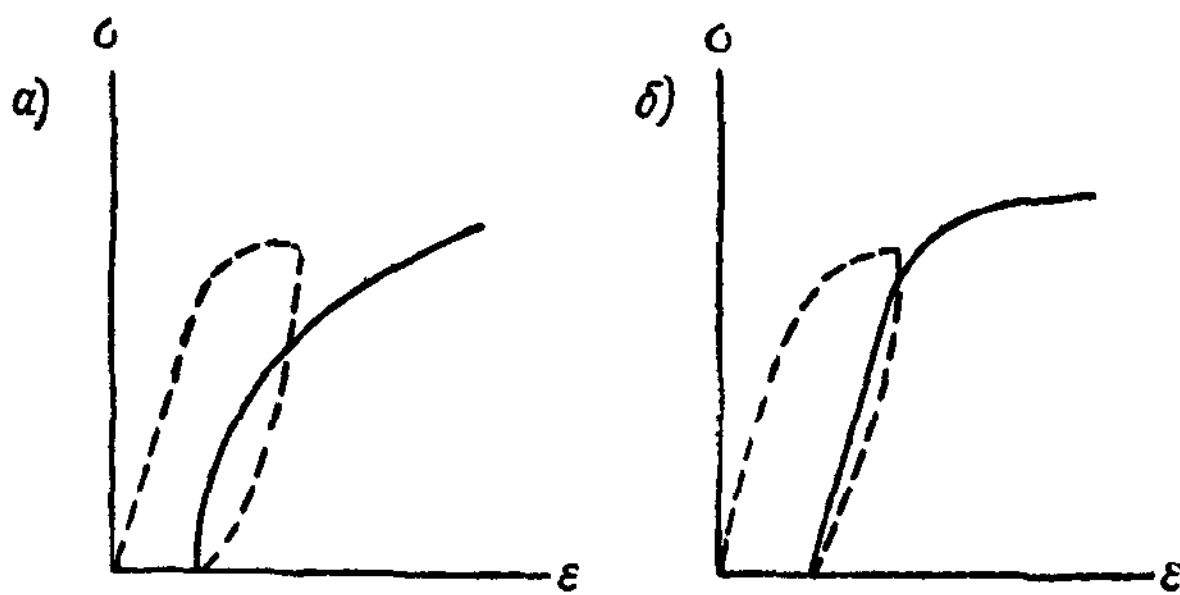


Рис. II.21. Диаграмма растяжения стали при повторных нагрузках
 а—при загрузении без перерыва; б — при загрузении с перерывом

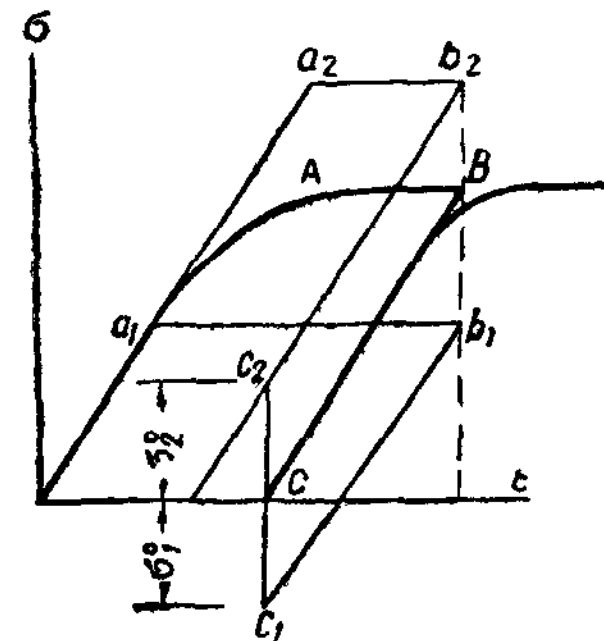


Рис. II.22. Схема явления наклепа
 ABC — средняя диаграмма;
 a₁b₁—переход в пластическую стадию первого кристаллита;
 a₂b₂ — переход в пластическую стадию последнего кристаллита;
 σ₁⁰, σ₂⁰ — остаточные напряжения

образом, он повышает хрупкость материала. Поэтому в стальных конструкциях воздействия наклепа не используются, но они используются в конструкциях из алюминиевых сплавов, а также для повышения механических качеств арматуры, проволоки и т. д.

2. Работа материала при непрерывной повторной нагрузке. Вибрационная прочность

При непрерывной повторной нагрузке происходит, как известно, явление усталости металла, выражающееся в понижении его прочности. Разрушающее напряжение при явлении усталости (так называемая вибрационная прочность) меньше разрушающего напряжения при статической нагрузке (предела прочности), а при знакопеременных нагрузках меньше и предела текучести, и тогда оно лимитирует несущую способность материала. У низколегированных сталей и алюминиевых сплавов вибрационная прочность становится меньше предела текучести и при однозначных переменных нагрузках с небольшими значениями наименьших напряжений. Наинизшее свое значение вибрационная прочность получает в том случае, когда стержень подвергается вибрационной знакопеременной нагрузке с равными амплитудами (полный симметричный цикл), т. е. когда коэффициент асимметрии $\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} = -1$

(рис. II. 23, а). В этом случае вибрационная прочность для гладких образцов близка к 0,3 предела прочности для стали 3 и алюминиевых сплавов и к 0,35— для низколегированных сталей. Когда стержень подвергается нагрузкам от нуля до максимума (полный асимметричный цикл), т. е. когда $\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} = 0$ (рис. II. 23, б), вибрационная прочность близка к пределу текучести для стали 3 и несколько ниже предела текучести для низколегированных сталей и алюминиевых сплавов. Когда нагрузки однозначны (неполный асимметричный цикл), т. е. когда $\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} > 0$,

когда нагрузки однозначны (неполный асимметричный цикл), т. е. когда $\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} > 0$,

вибрационная прочность для стали 3 выше предела текучести, и тогда несущая способность стержня определяется пределом текучести. Для низколегированных сталей вибрационная прочность становится выше предела текучести при

$$\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} = 0,4 \text{ (рис. II.24).}$$

С другой стороны, вибрационная прочность есть функция числа колебаний (циклов) n (рис. II.25). Для сталей зависимость эта хорошо укладывается в гиперболический закон; для легких сплавов она ближе к линейному, причем весьма различна для сплавов разных видов (рис. II.26). При гиперболическом законе всегда можно найти асимптотическую часть кривой, где вибрационная прочность меняется уже очень мало; вибрационная прочность этой области циклов называется пределом усталости или пределом выносливости.

Определить число циклов пре-

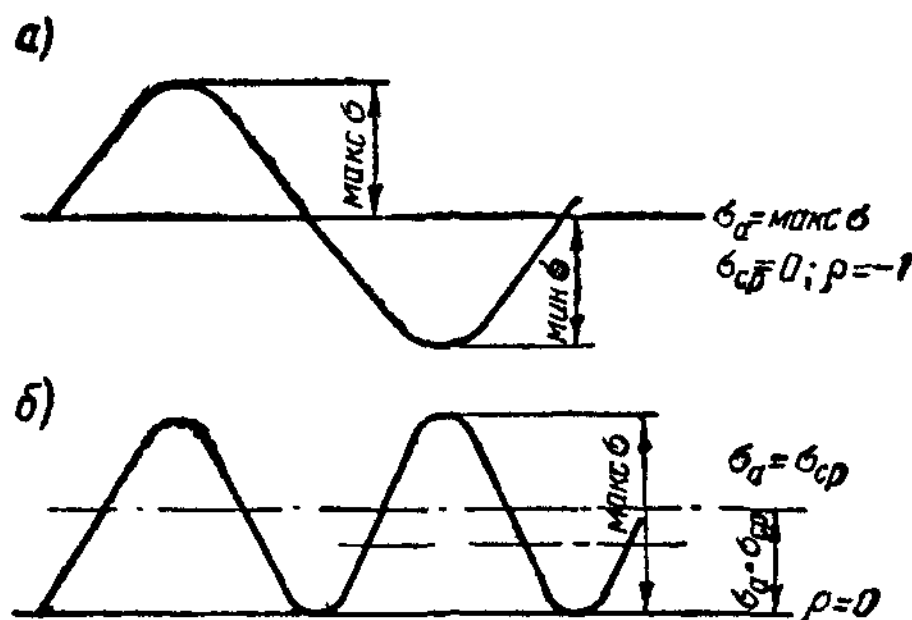


Рис. II.23 Циклы вибрационной нагрузки
а — полный симметричный цикл; б — полный асимметричный цикл

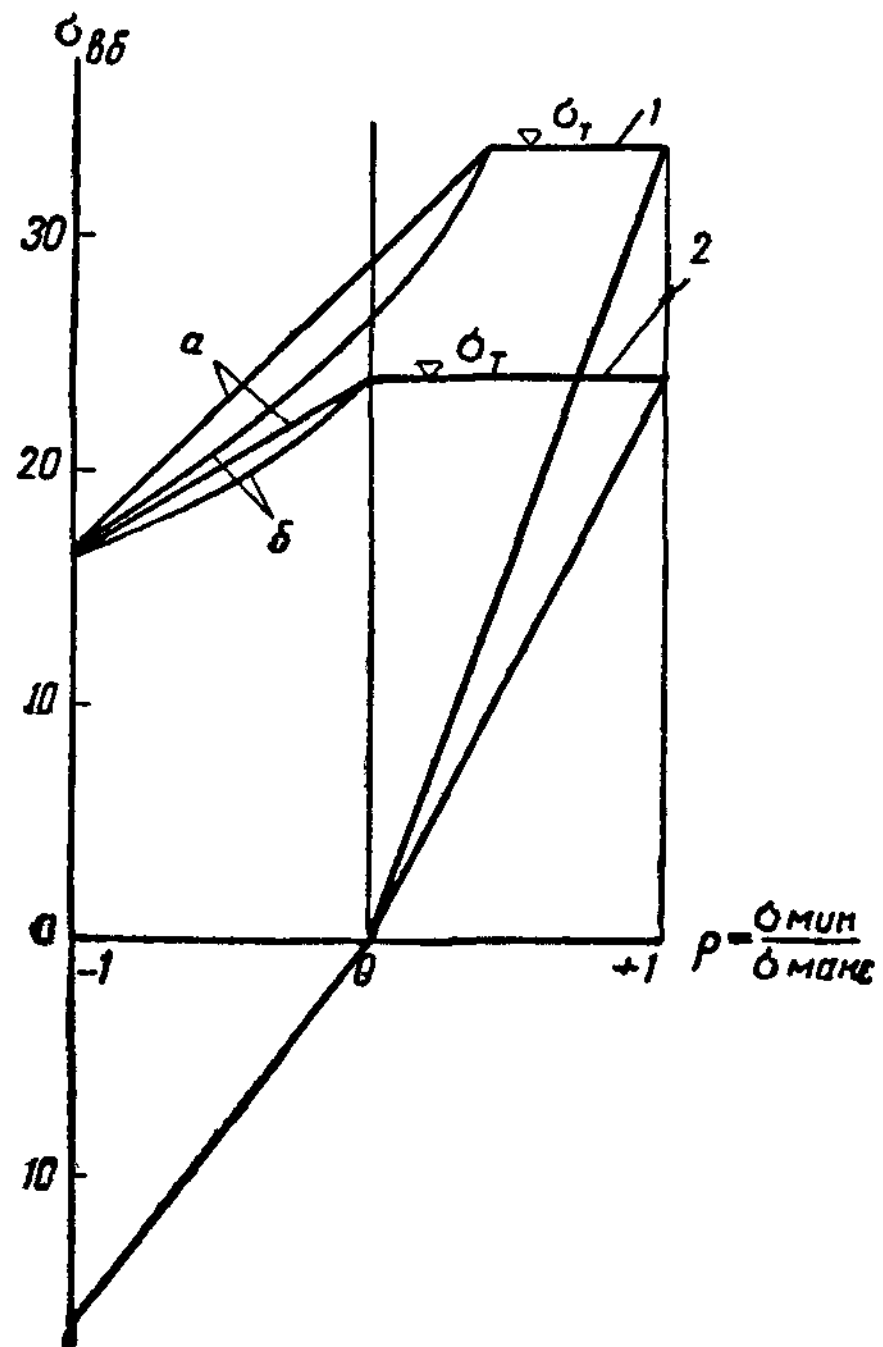


Рис. II.24. Изменение вибрационной прочности в функции $\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}$

1 — низколегированная сталь; 2 — малоуглеродистая сталь
а — линейный закон; б — гиперболический закон изменения вибрационной прочности

дела усталости достаточно трудно, тем более, что с увеличением числа циклов вибрационная прочность все время уменьшается, и предел усталости поэтому есть величина условная. Изображая изменение вибрационной прочности в полулогарифмических координатах, можно определить предел выносливости по точке перегиба кривой вибрационной прочности (рис. II. 27). Предел выносливости при полном симметричном цикле ($\rho = -1$) обозначается σ_{-1} .

Обычно считается, что для более сложных деталей предел усталости достигается при меньшем числе циклов, чем для гладких образцов, однако число это очень изменчиво. Предел усталости обычно назначается при 6×10^6 циклов для гладких образцов и при 2×10^6 циклов для образцов более сложной формы. Очевидно, наибольшее число циклов, которое может иметь место при работе конструкции, зависит от продолжительности службы и режима эксплуатации конструкции. В соответствии с этим предельная вибрационная прочность для разных режимов эксплуатации различна. Она часто называется преде-

лом усталости, ограниченным данным числом циклов, отвечающим режиму эксплуатации.

Вибрационная прочность зависит от направления силовых воздействий; при растягивающих напряжениях она ниже, чем при

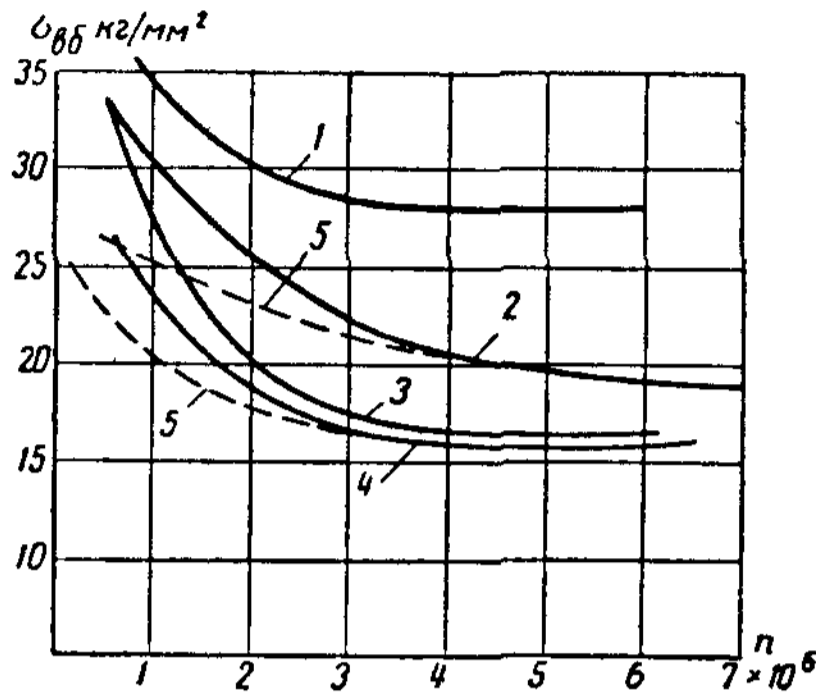


Рис. II.25. Кривые зависимости вибрационной прочности от числа циклов

1 — сталь 15ХСНД, круглые образцы; 2 — сталь 3, круглые образцы; 3 — сталь 15ХСНД, плоские образцы; 4 — сталь 3, плоские образцы, положенные в основу технических условий; 5 — кривые поврежденных; 1, 2 — полный асимметричный цикл; 3, 4 — полный симметричный цикл

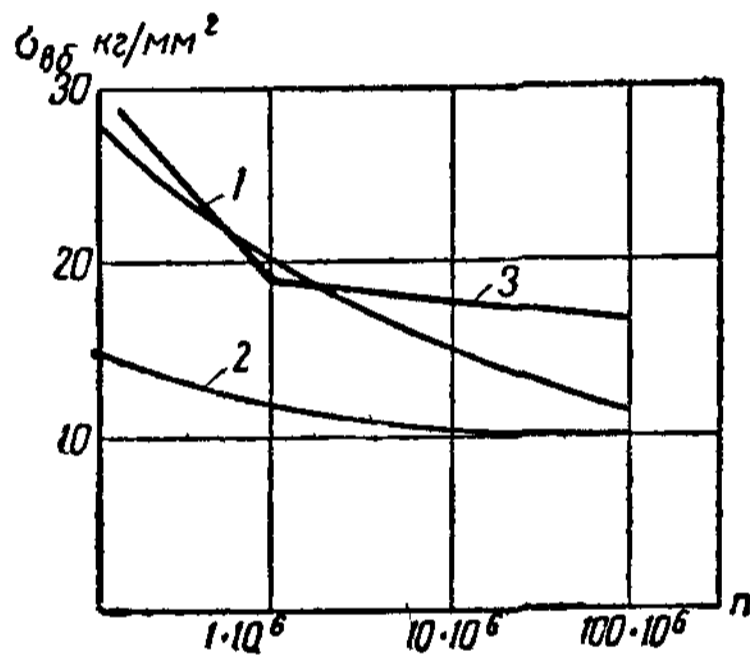


Рис. II.26. Кривые вибрационной прочности алюминиевых сплавов

1 — Д16Т; 2 — АМг; 3 — сталь 3

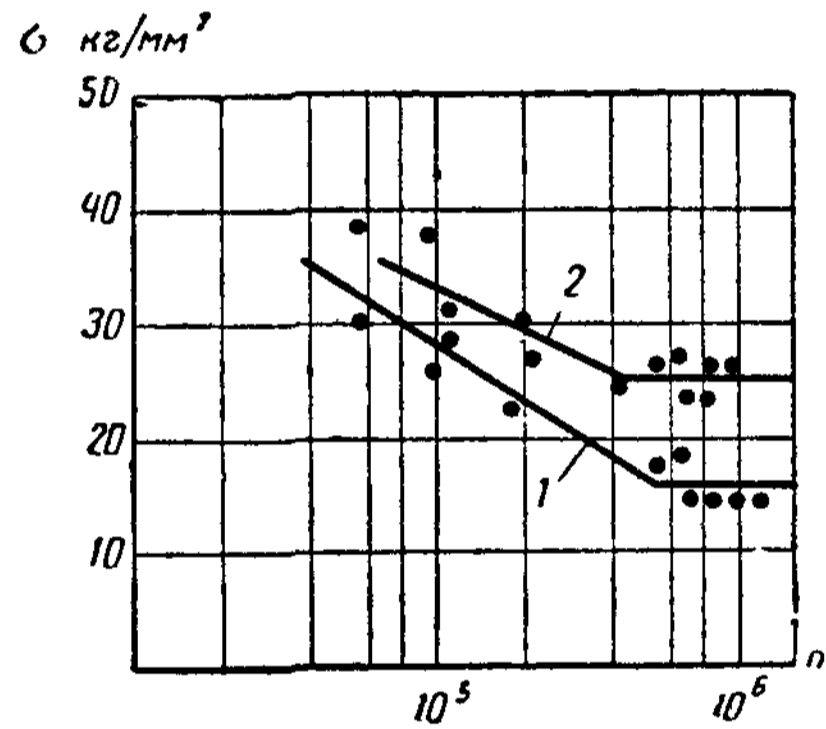


Рис. II.27. Кривые вибрационной прочности в полупологарифмических координатах

1 — сталь 3 (симметричные циклы); 2 — сталь 3 (асимметричные циклы)

сжимающих, поскольку при сжатии развитие трещин затруднено. Зависит она также от размеров детали, состояния поверхности, неровностей, надрезов, пористости и других дефектов, вызывающих концентрацию напряжений. Отношение предела усталости гладкого, плоского образца к пределу усталости образца с данной величиной концентрации напряжений называется эффективным коэффициентом концентрации $\beta = \frac{\sigma_{-1}}{\sigma_k} > 1$.

На величину эффективного коэффициента концентрации влияет число циклов, которым определяются предел усталости и величина предела усталости эталонного образца (марки стали). У сталей повышенной прочности (низколегированных) коэффициент концентрации напряжений выше, и они более чувствительны ко всякого рода дефектам. Поэтому низколегированные стали, с точки зрения вибрационной работы, относительно менее выгодны. Коэффициент концентрации увеличивается с увеличением размеров (масштабный фактор), при наличии отверстий,

при поражении поверхности коррозией и от других аналогичных причин. Коэффициенты концентрации для сварных соединений приведены в главе V, а для заклепочных — в главе VI. Для основного металла этот коэффициент может быть принят: в образцах с прокатными и механически обработанными кромками из стали 3 равным 1, из низколегированных сталей — 1,1 и с необработанными кромками (например, при автогенной резке) соответственно 1,2 ÷ 1,4.

Таким образом, вибрационная прочность $\sigma_{вб}$ зависит от числа и знака циклов, от отношения наименьшего напряжения в сечении к наибольшему, взятых со своими знаками (от асимметрии цикла $\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}$), от формы и размеров сечения, от эффективного коэффициента концентрации β и предела прочности $\sigma_{пч}$. Зависимость от предела текучести является чисто внешней, заменяющей зависимость от предела прочности, поскольку можно считать, что предел текучести находится в определенном соотношении к пределу прочности ($\sigma_T = \frac{2}{3} \sigma_{пч}$).

Учитывая зависимость вибрационной прочности от коэффициента асимметрии $\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}$, согласно рис. II.24, можно принять

$$\sigma_{вб} = \gamma \sigma_T = \frac{c}{a - b \rho} \sigma_T, \quad (II.1)$$

где c — коэффициент, характеризующий число циклов; a и b — коэффициенты, зависящие от формы и размеров сечения и предела прочности.

Исследования вибрационной прочности показывают¹, что, если считать предел усталости $\sigma_{-1} = 0,3 \sigma_{пч}$ и $\sigma_T = 0,7 \sigma_{пч}$, коэффициенты a и b могут быть представлены в виде линейных функций

$$\begin{aligned} a &= \beta + \psi; \\ b &= \beta - \psi, \end{aligned}$$

где $\psi = \frac{\sigma_{-1}}{\sigma_{пч}}$.

Если в элементе сжимающие усилия превосходят растягивающие, разрушения от усталости более затруднены; тогда можно принять

$$\sigma_{вб} = \gamma \sigma_T = \frac{c}{b - a \rho} \sigma_T. \quad (II.2)$$

Формулы (II. 1) и (II. 2) характеризуют только линейные напряженные состояния.

При плоскостном и объемном напряженном состоянии, а также при совместном действии нормальных и касательных напряжений вибрационная прочность снижается.

В соответствии со сказанным вибрационная прочность получается различной для разных элементов из одной и той же стали — уголков, двутавров, сварных или клепаных соединений — и должна определяться непосредственными испытаниями элементов или достаточно крупных моделей. Исследование малых цилиндрических гладких образцов (типа образцов Велера) дает идеализированные значения вибрационной прочности, бóльшие тех, какие отвечают конструкциям.

В алюминиевых сплавах вибрационная прочность в зависимости от вида сплава весьма различна; в упрочненных сплавах (Д16Т) она

¹ Дучинский Б. Н., Выносливость элементов сварных конструкций при переменных и знакопеременных напряжениях, Трансжелдориздат, 1954.

резко снижается при увеличении числа циклов примерно по линейному закону. В отожженных сплавах она почти не зависит от числа циклов (рис. П. 26).

3. Процесс разрушения материала от усталости

Разрушение от усталости происходит без заметного нарастания деформаций и носит характер хрупкого разрушения; на самом деле оно происходит в области пластических сдвигов. Ему предшествует длительный период подготовки и развития, во время которого в отдельных кристаллитах линии скольжения взаимно перемещающихся частей превращаются во внутрикристаллические трещинки, повреждающие отдельные кристаллиты.

Таким образом, повреждения от усталости имеют локальный характер; между трещинами материал сохраняет свои свойства. По мере увеличения числа циклов повреждения переходят на соседние кристаллиты, превращаясь в усталостную трещину. Повреждения начинаются на наружной поверхности образца, весьма часто неровной и потому связанной со значительными концентрациями напряжений.

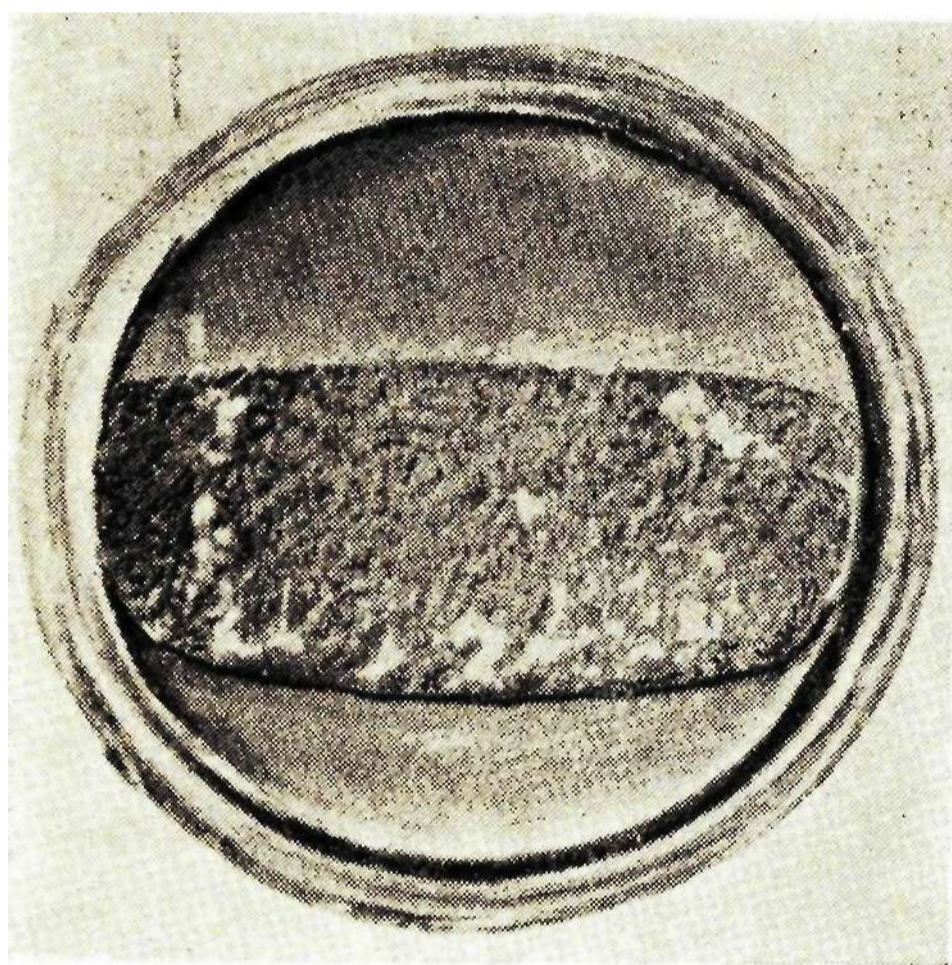


Рис. 11.28. Вид поверхности разрушения при явлении усталости металла

Основное число циклов тратится на проработку усталостной трещины; после того как она образовалась, разрушение надрезанного трещиной образца происходит весьма быстро. В соответствии с этим сечение образца, разрушенного от усталости, имеет весьма характерный вид: гладкая поверхность усталостной трещины и шероховатая поверхность на остальной части надрезанного элемента (рис. 11.28). Чем выше напряжение m сравнению с пределом выносливости и чем раньше (при меньшем числе циклов) разрушается образец, тем меньше гладкая поверхность усталостной трещины. Поверхность усталостной трещины имеет гладкий вид, так как в процессе вибрационной работы стержня трещина то раскрывается, то закрывается, и потому ее поверхность обминается и сглаживается.

Представляют интерес напряжения, при которых усталостная трещина только начинает появляться. В зависимости от числа циклов эти напряжения представляют собой слабо вогнутую гиперболу, отходящую от предела выносливости. Эта кривая называется кривой повреждений или кривой безопасных напряжений (рис. П. 25).

В качестве первого приближения кривая безопасных напряжений может быть принята в виде прямой на уровне предела усталости, независимо от числа циклов.

§ 6. ПЕРЕХОД МАТЕРИАЛА В ПЛАСТИЧЕСКУЮ СТАДИЮ И УСЛОВИЕ ПЛАСТИЧНОСТИ

Как явствует из диаграммы растяжения (рис. П. 1), сталь до предела пропорциональности почти совершенно упруга; ее модуль упругости весьма постоянен и очень велик ($E \sim 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$). За пределом

пропорциональности в отдельных кристаллитах стали развиваются заметные пластические деформации, которые загибают кривую диаграммы растяжения, и последняя подходит к площадке текучести; на протяжении площадки текучести сталь почти совершенно пластична. Выше уже была отмечена причина столь резкого перехода стали от почти совершенной упругости к почти совершенной пластичности, заключающаяся в своеобразии структуры стали и работы ее компонентов (в большой пластичности феррита и упругости цементита и перлита). Обычное соотношение между напряжениями предела пропорциональности и предела текучести $\frac{\sigma_{пц}}{\sigma_T} \approx 0,8$ (рис. II. 1); в мелкозернистых сталях оно

часто значительно больше и в ряде случаев при наличии так называемого «зуба текучести» — временного превышения напряжений над площадкой текучести (рис. II.29) — приближается к единице. Такие стали без большой погрешности можно уподобить идеально упруго-пластическому телу, которое совершенно упруго до предела текучести и совершенно пластично после него (см. диаграмму на рис. II. 11). Указанное уподобление значительно упрощает расчет и расширяет пределы анализа работы стали.

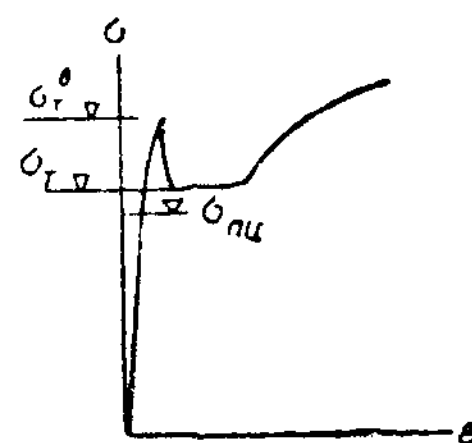


Рис II 29 «Зуб текучести» перед площадкой текучести

Алюминиевые сплавы не имеют площадки текучести (рис. II. 4); несколько упрощенно можно считать, что на пределе текучести в алюминиевых сплавах сразу наступает стадия упрочнения, характеризующаяся модулем пластических деформаций $E_{пл}$.

Ввиду незначительности модуля пластических деформаций ($E_{пл} \approx 10 \div 5\%$ модуля упругих деформаций) можно принять этот модуль равным нулю, и конструкции из алюминиевых сплавов в запас рассчитывать так же, как стальные.

В указанном предположении переход в пластическую стадию при одноосном напряженном состоянии (простом растяжении или сжатии) происходит при достижении нормальным напряжением предела текучести. При многоосном напряженном состоянии переход в пластическую стадию зависит не от одного напряжения, а от функции напряжений, характеризующей так называемое условие пластичности (условие перехода в пластическое состояние). Условие пластичности записывается в зависимости от той теории прочности, которая кладется в основу расчета. К работе стали и алюминиевых сплавов наиболее близки III и IV теории прочности. По III теории прочности пластичность наступает тогда, когда главное касательное напряжение, производящее пластический сдвиг, достигает предельной величины, численно равной половине предела текучести. В соответствии с этим условия пластичности записываются как равенства:

$$\left. \begin{aligned} 2\tau_{13} &= \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_T, \\ 2\tau_{23} &= \sigma_2 - \sigma_3 = \sigma_T, \\ 2\tau_{12} &= \sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_T. \end{aligned} \right\} \quad (II.3)$$

Если $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, решающим из этих условий является первое. По IV (энергетической) теории прочности пластичность наступает тогда, когда работа изменения формы тела достигает наибольшей величины, определенной для данного материала и не зависящей от напряженного состояния тела (при работе изменения объема тела, равной нулю). Таким образом, в этом представлении пластическое тело уподобляется вязкой

несжимаемой жидкости. В соответствии с этим условия пластичности выводятся следующим образом.

Работа изменения объема

$$A_o = \frac{1}{6E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 (1 - 2\mu) = 0. \quad (II.4)$$

Отсюда при пластической работе коэффициент Пуассона $\mu = 0,5$.

Работа изменения формы

$$\begin{aligned} A_\phi &= \frac{1}{2E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)] = \\ &= \frac{1}{4E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \\ &= \frac{1}{E} (\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2) = \text{const}. \end{aligned} \quad (II.5)$$

Поскольку при одноосном напряженном состоянии

$$A_\phi = \frac{\sigma_T^2}{2E},$$

условие пластичности записывается так:

$$\begin{aligned} \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) &= \frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \\ &+ (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = 2(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2) = \sigma_T^2. \end{aligned} \quad (II.6)$$

Извлекая квадратный корень, получаем величину, имеющую размерность напряжения; это напряжение, которое можно непосредственно сравнивать с пределом текучести, называется приведенным напряжением

$$\begin{aligned} \sigma_{пр} &= \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} = \\ &= \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \\ &= \sqrt{2(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)}. \end{aligned} \quad (II.7)$$

Условие упругой работы $\sigma_{пр} < \sigma_T$; условие пластической работы $\sigma_{пр} = \sigma_T$

Таким образом, по указанной теории, появление пластичности зависит не от одного наибольшего касательного напряжения, как по III теории, а от всех трех касательных напряжений.

Появление пластичности как зависящее от касательных напряжений определяется разностью нормальных напряжений. Поэтому при однозначных нормальных напряжениях, как уже отмечено, пластичность появляется позже, при более высоких нормальных напряжениях, чем при разнозначных, поскольку в первом случае и при больших нормальных напряжениях разности их могут быть малы и недостаточны для появления пластичности.

Приведенное напряжение можно рассматривать как напряжение одноосного напряженного состояния (которое потому и может быть сравниваемо с пределом текучести), эквивалентного по переходу в пластическое состояние данному сложному напряженному состоянию. Приведенное напряжение может быть выражено в нормальных и касательных напряжениях

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (II.8)$$

Отсюда при изгибе (вдали от точек приложения нагрузки)

$$\sigma_x \neq 0; \quad \tau_{xy} \neq 0$$

и условие пластичности

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_T. \quad (\text{II.9})$$

При простом сдвиге

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{3\tau_{xy}^2} = \sigma_T$$

или

$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_T}{\sqrt{3}} \approx 0,6 \sigma_T. \quad (\text{II.10})$$

По III теории прочности соответствующее соотношение

$$\tau_{xy} = 0,5 \sigma_T.$$

Экспериментальные исследования показывают, что III и IV теории прочности достаточно хорошо оправдываются в применении к стали и алюминиевым сплавам. Так, особенности работы стали при сложном нагружении, описанные выше (рис. II. 9), хорошо объясняются с точки зрения III теории¹. Действительно, по III теории при данном нагружении сталь пластична только в одном направлении, определяемом максимальной разностью главных напряжений; во всех остальных она может работать упруго при других нагружениях, что подтверждается на опыте. С другой стороны, опыты показывают, что экспериментальные приведенные напряжения очень мало зависят от напряженного состояния (линейного, плоскостного или объемного), как это следует из IV теории. В практике чаще используют IV теорию как более полно описывающую явление перехода в пластическую стадию.

§ 7. УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКАЯ СТАДИЯ РАБОТЫ МАТЕРИАЛА ПРИ ИЗГИБЕ

1. Предельное состояние изгибаемых элементов. Шарнир пластичности

Появлением текучести в крайних фибрах сечения (так называемая фибровая текучесть) при работе конструкции на изгиб не исчерпывается ее несущая способность, так как соседние, менее напряженные фибры могут еще работать, вследствие чего можно увеличивать нагрузку.

В предположении идеального упруго-пластического тела можно считать, что несущая способность будет исчерпана тогда, когда во всех фибрах сечения напряжения достигнут предела текучести. Эпюра напряжений такого состояния состоит из двух прямоугольников с ординатами, равными пределу текучести (рис. II. 30, в). Предельный момент, отвечающий этому состоянию, очевидно, будет равен

$$M_{\text{пр}} = \sigma_T \int_F y dF = \sigma_T 2S, \quad (\text{II.11})$$

¹ В. А. Балдин, Сопротивление малоуглеродистой стали пластическим деформациям, сборник ЦНИПС «Исследования прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», Госстройиздат, 1955.

Я. Б. Фридман, Механические свойства металлов, Оборонгиз, 1952. Н. С. Стрелецкий, Материалы к курсу стальных конструкций, вып. I, Работа стали в строительных конструкциях, Госстройиздат, 1956.

где S — статический момент половины сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести.

Необходимо отметить, что в несимметричных сечениях ось, делящая площадь сечения на две равные части, не совпадает с осью, проходящей через центр тяжести (рис. II. 30, ∂).

В рассматриваемом состоянии все фибры сечения находятся в стадии текучести и, следовательно, длина их может изменяться при постоянном напряжении. Таким образом, изгибаемый элемент может поворачиваться вокруг нейтральной оси этого сечения, как вокруг оси некоторого шарнира; этот шарнир называется шарниром пластичности. Различие между шарниром пластичности и обычным шарниром состоит в

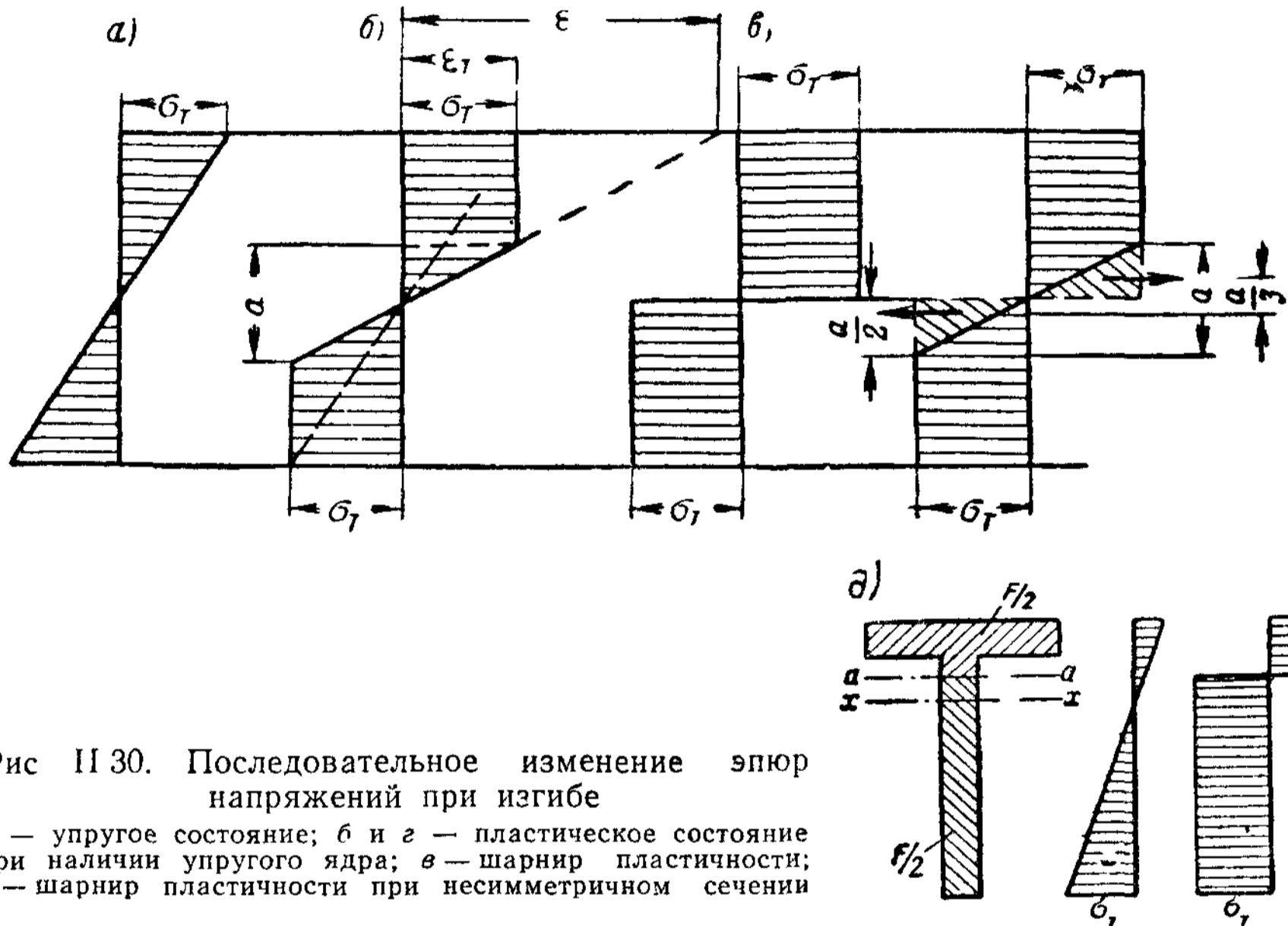


Рис II 30. Последовательное изменение эпюр напряжений при изгибе

a — упругое состояние; b и c — пластическое состояние при наличии упругого ядра; b — шарнир пластичности; ∂ — шарнир пластичности при несимметричном сечении

том, что в обычном шарнире момент равен нулю, а в шарнире пластичности действует постоянный момент указанной величины (II. 11). Кроме того, поворот в шарнире пластичности возможен только в сторону действия предельного момента; при действии в обратную сторону напряжения уменьшаются, фибры снова становятся упругими и шарнир пластичности замыкается.

Сравнивая формулу (II. 11) с обычной формулой $M = \sigma_T W$, мы видим, что величина $2S$ играет роль момента сопротивления W . Поэтому она называется пластическим моментом сопротивления:

$$W_{пл} = 2S, \tag{II.12}$$

который всегда больше обычного момента сопротивления W .

Поскольку для симметричного сечения

$$W = \frac{2J}{h},$$

где J — момент инерции сечения и $W_{пл} = 2S$, то отношение

$$\frac{W_{пл}}{W} = \frac{Sh}{J} = \frac{h}{h_0},$$

где h_0 — плечо внутренней пары, равное $\frac{J}{S}$.

Это отношение для прямоугольного сечения равно 1,5, и, таким образом,

$$W_{\text{пл}} = 1,5W = \frac{bh^2}{4}; \quad (\text{II.13})$$

для двутаврового сечения (в среднем) $\frac{W_{\text{пл}}}{W} = 1,12$; для квадратного, поставленного на ребро, $\frac{W_{\text{пл}}}{W} = 2$ и т. д.

2. Процесс образования шарнира пластичности

В промежуточных стадиях между появлением фибровой текучести (рис. II. 30, а) и образованием шарнира пластичности (рис. II. 30, в) пластические деформации занимают только крайние части сечения, оставляя около нейтральной оси упругое ядро (рис. II. 30, б).

В этом случае изгибающий момент может быть получен как разность предельного момента и момента напряжений, косо заштрихованных на эпюре (рис. II. 30, г)

$$M = \int_F \sigma y dF = \sigma_r (W_{\text{пл}} - W_a) = \sigma_r W_{\text{пл}} \left(1 - \frac{W_a}{W_{\text{пл}}}\right) = \sigma_r W_{\text{пл}} (1 - k\alpha^2), \quad (\text{II.14})$$

где $\sigma_r W_a$ — момент напряжений соответствующей эпюры;

$\alpha = \frac{a}{h}$ — отношение протяженности упругой зоны к высоте сечения;

k — коэффициент, зависящий от формы сечения;

Нетрудно видеть, что для прямоугольного сечения

$$W_a = \frac{ba}{4} \cdot \frac{a}{3} = \frac{ba^2}{12},$$

где b — ширина сечения.

Отсюда $k = 1/3$. Для двутаврового сечения k близко к 0,1.

Обычно принимается, что закон плоских сечений сохраняет силу и при пластических деформациях, т. е.

$$\alpha = \frac{a}{h} = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon},$$

где ε_r — удлинение при фибровой текучести;

ε — удлинение на крайней фибре сечения (рис. II. 30, б).

Следовательно, момент M можно представить как

$$M = \sigma_r W_{\text{пл}} \left[1 - k \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon}\right)^2\right] = M_{\text{пр}} \left[1 - k \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon}\right)^2\right]. \quad (\text{II.15})$$

Таким образом, момент в пределах упруго-пластической области работы сечения является гиперболической функцией удлинения крайней фибры ε , имея своей асимптотой момент $M_{\text{пр}}$ (рис. II. 31).

Отсюда следует, что величине $M_{\text{пр}}$ отвечает бесконечно большое удлинение крайней фибры, так что фактически предельный момент и шарнир пластичности полностью проявиться не могут.

Однако можно показать, что на протяжении площадки текучести шарнир пластичности может проявиться в достаточной мере. Действительно, площадка текучести малоуглеродистых сталей имеет протяжение по удлинениям от 0,15 до 3%. Возьмем среднюю точку на площадке текучести и положим $\varepsilon = 1,5\%$; для начальной точки площадки

$\epsilon_T = 0,15\%$. Тогда изгибающий момент для прямоугольного сечения [см. формулу (II. 15)].

$$M = M_{пр} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{10} \right)^2 \right],$$

что только на $1/3\%$ меньше предельного момента; для двутаврового сечения он будет меньше предельного на $1/10\%$.

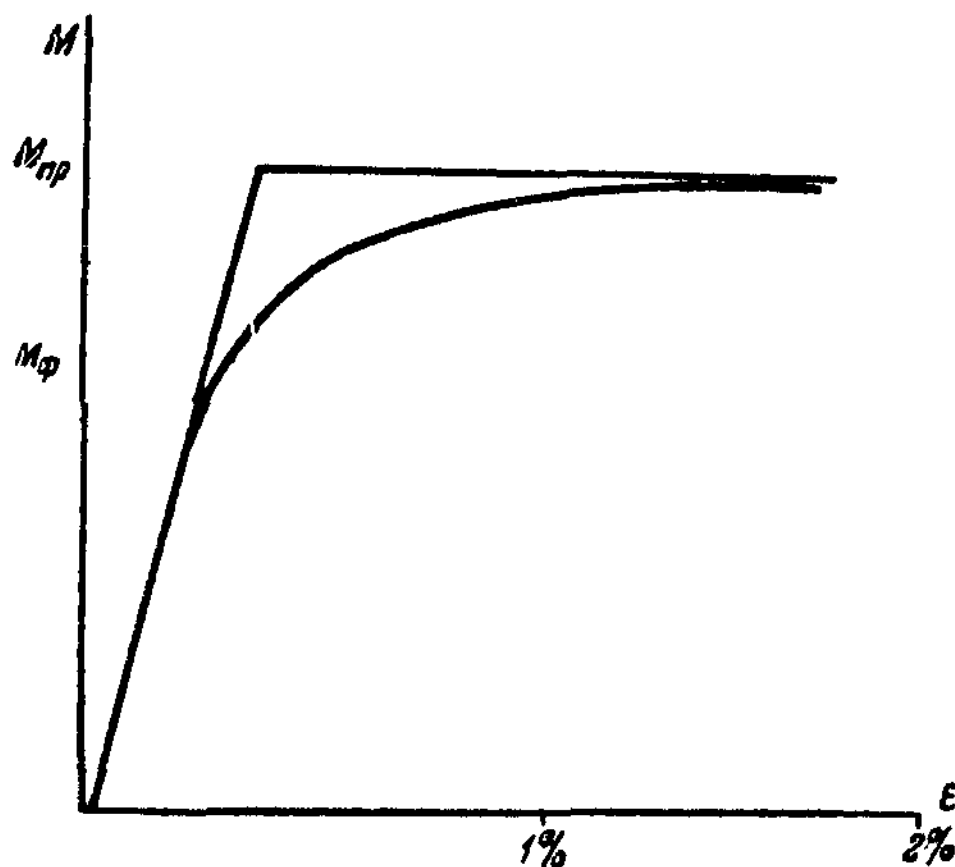


Рис. II.31. Зависимость изгибающих моментов от удлинений крайней фибры в упруго-пластической области

Если материал не имеет площадки текучести, шарнир пластичности образоваться не может и напряжения возрастают до разрушения. Эпюра напряжений при изгибе в упруго-пластической области имеет вид, указанный на рис. II.32, а; в предельном случае при бесконечно больших удлинениях, — на рис. II.32, б. Добавочный треугольник зависит от модуля пластических деформаций и весьма невелик. При $\nu = \frac{E_{пл}}{E} = 0,1$, что отвечает работе материала из алюминиевых сплавов, увеличение предельного момента получается $\sim 6\%$.

Когда в балке действуют изгибающие моменты и поперечная сила (т. е. балка работает не на чистый изгиб), шарнир пластичности образуется в точке максимума моментов (в балке постоянного сечения) и там возникает предельный момент $M_{пр} = \sigma_T W_{пл}$. В соседних сечениях, между точками эпюры моментов, в которых величина момента

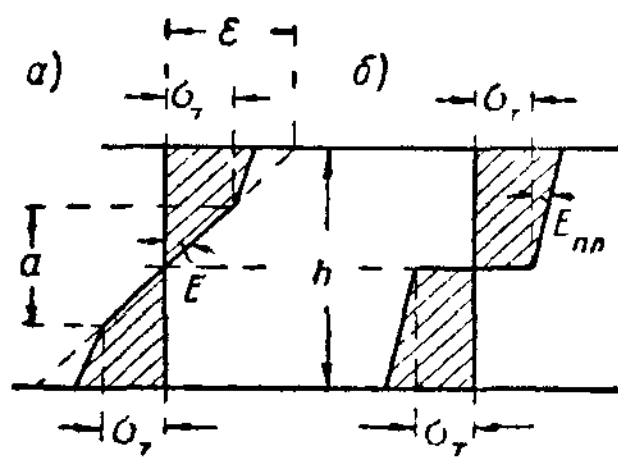


Рис. II.32. Распределение напряжений при пластической работе балки и отсутствии площадки текучести

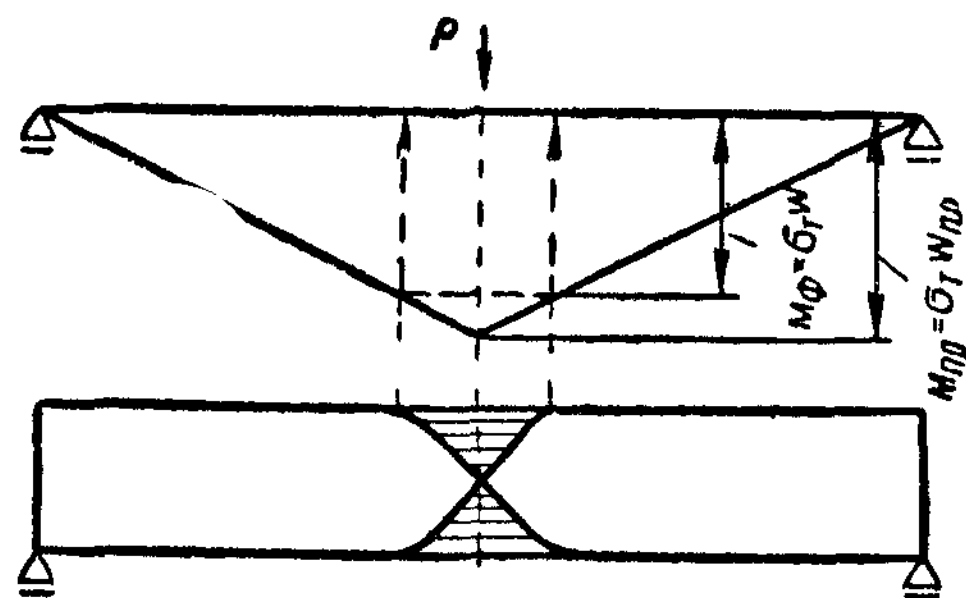


Рис. II.33. Зона пластичности около шарнира пластичности при изгибе балки

$M_\phi = \sigma_T W$ отвечает фибровой текучести (рис. II.33), пластические деформации занимают часть сечения балки в соответствии с эпюрой напряжений, постепенно проникая внутрь сечения балки и образуя около шарнира пластичности область пластического состояния материала балки.

3. Развитие шарнира пластичности при нормальных и касательных напряжениях

Касательные напряжения оказывают большое ускоряющее влияние на проникание пластичности¹. При наличии касательных напряжений текучесть появляется не тогда, когда пределу текучести равняется нормальное напряжение σ , а когда ему равняется приведенное напряжение $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$. Поэтому при фибровой текучести, когда в крайней фибре $\sigma = \sigma_T$, в соседних фибрах приведенное напряжение будет больше нормального напряжения; треугольная эпюра нормальных напряжений заменяется выпуклой кривой приведенных напряжений (рис. II.34). По нейтральной оси ордината этой эпюры равна величине $\tau/\sqrt{3}$. Очевидно, что напряжения по этой эпюре должны достигнуть значений σ_T раньше, чем по треугольной эпюре. Текучесть может появиться не только у крайних фибр (рис. II.35, а), но и у нейтральной оси (при больших касательных напряжениях, рис. II.35, б) и очень быстро распространиться по высоте сечения. При этом в двутавровых сечениях пояса могут остаться упругими; в таком состоянии балка также теряет несущую способность, так как пояса лишены связи между собой. При больших напряжениях σ_y распределение зон пластичности получается несимметричным (рис. II.35, в).

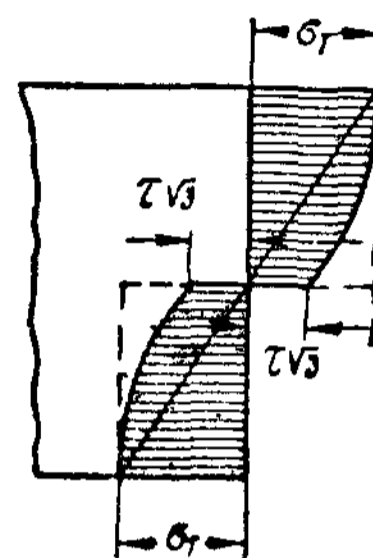


Рис. II.34. Эпюра приведенных напряжений при изгибе балки

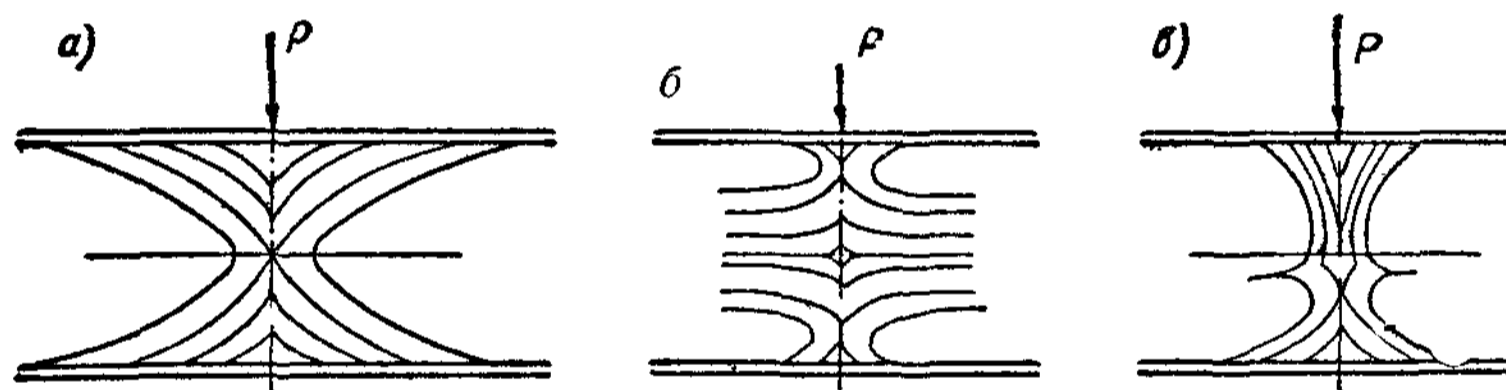


Рис. II.35. Распределение зон пластичности в изгибаемых элементах а — при больших нормальных напряжениях σ_x в длинных балках; б — при больших касательных напряжениях в коротких балках; в — при больших касательных и нормальных напряжениях σ_y (в коротких балках)

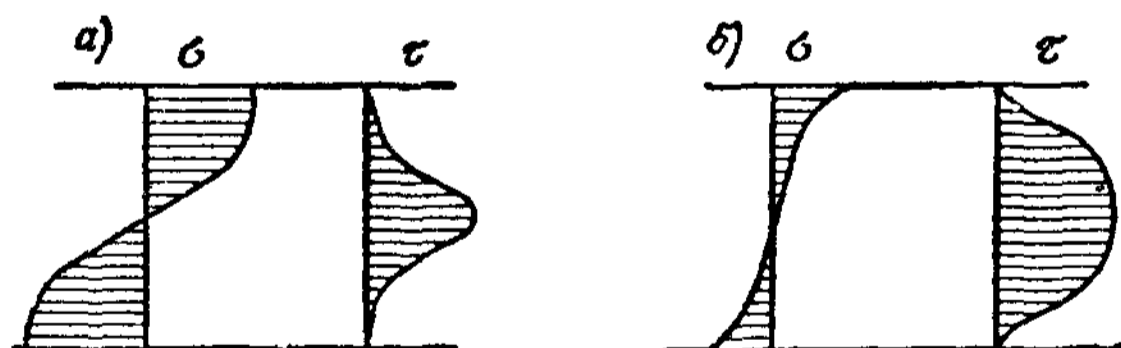


Рис. II.36. Распределение напряжений σ и τ при развитии пластических деформаций а — при больших нормальных напряжениях; б — при больших касательных напряжениях

При достижении приведенным напряжением предела текучести $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sigma_T$ напряжения σ и τ не достигают предельных значений и могут изменяться (как связанные равенством $\sigma_{пр} = \sigma_T$) только в противоположных направлениях: при увеличении σ должно уменьшаться τ , и наоборот. Обычно при начале пластичности от крайних фибр увеличивается напряжение σ . Уменьшение τ в области $\sigma_{пр} = \sigma_T$ должно компенсироваться увеличением τ в области

¹ Н. Д. Жудин, Пластические деформации в стальных конструкциях, изд. Украинской АН, 1936.

упругой работы бруса, так как поперечная сила при увеличении нагрузки увеличивается (рис. II. 36, а). Таким образом, напряжения τ резко увеличиваются в средней части сечения бруса, где еще нет пластических деформаций, что приводит к весьма быстрому увеличению в этой области приведенных напряжений и, следовательно, к весьма быстрому достижению ими предела текучести и понижению пластичностью всего сечения бруса.

Однако в том случае, когда пластичность начинается в стенке (при больших касательных напряжениях) и распространяется к поясам, картина может быть иной: касательные напряжения тормозят нормальные и те не развиваются в средней части сечения; несущая способность исчерпывается при развитии пластических деформаций по всей стенке при небольших нормальных напряжениях и небольших прогибах (рис. II. 36, б).

4. Развитие шарнира пластичности при нормальных напряжениях σ_x и σ_y и касательных напряжениях τ

Пластический шарнир весьма часто образуется в сечении под сосредоточенным грузом. В этом сечении действуют (рис. II. 37): нормальные напряжения σ_x , направленные горизонтально; нормальные напряжения σ_y , направленные вертикально, и касательные напряжения τ_{xy} . Следовательно, условие пластичности зависит от трех напряжений

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_T. \quad (\text{II.16})$$

Напряжение σ_y имеет максимальное значение на верхней кромке под грузом и равно нулю на противоположной кромке (рис. II. 37, в).

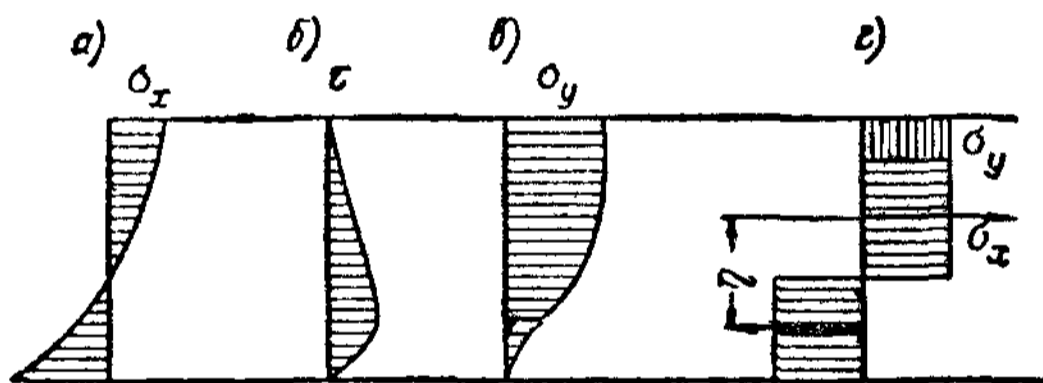


Рис. II. 37. Распределение нормальных напряжений σ_x и σ_y и касательных напряжений τ_{xy} в шарнире пластичности при больших напряжениях σ_y

а — нормальные напряжения σ_x ; б — касательные напряжения τ_{xy} ; в — нормальные напряжения σ_y ; г — эпюра напряжений в шарнире пластичности

Это делает эпюру приведенных напряжений несимметричной (рис. II. 37, г и рис. II.35, в): прежде всего достигают пластичности верхние фибры. Очевидно, $\sigma_{пр}$ достигает предельного значения σ_T при напряжениях σ_x , σ_y , τ_{xy} , меньших предела текучести; следовательно, в дальнейшем, при развитии пластичности, эти напряжения могут увеличиваться, но как связанные условием пластичности, только в противоположных направлениях.

Из указанных трех напряжений увеличиваться могут два; третье должно уменьшаться, причем наибольшее (доминирующее) напряжение тормозит развитие остальных. Так, большие напряжения σ_y (рис. II. 37, в) уменьшают касательные напряжения τ_{xy} (рис. II, 37, б), которые получают развитие только в нижней части сечения балки, а также и нормальные напряжения σ_x (рис. II. 37, а). В балках больших пролетов при небольших поперечных и сосредоточенных силах доминирующими являются нормальные напряжения σ_x , и несущая способность исчерпывается после длительной деформации при распределении напряжений, мало отличающемся от обычного (рис. II. 36, а). В балках малых пролетов при больших сосредоточенных грузах и потому больших нормальных напряжениях σ_y развитие нормальных напряжений σ_x и

касательных, как было отмечено, задерживается; это ведет к существенному снижению предельного момента при потере несущей способности, определяемого при несимметричной эпюре предельных напряжений (рис. II. 37, г) напряжениями σ_x на участках, прилегающих к нейтральной оси шарнира пластичности (верхняя часть эпюры напряжений занята пластическими напряжениями σ_y). В соответствии с меньшим значением предельного момента уменьшаются и деформации (прогибы) при потере несущей способности.

Таким образом, сложное напряженное состояние приводит к уменьшению деформаций при потере несущей способности при изгибе, т. е. к повышению хрупкости.

5. Соотношения между напряжениями в шарнире пластичности

При одновременном действии изгибающего момента M , поперечной силы Q и сосредоточенной силы P предельный момент $M_{пр}^{Q,P}$ (при образовании шарнира пластичности при наличии поперечной силы Q и сосредоточенной силы P) будет меньше предельного момента $M_{пр}^0$ (при наличии одного момента M), и коэффициент $s = \frac{M_{пр}^{Q,P}}{M_{пр}^0} < 1$; точно так же

коэффициенты $t = \frac{Q_{пр}^{M,P}}{Q_{пр}^0} < 1$ и $u = \frac{P_{пр}^{M,Q}}{P_{пр}^0} < 1$. При совместном дей-

ствии, M , Q и P условие появления шарнира пластичности, очевидно, определится некоторой функцией Φ величин s , t , u . Рассматривая эти величины как координаты, мы можем представить функцию Φ как некоторую поверхность, отделяющую область упругости от области пластичности. Эта граничная поверхность должна быть выпуклой (рис. II.38). Действительно, в момент появления пластичности всякая вариация вектора напряженного состояния, определяемого значениями s , t , u , должна вести к повышению пластических деформаций (так как момент появления пластичности определяет единственное соотношение между s , t , u). Таким образом, касательная плоскость к поверхности в точке s , t , u должна лежать снаружи граничной поверхности и не пересекать ее. Точка появления шарнира пластичности есть наивысшая экстремальная точка упругого состояния; у экстремальной точки (точки максимума) поверхность выпукла.

Наиболее просто поверхность Φ задать в виде шара $s^2 + t^2 + u^2 = 1$. Такая поверхность отвечает граничным условиям; действительно, когда $t = u = 0$, тогда $s = 1$ и $M_{пр}^{Q,P} = M_{пр}^0$ и т. д. Однако она достаточно справедлива только для прямоугольных сечений и требует исправления для прочих сечений.

Б. М. Броуде¹ предлагает ее исправить в следующем виде:

$$\Phi = s^2 + t^2 + u^2 + a_1 s^2 t^2 + a_2 t^2 u^2 + a_3 u^2 s^2 = 1, \quad (II.17)$$

где a_1, a_2, a_3 — коэффициенты, зависящие от формы сечения.

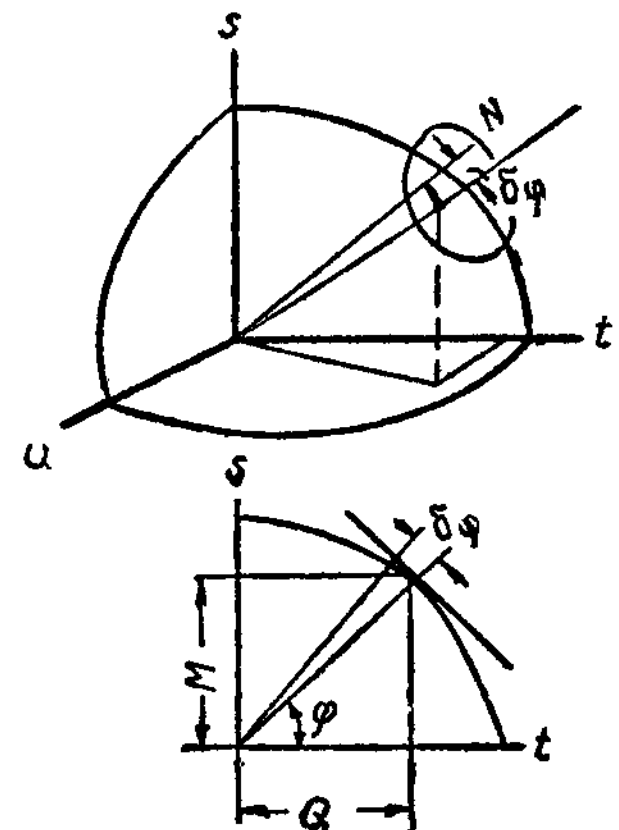


Рис. II.38. Граничная поверхность $\Phi(s, t, u)$

¹ Б. М. Броуде, Предельные состояния стальных балок, Госстройиздат, 1953.

В частности, при наличии моментов и поперечных сил

$$\Phi = s^2 + t^2 + as^2 t^2 = 1. \quad (\text{II.17}')$$

Момент $M_{\text{пр}}^0 = \sigma_{\text{T}} W_{\text{пл}}$; момент $M_{\text{пр}}^Q = \sigma W$, поскольку при развитии пластичности нормальное напряжение (при наличии поперечной силы Q) меньше предела текучести. Следовательно:

$$s = \frac{\sigma}{\sigma_{\text{T}}} \cdot \frac{W}{W_{\text{пл}}} = \frac{\sigma}{\sigma_{\text{T}}} \psi,$$

где $\psi = \frac{W}{W_{\text{пл}}} \approx 0,89$ — для двутавровых сечений.

Считая, что поперечная сила в основном воспринимается стенкой, находим

$$Q_{\text{пр}}^0 = \frac{\sigma_{\text{T}}}{\sqrt{3}} F_{\text{ст}}, \quad Q_{\text{пр}}^M = \tau_{\text{ср}} F_{\text{ст}},$$

где $\tau_{\text{ср}}$ — среднее напряжение в стенке;
 $F_{\text{ст}}$ — площадь стенки.

Следовательно:

$$t = \frac{\tau_{\text{ср}} \sqrt{3}}{\sigma_{\text{T}}}.$$

Коэффициент a , по исследованиям Б. М. Броуде, для двутавровых балок получается порядка $a = -(0,8 \div 0,9)$. В соответствии с указанным, выражение (II.17') переписывается так:

$$\frac{\sigma^2}{\sigma_{\text{T}}^2} \psi^2 + \frac{3\tau^2}{\sigma_{\text{T}}^2} - a \frac{3\tau^2 \sigma^2 \psi^2}{\sigma_{\text{T}}^4} = 1. \quad (\text{II.18})$$

Подставляя в него соответствующие величины, получим приведенное напряжение, отнесенное к моменту полного развития шарнира пластичности:

$$\sigma'_{\text{пр}} = \sqrt{0,75 \sigma^2 + 3 \tau^2 \left(1 - 0,65 \frac{\sigma^2}{\sigma_{\text{T}}^2}\right)} = \sigma_{\text{T}}. \quad (\text{II.19})$$

В наших Технических условиях принято несколько округленное значение, идущее в запас прочности, а именно:

$$\sigma'_{\text{пр}} = \sqrt{0,75 \sigma^2 + 3 \tau^2 \left(1 - 0,5 \frac{\sigma^2}{\sigma_{\text{T}}^2}\right)} = \sigma_{\text{T}}. \quad (\text{II.20})$$

Приведенное напряжение $\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ [формула (II.9)] определяет соотношение между σ и τ в момент появления пластичности в какой-либо точке сечения; приведенное напряжение $\sigma'_{\text{пр}}$ — в момент образования шарнира пластичности.

6. Распределение напряжений в шарнире пластичности при действии нескольких силовых факторов

Развитие пластических деформаций при наличии момента и продольной силы также приводит к шарниру пластичности, но со смещенной нейтральной осью. При увеличении момента и продольной силы напряжения в наиболее напряженной фибре на краю сечения достигают предела текучести и здесь останавливаются в своем развитии; эпюра становится притупленной.

Напряжения в прочих фибрах, равно как и кривизна стержня (угол наклонной части эпюры напряжений), продолжают расти, пока, наконец, напряжения на другой стороне бруса не достигнут предела текучести, после чего пластичность распространяется на все фибры сечения (рис. II.39).

Очевидно, что разность площадей эпюр напряжений равна предельной продольной силе

$$N_{\text{пр}} = \sigma_T (F_1 - F_2), \quad (\text{II } 21)$$

где F_1 и F_2 — площади частей сечения, разделенных нейтральной осью.

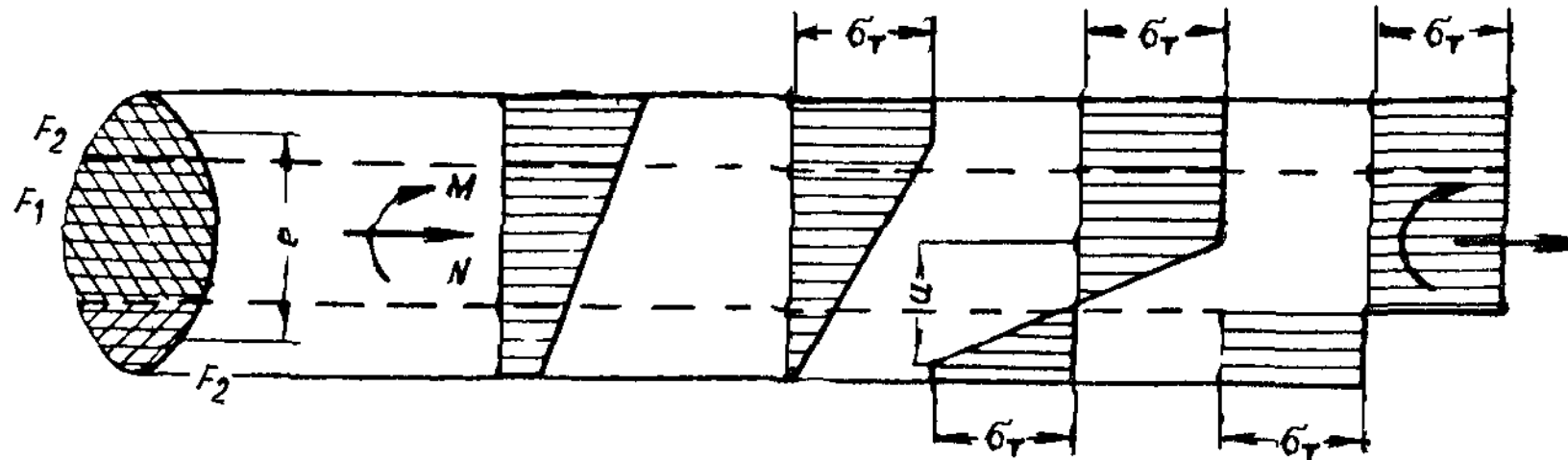


Рис. II.39. Образование шарнира пластичности при наличии момента и продольной силы

Меньшая площадь F_2 определяет одну составляющую пары изгибающего момента; такая же площадь на другой стороне сечения должна определять вторую составляющую этой пары. Отсюда предельный момент

$$M_{\text{пр}} \approx \sigma_T F_2 e, \quad (\text{II.22})$$

где e — расстояние между центрами площадей F_2 .

Таким образом, в пластической стадии напряжения от продольной силы и момента четко разделяются. Напряжения от продольной силы занимают среднюю часть сечения $F_1 = F - 2F_2$, а напряжения от момента размещаются по краям на площадях F_2 .

Поскольку напряжения в шарнире пластичности достигли своего предела, дальнейшее одновременное увеличение момента и продольной силы невозможно: увеличение момента требует уменьшения продольной силы и наоборот.

При развитии шарнира пластичности связь между соотношением предельных продольных сил при наличии момента $N_{\text{пр}}^M$ и при отсутствии момента $N_{\text{пр}}^0$

$$\nu = \frac{N_{\text{пр}}^M}{N_{\text{пр}}^0} < 1$$

и соотношением предельных моментов при наличии продольной силы $M_{\text{пр}}^N$ и при отсутствии продольной силы $M_{\text{пр}}^0$

$$\mu = \frac{M_{\text{пр}}^N}{M_{\text{пр}}^0} < 1$$

для прямоугольного сечения выражается параболой

$$\nu^2 + \mu = 1. \quad (\text{II.23})$$

Для двутавровых сечений эта зависимость ближе к линейной и мо-

жет быть выражена

$$\nu^2 - a\mu\nu + \mu = 1, \quad (\text{II.23}')$$

где a — коэффициент, определяемый формой двутавра.

Совершенно аналогично при действии двух моментов M_x и M_y напряжения по горизонтальным граням сечения (хотя бы по полкам двутавра) распределяются неравномерно и пластичность начинается односторонне с более напряженного края грани, что делает эпюру напряжений притупленной. При этом напряжения по другому краю грани уменьшаются, меняют знак, достигают предела текучести другого знака и в результате вся грань переходит в пластическую стадию, имея нейтральную ось смещенной точно так же, как при действии момента и нормальной силы (рис. II. 40, б).

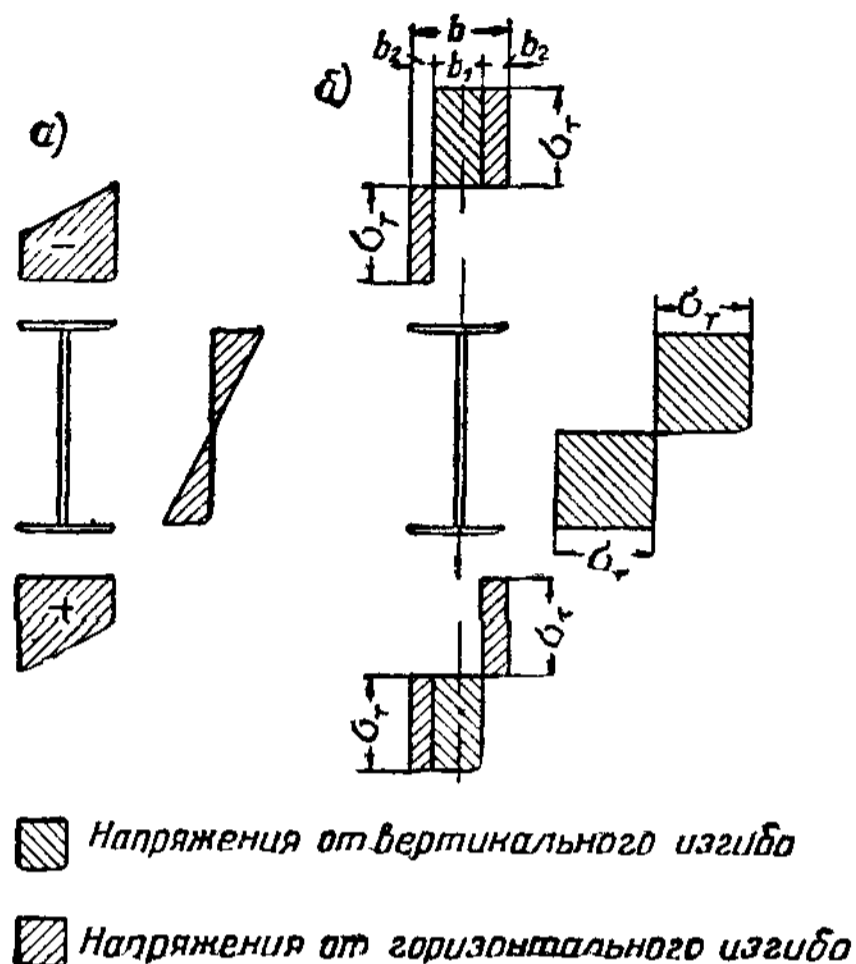


Рис. II.40. Распределение напряжений при наличии моментов
 а — в упруго-пластической стадии; б — в шарнире пластичности

Напряжения от моментов четко разделяются: напряжения от момента M_x занимают среднюю часть шириной $b_1 = b - 2b_2$ (где b_2 — меньшее расстояние от нейтральной оси до кромки грани; b — ширина грани). Напряжения от момента M_y размещаются на крайних участках шириной b_2 .

В соответствии с этим связь между соотношением предельного момента $M_{\text{пр } x}^y$ при наличии момента M_y и предельного момента $M_{\text{пр } x}^0$ при отсутствии момента M_y

$$\mu_x = \frac{M_{\text{пр } x}^y}{M_{\text{пр } x}^0} < 1$$

и соотношением предельного момента $M_{\text{пр } y}^x$ при наличии момента M_x и предельного момента $M_{\text{пр } y}^0$ при отсутствии момента M_x

$$\mu_y = \frac{M_{\text{пр } y}^x}{M_{\text{пр } y}^0} < 1$$

для прямоугольного сечения выражается параболой

$$\mu_x^2 + \mu_y = 1. \quad (\text{II.24})$$

Для двутавровых сечений эта зависимость ближе к линейной и может быть выражена

$$\mu_x^2 - a\mu_x\mu_y + \mu_y = 1, \quad (\text{II.24}')$$

где a — коэффициент, зависящий от формы сечения.

При наличии нормальной силы N появляется третий компонент

$$\nu = \frac{N_{\text{пр}}^{xy}}{N_{\text{пр}}^0} < 1.$$

Для прямоугольного сечения связь между этими тремя компонентами выражается параболоидом

$$\nu^2 + \mu_x + \mu_y = 1. \quad (II.25)$$

Для двутавровых сечений она ближе к линейной (плоскостной) и может быть выражена

$$\nu^2 - a_1 \mu_x \nu - a_2 \mu_y \nu - a_3 \mu_x \mu_y + \mu_x + \mu_y = 1, \quad (II.25')$$

где a_1, a_2, a_3 — соответствующие коэффициенты, зависящие от формы сечения.

§ 8. ЗАКРУЧИВАНИЕ СТЕРЖНЕЙ И ДЕПЛАНАЦИИ СЕЧЕНИЙ

Во всех предыдущих рассуждениях мы предполагали, что деформации при растяжении, сжатии и изгибе и связанные с ними при упругой работе напряжения распределяются по сечению по линейному закону —

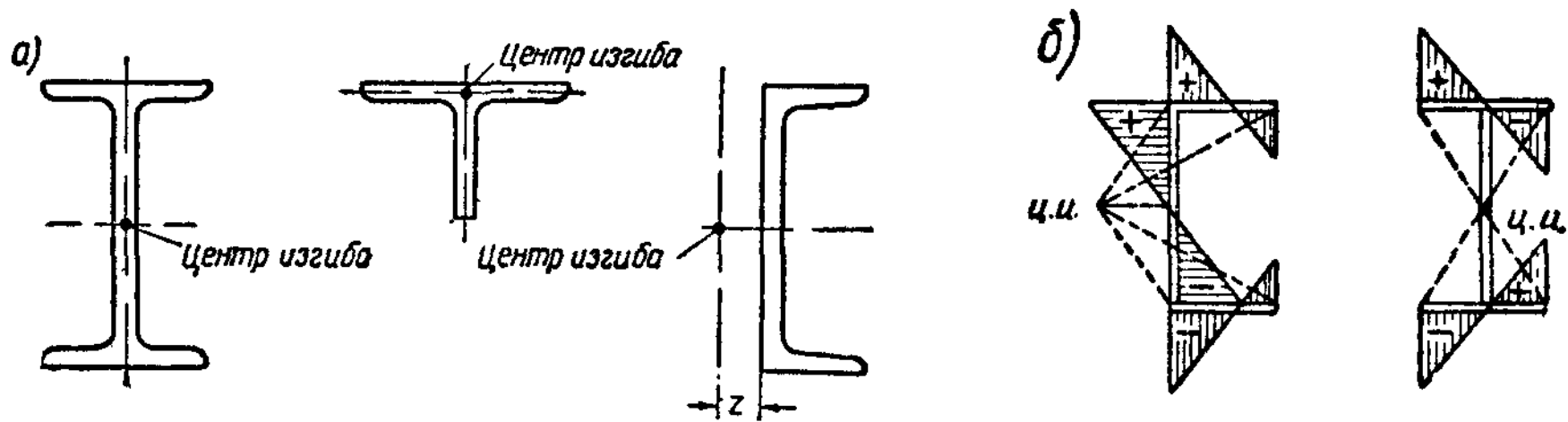


Рис. II.41. Секториальные характеристики сечения

a — положение центра изгиба; *б* — распределение секториальных площадей (пунктиром показаны крайние положения радиуса-вектора)

закону плоских сечений. Это справедливо для сплошных стержней или трубчатых, имеющих замкнутый недеформирующийся контур сечения. Если стержень состоит из отдельных жестко связанных между собой пластинок, не образующих замкнутого контура (например, двутавровое сечение, швеллерное и т. д.), то такое распределение напряжений и деформаций в пределах упругой работы происходит только тогда, когда плоскость действия сил проходит через центр изгиба сечения — определенную точку, положение которой зависит от формы сечения. В сечениях, имеющих две оси симметрии, центр изгиба совпадает с центром тяжести; в тавровом сечении, состоящем из двух пластинок, он совпадает с точкой пересечения осей пластинок; в швеллерном (или открытом коробчатом) сечении он находится вне сечения за стенкой швеллера (или за горизонтальным листом коробки) на оси симметрии сечения и лежит на расстоянии от стенки, зависящем от соотношения площадей стенки и полки (рис. II.41, *a*).

Если плоскость действия сил не проходит через центр изгиба, стержень закручивается; поскольку опорные сечения стержня обеспечены от поворота, полки сечения (например, двутаврового) при этом изгибаются в противоположных направлениях и в них возникают дополнительные напряжения изгиба противоположных знаков, которые накладываются на нормальные напряжения изгиба бруса (эпюры напряжений заштрихованы на рис. II.42, *a*). Воздействия этих двух противоположных моментов характеризуются дополнительной силовой функцией — бимоментом B , равным произведению момента M_p , действующего в каждой из полок, на расстояние между ними h ; таким образом, $B = M_p h$, что эквивалентно моменту внешних сил, умноженному на эксцентриситет от плоскости приложения этих сил до центра изгиба $B = M p_e$

(рис. II.42, б). Такое закручивание называется стесненным кручением, так как оно стеснено закреплением от поворота опорных сечений. Нетрудно видеть, что напряжения, возбуждаемые закручиванием, подчиняясь линейному закону для каждой пластинки в отдельности, для сечения в целом изменяются пропорционально площади, которую описывает радиус-вектор, проходящий из центра изгиба и скользящий вдоль оси данной грани сечения стержня. Удвоенная величина этой площади называется секториальной площадью, а указанный закон изменения напряжений — законом секториальных площадей (рис. II.41, б). При этом предполагается, что по толщине тонкой стенки напряжения распределяются равномерно. В тавровом сечении в соответствии с положением центра изгиба на пересечении осей граней не может возникнуть секториальной площади и секториальных напряжений от бимоента; в двутавровом сечении напряжения от бимоента могут возникнуть только в полках, в швеллерном — в полках и стенке (рис. II.41, б). Наибольшие значения указанных (секториальных) напряжений равняются

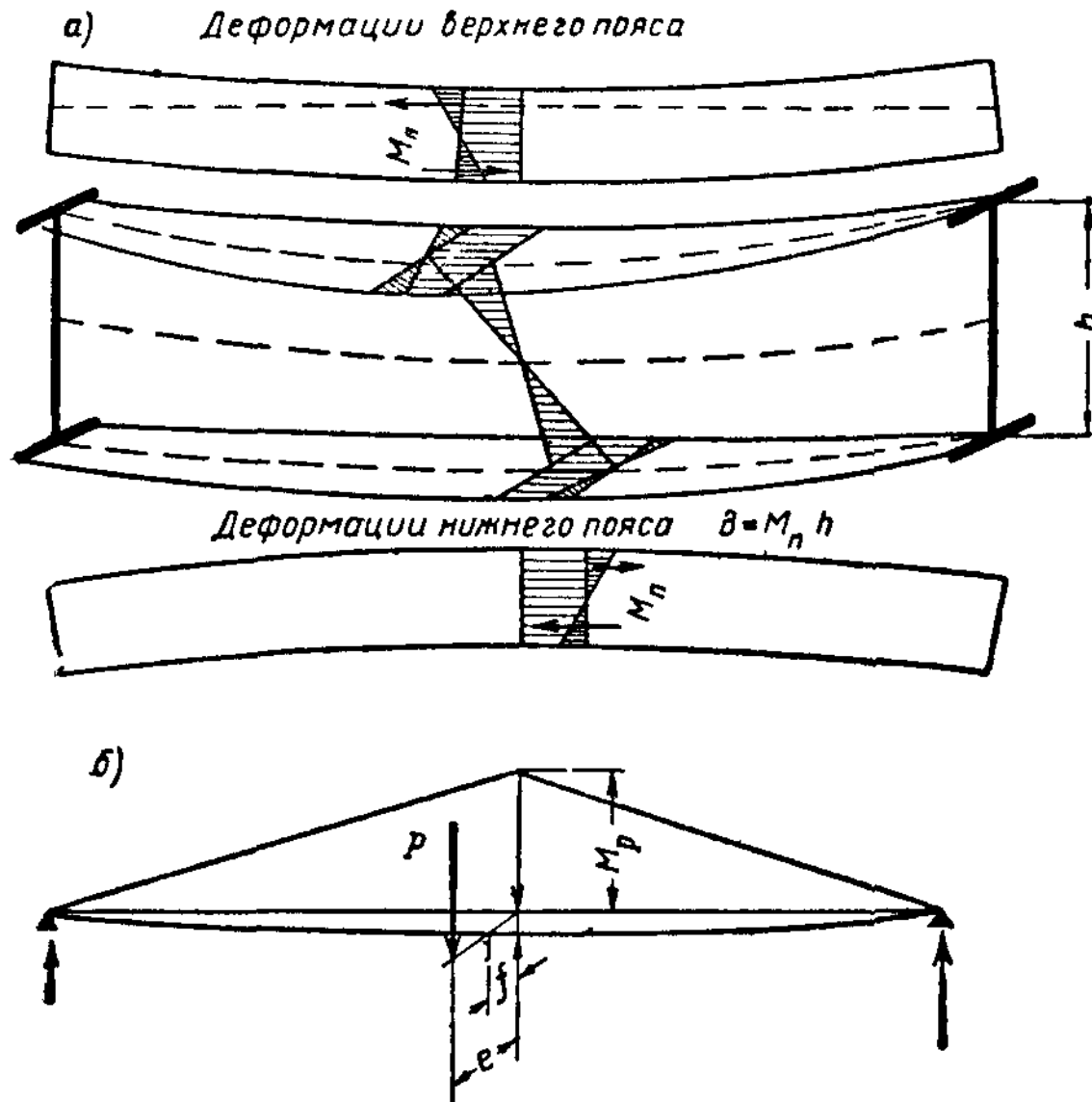


Рис. II.42. Деформации и распределение напряжений при стесненном кручении
 а—эпюры напряжений при стесненном кручении; б—эксцентриситет приложения силы

вадет радиус-вектор, проходящий из центра изгиба и скользящий вдоль оси данной грани сечения стержня. Удвоенная величина этой площади называется секториальной площадью, а указанный закон изменения напряжений — законом секториальных площадей (рис. II.41, б). При этом предполагается, что по толщине тонкой стенки напряжения распределяются равномерно. В тавровом сечении в соответствии с положением центра изгиба на пересечении осей граней не может возникнуть секториальной площади и секториальных напряжений от бимоента; в двутавровом сечении напряжения от бимоента могут возникнуть только в полках, в швеллерном — в полках и стенке (рис. II.41, б). Наибольшие значения указанных (секториальных) напряжений равняются

жения от бимоента могут возникнуть только в полках, в швеллерном — в полках и стенке (рис. II.41, б). Наибольшие значения указанных (секториальных) напряжений равняются

$$\sigma_{\omega} = \frac{B}{W_{\omega}},$$

где W_{ω} — секториальный момент сопротивления, равный $\frac{J_{\omega}}{\omega_1}$;

J_{ω} — секториальный момент инерции сечения:

$$J_{\omega} = \int_F \omega^2 dF; \tag{II.26}$$

ω_1 — секториальная площадь крайней точки сечения.

Для прокатных сечений (швеллеров и двутавров) секториальные характеристики (момент инерции, момент сопротивления) вычислены; для составных сечений секториальный момент инерции можно определить аналогично вычислению обычного момента инерции с заменой величины y на ω [см. формулу (II. 26)].

Таким образом, общее выражение напряжения изгибаемого и скручиваемого стержня будет иметь вид

$$\sigma = \frac{M_x y}{J_x} + \frac{M_y x}{J_y} + \frac{B \omega_1}{J_{\omega}}. \tag{II.27}$$

Поскольку по каждой грани сечения секториальные напряжения изменяются линейно, но в разных направлениях, наибольшие напря-

жения получаются на краях граней. Из указанного следует, что при закручивании (стесненном кручении) нормальные напряжения и деформации выходят из плоскости, депланируются.

Таким образом, при закручивании напряжения на полках сечения распределяются неравномерно и полки при увеличении нагрузки переходят в пластическое состояние, начиная с краев. Во всех остальных точках сечения напряжения могут повышаться. При увеличении крутящих воздействий по мере продвижения пластичности по ширине полки последняя начинает сильнее изгибаться, напряжения по другому краю интенсивно изменяются, меняют знак и достигают предела текучести другого знака; в конце концов по всей полке развиваются пластические деформации с нулевой линией, смещенной относительно оси полки (аналогично распределению напряжений в шарнире пластичности при наличии продольной силы и изгибающего момента).

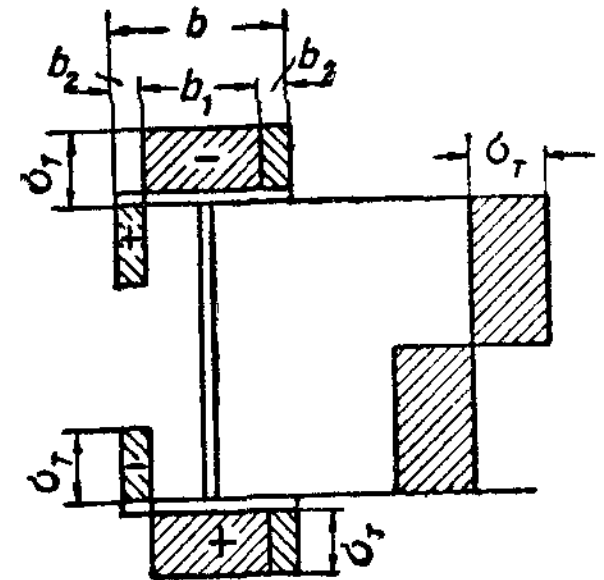


Рис. II.43. Распределение напряжений в пластической стадии при изгибе и кручении

При полной пластичности напряжения от изгиба и закручивания четко разделяются. Напряжения от изгиба сосредотачиваются в средней части полки шириной $b-2b_2$, где b_2 — меньшее расстояние от граничной линии до края полки (рис. II.43); на протяжении b_2 с обеих сторон полки концентрируются напряжения от закручивания. В соответствии с этим (т. е. с уменьшением ширины части полки, работающей на поперечную нагрузку) несущая способность изгибаемой балки при наличии закручивания существенно снижается.

Теория кручения элементов конструкций при учете секториальных характеристик разработана проф. В. З. Власовым¹.

§ 9. ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ И ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ СТЕРЖНЕЙ

1. Общая характеристика потери устойчивости гибких центрально сжатых стержней

Гибкие сжатые стержни теряют свою несущую способность от потери устойчивости. Таким образом, предельным напряжением гибкого сжатого стержня является критическое напряжение потери устойчивого состояния.

Состояние системы (сооружения) мы называем устойчивым тогда, когда система после изменения ее состояния от каких-либо воздействий возвращается в свое прежнее состояние при прекращении этих воздействий или же когда равновесие (положение) сооружения под действием внешних усилий является определенным.

При переходе системы в новое положение все ее точки перемещаются, в соответствии с чем силы, приложенные к системе, совершают дополнительную работу в результате перемещений точек их приложения. Если это приращение работы меньше приращения работы отклоняющих воздействий и накопленной в системе в результате увеличения деформаций энергии, сооружение после прекращения отклоняющих воздействий вернется за счет этой накопленной энергии в прежнее положение и состояние сооружения будет устойчивым.

¹ В. З. Власов, Тонкостенные упругие стержни, Стройиздат, 1940.

Если же перемещения точек приложения внешних сил при отклонении системы будут настолько велики, что приращение работы этих сил окажется больше приращения работы отклоняющих воздействий и накопленной в системе в результате этих воздействий энергии, возвращение в исходное положение невозможно и сооружение должно перейти в новое положение, которое может быть устойчивым или неустойчивым. При равенстве работ мы имеем критическое (безразличное) состояние, при котором равновесие (положение) сооружения становится неопределенным.

Новое устойчивое состояние, отвечающее новым геометрическим соотношениям сооружения или элемента, обладает всеми признаками устойчивости, т. е. после прекращения отклоняющих воздействий сооружение возвращается в свое исходное положение. При неустойчивом состоянии сооружение не возвращается в исходное положение и его отклонения продолжают расти вплоть до разрушения; потеря устойчивости всегда связана с потерей несущей способности. Каждая область устойчивого состояния отвечает определенному диапазону силовых воздействий, соответствующих геометрическим соотношениям элемента. При устойчивом состоянии возрастание деформаций возможно только при увеличении силовых воздействий; при неустойчивом состоянии возможно возрастание деформаций и при уменьшении силовых воздействий. Устойчивому состоянию соответствует восходящая ветвь диаграммы «нагрузка — деформация», неустойчивому — нисходящая.

2. Потеря устойчивости гибких стержней в упругой области

Гибкие прямые упругие стержни, подверженные действию осевой сжимающей нагрузки, могут иметь две формы устойчивого состояния: 1) прямолинейную, когда стержень остается прямым; 2) криволинейную — при искривленной оси стержня.

Прямолинейная форма устойчивого состояния для стержней замкнутого сечения (или незамкнутого, но имеющего две оси симметрии) при действии силы, приложенной в центре тяжести (и центре изгиба) сечения, сохраняется до достижения сжимающей силой величины, равной эйлеровой критической силе:

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2} \quad (II.28)$$

или до критического напряжения

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (II.29)$$

где $\lambda = \frac{l_0}{r}$ — отношение расчетной длины стержня l_0 к радиусу инерции сечения r , называемое гибкостью стержня.

Эйлерова критическая сила $N_{кр}$ не учитывает закручивания, которое весьма часто сопровождает потерю устойчивости. Последнее учитывается изгибно-крутильной критической силой

$$N_{\omega кр} = \frac{GJ_k + \frac{\pi^2}{l^2} EJ_{\omega}}{r^2}, \quad (II.30)$$

где $GJ_k + \frac{\pi^2}{l^2} EJ_{\omega}$ — жесткость при стесненном кручении;
 GJ_k — жесткость при чистом кручении;

J_k, J_ω — моменты инерции при чистом кручении и секториальный;

$$r^2 = \frac{J_x + J_y}{F}.$$

При приложении внешней силы в центре изгиба фактической критической силой является наименьшая из трех, — двух эйлеровых $N_{x \text{ кр}}$ и $N_{y \text{ кр}}$ и изгибно-крутильной $N_{\omega \text{ кр}}$.

При приложении внешней силы вне центра изгиба фактическая критическая сила уменьшается и является функцией указанных трех критических сил.

Изгибно-крутильная критическая сила для стержней с незамкнутыми сечениями, например швеллерными или коробчатыми, в упругой стадии при свободе деформации концевых сечений стержня (когда продольные деформации концевых сечений не стеснены) существенно меньше эйлеровой силы; разница между ними уменьшается при увеличении гибкости стержня. В коротких стержнях развитие пластических деформаций также сближает обе критические силы. Однако стержни в реальных конструкциях не имеют свободы деформации концевых сечений, которой препятствуют опорные закрепления; кроме того, незамкнутые сечения почти всегда замыкаются планками, решетками или укрепляются диафрагмами. Эти мероприятия существенно повышают изгибно-крутильную критическую силу и приближают ее к эйлеровой, так что специальный учет ее обычно становится излишним.

Гиперболическая зависимость критического напряжения от гибкости по формуле (II.29) весьма хорошо подтверждается опытом, и кривая Эйлера может считаться одновременно теоретической и опытной кривой (рис. II.44).

Легко видеть, что формула (II.29) справедлива только при постоянном модуле упругости E и, следовательно, только в пределах упругих деформаций, т. е. при напряжениях, не превышающих предела пропорциональности ($\sigma_{\text{пц}} = 2000 \text{ кг/см}^2$ для стали 3). Это дает величину наименьшей гибкости, при которой еще применима формула Эйлера для стали 3

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{пц}}}} = \pi \sqrt{\frac{2100000}{2000}} \approx 105.$$

Аналогично для низколегированной стали предельная гибкость

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{2100000}{3000}} \approx 85.$$

С дальнейшим увеличением нагрузки выше эйлеровой прямолинейная форма гибкого, упругого стержня становится неустойчивой, он искривляется и принимает новую устойчивую форму — криволинейную.

Однако эта новая криволинейная устойчивая форма равновесия связана с очень большими деформациями; уже при небольшом увеличении сжимающей силы деформации искривленного стержня сильно растут (рис. II.45), и очень скоро в стержне появляются пластические деформации. Ослабленная ими оставшаяся часть сечения уже не может сопротивляться внешним воздействиям; стержень теряет несущую способность (внутренние напряжения могут уравновесить только меньшие уси-

лия), кривая диаграммы «нагрузка — деформация» становится нисходящей, стержень теряет устойчивость.

Диаграмма «напряжение — деформация» (прогиб) второго криволинейного равновесного состояния стержня горизонтально подходит

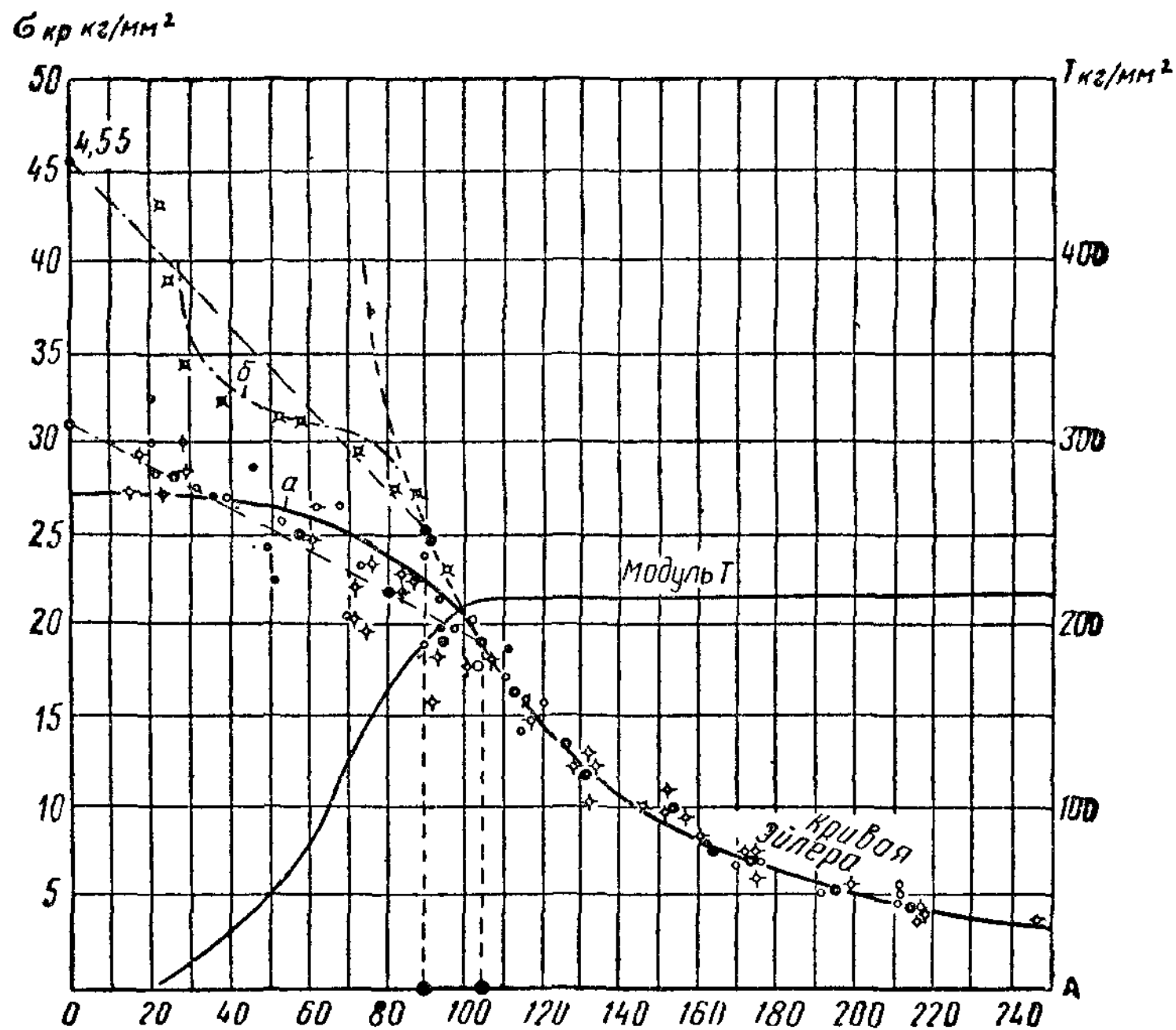


Рис. II.44. Кривые критических напряжений в функции гибкости
Опытные данные: а — сталь 3 с пределом текучести 27 кг/мм²; б — сталь НЛ с пределом текучести 33 кг/мм²

к оси ординат ($f = 0$), на которой располагаются напряжения прямолинейного равновесного состояния (рис. II.45); следовательно, в точке перехода (точке Эйлера) при напряжении

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

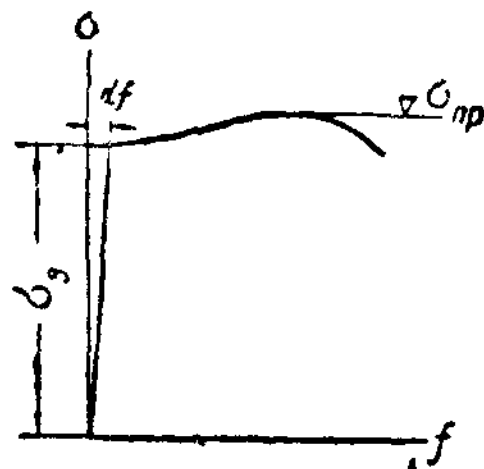


Рис. II.45 Изменение критических напряжений при потере устойчивости упругого стержня в функции стрелки выпучивания

стержень может иметь два положения: первое — прямолинейное ($f = 0$) и второе — бесконечно к нему близкое криволинейное ($f = df$) и, таким образом, потерять определенность своего положения, что характеризует потерю устойчивости. Однако эта потеря мгновенна, так как сейчас же наступает второе равновесное состояние, кривая диаграммы «напряжение — деформация» повышается, стержень становится устойчивым и работает дальше как сжато-изогнутый до потери несущей способности от развития пластических деформаций (рис. II.45). Такая потеря устойчивости сжато-изогнутого стержня тождественна с потерей несущей способности. Поскольку в точке Эйлера при напряжении $\sigma_{кр}$ возможны два равновесных состояния (одно прямолинейное и второе криволинейное), точка Эйлера называется точкой разветвления равновесных состояний.

Нагрузка, соответствующая окончательной потере несущей способности и устойчивости сжатого стержня при криволинейном его состоянии, только на десятые доли процента выше эйлеровой нагрузки. Эксплуатировать стержень в криволинейном равновесном состоянии вследствие его большой деформативности нельзя; поэтому эйлерово напряжение принимается за предельное напряжение сжатого стержня.

3. Потеря устойчивости центрально сжатых стержней в упруго-пластической области

В менее гибких стержнях потеря устойчивости прямолинейной формы происходит при развитии пластических деформаций. Пока стержень сохраняет прямолинейную форму, пластические деформации равномерно распределяются по его сечению. При случайном отклонении (изгибе) стержня на эти напряжения накладываются напряжения изгиба. Со стороны фибр, сжатых от изгиба, это будут дополнительные пластические напряжения; со стороны растянутых фибр произойдет разгрузка напряжений (рис. II.46). Как известно, разгрузка следует упругому закону, и потому треугольник напряжений изгиба со стороны растянутых фибр будет иметь наклон, отвечающий модулю упругих деформаций E ; со стороны сжатых фибр напряжения изгиба будут следовать закону, отвечающему модулю пластических деформаций $E_{пл}$. Поскольку $E_{пл} < E$, а эпюры напряжений изгиба должны по величине быть равными друг другу, нейтральная ось изгиба стержня должна переместиться в сторону вытянутых фибр, и осевая нагрузка стержня N получит некоторый эксцентриситет e (рис. II.46), увеличивающий воздействие внешней нагрузки.

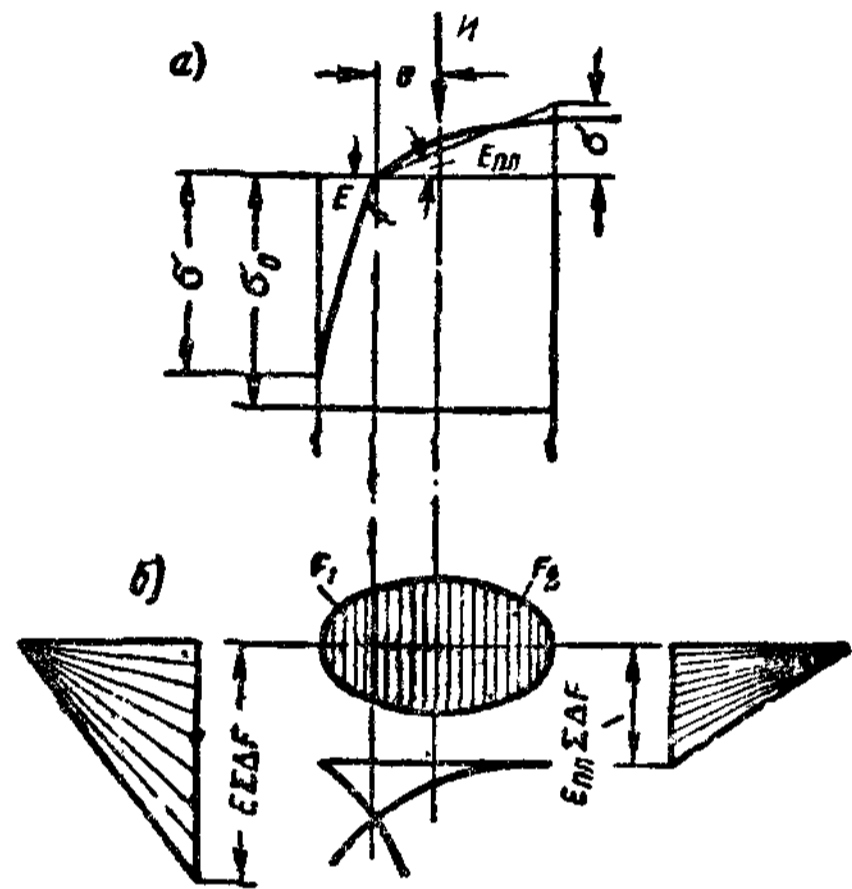


Рис. II.46 Распределение напряжений при потере устойчивости стержня в упруго-пластической области
 а — эпюра напряжений при потере устойчивости, б — определение нейтральной оси сечения

Стержень сохраняет устойчивость до тех пор, пока увеличение внешних воздействий, т. е. момент внешних сил $M_e = Ne$ будет меньше момента внутренних напряжений от изгиба, появившегося при искривлении стержня.

Момент изгиба

$$M_i = \int_{F_1} \sigma_1 y dF + \int_{F_2} \sigma_2 y dF = E \int_{F_1} \epsilon_1 y dF + \int_{F_2} E_{пл} \epsilon_2 y dF, \quad (II.31)$$

где σ_1, σ_2 и ϵ_1, ϵ_2 — напряжения и удлинения какой-либо фибры площадей F_1 и F_2 , на которые разделяется сечение стержня (рис. II.46).

При критическом состоянии $M_i = M_e = Ne$, откуда критическая сила $N_{кр}$ может быть получена как функция $E_{пл}$ и площадей F_1 и F_2 . Модуль $E_{пл}$ можно определить для каждого напряжения $\sigma_0 = \frac{N}{F}$ по диаграмме работы материала (рис. II.47). Зная модуль $E_{пл}$, можно в соответствии с рис. II.46 определить положение нейтральной оси сечения

(принимая $E_{пл}$ за постоянное для данного сечения), а следовательно, определить и площади F_1 и F_2 , исходя из того, что эпюры напряжений изгиба должны быть взаимно уравновешены, т. е. из условия

$$\int \sigma_1 dF = \int \sigma_2 dF \quad \text{или} \quad E \int_{F_1} y_1 dF = \int_{F_2} E_{пл} y_2 dF.$$

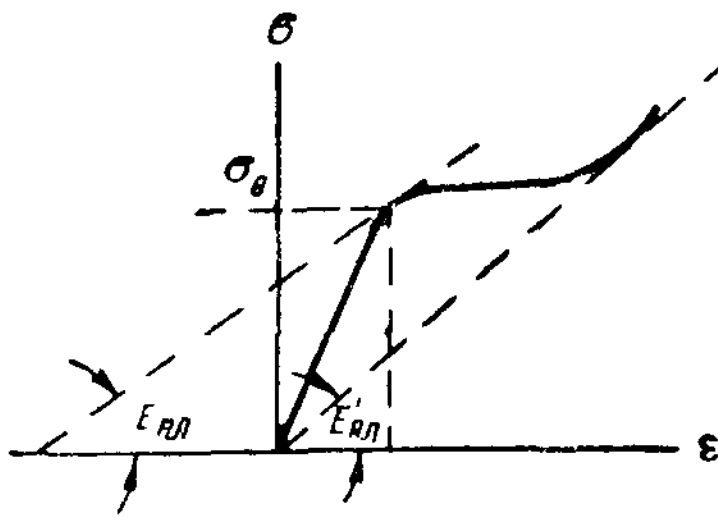


Рис. II.47. Определение модуля пластических деформаций $E_{пл}$ по диаграмме сжатия

Для этого достаточно построить два веревочных многоугольника на силах $E\Delta F_1$ и $E_{пл}\Delta F_2$ (где ΔF — соответствующие элементы площади сечения стержня), и точка пересечения многоугольников определит положение нейтральной оси (рис. II.46).

Нейтральная ось делит сечение на части, имеющие разные модули, что позволяет найти приведенную жесткость стержня как произведение момента инерции стержня на некоторый приведенный модуль T^* :

$$TJ = EJ_1 + E_{пл}J_2;$$

отсюда приведенный модуль (модуль продольного изгиба)

$$T = \frac{EJ_1 + E_{пл}J_2}{J}, \quad (\text{II.32})$$

где J_1 и J_2 — моменты инерции обеих частей сечения относительно нейтральной оси.

Используя модуль T , мы заменяем исследуемый стержень эквивалентным ему однородным стержнем; применяя для него теорию продольного изгиба, получаем критическое напряжение

$$\sigma_0 = \sigma_{кр} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2} \quad (\text{II.33})$$

и гибкость, отвечающую данным значениям напряжения $\sigma_0 = \frac{N}{F}$ и мо-

дуля T , равную $\lambda = \pi \sqrt{\frac{T}{\sigma_0}}$.

Значения модуля T в функции гибкости λ и кривая критических напряжений с учетом модуля T приведены на рис. II.44.

4. Влияние собственных напряжений, случайных эксцентриситетов и очертаний диаграммы сжатия на напряжения потери устойчивости

В сварных стержнях критические напряжения потери устойчивости зависят от развития сварочных напряжений (см. главу V). Сварочные напряжения являются собственными напряжениями и имеют потому уравновешенные двухзначные эпюры напряжений, зависящие от расположения сварных швов. В сварных Н-образных и двутавровых сечениях сварные швы располагаются у середины полков, почему сварочные напряжения в средней части полков оказываются растягивающими, а у краев — сжимающими. В широких листах эти напряжения достигают больших величин и ослабляют сечение; поэтому при действии внешних сжимающих усилий критические напряжения в таких стержнях имеют меньшие значения. При средних гибкостях это снижение напряжений для широ-

* Понятие приведенного модуля T введено Ф. С. Ясинским.

ких Н-образных сечений может достигнуть 20%; при малых гибкостях ослабление оказывается менее существенным и снижение получается небольшим. Однако в конструкциях промышленных зданий с этим фактом не считаются (хотя он учитывается в мостовых конструкциях), поскольку в этих конструкциях широкие Н-образные сечения, работающие на центральное сжатие, встречаются весьма редко, а для узких сечений снижение несущественно.

Критические напряжения в прокатных элементах зависят от собственных напряжений, возникающих в результате неравномерного остывания стержня после прокатки; при этом собственные напряжения в полках часто бывают растягивающими (поскольку полки остывают более медленно), и тогда они повышают критические напряжения.

В составных двутавровых сечениях критические напряжения стержня зависят от предела текучести полок; в толстых листах предел текучести часто получается более низким, что приводит к снижению критических напряжений стержня.

Сжатые стержни никогда не являются прямыми и центрально сжатыми. Вследствие производственных допусков они всегда несколько изогнуты, и нагрузка к ним прикладывается с некоторым эксцентриситетом; поэтому они работают как внецентренно сжатые и изогнутые. Указанные эксцентриситеты и погнутия называются случайными, так как они зависят от очень многих причин; поэтому они могут быть изучены статистическим методом. Изучение показывает, что случайные эксцентриситеты и погнутия увеличиваются при увеличении гибкости.

Случайные эксцентриситеты уменьшают критические напряжения, причем наиболее существенны они для стержней средних гибкостей. Влияние случайных эксцентриситетов учитывается в расчете.

Кривая критических напряжений $\sigma_{кр}$ (в функции гибкости) в упруго-пластической области зависит от очертания диаграммы сжатия, так как приведенный модуль T зависит от $E_{пл}$, различного для разных диаграмм. Наша нормативная кривая $\sigma_{кр}$ соответствует диаграмме сжатия стали, имеющей протяженную площадку текучести и предел пропорциональности $\sigma_{пл} \approx 0,8 \sigma_T$.

Чем ближе предел пропорциональности к пределу текучести и чем протяженнее площадка текучести, тем более полого кривая $\sigma_{кр}$ в упруго-пластической области. Для идеального упруго-пластического тела критические напряжения сохраняют постоянную величину на всем протяжении до кривой Эйлера. При малой площадке текучести или при ее отсутствии кривая $\sigma_{кр}$ становится более крутой и на малых гибкостях превосходит предел текучести, так как модуль пластических деформаций переходит в область самоупрочнения (рис. II.48).

Критические напряжения зависят от величин модуля упругости и предела текучести. В соответствии с этим кривые зависимости критических напряжений от гибкости могут быть весьма различны. На рис. II.49 показаны кривые критических напряжений для алюминиевых сплавов, не имеющих площадки текучести и обладающих низким модулем упругости ($\sim 700\,000 \text{ кг/см}^2$) и небольшим пределом текучести, а также для низколегированной стали.

5. Влияние потери местной устойчивости элементов сечения на устойчивость и закручивание стержней

У тонкостенных стержней, особенно небольшой гибкости, стенка или полка иногда теряют устойчивость раньше, чем происходит потеря устойчивости стержня в целом (рис. II.50). Потеря устойчивости каким-либо

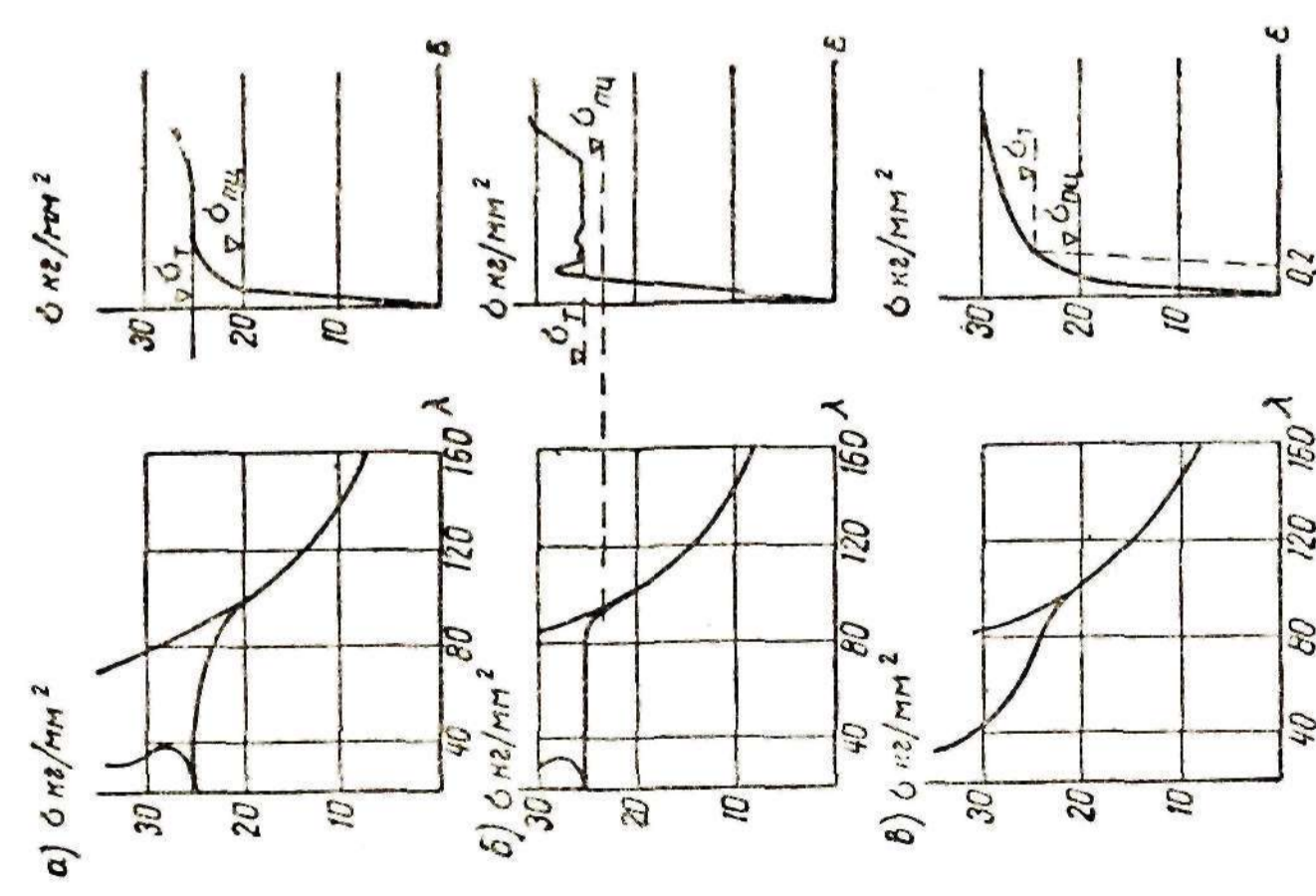


Рис. 11.48. Влияние вида диаграммы сжатия на кривую критических напряжений продольного изгиба

a — при нормативных предположениях $\frac{\sigma_{ш}}{\sigma_{т}} = 0.8$; *б* — при наличии зуба текучести; *в* — при отсутствии площадки текучести

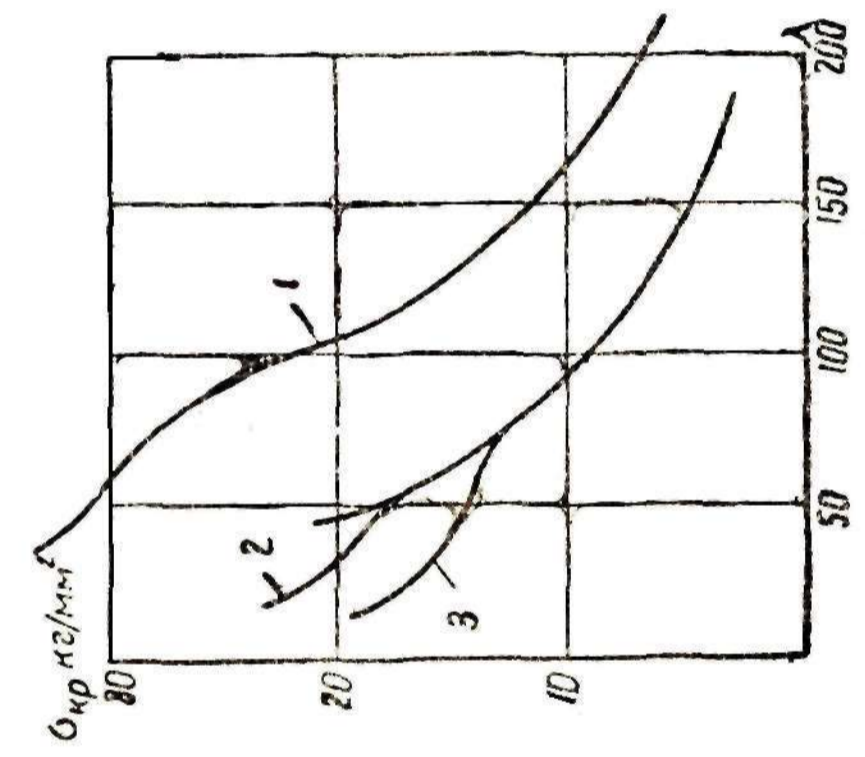


Рис. 11.49. Кривые критических напряжений потери устойчивости стержня из алюминиевых сплавов и низколегированной стали

1 — сталь низколегированная; *2* — сплав Д16Т; *3* — сплав АМг6

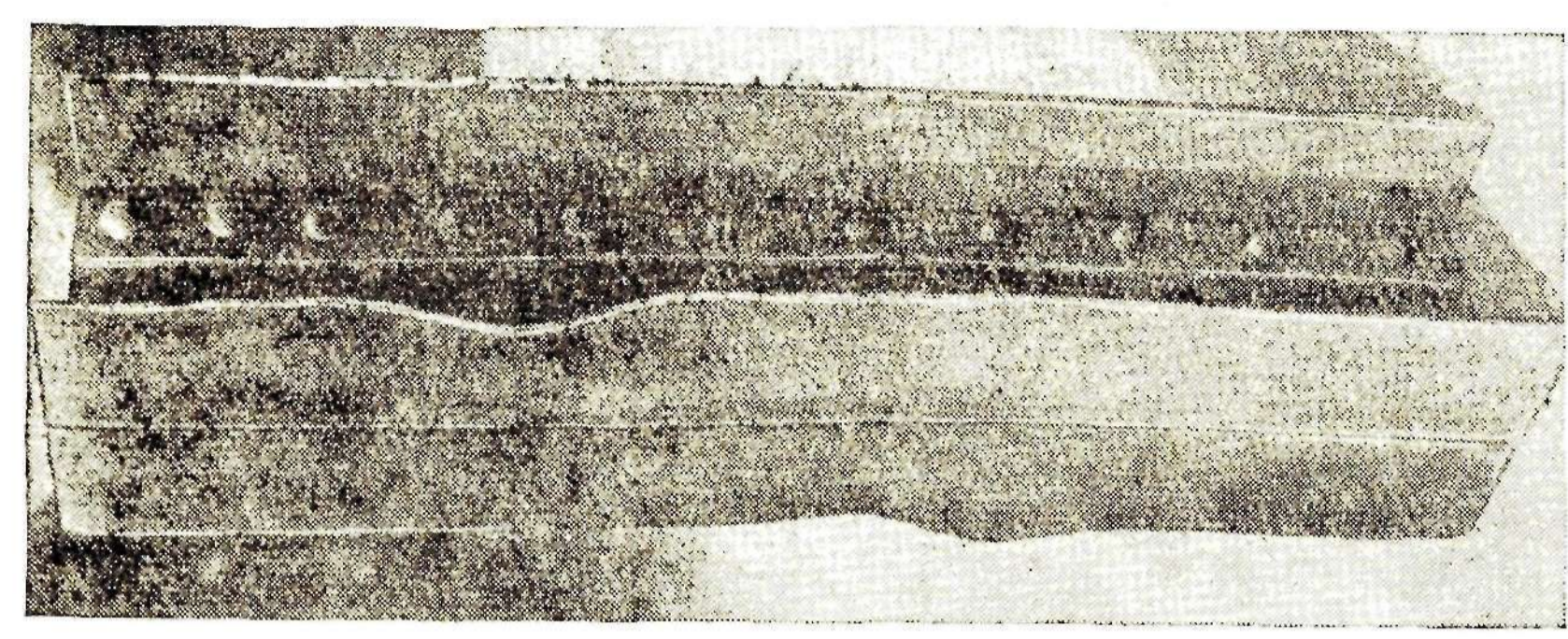


Рис. 11.50. Потеря местной устойчивости при продольном изгибе

элементом стержня (потеря местной устойчивости) и выход его из работы резко ослабляют стержень, делая обычно оставшуюся часть сечения несимметричной; центр изгиба при этом смещается, и стержень весьма быстро теряет общую устойчивость и закручивается.

Отдельные элементы стержня работают как пластинки, закрепленные на краях и поддерживаемые всем стержнем в целом. Условия закрепления элемента не влияют на закономерности потери устойчивости, а только изменяют критическое напряжение и число волн выпучивания (рис. II.50).

При большом числе волн, которые образуются вдоль длинной пластинки, критическая сила потери местной устойчивости в первую очередь зависит не от длины, а от ширины пластинки и может быть выражена

$$N_{кр} = \frac{c \pi^2 EJ_{ц}}{b^2}. \quad (II.34)$$

Здесь c — функция, зависящая от вида закрепления;

$$EJ_{ц} = \frac{EJ}{1-\mu^2} = \frac{Eb\delta^3}{12(1-\mu^2)} \text{ — цилиндрическая жесткость пластинки,}$$

где b, δ — ширина и толщина пластинки;
 μ — коэффициент Пуассона.

Критические напряжения

$$\sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{b\delta} = \frac{c \pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 = k_0 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (II.35)$$

В простейшем случае, когда пластинка оперта по двум боковым своим сторонам (например, работа среднего листа Н-образного сечения),

$$\sigma_{кр} \approx 700 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (II.36)$$

При упругом защемлении коэффициент k_0 в формуле (II.35) зависит от отношения жесткостей защемляющего элемента и пластинки. При обычных соотношениях жесткостей этих элементов критическое напряжение повышается до 40%. Тогда можно принять

$$\sigma_{кр} \approx 1000 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (II.36')$$

Когда пластинка представляет собой закрепленный с одной стороны выступ (например, выступающая полка двутавра или поясного уголка, рис. II.50),

$$\sigma_{кр} = 81 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (II.37)$$

При одностороннем закреплении выступ неизбежно сильно скручивается при потере устойчивости. Поэтому правильнее в основу расчета положить изгибно-крутильную критическую силу, выражаемую формулой (II.30).

Таким образом:

$$\sigma_{кр} = \frac{GJ_{к} + \frac{\pi^2}{12} EJ_{\omega}}{J_x + J_y}, \quad (II.38)$$

где J_x и J_y — моменты инерции относительно координат центра изгиба. Для выступа $J_{\omega} = 0$, а J_y крайне мало по сравнению с J_x .

Тогда

$$\sigma_{кр} = \frac{GJ_k}{J_x}$$

или

$$\sigma_{кр} = \frac{G \frac{b\delta^3}{3}}{\frac{l^3\delta}{3}} = G \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 \text{ кг/см}^2. \quad (II.39)$$

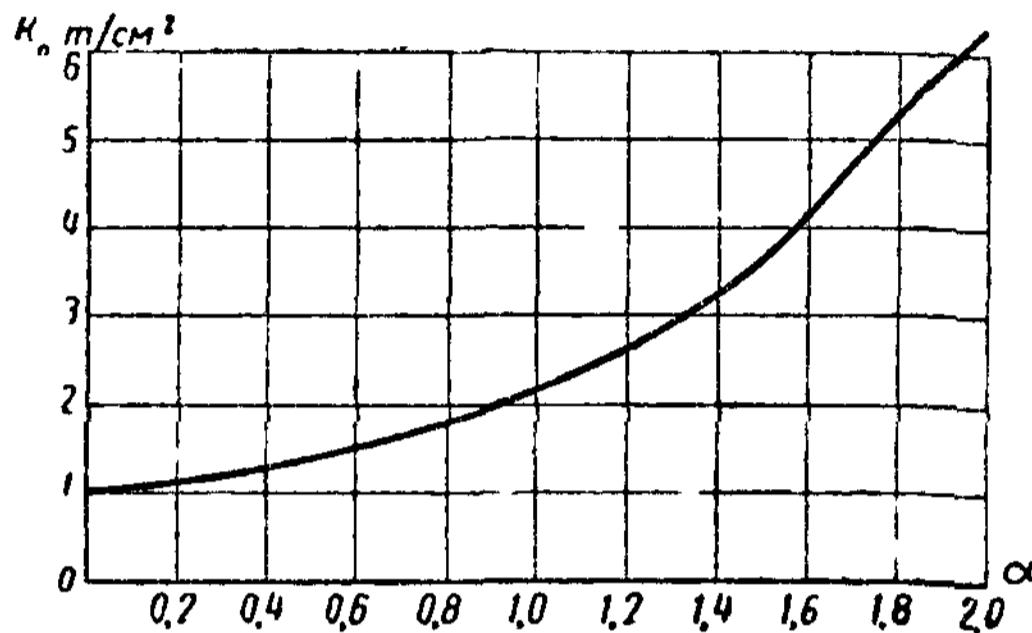


Рис. II.51. Кривая коэффициента k_0 формулы (II.35) при неравномерном распределении напряжений по пластинке в функции коэффициента $\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ (для стали 3)

Поскольку $G \approx 84 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2$, результаты формулы (II.39) весьма близки к результатам формулы (II.37).

При неравномерном распределении напряжений (например, при действии момента и нормальной силы) условия устойчивости улучшаются и критические напряжения повышаются; в этом случае коэффициент k_0 в формуле (II.35) является возрастающей функцией отношения

$$\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}},$$

где σ_{\max} и σ_{\min} — напряжения на краях пластинки (рис. II.51).

С точки зрения равнопрочности целесообразно, чтобы критическое напряжение потери местной устойчивости равнялось критическому напряжению потери общей устойчивости стержня; тогда с местной устойчивостью можно было бы не считаться. Приравняв

$$\frac{c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2},$$

получим (в упругих пределах) предельное отношение $\left(\frac{b}{\delta}\right)$, при котором можно не считаться с потерей местной устойчивости:

$$\left(\frac{b}{\delta}\right)_{\text{пред}} = \lambda \sqrt{\frac{c}{12(1 - \mu^2)}}. \quad (II.40)$$

Таким образом, это отношение является возрастающей функцией λ , зависящей от коэффициента c , а следовательно, и от условий защемления пластинки. При учете пластических деформаций возрастающая зависимость сохраняется, но приобретает криволинейный характер.

Сечения гнутых профилей с отгибами или сечения из легких сплавов с бульбами (см. рис. IV.8 и IV.9), очевидно, выгоднее с точки зрения потери местной устойчивости и потому такие сечения могут быть сделаны тоньше.

Исходя и в этом случае из изгибно-крутильной формы потери устойчивости, имеем [см. формулы (II.30) и (II.38)]:

$$N_{\omega \text{ кр}} = \frac{GJ_k + \frac{\pi^2}{l^2} EJ_{\omega}}{r^2};$$

$$\sigma_{кр} = \frac{GJ_k + \frac{\pi^2}{l^2} EJ_\omega}{J_x + J_y}.$$

Подставляя значения (рис. II.52):

$$J_k = \left(\frac{b\delta^3}{3} + \frac{b_1\delta^3}{3} \right);$$

$$J_\omega = \frac{b_1^3}{3} \delta b^2;$$

$$J_x = \frac{b^3\delta}{3} + b_1 \delta b^2;$$

$$J_y = \frac{b_1^3 \delta}{3},$$

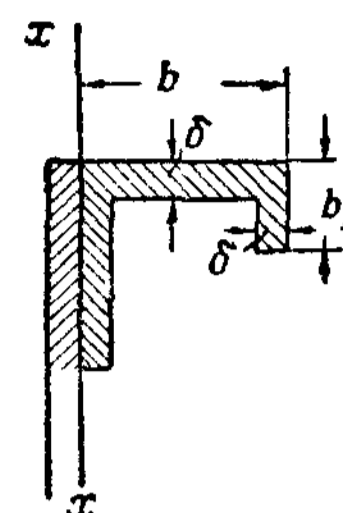


Рис. II.52. К расчету выступа (свеса) с отгибом

найдем

$$\sigma_{кр} = G \left(\frac{\delta}{b} \right)^2 \eta, \quad (II.41)$$

где

$$\eta = \frac{1 + \frac{b_1}{b} + \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{b_1^3 b}{\delta^2} \cdot \frac{E}{G}}{1 + 3 \frac{b_1}{b} + \left(\frac{b_1}{b} \right)^3},$$

или, поскольку последний член числителя мал,

$$\eta = \frac{1 + \frac{b_1}{b}}{1 + 3 \frac{b_1}{b} + \left(\frac{b_1}{b} \right)^3}. \quad (II.41')$$

Здесь b — ширина выступа; b_1 — высота отгиба;

l — длина полуволны выпучивания, которая может быть принята равной $0,2 \div 0,3$ длины стержня.

В сечениях с бульбами на концах выступа бульба может быть приравнена отгибу высотой, равной высоте бульбы.

При переходе в упруго-пластическую стадию необходимо в формуле (II.41) модуль E заменить модулем $E_{пл}$.

При обычных размерах выступа, при потере устойчивости в упруго-пластической стадии можно принять $\nu = \frac{E_{пл}}{E} = 0,1$ как для стали, так и для алюминиевых сплавов.

Если пластинка имеет начальное погнутие, пластические деформации в ней начинаются раньше, чем у стержня в целом, так как тогда пластинка работает как сжато-изогнутый элемент. Как было отмечено в § 2 настоящей главы, с увеличением толщины листов предел текучести понижается; поэтому полки двутаврового сечения, имеющие часто большую толщину, переходят в пластическую стадию раньше, чем сечение в целом. Таким образом, потеря местной устойчивости может произойти досрочно и часто не зависит от отношения $\frac{\delta}{b}$, а только от состояния и качества теряющих устойчивость элементов и их пределов текучести.

Потеря местной устойчивости чаще встречается в коротких стержнях, критические напряжения которых более близки к пределу текучести.

Закручивание стержня перед потерей устойчивости в пластической стадии всегда наблюдается, так как каждый стержень имеет небольшие случайные эксцентриситеты и работает не как центрально сжатый, а как сжато-изогнутый. В сжато-изогнутом стержне потеря устойчивости вызывается ослаблением его сечения в результате появления пластических деформаций, которые развиваются односторонне. При этом рабочая часть сечения становится более асимметричной, центр изгиба сдвигается, и стержень закручивается. Однако закручивание (потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме) в пластической стадии мало отражается на критической силе; поэтому оно в технических условиях не учитывается (см. стр. 89).

Вопросами продольного изгиба занимались проф. Ф. С. Ясинский, акад. А. Н. Динник и др. Общую теорию продольного изгиба с учетом закручивания разработал проф. В. З. Власов¹.

6. Потеря устойчивости центрально нагруженных изгибаемых элементов

Потеря изгибаемым элементом (например, балкой) общей устойчивости (плоской формы изгиба) при расположении нагрузки в плоскости главной оси инерции элемента вполне аналогична потере устойчивости

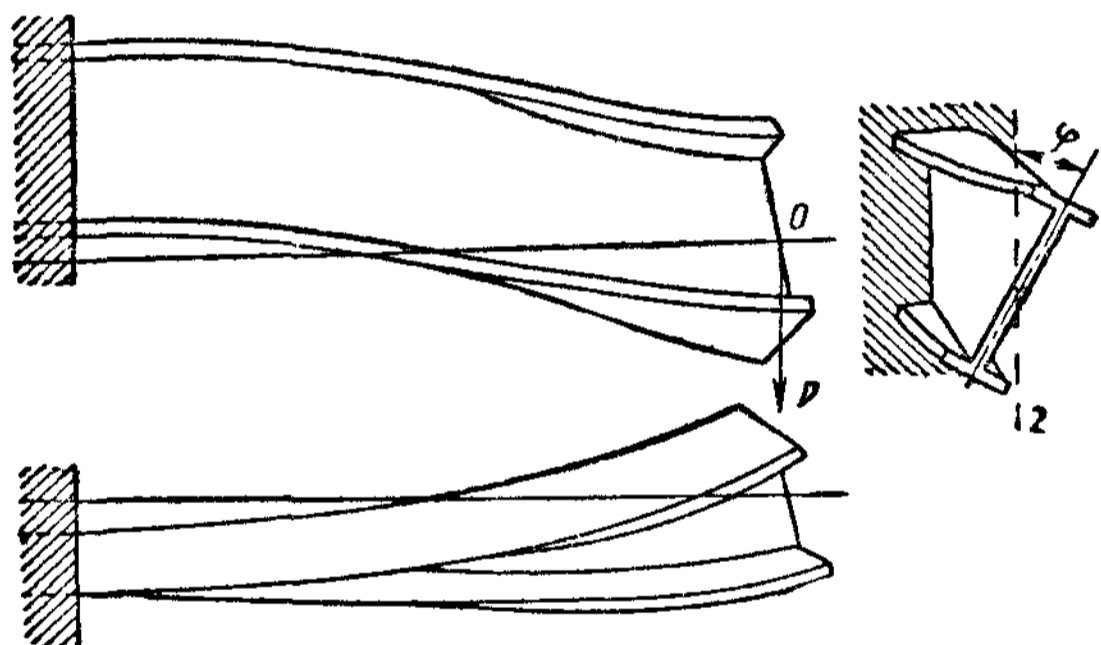


Рис. II.53. Потеря устойчивости двутавровой балки

центрально сжатого стержня. Сначала элемент (балка) изгибается в своей плоскости; при достижении нагрузкой критического значения балка начинает закручиваться и выходит из плоскости изгиба (рис. II.53). В поясах балки появляются пластические деформации, которые быстро пронизывают пояса, и при нагрузке, не многим превосходящей критическую, балка теряет несущую способность. Таким образом, потеря устойчивости балки характеризуется той же диаграммой (рис. II.45), что и сжатого стержня.

Если нагрузку привести к одной эквивалентной сосредоточенной поперечной силе P , приложенной в середине пролета, то для балок симметричного сечения, для которых центр изгиба и центр тяжести совпадают, критическую силу $P_{кр}$ можно представить в эйлеровом виде

$$P_{кр} = \frac{c}{l^2} \sqrt{EJ_y \left(GJ_k + \frac{\pi^2}{l^2} EJ_\omega \right)} = \frac{c}{l^2} \sqrt{EJ_y GJ_k \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha} \right)}. \quad (II.42)$$

Здесь EJ_y — жесткость балки в плоскости, перпендикулярной плоскости действия нагрузки;

$GJ_k + \frac{\pi^2}{l^2} EJ_\omega$ — жесткость при стесненном кручении;

¹ Ф. С. Ясинский, Избранные работы по устойчивости сжатых стержней, Гостехтеоретиздат, 1952.

А. Н. Динник, Продольный изгиб и кручение, АН СССР, 1955

В. З. Власов, Тонкостенные упругие стержни, Госстройиздат, 1940.

G — модуль сдвига;
 J_{ω} — секториальный момент инерции (см. § 8 главы II);
 J_K — момент инерции при чистом кручении, равный для незамкнутых профилей, состоящих из пластинок (например, двутавров):

$$J_K = \nu \frac{\sum \delta^3 b}{3}, \quad (II.43)$$

где ν — коэффициент, зависящий от формы сечения;
 δ — толщина пластинки;
 b — ее ширина;

(так, для двутавра из трех листов $J_K = 1,3 \frac{\delta_{ст}^3 h + 2\delta_{п}^3 b}{3}$);

c — коэффициент, зависящий от расположения нагрузки по верхнему или нижнему поясу балки и от закреплений на опорах;
 l — свободная длина сжатого пояса (между закреплениями);

$$\alpha = \frac{l^2 G J_K}{E J_{\omega}} \approx \frac{4l^2}{h^2} \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{J_K}{J_y} = \frac{4l^2}{h^2} \cdot \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{J_K}{J_y} \approx 1,54 \frac{l^2}{h^2} \cdot \frac{J_K}{J_y}.$$

Здесь $\mu = 0,3$ — коэффициент Пуассона.
 Отсюда критический момент

$$M_{кр} = \beta P_{кр} l = \frac{\beta c \sqrt{E J_y G J_K \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha}\right)}}{l}, \quad (II.44)$$

где β — коэффициент, зависящий от расположения нагрузки по длине балки.

Критическое напряжение (на кромке балки)

$$\begin{aligned} \sigma_{кр} &= \frac{M_{кр}}{W_x} = \frac{M_{кр} h}{2J_x} = \frac{\beta c}{2} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{\sqrt{J_y J_K}}{J_x} \sqrt{EG \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha}\right)} = \\ &= \frac{\beta c}{2} \sqrt{\frac{J_K}{J_y}} \sqrt{EG} \frac{l}{h} \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2 \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha}} \end{aligned} \quad (II.45)$$

или

$$\sigma_{кр} = A \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2, \quad (II.45')$$

где

$$A = \frac{\beta c}{2} \sqrt{\frac{J_K}{J_y}} \sqrt{EG} \frac{l}{h} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha}}.$$

Имея для составных двутавровых сечений

$$J_K = 1,3 \frac{\delta_{ст}^3 h + 2\delta_{п}^3 b}{3}$$

и

$$J_y \approx 2 \frac{\delta_{п} b^3}{12},$$

после подстановки получим

$$\alpha = 8 \left(\frac{l}{b} \right)^2 \left(\frac{\delta_{\text{п}}}{h} \right)^2 \left[1 + \frac{d}{b} \left(\frac{\delta_{\text{ст}}}{\delta_{\text{п}}} \right)^3 \right]. \quad (\text{II.46})$$

Здесь b — ширина пояса балки;
 h — высота балки;
 $\delta_{\text{п}}$ — толщина пояса балки;
 $\delta_{\text{ст}}$ — толщина стенки (включая полки уголков);
 d — в клепаных балках высота части стенки в пределах вертикальных полок поясных уголков, в сварных балках $d = \frac{h}{2}$.

Критические напряжения могут определяться по формуле (II.45) только в пределах упругой работы, т. е. до тех пор, пока $\sigma_{\text{кр}} < \sigma_{\text{пц}}$. При дальнейшем уменьшении отношения $\frac{l}{b}$ критические напряжения будут увеличиваться более медленно, так как в поясах балки появятся пластические деформации. Для расчета в упруго-пластической области можно воспользоваться той же формулой (II.45), заменив в ней E на $E_{\text{пл}}$, соответствующее данному значению σ в поясах балки.

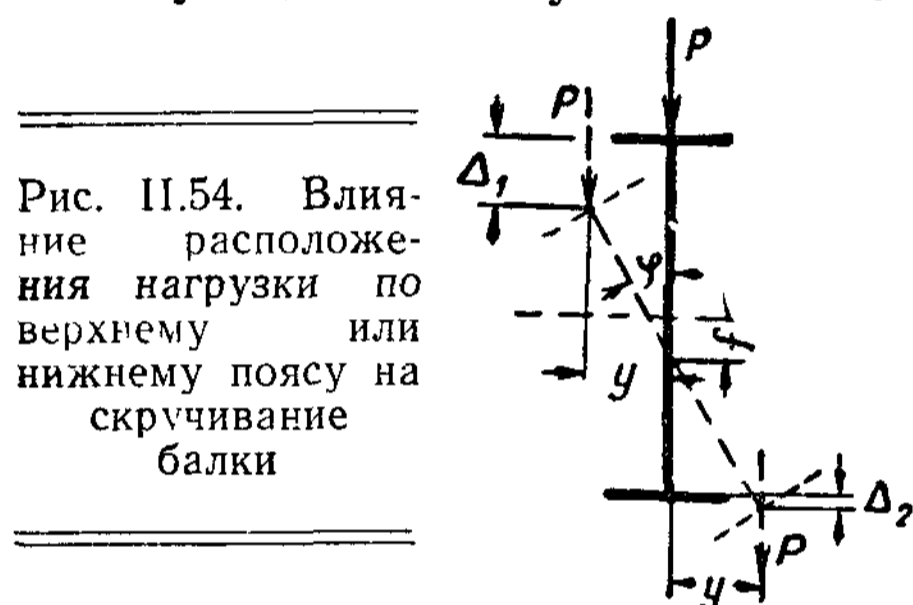


Рис. II.54. Влияние расположения нагрузки по верхнему или нижнему поясу на скручивание балки

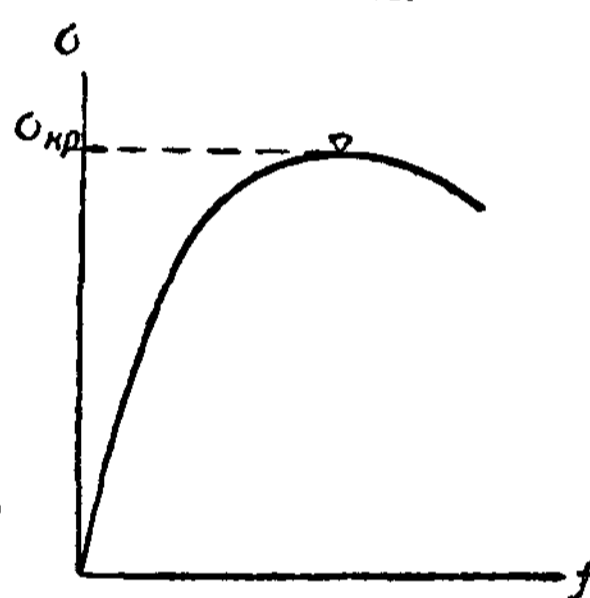


Рис. II.55. Кривая зависимости напряжений от прогиба при внецентренном сжатии

Зная критические напряжения в упруго-пластической области, можно подобрать коэффициенты перехода от упругой работы к упруго-пластической.

Критическое напряжение $\sigma_{\text{кр}}$ существенно зависит от положения нагрузки на балке: при расположении нагрузки по верхнему поясу момент нагрузки, возникающий при скручивании балки, увеличивает скручивание, при расположении нагрузки по нижнему поясу — уменьшает (рис. II.54). Поэтому положение нагрузки учитывается коэффициентом β .

В несимметричных балках центр изгиба не совпадает с центром тяжести, и потому они закручиваются сильнее; однако это компенсируется тем, что момент инерции более мощного пояса, а потому и его поперечная жесткость, больше. В результате критические напряжения для несимметричных балок даже с достаточно большой асимметрией $\left(\frac{J_{\text{в}}}{J_{\text{н}}} \approx 4 \right)$ остаются примерно такими же, как для симметричных.

§ 10. РАБОТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ И СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ СТЕРЖНЕЙ

1. Общая характеристика потери устойчивости внецентренно сжатых стержней

При внецентренном сжатии изгиб стержня возникает с самого начала приложения нагрузки и возрастает вместе с возрастанием продольных сил и моментов. Диаграмма зависимости напряжений от прогиба показана на рис. II.55. Восходящая ветвь диаграммы характеризует устойчивое состояние стержня, нисходящая — неустойчивое.

Критическая точка перехода располагается в пределах пластических деформаций, так как она должна находиться на криволинейной части диаграммы, когда ослабленное в результате развития пластичности сечение оказывается неспособным сопротивляться внешним воздействиям. Условия потери устойчивости внецентренно сжатого стержня могут быть определены на основании тех же предпосылок, как центрально сжатого. Для центрально сжатого стержня потеря устойчивости (безразличное состояние) наступает тогда, когда приращение момента сжимающей силы от появляющегося эксцентриситета окажется равным приращению момента внутренних напряжений от действия отклоняющей

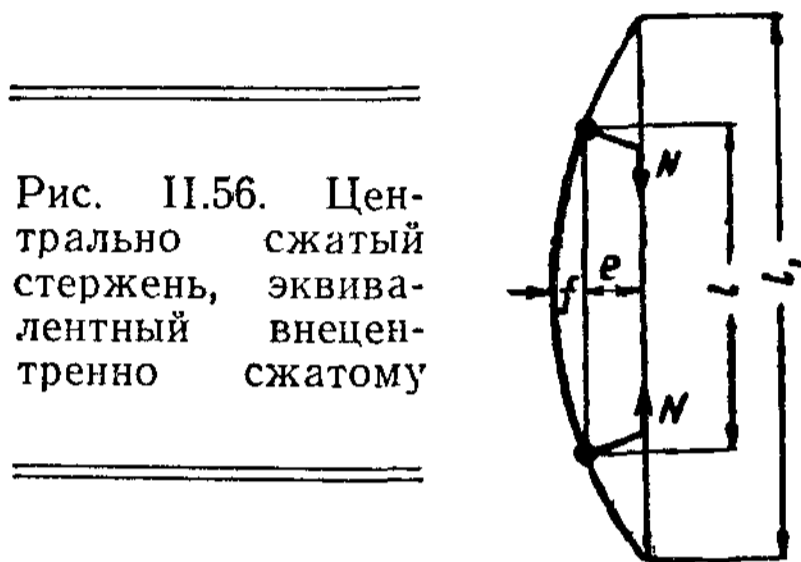


Рис. II.56. Централь­но сжатый стержень, эквива­лентный внецен­трально сжатому

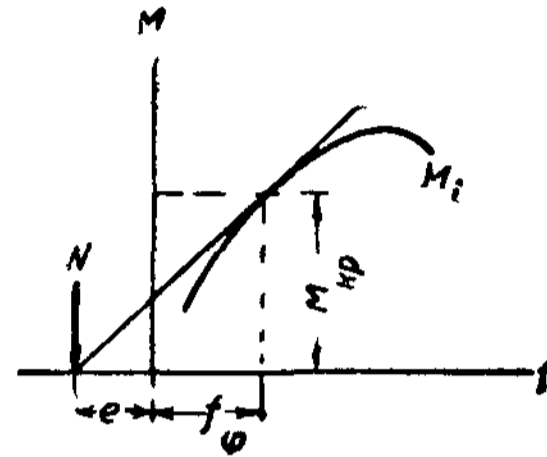


Рис. II.57. Условие потери устойчивости внецентренно сжатого стержня

силы (стр. 88). Для внецентренно сжатого стержня потеря устойчивости наступает тогда, когда приращение момента продольной силы, зависящее от начального эксцентриситета и стрелки выгиба стержня, окажется равным приращению момента внутренних напряжений, получающихся в результате изгиба стержня при потере устойчивости.

Нетрудно видеть, что критическое напряжение внецентренно сжатого стержня должно быть меньше, чем центрально сжатого. Действительно, продолжив кривую изгиба стержня до пересечения с осью действия продольной силы, мы получим центрально сжатый стержень, одинаковый с внецентренно сжатым по условиям потери устойчивости (рис. II.56). Длина этого стержня, эквивалентного внецентренно сжатому, и гибкость будут больше, а следовательно, критическое напряжение — меньше, т. е.

$$\sigma_{кр}^{вн} < \sigma_{кр}^0.$$

2. Развитие пластических деформаций при потере устойчивости внецентренно сжатых стержней

Нетрудно видеть, что потеря устойчивости внецентренно сжатого стержня, которая происходит в стадии пластической работы материала, имеет место при неполном развитии пластичности. Это легко установить, рассмотрев условие потери устойчивости (рис. II.57).

При увеличении прогибов внецентренно сжатого стержня изгибающие моменты в нем увеличиваются, причем кривая моментов в функции прогиба f в пластической стадии является выпуклой и имеет максимум при шарнире пластичности. Внешний момент $M_e = N(e + f)$, (где e — начальный эксцентриситет) линейно возрастает с увеличением прогиба f . При потере устойчивости приращение внешнего момента ΔM_e должно равняться приращению внутреннего момента ΔM_i , т. е.

$$\Delta M_e = \Delta M_i$$

Графически это условие будет осуществлено, если мы из точки, расположенной на расстоянии e от оси ординат, проведем касательную к кривой M_e (рис. II.57). В точке касания соблюдается условие потери устойчивости, поскольку тангенсы наклона прямой и кривой в ней одинаковы ($\Delta M_e = \Delta M_l$), и эта точка определяет значение критического момента $M_{кр}$. Очевидно, что этот момент будет меньше предельного момента, отвечающего шарниру пластичности (т. е. полному развитию пластичности). Следовательно, при потере устойчивости в сечении сохраняется упругая часть (упругое ядро).

Пластическая часть сечения мало сопротивляется дальнейшему возрастанию деформаций; следовательно, дальнейшему изгибу при потере устойчивости сопротивляется в основном упругая часть сечения. Таким образом, можно считать, что внецентренно сжатый стержень, теряющий устойчивость с развитием пластических деформаций, с точки зрения потери устойчивости эквивалентен упругому центрально сжатому стержню, имеющему сечение, соответствующее упругому ядру внецентренно сжатого. Таким образом, критическое напряжение внецентренно сжатого стержня может быть определено по формуле Эйлера

$$\sigma_{кр}^{вн} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \mu^2, \quad (II.47)$$

где $\mu < 1$ — коэффициент приведения, равный отношению радиуса инерции упругого ядра к радиусу инерции всего сечения. Коэффициент μ уменьшается с уменьшением гибкости (так как при малых гибкостях потеря устойчивости происходит при большем развитии пластических деформаций).

Коэффициент $\frac{l}{\mu} > 1$ может также рассматриваться как отношение длины l_1 центрально сжатого эквивалентного стержня к длине l внецентренно сжатого (рис. II.56).

Коэффициент μ , очевидно, зависит от формы сечения; кроме того, он зависит от величины эксцентриситета и изгибающего момента, так как от них в свою очередь зависят развитие пластических деформаций и величина упругого ядра.

3. Критические напряжения внецентренно сжатых стержней

Критическое напряжение внецентренно сжатого стержня (из данного материала) зависит от трех факторов: гибкости, формы сечения и эксцентриситета. С точки зрения удобства сравнения с теоретическими исследованиями рационально учитывать относительный эксцентриситет m — отношение линейного эксцентриситета e к ядровому расстоянию ρ (расстоянию от центра сечения до крайней точки ядра сечения)

$$m = \frac{e}{\rho},$$

поскольку в формулу напряжения от сжатия с изгибом входит именно относительный эксцентриситет

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{e}{\rho} \right) = \sigma_0 (1 + m). \quad (II.48)$$

Зависимость критических напряжений от указанных факторов хорошо подтверждается экспериментом. Экспериментальные и теоретические ис-

следования дают для внецентренно сжатых стержней кривые критических напряжений $\sigma_{кр}^{вн}$ в функции гибкости и относительного эксцентриситета, подобные кривой $\sigma_{кр}$ центрально сжатых стержней, но более низкие по значениям критических напряжений. По мере увеличения момента (относительного эксцентриситета) влияние продольной силы уменьшается, и кривые становятся менее зависимыми от гибкости. Кривые выходят на ось ординат ($\lambda = 0$) при значениях предельных напряжений неравномерного сжатия.

Для различных форм сечений кривые дают различные значения критических напряжений, но в общем они остаются подобными друг другу, что дает возможность переходить от кривых для одного сечения к кривым для другого умножением на переходный коэффициент (коэффициент формы сечения, см. § 5 главы III).

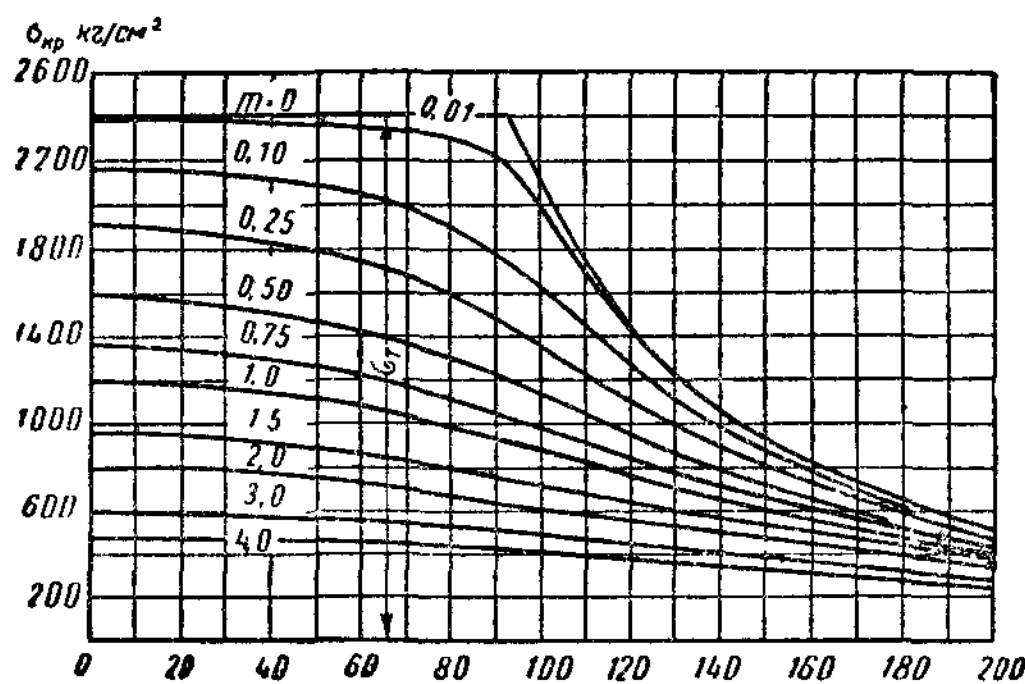


Рис. II.58. Теоретические кривые критических напряжений внецентренно сжатого стержня в функции гибкости (для идеального упруго-пластического материала)

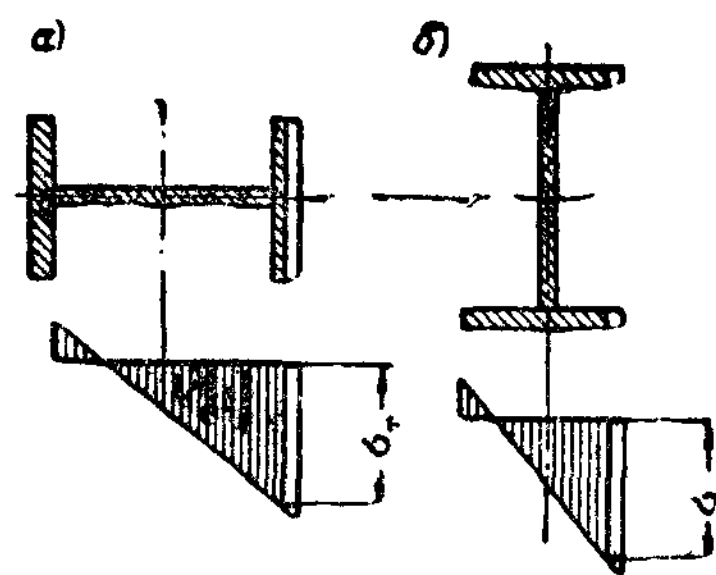


Рис. II.59. Области распространения пластических деформаций и ослабления сечения в двутавровом сечении при эксцентриситете в плоскости стенки и перпендикулярно стенке

Очертания этих кривых, точно так же как и очертание кривой центрального продольного изгиба, зависят от вида диаграммы сжатия; при протяженной площадке текучести кривые располагаются полого, при отсутствии площадки текучести — более круто.

Для идеального упруго-пластического материала или материала, имеющего постоянный модуль пластических деформаций, кривые критических напряжений внецентренно сжатых стержней вычислены многими авторами: Ечеком (рис. II. 58), Юнгом, Геммерлингом, Пинаджаном¹ и др. Теоретические кривые дают хорошее совпадение с экспериментальными данными. В основу теоретического определения критических напряжений кладется зависимость (при данной гибкости) между областью развития пластических деформаций или пропорциональных им изгибающих моментов (эксцентриситетов) и возможным при этом осевым напряжением и устанавливается то развитие пластических деформаций, при котором осевое напряжение достигает максимума.

Как было отмечено, критические напряжения внецентренно сжатых стержней зависят от формы сечения; та форма сечения будет менее бла-

¹ Ježek, Die Festigkeit der Druckstäbe, Wien, 1937. Joung, Stresses in excentrically loaded Steel Columns, Abh. Inter. Kongr. f. Brücken- und Hochbau, 1932.

А. В. Геммерлинг, Несущая способность стержневых стальных конструкций, Госстройиздат, 1958

В. В. Пинаджан, Некоторые вопросы предельного состояния сжатых элементов стальных конструкций, Ереван, 1956.

гоприятной, у которой при данном значении относительного эксцентриситета в пластическую стадию переходит большая часть площади сечения. С этой точки зрения особенно неблагоприятны: двутавровое сечение — при эксцентриситете в плоскости стенки (рис. II. 59, а), тавровое — при эксцентриситете в сторону полки и аналогичные им, так как при развитии пластических деформаций при указанном направлении эксцентриситета в таких сечениях выбывает большая площадь сечения, оставшаяся часть резко ослабляется, и стержень выходит из работы. Если же при развитии пластических деформаций из работы выбывает только небольшая часть площади сечения, как, например, при эксцентриситете параллельно полкам двутавра (рис. II. 59, б), оставшаяся часть сечения ослабляется меньше и потеря устойчивости происходит при более длительном развитии пластических деформаций. Поэтому кривые критических напряжений в функции λ в первом случае располагаются ниже, чем во втором. Однако это справедливо лишь при сравнении относительных эксцентриситетов. При сравнении численных значений линейных эксцентриситетов картина будет иная, так как ядровые расстояния, например в двутавровых сечениях, вдоль стенки и перпендикулярно ей резко различны (ядровое расстояние перпендикулярно стенке приблизительно в 10 раз меньше); поэтому с точки зрения линейных эксцентриситетов работа двутавра в плоскости стенки выгоднее, чем перпендикулярно к ней.

4. Работа сжато-изогнутых стержней

Работа сжато-изогнутых стержней (рис. II. 60) несколько отличается от работы внецентренно сжатых; тем не менее можно сжато-изогнутый стержень приравнять внецентренно сжатому с эксцентриситетом $e = \frac{M}{N}$, благодаря тому, что стрелки выпучивания при потере устойчивости невелики и кривые изгиба сжато-изогнутого и внецентренно сжатого стержней

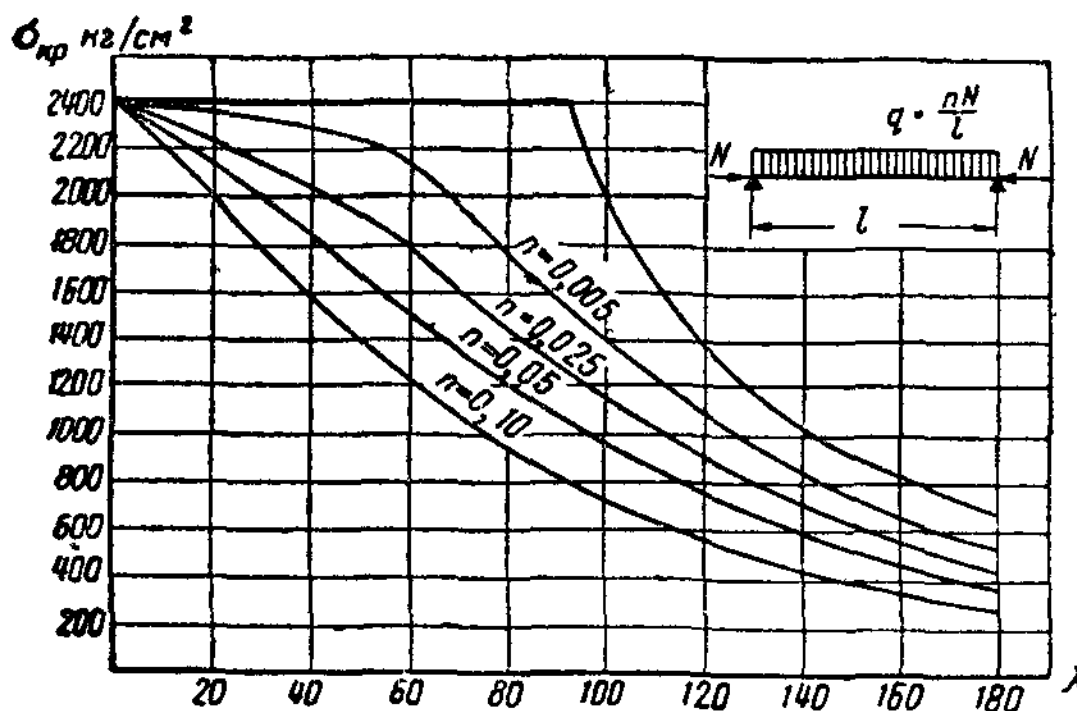


Рис. II.60. Теоретические кривые критических напряжений сжато-изогнутого стержня в функции гибкости при равномерно распределенной поперечной нагрузке (для идеально упругого стержня)

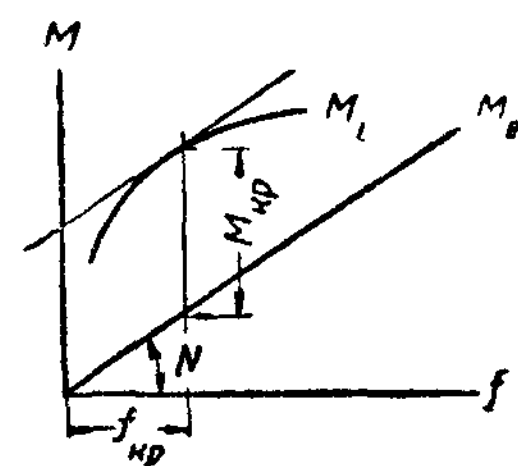


Рис II.61. Условие потери устойчивости сжато-изогнутого стержня

мало отличаются друг от друга. Однако это справедливо только для не очень малых гибкостей, так как при малых гибкостях зависимости критических напряжений внецентренно сжатого и сжато-изогнутого стержней от гибкости различны (рис. II. 58 и II. 60). Критическое напряжение внецентренно сжатого стержня при $\lambda=0$ стремится, как было указано, к предельному напряжению неравномерного сжатия; критическое напряжение сжато-изогнутого стержня для всех эксцентриситетов стремится к пре-

делу текучести, так как при $\lambda \rightarrow 0$ и $J \rightarrow \infty$ стрелка выгиба становится равной нулю, а стержень — прямым с предельным напряжением простого сжатия — пределом текучести.

Сжато-изогнутые стержни в большинстве случаев работают в условиях сложного нагружения, когда продольная сила N и поперечный момент M не зависят друг от друга. В этом случае потеря устойчивости возможна при любом напряжении $\sigma_0 = \frac{N}{F}$, так как всегда можно подобрать момент M так, чтобы сила N или напряжение σ_0 было критическим.

Меняя величины моментов и определяя соответствующие им прогибы, можно получить кривую зависимости моментов от прогибов, которая в пластической области будет выпуклой (рис. II. 61). Момент внешней силы $M_e = Nf$ меняется линейно. Критический момент является наибольшим возможным моментом. Величину этого момента можно определить, проведя касательную, параллельную прямой $M_e = Nf$. Точка касания дает критический прогиб $f_{кр}$; разность величины момента, соответствующей точке касания, и величины внешнего момента $Nf_{кр}$ дает величину критического момента поперечной нагрузки, приводящей к потере устойчивости.

В погнутых стержнях за начальный эксцентриситет можно принимать стрелку искривленного стержня.

5. Досрочная потеря устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента. Влияние второго момента, действующего в плоскости, перпендикулярной первому

В плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента (в которой нет момента), стержень должен был бы потерять устойчивость как центрально сжатый.

Однако вследствие развития пластических деформаций от действия момента рабочая (упругая) часть сечения уменьшается, и стержень теряет устойчивость досрочно. В соответствии с этим критическое напряжение при потере устойчивости в плоскости, перпендикулярной действию момента, оказывается меньшим и равным $\sigma_{кр}^M = c \sigma_{кр}$, где $\sigma_{кр}$ — критическое напряжение в этой плоскости при отсутствии момента (т. е. центрально сжатого стержня); c — коэффициент, меньший единицы, представляющий собой отношение критического напряжения сечения, ослабленного от действия момента, к критическому напряжению этого сечения при отсутствии момента:

$$c = \frac{\sigma_{кр}^M}{\sigma_{кр}} < 1. \quad (II.49)$$

Явление это оказывается особенно существенным тогда, когда гибкости стержней λ_x и λ_y значительно отличаются друг от друга и момент действует в плоскости малой гибкости.

При малых гибкостях критические напряжения центрально сжатого стержня, а тем более стержня, ослабленного действием момента, находятся в области пластических деформаций и мало зависят от гибкости (рис. II. 62), особенно в стержнях из материалов, близких к идеальному упруго-пластическому; следовательно, коэффициент c сохраняет приблизительно постоянную величину. Так будет до тех пор, пока критическое напряжение центрально сжатого стержня по мере увеличения гибкости не перейдет в упругую область; тогда оно начинает резко убывать.

В результате значения коэффициента c повышаются, поскольку при этих гибкостях критические напряжения $\sigma_{кр}^M$ стержня, ослабленного дей-

ствием момента, еще остаются в области упруго-пластических деформаций и мало меняются в своих значениях. Лишь при больших гибкостях, когда ослабленные стержни теряют устойчивость также в упругой области, кривые критических напряжений ослабленного и неослабленного стержня текут приблизительно параллельно, что ведет к вторичному постоянству коэффициента c (рис. II. 63). Ослабленный стержень имеет меньшие критические напряжения потому, что он имеет меньшее рабочее сечение (упругое ядро).

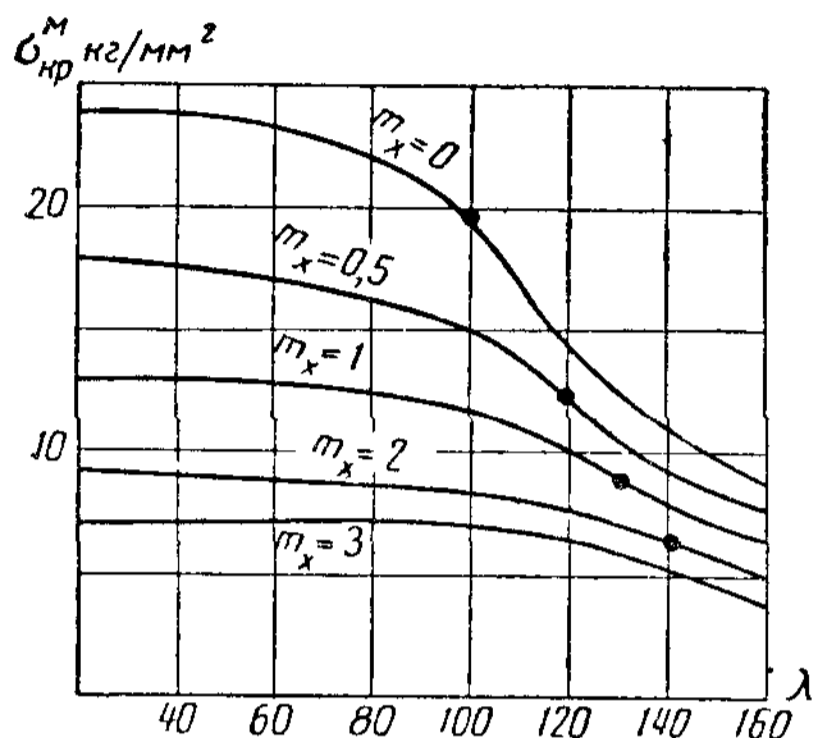


Рис. II.62. Кривые критических напряжений в функции гибкости для сечений, ослабленных действием момента, при досрочной потере устойчивости перпендикулярно плоскости действия момента
● — точки перехода в область упругой работы

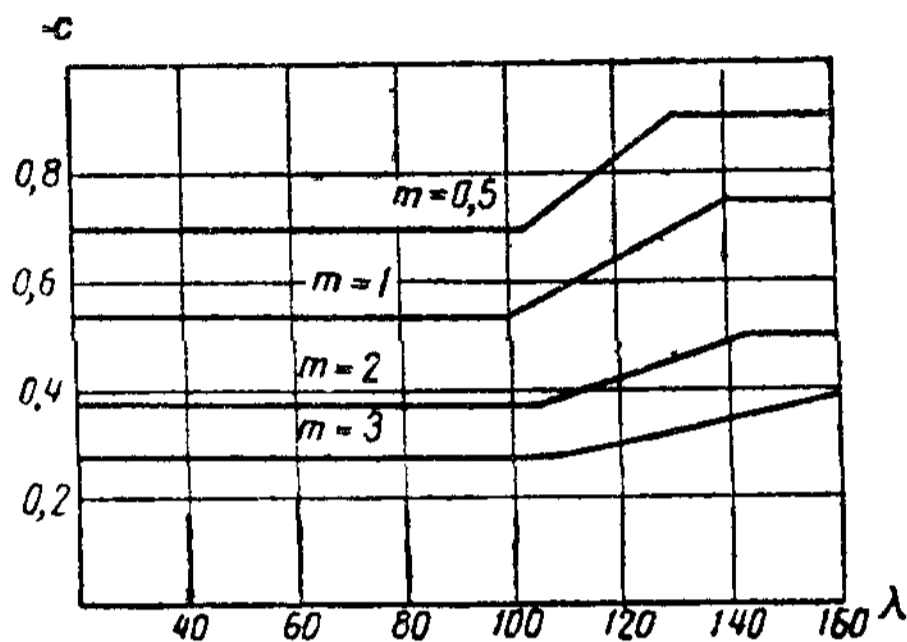


Рис. II.63. Зависимости коэффициента c досрочной потери устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента, от гибкости

Таким образом, зависимость коэффициента c от гибкости имеет 3 участка (рис. II. 63): первый — до гибкости перехода в упругую фазу критического напряжения неослабленного центрально сжатого стержня (приблизительно постоянное значение c); второй — до гибкости перехода в упругую фазу критического напряжения центрально сжатого ослабленного действием момента стержня (возрастание коэффициента c); третий — при работе центрально сжатого ослабленного стержня также в упругой области (приблизительно постоянное значение c). Численные значения коэффициента c зависят от величины ослабления стержня моментом, т. е. от величины эксцентриситета m_x (рис. II. 62); при увеличении эксцентриситета они уменьшаются.

Аналогично может быть поставлен вопрос о влиянии на устойчивость стержня второго момента M_y , действующего в плоскости второй главной оси сечения (плоскости большой гибкости), перпендикулярной плоскости момента M_x , действующего в плоскости малой гибкости. Ослабленный пластическими деформациями от действия момента M_x стержень будет меньше сопротивляться выпучиванию в плоскости момента M_y от действия момента M_y и критическое напряжение в этой плоскости будет (при наличии момента M_x)

$$\sigma_{кр\ y}^x = c_1 \sigma_{кр\ y} \tag{II.50}$$

Здесь c_1 — коэффициент, меньший единицы, равный $\frac{\sigma_{кр\ y}^x}{\sigma_{кр\ y}}$, где $\sigma_{кр\ y}$ — критическое напряжение от действия момента M_y при отсутствии момента M_x (функция гибкости и относительного эксцентриситета m_y); $\sigma_{кр\ y}^x$ — критическое напряжение от действия момента M_y при наличии момента

M_x и ослабления от его действия (функция гибкости и относительных эксцентриситетов m_x и m_y).

Для данного эксцентриситета e_y и момента M_y зависимости коэффициента c_1 от гибкости аналогичны зависимости коэффициента c от гибкости (рис. II. 63), только точки перехода в упругую фазу должны отвечать меньшим гибкостям, поскольку

$$\sigma_{кр\ y}^x < \sigma_{кр\ y} \quad \text{и} \quad \sigma_{кр\ x}^y < \sigma_{кр\ x}.$$

Нетрудно видеть, что коэффициент $c_1 > c$ ввиду того, что $\sigma_{кр\ y}^x$ существенно меньше $\sigma_{кр\ y}$. Подсчеты показывают, что коэффициент c_1 мало зависит от относительного эксцентриситета m_y , поскольку от эксцентриситета m_y зависит как $\sigma_{кр\ y}$, так и $\sigma_{кр\ y}^x$; с достаточной точностью можно принять

$$c_1 = \sqrt{c}. \quad (\text{II.51})$$

Имеются и другие предположения по учету второго эксцентриситета.

ГЛАВА III

ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИИ И ПРЕДПОСЫЛКИ РАСЧЕТА

Состояние конструкции, при котором она перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям, называется предельным.

Наши нормы расчета различают три предельных состояния конструкции:

а) первое предельное состояние — по несущей способности (прочности, устойчивости или выносливости материала), при достижении которого конструкция теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые остаточные изменения своей формы;

б) второе предельное состояние — по развитию чрезмерных деформаций от статических или динамических нагрузок, при достижении которого в конструкции, сохраняющей прочность и устойчивость, появляются недопустимые деформации или колебания;

в) третье предельное состояние — по местным повреждениям (образованию или раскрытию трещин), при достижении которого появление в конструкции, сохраняющей прочность и устойчивость, трещин (или их раскрытие до определенной величины) делает дальнейшую эксплуатацию неудовлетворительной (вследствие потери требуемой водонепроницаемости, опасности коррозии, повреждения отделочного слоя и т. п.).

Расчетные предпосылки, принимаемые с учетом действительных условий поведения конструкций в предельных состояниях, а также основные расчетные величины (нагрузки, сопротивления) устанавливаются нормами расчета таким образом, чтобы сооружения не имели излишних запасов, но были бы обеспечены с практически необходимой гарантией от возникновения предельных состояний.

Основное требование норм расчета состоит в том, чтобы величины усилий (напряжений), деформаций (перемещений) и размеры трещин от учитываемых в расчетах внешних воздействий не превосходили предельных значений, характеризующих предельные состояния и определяемых нормативными документами — «Строительными нормами и правилами» (СНиП) и техническими условиями проектирования.

В соответствии с этим каждое из предельных состояний характеризуется предельным условием, выражающимся в том, что для возможности эксплуатации сооружения силовые факторы, действующие на сооружение или конструкцию, должны быть меньше предельной величины, ограничивающей возможность эксплуатации, а в предельном состоянии — равны этой величине.

Для первого предельного состояния предельное условие имеет вид

$$N \leq \Phi, \quad (\text{III.1})$$

где N — усилие в рассматриваемом элементе конструкции (функция нагрузок, действующих на сооружение);

Φ — предельное усилие, воспринимаемое материалом рассматриваемого элемента и определяющее несущую способность элемента в зависимости от появления чрезмерно нарастающих деформаций (вообще говоря, пластических), при которых конструкция уже не может сопротивляться нагрузке (функция свойств материала и размеров элемента).

Для второго предельного состояния предельное условие имеет вид

$$\delta \leq \delta_{\text{пр}}, \quad (\text{III.2})$$

где δ — деформация или перемещение конструкции в результате внешних воздействий на нее (функция нагрузок, материала и системы сооружения);

$\delta_{\text{пр}}$ — предельная деформация или перемещение, ограничивающие условия нормальной эксплуатации (функция назначения сооружения).

Для третьего предельного состояния предельное условие имеет аналогичный вид

$$e \leq e_{\text{пр}}, \quad (\text{III.3})$$

где e — соответствующее раскрытие трещины.

Ввиду того что в металлических конструкциях появление трещин зависит не от силовых воздействий, развивающихся при эксплуатации сооружения, а от неправильностей технологии изготовления или монтажа (например, трещины при сварке), при расчете металлических конструкций третье предельное состояние не учитывается.

Расчет должен обеспечить возможность эксплуатации сооружений или конструкций на все время их существования. Для этого величина N неравенства (III. 1) должна представлять собой наибольшее возможное за время эксплуатации сооружения усилие как функцию наибольших возможных за это время нагрузок. По этим нагрузкам производится расчет, поэтому они и называются расчетными нагрузками. Эти нагрузки зависят от крайне разнообразных условий работы сооружения и при случайных отступлениях от условий нормальной эксплуатации могут быть достаточно большими, а возможно, и большими, чем те нагрузки, которые установлены в нормах расчета в качестве основных характеристик внешних воздействий (так называемые нормативные нагрузки, отвечающие условиям нормальной эксплуатации сооружения).

Таким образом, величина расчетного усилия N может быть представлена в виде

$$N = \sum P_i^n \alpha_i n_i, \quad (\text{III.4})$$

где

P_i^n — нормативная нагрузка;

α_i — число влияния рассматриваемого стержня, отвечающее нагрузке P_i (усилие при $P_i = 1$);

n_i — коэффициент перегрузки нагрузки P_i , т. е. отношение наибольшей возможной за время эксплуатации конструкции нагрузки (расчетной) к нормативной нагрузке;

$P_i^n n_i$ — расчетная нагрузка.

Тогда в соответствии с неравенством (III. 1) получим

$$N = \Sigma P_i^n \alpha_i n_i \leq \Phi. \quad (\text{III.5})$$

Согласно указаниям норм, второе предельное состояние относится к условиям нормальной эксплуатации и потому величину перемещения δ определяют в функции нормативных нагрузок (без учета коэффициентов перегрузки).

В таком случае (поскольку при нормальной эксплуатации сооружение работает упруго) неравенство (III. 2) может быть переписано так:

$$\Sigma P_i^n \delta_i \leq \delta_{\text{пр}}, \quad (\text{III.6})$$

где P_i^n — значение какой-либо нормативной нагрузки;

δ_i — деформация или перемещение конструкции от действия единичной нагрузки;

$\delta_{\text{пр}}$ — предельная величина деформации, определяющая возможность нормальной эксплуатации.

§ 2. НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ПЕРЕГРУЗКИ, СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

1. Классификация и характеристика нагрузок

Нормативные нагрузки устанавливаются нормами расчета. Численные значения нормативных нагрузок обычно выше средних значений фактических нагрузок, соответствующих времени проектирования сооружения; они представляют собой значения наибольших нагрузок, соответствующих нормальной эксплуатации сооружения, т. е. такому режиму, при котором не имеется случайных превышений нагрузок, зависящих от совпадения различных особо неблагоприятных факторов.

Главнейшие нагрузки:

1. **Постоянная нагрузка** — собственный вес несущей конструкции и вес поддерживаемых ею неподвижных элементов и деталей. Основным отличием постоянной нагрузки является то, что она считается неизменной во времени. Постоянная нагрузка определяется по размерам сооружения, полученным в результате расчета и конструирования, т. е. после проектирования конструкции, и на эту нагрузку сооружение проверяется. Для учета же постоянной нагрузки в процессе проектирования ею задаются на основании общих соображений, эмпирических формул или беглого предварительного расчета.

Приемы предварительного определения постоянной нагрузки указаны в дальнейшем изложении, а также даны в справочных изданиях и пособиях для проектирования.

2. **Полезные временные или технологические нагрузки** — нагрузки, восприятие которых составляет целевое назначение сооружения.

Основным отличием временной нагрузки является то, что она не постоянна во времени и в некоторые периоды может отсутствовать. Помимо этого, она может занимать различные положения в сооружении, а ее численные значения могут быть различны в разные периоды работы сооружения, так как они зависят от условий эксплуатации и внешних условий, переменных во времени.

Полезная нагрузка характеризуется назначением сооружения. Для промышленных зданий полезной является нагрузка от оборудования, материалов и производственной продукции. Сюда же относятся крано-

вые нагрузки и их вертикальные и горизонтальные воздействия, а также воздействия других транспортных устройств, если они имеются.

Нормативные нагрузки от кранов принимаются по стандартам и нормам на крановые нагрузки (ГОСТ 3332, 6711 и др.).

Для перекрытий гражданских зданий и складов полезной нагрузкой является вес оборудования и материалов, а в случае необходимости и подвижная нагрузка (например, от толпы или транспортных устройств). Ввиду крайнего разнообразия полезных нагрузок на перекрытия они в нормах обычно задаются весьма осредненными, в виде равномерно распределенных нагрузок различной интенсивности. Числовые значения этих нагрузок имеются в Строительных нормах и правилах (СНиП).

Для мостов полезной нагрузкой является вес подвижного состава и толпы; для опор линий электропередачи и радиомачт (башен) — натяжение проводов и антенн и т. д. Все эти нормативные нагрузки по возможности приближаются к наибольшим фактическим, имеющим место при нормальной эксплуатации сооружений.

3. Атмосферные нагрузки. В наших климатических условиях регулярной атмосферной нагрузкой является снег. Нормативные снеговые нагрузки учитывают различие снеговых покровов в разных районах СССР, а также условия залегания снега на кровле. В основу их положены средние максимальные значения нагрузок по результатам наблюдений, проведенных в течение 10 лет. Они указаны в СНиПе на карте снеговых нагрузок. Например, для среднего, III района нашей страны снеговая нагрузка принимается равной 100 кг на 1 м² горизонтальной проекции. На кровле нормативная величина снеговой нагрузки принимается

$$p_c^H = p_0 c,$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли;

c — коэффициент, зависящий от наклона кровли (при $\alpha \leq 25^\circ$ $c = 1$; при $\alpha \geq 60^\circ$ $c = 0$; при промежуточных значениях угла наклона кровли c принимается по интерполяции) и ее профиля.

На неровных кровлях снег располагается неравномерно из-за впадин и зон сдувания. Типичные коэффициенты неравномерности c указаны на рис. III. 1. Разные случаи распределения снеговой нагрузки указаны в СНиПе.

Для сооружений, имеющих ровные кровли и расположенных в районах с открытым рельефом и большими ветрами, учитывается сдувание ветром снега, позволяющее уменьшать снеговые нагрузки.

Второй учитываемой нормами атмосферной нагрузкой является ветер. В настоящее время нормы ветровой нагрузки исходят из давления ветра ураганной интенсивности, т. е. сравнительно редкого явления, что по существу не является правильным. При этом нормы учитывают географическое положение сооружения, а также условия обтекания сооружения ветровыми струями. Последнее обстоятельство учитывается коэффициентами обтекания, на которые умножают величину ветрового давления для получения расчетного давления. Коэффициенты обтекания устанавливаются в соответствии с законами аэродинамики. Многие из этих коэффициентов отрицательны, что является следствием пониженного давления воздуха на подветренной стороне сооружения из-за образования вихревых вращений (явление отсоса); в связи с этим ветер может оказывать на сооружение отрывающее действие (рис. III. 2). Таким образом, нормативная ветровая нагрузка

$$q_B^H = Q_B k,$$

где Q_v — ветровое давление; k — коэффициент обтекания.

Географические районы ветровой нагрузки указаны в СНиПе. Величина коэффициента обтекания k зависит от формы препятствия; при действии ветра на крайнюю наветренную поверхность при угле ее наклона более 60° или на поверхность, выступающую над более низким препятствием, коэффициент обтекания принимается 0,8, при действии

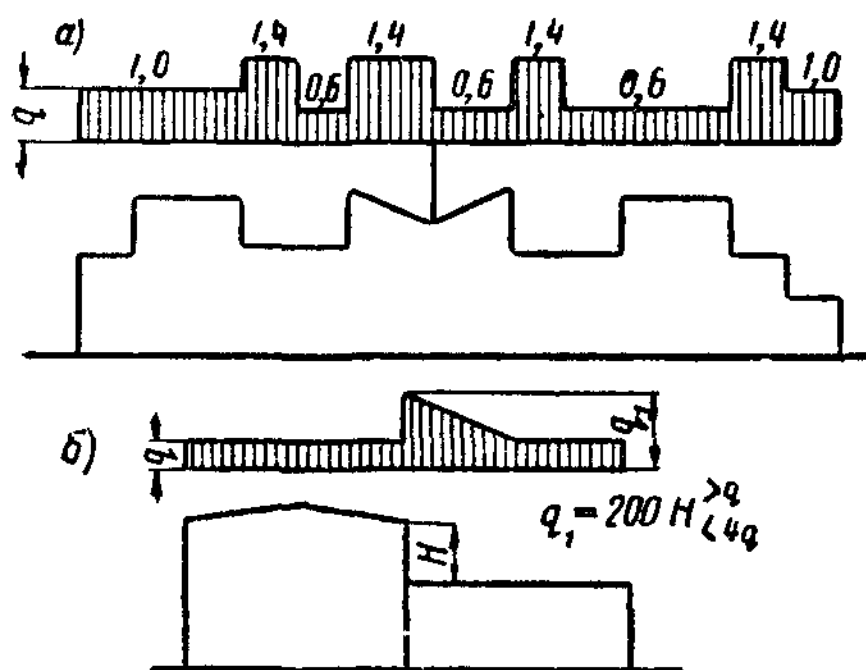


Рис III.1 Коэффициенты неравномерности отложения снега
а — при неровной кровле; б — за высоким зданием

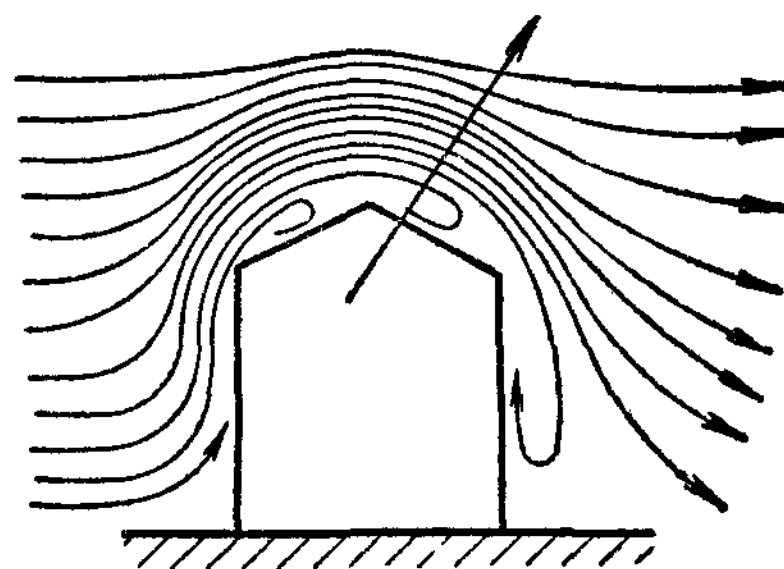


Рис. III.2. Отрывающее действие ветра на сооружение

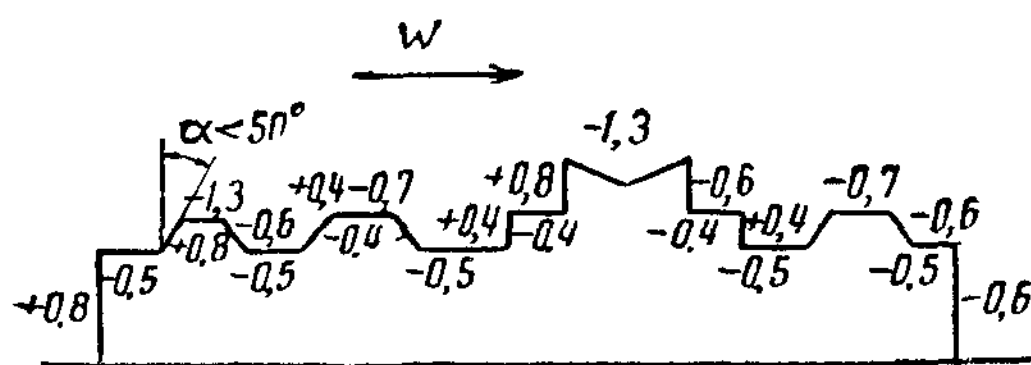


Рис. III.3. Коэффициенты неравномерности давления ветра при неровной кровле

на подветренную часть ввиду явления отсоса $k = -0,6$. Типичное распределение коэффициентов обтекания по поверхностям неровной кровли указано на рис. III.3. Ветровая нагрузка для высоких сооружений определяется специальными ТУ¹.

4. Температурные воздействия, имеющие значение для статически не-

определимых систем. Они принимаются в виде предельной разности температур в предположении равномерного или неравномерного распределения температуры (в зависимости от системы конструкции).

5. Сейсмические воздействия для сооружений, расположенных в сейсмических районах; значения этих воздействий принимаются в зависимости от балльности района.

6. Монтажные нагрузки, которые сооружение испытывает во время монтажа, когда элементы сооружения не закреплены полностью или когда по сооружению двигаются тяжелые монтажные краны. Эти нагрузки сооружение в дальнейшем не несет.

2. Коэффициенты перегрузки

Как уже указано, в формулу (III. 4) расчетного усилия N нормативные нагрузки вводятся с коэффициентами перегрузки. Коэффициенты перегрузки учитывают изменчивость нагрузок, зависящую от всякого рода незакономерных факторов, вследствие случайных отступлений от

¹ Технические условия расчета высоких сооружений на ветровую нагрузку (СН 40-58).

заданного условия нормальной эксплуатации; в силу этих факторов нагрузки могут оказаться больше тех, которые имеют место при нормальной эксплуатации. Коэффициенты перегрузки правильнее всего можно определить наблюдением за фактическими нагрузками, которые имеют место во время эксплуатации сооружения. Эти наблюдения систематизируются в так называемых кривых распределения, показывающих, как часто появляются различные значения изучаемого явления (рис. III.4). Наблюдения показывают, что в огромном числе случаев фактические нагрузки меньше нормативных (которые отвечают наибольшим нагрузкам при нормальной эксплуатации), но в некоторых случаях они могут быть и больше. Отношение возможной наибольшей (расчетной) нагрузки к нормативной и составляет коэффициент перегрузки.

Коэффициент перегрузки зависит от природы нагрузки, вследствие чего каждая нагрузка имеет свой коэффициент перегрузки.

По СНиП снеговая нагрузка имеет коэффициент перегрузки 1,4 (рис. III.4); ветровая—1,2; крановая — 1,3. Коэффициент перегрузки для разных нагрузок перекрытий имеет значения 1,2—1,4. Постоянная нагрузка также может иметь коэффициент перегрузки вследствие того, что объемные веса материалов, образующих постоянную нагрузку, фактически являются не одинаковыми и имеют некоторую изменчивость. Однако изменчивость (а следовательно, и коэффициенты перегрузки) постоянной нагрузки значительно меньше, чем нагрузок полезных и атмосферных. Коэффициент перегрузки постоянной нагрузки принимается равным 1,1. В том случае, когда постоянная нагрузка оказывает благоприятное действие на работу сооружения, берется коэффициент перегрузки, меньший единицы.

Коэффициенты перегрузки характеризуют только изменчивость нагрузок. Они не учитывают динамического воздействия нагрузки, которое характеризуется особым коэффициентом динамичности, представляющим собой отношение наибольшего динамического воздействия нагрузки к статическому. Они не учитывают и планового возрастания нагрузки с течением времени, например возрастания временной нагрузки мостов (вследствие увеличения грузооборота) или подкрановых балок (вследствие усложнения технологического процесса производства и других обстоятельств).

3. Сочетания нагрузок

Нагрузки воздействуют на конструкцию не раздельно, а в сочетаниях друг с другом.

Различаются следующие сочетания нагрузок.

1. Основные сочетания — сочетания таких нагрузок, которые обычно (регулярно) действуют при работе конструкции и сопротивление которым составляет назначение конструкции. Наиболее простым таким

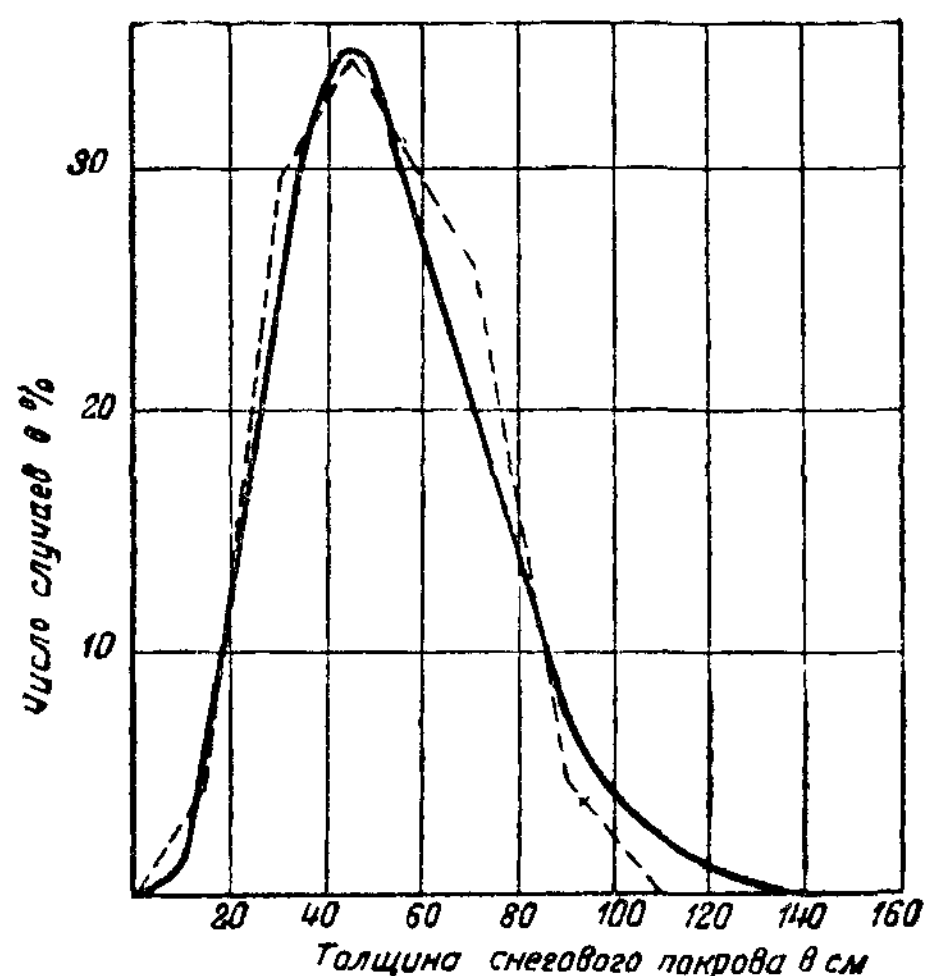


Рис. III.4. Кривая распределения значений наибольшей толщины снегового покрова

сочетанием является сочетание постоянной и полезных нагрузок. Для многих сооружений, например покрытий, к этим нагрузкам добавляется атмосферная нагрузка — снег.

Нагрузки основных сочетаний обычно называются основными.

Для высотных сооружений, для которых ветер является основной нагрузкой, сочетание постоянной нагрузки и ветра является также основным.

2. Дополнительные сочетания — сочетания основных нагрузок с дополнительными, которые проявляются редко и восприятие которых не составляет назначения сооружения. Наиболее типичной дополнительной нагрузкой является ураганный ветер. В некоторых случаях дополнительной нагрузкой являются монтажные краны, которые передвигаются по сооружению весьма редко и только во время монтажа.

3. Особые сочетания — сочетания основных и дополнительных нагрузок (обычно не всех) с очень редко действующими особыми силовыми воздействиями, обычно аварийного характера. Типичным примером особых нагрузок являются сейсмические нагрузки.

Одновременное появление наибольших значений нескольких нагрузок, очевидно, менее вероятно, чем появление наибольшего значения одной; поэтому чем сложнее сочетание, тем меньше вероятность появления наибольшего значения этого сочетания. Чтобы сделать сооружения одинаково неразрушимыми (ибо чем меньше вероятность появления нагрузок, тем более неразрушимо рассчитанное на эти нагрузки сооружение) при дополнительных и особых сочетаниях, коэффициенты перегрузки n_i всех нагрузок, за исключением постоянной, умножают на некоторые коэффициенты сочетаний $c < 1$. Коэффициент сочетания основных и дополнительных нагрузок принимается равным 0,9; основных, дополнительных и особых — 0,8.

Таким образом, расчетное усилие N равняется:

1) при основном сочетании нагрузок

$$N = \sum P_i^H \alpha_i n_i = \alpha_p P_p^H n_p + \alpha_{q1} Q_1^H n_{q1} + \alpha_{q2} Q_2^H n_{q2} + \dots \leq \Phi, \quad (\text{III.7})$$

где P_p^H — нормативная постоянная нагрузка;

Q_i^H — нормативные полезные или атмосферные нагрузки;

2) при дополнительном сочетании нагрузок

$$N = \sum P_i^H \alpha_i n_i = \alpha_p P_p^H n_p + \alpha_{q1} Q_1^H n_{q1} c_1 + \dots + \alpha_D D n_D c_1 + \dots \leq \Phi, \quad (\text{III.8})$$

где D — нормативная дополнительная нагрузка;

c_1 — коэффициент дополнительных сочетаний;

3) при особом сочетании нагрузок

$$N = \sum P_i^H \alpha_i n_i = \alpha_p P_p^H n_p + \alpha_{q1} Q_1^H n_{q1} c_2 + \dots + \alpha_D D n_D c_2 + \dots + \alpha_T T n_T c_2 + \dots \leq \Phi, \quad (\text{III.9})$$

где T — нормативная особая нагрузка;

c_2 — коэффициент особых сочетаний.

§ 3. МЕТОДИКА РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ И ПО ДОПУСКАЕМЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ И ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

1. Условие неразрушимости и несущая способность элементов

Условие неразрушимости — основное требование при расчете сооружения по первому предельному состоянию, имеет вид [см. формулу (III. 1)]

$$N \leq \Phi,$$

где N — расчетное усилие в элементе конструкции;

Φ — предельное сопротивление элемента, отвечающее моменту потери несущей способности и прекращения эксплуатации.

Значение функции N и ее структура указаны в § 1 настоящей главы.

Функция Φ , определяющая несущую способность элемента, зависит от размеров элемента, сопротивления материала и условий работы элемента и в соответствии с этим может быть представлена в виде

$$\Phi = F R m, \quad (\text{III.10})$$

где F — геометрический фактор элемента (площадь, момент сопротивления и т. д.);

R — предельное сопротивление материала;

m — коэффициент условий работы.

Коэффициент условий работы характеризует особенности условий работы одних элементов или сооружений по сравнению с другими, а также особенности эксплуатации и другие обстоятельства.

2. Предельное сопротивление материала; расчетное сопротивление и коэффициент однородности

За предельное сопротивление материала, отвечающее моменту потери несущей способности, для мягких сталей и алюминиевых сплавов, как указывалось, принимается предел текучести σ_T .

Однако это не значит, что во время эксплуатации конструкции допускаются только упругие деформации, поскольку напряжению σ_T отвечает большая область пластических деформаций по площадке текучести и на протяжении от предела пропорциональности до предела текучести. Все зависит от назначения сооружения.

Так, в подкрановых балках пластические деформации нежелательны ввиду возможного нарастания остаточных прогибов; в конструкциях, работающих на статическую нагрузку, пластические деформации более возможны, если элементы конструкции должным образом закреплены от потери устойчивости, и деформации их ограничены связями.

Изменчивость величины Φ зависит от изменчивости размеров (вследствие допусков при прокатке), а также от изменчивости сопротивления материала в результате того, что фактические пределы текучести могут отличаться от указанных в ГОСТах нормативных значений, хотя последние являются браковочными (поскольку отбраковка производится выборочным методом). Браковочное значение σ_T^H в соответствии с нормами приемки (нормативное значение предела текучести) называется нормативным сопротивлением и обозначается R^H . Однако ввиду изменчивости материала это значение не является наименьшим возможным. По кривой распределения предела текучести (рис. II.2) видно, что это действительно так.

Значение наименьшего возможного предела текучести устанавливается статистическими методами по кривым распределения таким образом, чтобы вероятность появления меньших значений предела текучести было крайне малым. Отношение наименьшего возможного предела текучести к его нормативному значению σ_T^H характеризует стандартность или однородность материала и называется коэффициентом однородности. В нормах проектирования стальных конструкций в этот коэффициент введено также и влияние допусков при прокатке.

Наименьший возможный предел текучести называется расчетным сопротивлением и обозначается буквой R

$$R = k \sigma_T^H = kR^H, \quad (\text{III.11})$$

где k — коэффициент однородности.

3. Коэффициенты условий работы

Изменчивость коэффициентов условий работы зависит от обстоятельств работы элемента (например, от особенностей действия нагрузки, опасностей потери устойчивости, проявления усталости материала, изменчивости среды и т. д.). Коэффициенты условий работы нередко состоят из нескольких компонентов. Так, коэффициент условий работы гибкого сжатого стержня (т. е. коэффициент продольного изгиба φ) состоит из двух частей: коэффициента φ_1 , характеризующего понижение несущей способности сжатого стержня при теоретически точном приложении нагрузки, и коэффициента φ_2 , учитывающего изменчивость эксцентриситетов приложения нагрузки (см. стр. 130).

Кроме того, коэффициенты условий работы учитывают различное влияние изменчивости нагрузок и однородности материала на достижение сооружением предельного состояния. Так, когда сооружение работает на постоянную или малоизменчивую нагрузку, предельное состояние наступает в основном в том случае, когда величины сопротивления материала являются наименьшими; если сооружение работает на нагрузку со значительной изменчивостью, предельное состояние наступает тогда, когда наименьшие величины сопротивления материала сочетаются с наибольшими величинами нагрузок, что может быть значительно реже и потому менее опасно. Меньшая надежность сооружений первой категории учитывается введением для них коэффициентов условий работы, меньших единицы, например в расчете резервуаров.

В соответствии с большим разнообразием вопросов, охватываемых коэффициентами условий работы, таких коэффициентов может быть несколько. При этом некоторые из них, как, например, коэффициенты, характеризующие условия потери устойчивости (φ , $\varphi_{\text{вн}}$, $\varphi_{\text{б}}$) или работы элементов на вибрационные нагрузки (γ), как правило, записываются в явной форме. В большинстве же случаев они включаются в расчетное сопротивление материала, которое берется соответственно пониженным или повышенным.

Для большинства сооружений коэффициент условий работы принимается равным единице.

Коэффициенты условий работы, отличные от единицы, даны в Технических условиях. Основные из них указаны в соответствующих главах курса.

4. Связь методики предельных состояний с методикой допускаемых напряжений

В соответствии с изложенным, условие расчета (III.1) приобретает вид

$$N = \sum P_i^H \alpha_i n_i = \sum N_i^H n_i \leq FR^H km = FRm, \quad (\text{III.12})$$

где N_i^H — усилие от нормативной нагрузки.

Разделив равенство (III.12) на геометрический фактор F , получим

$$\sum \sigma_i^H n_i \leq R^H km, \quad (\text{III.13})$$

где R^H — нормативное сопротивление, равное нормативному пределу текучести;

σ_i^H — напряжение от нормативной нагрузки.

Выделив в выражении $\sum \sigma_i^H n_i$ напряжение от какой-либо преобладающей (например, наибольшей полезной) нагрузки, получим

$$\sum \sigma_i^H n_i = \sigma_1^H \left(n_1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1} n_2 + \frac{\sigma_3}{\sigma_1} n_3 + \dots \right) \leq R^H km, \quad (\text{III.14})$$

откуда, назвав выражение в скобках приведенным коэффициентом перегрузки по отношению к нагрузке I, найдем

$$\sigma_1^H n_I \leq R^H km$$

или

$$\sigma_1^H \frac{n_I}{km} \leq R^H, \quad (\text{III.15})$$

где величина $\frac{n_I}{km}$ является коэффициентом запаса для напряжения

σ_1^H по отношению к нормативному пределу текучести $\sigma_T^H = R^H$.

Таким образом, этот коэффициент имеет различные значения не только для разных конструкций и стержней, но и для разных нагрузок.

Если мы для всех нагрузок примем коэффициенты перегрузки одинаковыми и равными n , то сможем написать

$$n \sum \sigma_i^H \leq \sigma_T^H km; \quad (\text{III.16})$$

в этом случае расчетное напряжение от нормативных нагрузок выразится

$$\sigma = \sum \sigma_i^H \leq \sigma_T^H \frac{km}{n}. \quad (\text{III.17})$$

Величина $\frac{n}{km} = \xi$ представляет собой общий, одинаковый для всех нагрузок коэффициент запаса; частное от деления нормативного предела текучести на общий коэффициент запаса называется допускаемым напряжением $[\sigma]$ и, следовательно:

$$\sigma \leq \sigma_T^H \frac{km}{n} = \frac{\sigma_T^H}{\xi} = [\sigma]. \quad (\text{III.18})$$

Таким образом, методика расчета по допускаемым напряжениям есть частный случай методики расчета по первому предельному состоянию, получаемый тогда, когда все коэффициенты перегрузки принимаются одинаковыми. В данной трактовке допускаемое напряжение является одинаковым для всех стержней, имеющих одинаковый коэффициент условий работы m . Обычно в методике расчета по допускаемым напряжениям некоторые коэффициенты условий работы (например, коэффициент продольного изгиба φ) также пишутся в явной форме и под допускаемым напряжением понимается

$$[\sigma] = \frac{\sigma_T^H}{\xi} = \sigma_T^H \frac{k}{n}. \quad (\text{III.19})$$

Тогда допускаемое напряжение будет одинаковым для всех элементов конструкции, и формула расчета примет вид

$$\sigma = \sum \sigma_i^H = \frac{\sum N_i^H}{F} \leq m[\sigma]. \quad (\text{III.20})$$

Сравнивая ее с формулой расчета по первому предельному состоянию [см. формулу (III.12)]

$$\frac{\sum N_i^H n_i}{F} \leq mR, \quad (\text{III.21})$$

видим, что она отличается только тем, что коэффициенты перегрузки в ней приняты равными единице, а вместо расчетного сопротивления поставлено допускаемое напряжение.

Отсюда следует, что приемы расчета по первому предельному состоянию и по допускаемым напряжениям одинаковы; нужно только при расчете по предельному состоянию нагрузки принимать со своими коэффициентами перегрузки, а при расчете по допускаемым напряжениям — без коэффициентов перегрузки; за предельное напряжение при расчете по предельному состоянию нужно принимать расчетное сопротивление, а при расчете по допускаемым напряжениям — допускаемое напряжение.

Таким образом, в методике расчета по первому предельному состоянию общий и неизменный для всех нагрузок коэффициент запаса заменяется тремя коэффициентами n , k и m , которые в своих сочетаниях дают различные значения переменного коэффициента запаса.

Методика расчета по допускаемым напряжениям более груба: она не учитывает того обстоятельства, что каждой нагрузке присущ свой коэффициент перегрузки и что опасности работы конструкции зависят не только от значений нагрузок, но и от их сочетаний и возможных их изменений.

Допускаемое напряжение по существу ограничивает область нормальной эксплуатации сооружения; методика допускаемых напряжений не учитывает, таким образом, работу сооружения за этой областью (перед прекращением эксплуатации), по существу наиболее интересную и опасную.

В этом недостаток методики допускаемых напряжений, которая поэтому не может давать равнопрочные сооружения. Методика расчета по предельному состоянию учитывает оба указанных обстоятельства, и поэтому ее результаты значительно ближе к фактической работе сооружения; она дает более равнопрочные сооружения и, вскрывая излишние запасы прочности, способствует экономии материала.

5. Численные значения расчетных сопротивлений и допускаемых напряжений

Численные значения расчетных сопротивлений и допускаемых напряжений непосредственно вытекают из нормативных сопротивлений (т. е. нормативных значений предела текучести).

В методике расчета по первому предельному состоянию коэффициент однородности k для малоуглеродистых сталей 3 и 4 принят равным 0,9, а для менее стандартных материалов: стали 5, низколегированных сталей и алюминиевых сплавов — 0,85, что дает (с округлением) расчетные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу, а также срезу и смятию торцовой поверхности, приведенные в табл. III.1 и III.2.

Расчетные сопротивления срезу получены путем умножения значений расчетного сопротивления растяжению на коэффициент перехода 0,6 (в соответствии с соотношением между напряжениями чистого среза и нормальными), а смятию торцовой поверхности — на коэффициент 1,5.

Указанные в табл. III.1 сопротивления относятся к уголкового и

Таблица III. 1

Расчетные сопротивления R в $кг/см^2$ для прокатной стали

Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Прокатная сталь			
		малоуглеродистая обыкновенного качества		низколегированная	
		сталь 3 и сталь 4	сталь 5	14Г2 15ХСНД 15ГС, 10Г2С	10ХСНД
Растяжение, сжатие и изгиб	R	2 100	2 300	2 900	3 400
Срез	$R_{ср}$	1 300	1 400	1 700	2 000
Смятие торцовой поверхности	$R_{см. т}$	3 200	3 400	4 300	5 100

листовому прокату из малоуглеродистой стали толщиной до 40 мм и низколегированной — до 32 мм, а для двутавров и швеллеров толщиной стенки до 20 мм.

При толщине листов из малоуглеродистой стали свыше 40 (до 60 мм) расчетные сопротивления снижаются: для стали 3 кипящей — на 10%, для стали 3 спокойной и стали 5 — на 5%; для стали 4 остаются без изменения. При толщине листов, превышающих указанные, расчетные сопротивления устанавливаются специальными техническими условиями. Для стали марки Ст. 0 расчетные сопротивления принимаются на 20% ниже, чем для стали 3.

Расчетные сопротивления остаются одинаковыми как при действии основных нагрузок, так и при совместном действии основных, дополнительных, а также особых нагрузок, но при этом все нагрузки, кроме постоянных, должны быть умножены на соответствующие коэффициенты сочетаний (см. стр. 114).

Для возможности использования сопротивлений для малоуглеродистой стали, согласно табл. III. 1, необходимо требовать при заказе металла гарантированный предел текучести не ниже $2300 кг/см^2$ (см. ГОСТ 380-60 и главу II).

В методике расчета по допускаемым напряжениям по Нормам и техническим условиям 1946 г. (НиТУ 1-46) коэффициент запаса по отношению к нормативным сопротивлениям стали марок Ст. 0 и Ст. 3 (пределу текучести) принят равным 1,36, что дает для стальных строительных конструкций допускаемые нормальные напряжения¹:

$$\begin{aligned} &\text{для стали марки Ст. 0 } [\sigma] = 1\,400 \text{ кг/см}^2 \\ &\text{» » » Ст. 3 } [\sigma] = 1\,600 \text{ »} \\ &\text{» » » НЛ 2 } [\sigma] = 2\,250 \text{ »} \end{aligned}$$

Указанные напряжения справедливы при действии только основных нагрузок; при действии основных и дополнительных нагрузок коэффициент запаса принят меньшим, что дает допускаемые напряжения

$$\begin{aligned} &\text{для стали марки Ст. 0 } [\sigma] = 1\,600 \text{ кг/см}^2 \\ &\text{» » » Ст. 3 } [\sigma] = 1\,800 \text{ »} \\ &\text{» » » НЛ2 } [\sigma] = 2\,600 \text{ »} \end{aligned}$$

¹ По действовавшему в 1946 г. стандарту нормативные значения предела текучести составляли: для стали марки Ст. 0 $\sigma_T^H = 1\,900 \text{ кг/см}^2$, для стали марки Ст. 3 $\sigma_T^H = 2\,200 \text{ кг/см}^2$.

Допускаемое касательное напряжение принято равным $[\tau] = 0,6 [\sigma]$, что дает

для стали марки Ст. 0 $[\tau] = 900 \text{ кг/см}^2$
 » » » Ст. 3 $[\tau] = 1000$ »
 » » » НЛ2 $[\tau] = 1350$ »

В настоящее время методика расчета по предельным состояниям разработана и принята у нас для расчета конструкций гражданских и промышленных зданий, а также мостов и других сооружений; однако некоторые сооружения пока еще рассчитываются по методике допускаемых напряжений. Методика, аналогичная расчету по предельным состояниям, разрабатывается также во многих зарубежных странах: Венгрии, Испании, Англии, США и др.

Конструкции из алюминиевых сплавов рассчитываются также по методике предельных состояний. При этом расчетные сопротивления материала при толщинах до 20 мм и работе конструкций в интервале температур от $+50$ до -50° принимаются согласно табл. III. 2.

Таблица III. 2

Расчетные сопротивления R в кг/см^2 для конструкций из алюминиевых сплавов

Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Марки сплавов					
		АМг		АВ		АД33	Д16
		АМгМ	АМг6	АВМ	АВТ1	АД33Т1	Д16Т*
Растяжение, сжатие и изгиб	R	700	1400	700	1700	1600	2500
Срез	$R_{\text{ср}}$	400	850	400	1000	950	1500
Смятие торцевой поверхности	$R_{\text{см. т}}$	1050	2100	1050	2550	2400	3750

* Для прессованных профилей большой толщины расчетные сопротивления понижаются на 10—15%.

При плакировке изделий расчетные сопротивления снижаются на 5%. При работе конструкций при температурах $80-100^\circ$ расчетные сопротивления снижаются на 5—10%.

6. Возможности учета развития пластических деформаций в расчетах конструкций

В ряде случаев расчетом учитывается потеря работоспособности конструкций при развитии пластических деформаций. При этом материал обычно рассматривается как идеальный упруго-пластический, независимо от наличия или отсутствия площадки текучести (за исключением теории продольного изгиба, где учитывается постепенное нарастание пластических деформаций между пределами пропорциональности и текучести).

Такой подход значительно упрощает расчет и расширяет его возможности, привлекая во многих случаях аппарат теории пластичности, основанный на рассмотрении работы идеального упруго-пластического тела.

Сталь и алюминиевые сплавы в стадии упругой работы имеют постоянные и большие модули упругости, благодаря чему конструкции из этих материалов получают весьма малые деформации. В этом основа надежности расчета металлических конструкций, поскольку приемы строительной механики, на которых базируется расчет, основаны на принципе независимости действия сил, справедливом только при малых деформациях.

Поскольку упругие деформации составляют основу возможности длительной эксплуатации конструкций, при нормальной эксплуатации сооружений силовые воздействия ограничиваются упругими деформациями; однако полное использование сооружения в момент прекращения эксплуатации связано с развитием пластических деформаций, так как конструкции теряют несущую способность в пластической стадии. Учет этих деформаций дает возможность повысить нагрузки, а вместе с тем и экономичность сооружений.

§ 4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА РАСТЯНУТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ¹

1. Расчет растянутых элементов

Растянутые элементы рассчитываются по формуле

$$\sigma = \frac{\sum N_i}{F_{нт}} = \frac{\sum N_i^H n_i}{F_{нт}} \leq R, \quad (\text{III.22})$$

где N_i — расчетное усилие от какой-либо нагрузки i , равное нормативному усилию N_i^H , умноженному на коэффициент перегрузки n_i ;

$F_{нт}$ — площадь сечения нетто, т. е. ослабленная отверстиями (при наличии последних).

Формула (III.22) не противоречит возможности развития пластических деформаций между пределом пропорциональности и пределом текучести, а также по площадке текучести.

2. Расчет изгибаемых элементов

а) *Расчет изгибаемых элементов на прочность.* Изгибаемые элементы в одних случаях рассчитываются по упругой теории, в других — с учетом развития пластических деформаций.

По упругой теории рассчитываются конструкции, работающие на динамические и подвижные нагрузки (так как считается, что остаточные деформации несовместимы с эксплуатацией таких конструкций), клепаные конструкции, а в специальных случаях также некоторые сварные конструкции. Клепаные конструкции рассчитываются без учета развития пластических деформаций потому, что при больших нагрузках, вследствие больших сдвигов в заклепочных соединениях, они являются недостаточно монолитными. Таким образом, с учетом развития пластических деформаций рассчитываются прокатные и сварные балки, работающие на статическую нагрузку. При работе в упругой стадии напряжение в изгибаемом элементе, очевидно, равняется

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{нт}} \leq R, \quad (\text{III.23})$$

где $W_{нт}$ — момент сопротивления нетто (при наличии отверстий).

При учете развития пластических деформаций изгибаемые элементы рассчитываются по полному шарниру пластичности (рис. II.30, в):

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{пл}} \leq R; \quad (\text{III.24})$$

здесь $W_{пл}$ — пластический момент сопротивления, равный

$$W_{пл} = 2S, \quad (\text{III.25})$$

¹ Правила расчета (§ 4 и 5) изложены в соответствии с ТУ, разработанными ЦНИИСК АСИА СССР и ГПИ Проектстальконструкция в 1960 г.

где S — статический момент половины сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести (см. стр. 76).

Если геометрия балки точно фиксирована (например, в прокатных балках), то можно принять $W_{пл} = kW$, где W — упругий момент сопротивления, k — коэффициент, зависящий от формы балки (см. главу VIII).

Если при симметричной нагрузке имеется протяженная область чистого изгиба, то во избежание чрезмерных деформаций расчет производится по уменьшенному моменту сопротивления

$$W'_{пл} = \frac{W_{пл} + W}{2}. \quad (III.26)$$

Для возможности учета развития пластических деформаций элементы должны быть закреплены от потери устойчивости и иметь небольшие касательные и нормальные напряжения σ_y . Достаточным закреплением можно считать такое, при котором изгибаемый элемент по всей своей длине соединен с жестким диском (или настилом) или имеет расстояния между неподвижными узлами связей такие, при которых коэффициент ϕ_6 , вычисленный по формуле (III. 35), оказывается не меньше 2,5.

Большие касательные напряжения ($\frac{\tau}{\sigma} > 0,4$, когда пластичность обычно начинается со стенки) значительно уменьшают и ускоряют деформации, что приводит к хрупкости и требует специального учета. Этот учет можно производить по формуле (II.20)

$$\sqrt{0,75 \sigma^2 + 3\tau^2 \left(1 - 0,5 \frac{\sigma^2}{R^2}\right)} \leq R,$$

характеризующей распределение нормальных и касательных напряжений в шарнире пластичности.

Касательные напряжения определяются по упругой теории по известной формуле

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{J_{бр}\delta} \cdot \frac{a}{a-d} \leq R_{ср}, \quad (III.27)$$

где Q — расчетная поперечная сила;

a — расстояние между центрами отверстий;

d — диаметр отверстий.

Влияние нормальных напряжений σ_y на развитие пластических деформаций нашими Техническими условиями не учитывается, хотя в коротких балках при больших сосредоточенных силах оно может быть существенно. Оно учитывается только при расчете на устойчивость тонких стенок подкрановых балок (см. главу XVI).

Для того чтобы нормальные напряжения σ_y не отразились существенно на смещении оси шарнира пластичности и не снизили этим несущую способность балки, зависящую от момента напряжений σ_x (рис. II. 37), они, по-видимому, на уровне оси балки должны иметь величину порядка

$$\sigma_y \leq 0,25 \sigma_x.$$

При больших значениях σ_y целесообразно балку рассчитывать по упругой теории.

В качестве первого приближения значения напряжений σ_y могут быть приняты равными (рис. III. 5)

$$\sigma_y = \frac{P}{(a+2e)\delta} = \frac{P}{d\delta}, \quad (III.28)$$

где a — длина площадки смятия;
 c — расстояние до оси балки;
 δ — толщина стенки.

При работе изгибаемого элемента на моменты M_x и M_y (косой изгиб) формула расчета в упругой стадии имеет вид

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R. \quad (\text{III.29})$$

При работе в пластической стадии (см. § 7, п. 6 главы II) зависимость между соотношениями

$$\mu_x = \frac{M_{\text{пр } x}^y}{M_{\text{пр } x}^0} \text{ и } \mu_y = \frac{M_{\text{пр } y}^x}{M_{\text{пр } y}^0}$$

(где $M_{\text{пр } x}^y$, $M_{\text{пр } y}^x$ — предельные значения моментов M_x и M_y при наличии моментов M_y и M_x ;

$M_{\text{пр } x}^0$, $M_{\text{пр } y}^0$ — то же при их отсутствии) для прямоугольного сечения выражается параболой [см. формулу (II. 24)]

$$\mu_x^2 + \mu_y = 1,$$

а для двутавровых сечений она ближе к линейной. Поэтому по нашим Техническим условиям в запас прочности принимается линейная зависимость

$$\mu_x + \mu_y = 1.$$

Поскольку при наличии двух моментов наибольшие расчетные моменты

$$M_x \leq M_{\text{пр } x}^y; M_y \leq M_{\text{пр } y}^x$$

и

$$M_{\text{пр } x}^0 = RW_{\text{пл } x}; M_{\text{пр } y}^0 = RW_{\text{пл } y}, \quad (\text{III.30})$$

то

$$\frac{M_x}{W_{\text{пл } x}} + \frac{M_y}{W_{\text{пл } y}} \leq R.$$

Полное развитие пластических деформаций при косом изгибе маловероятно, так как обычно элемент ранее теряет свою устойчивость. Поэтому оно возможно только в элементах, очень хорошо закрепленных от потери устойчивости (например, в балках, закрепленных по всей длине верхнего пояса настилом или жесткой плитой).

б) Проверка устойчивости изгибаемых элементов. Изгибаемые элементы могут выйти из работы вследствие потери устойчивости.

Проверка устойчивости таких элементов производится по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \varphi_6 R, \quad (\text{III.31})$$

где φ_6 — коэффициент снижения напряжений при потере устойчивости изгибаемых элементов, равный отношению критического напряжения потери устойчивости к пределу текучести

$$\varphi_6 = \frac{\sigma_{\text{кр}}}{\sigma_{\text{т}}}. \quad (\text{III.32})$$

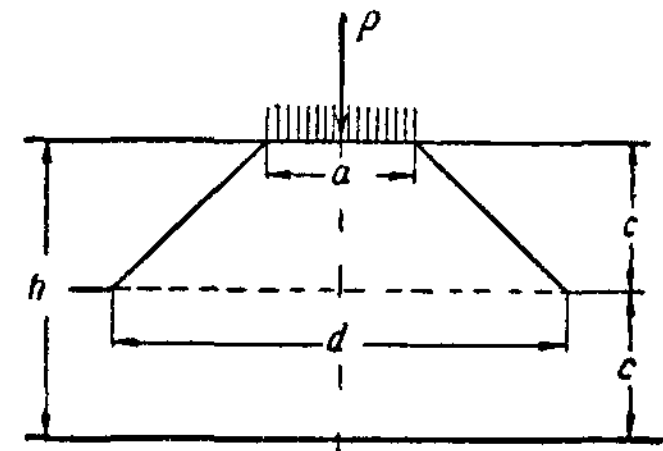


Рис. III.5. Приблизительное распределение напряжений σ_y по оси балки

Как было указано в § 9 главы II, критические напряжения потери устойчивости изгибаемого элемента определяются формулой (II.45')

$$\sigma_{кр} = A \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2. \quad (\text{III.33})$$

Здесь

$$A = \frac{\beta c}{2} \sqrt{\frac{J_k}{J_y}} \sqrt{EG} \frac{l}{h} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha}}, \quad (\text{III.34})$$

где β , c — коэффициенты, характеризующие расположение нагрузки на балке и закрепление последней на опорах;
 E , G — модули продольной и поперечной упругости;
 α — коэффициент, зависящий от геометрических соотношений балки.

Следовательно,

$$\varphi_6 = \frac{A}{\sigma_T} \cdot \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2, \quad (\text{III.35})$$

где $\psi = \frac{A}{\sigma_T}$;

$$\alpha = 1,54 \frac{l^2}{h^2} \cdot \frac{J_k}{J_y} \quad (\text{III.36})$$

или, для составных двутавровых сечений

$$\alpha = 8 \left(\frac{l}{b} \right)^2 \left(\frac{\delta_{\Pi}}{h} \right)^2 \left[1 + \frac{d}{b} \left(\frac{\delta_{CT}}{\delta_{\Pi}} \right)^3 \right]. \quad (\text{III.37})$$

Обозначения см. на стр. 99 и 100.

В функции величины α вычислены коэффициенты $\psi = A/\sigma_T$ при нагрузке, расположенной по верхнему или нижнему поясу, и для случая чистого изгиба; с помощью этих коэффициентов по формуле (III. 35) определяется коэффициент φ_6 . Коэффициенты ψ показаны на рис. III. 6, а, где они даны уменьшенными в 10^3 раз.

При коэффициенте $\varphi_6 > 0,85$ напряжения переходят в пластическую фазу. В соответствии с этим ввиду уменьшения модуля деформации коэффициенты φ_6 должны быть исправлены. Зависимость между коэффициентом φ_6 упругой стадии и коэффициентом φ'_6 пластической фазы дана на рис. III. 6, б.

Значения коэффициентов ψ на рис. III. 6, а даны для стали с расчетным сопротивлением $R = 2,1 \text{ т/см}^2$. При применении других марок стали эти коэффициенты должны быть умножены на отношение $\frac{2,1}{R}$, где R — расчетное сопротивление соответствующей марки стали в т/см^2 .

Конструкции из алюминиевых сплавов рассчитываются по той же методике. Для сплава Д16Т коэффициенты ψ в функции коэффициентов α даны на рис. III. 7, а. При применении сплава АМгб эти коэффициенты необходимо умножить на 1,94, а сплава АВТ1 — на 1,48. Соответствующие коэффициенты φ'_6 даны на рис. III. 7, б.

Как известно из § 9 главы II, критические напряжения несимметричных балок при $\frac{J_B}{J_H} \ll 4$ или при $n = \frac{J_B}{J_H + J_B} \ll 0,8$ мало отличаются от критических напряжений симметричных балок и могут быть вычислены по тем же формулам (III. 33)—(III. 35); целесообразно только в

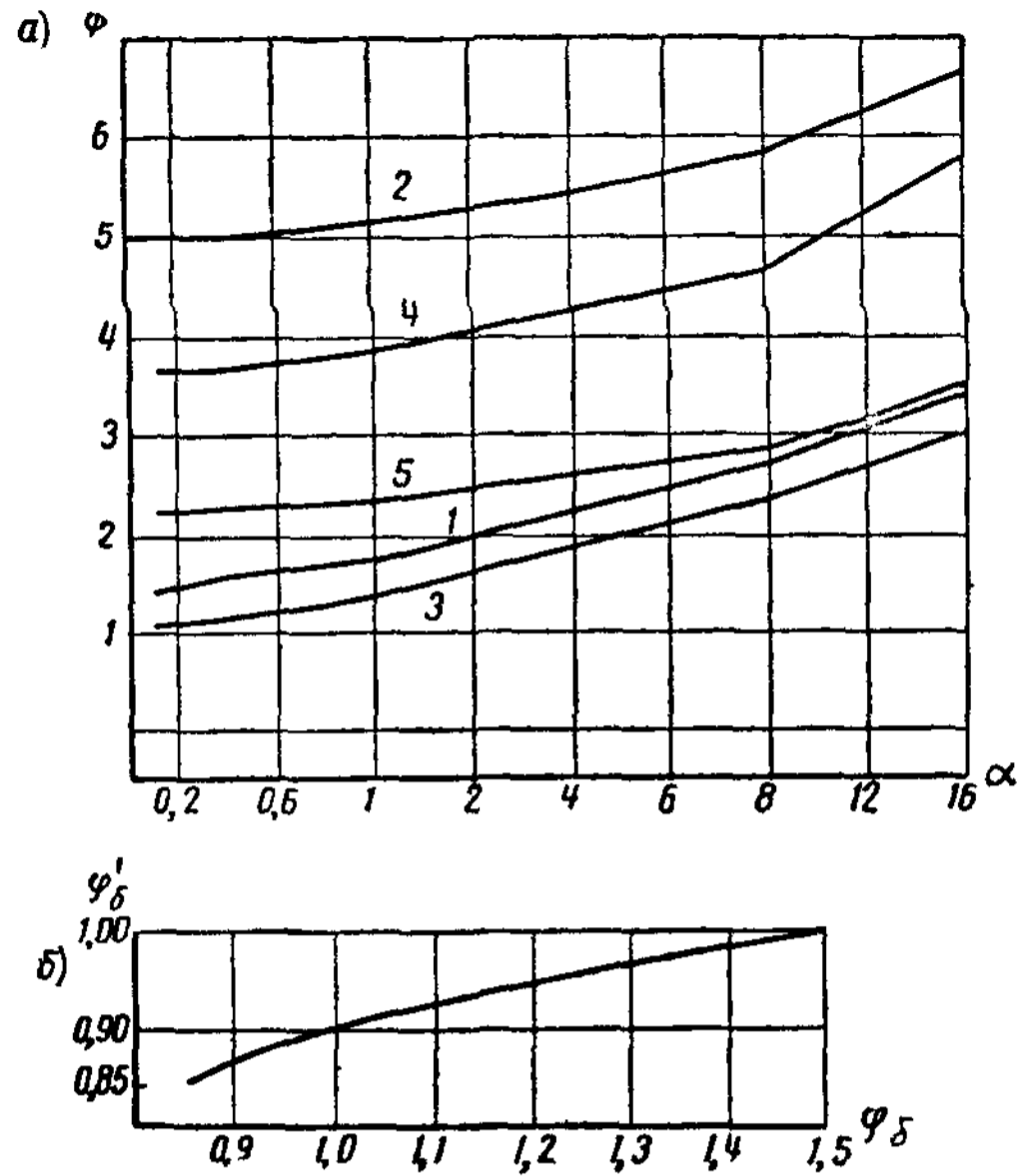


Рис III.6. Кривые коэффициентов ψ [формула (III.35)] в зависимости от коэффициента α (для малоуглеродистой стали)

a: 1 — сосредоточенная нагрузка по верхнему поясу в середине пролета; 2 — сосредоточенная нагрузка по нижнему поясу в середине пролета; 3 — равномерно распределенная нагрузка по верхнему поясу; 4 — равномерно распределенная нагрузка по нижнему поясу; 5 — чистый изгиб; *б* — зависимость между коэффициентами ψ_δ упругой стадии и ψ'_δ — пластической

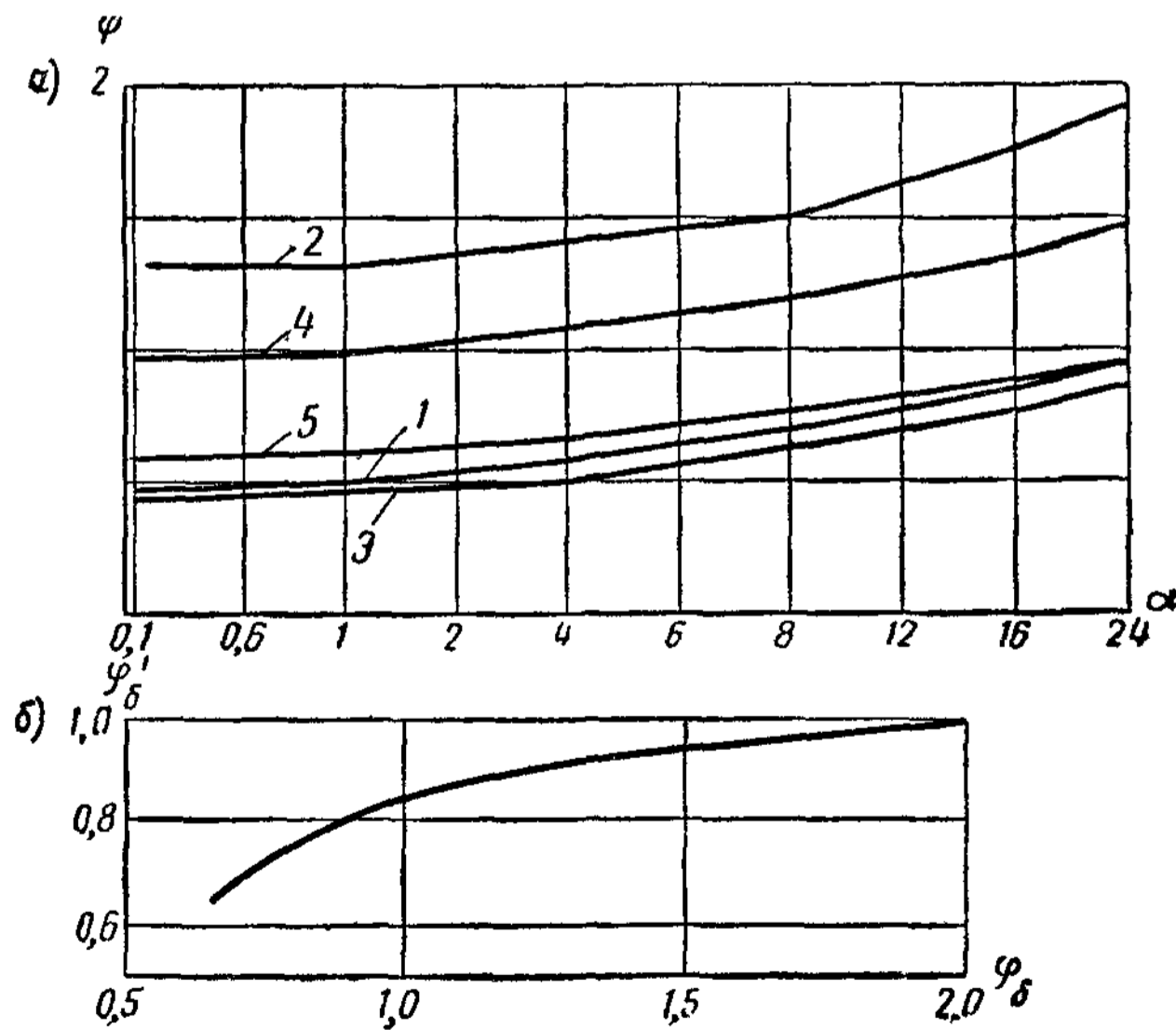


Рис III.7. Кривые коэффициентов ψ [формула (III.35)] в зависимости от коэффициента α (для сплава Д16Т)

a: 1 — сосредоточенная нагрузка по верхнему поясу в середине пролета; 2 — сосредоточенная нагрузка по нижнему поясу в середине пролета; 3 — равномерно распределенная нагрузка по верхнему поясу; 4 — равномерно распределенная нагрузка по нижнему поясу; 5 — чистый изгиб; *б* — зависимость между коэффициентами ψ_δ упругой стадии и ψ'_δ — пластической

формуле (III. 35) отношение $\left(\frac{h}{l}\right)^2$ заменить отношением $\frac{2hz}{l^2}$, где z — расстояние от наиболее удаленного волокна сжатого пояса до центра тяжести сечения балки.

При большей несимметрии коэффициент ψ формулы (III. 35) должен быть исправлен введением показателя несимметрии n . Вычисления показывают, что можно получить хорошие результаты, если положить

$$\psi = \xi \sqrt{\alpha + 40n(1 - n)}. \quad (\text{III.38})$$

Для малоуглеродистой стали величина ξ на среднем участке балки между связями может быть принята равной 0,68; для низколегированной — 0,48.

Наличие эксцентриситета приложения нагрузки ухудшает условие потери устойчивости балки.

При наличии эксцентриситета приложения нагрузки можно воспользоваться формулой, аналогичной формуле Ф. С. Ясинского для расчета внецентренно сжатых стержней [см. формулу (III.55)].

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_{\sigma} W} + \frac{B}{W_{\omega}}, \quad (\text{III.39})$$

где B — бимомент;

W_{ω} — секториальный момент сопротивления (см. § 8 главы II).

Более просто использовать коэффициент внецентренности ω , вычисленный Б. М. Броуде¹. Тогда коэффициент снижения напряжений при внецентренном приложении нагрузки

$$\varphi_{\sigma}^{BH} = \omega \varphi_{\sigma}. \quad (\text{III.40})$$

Коэффициент ω (рис. III. 8) является функцией геометрических характеристик поперечного сечения балки [коэффициента α по формуле (III. 36)], гибкости $\lambda = \frac{l}{b}$ и эксцентриситета $\frac{e}{l}$. Коэффициент ω существенно снижает устойчивость балок; однако в балочных клетках (см. главу VIII) всегда имеются конструкции, препятствующие скручиванию; поэтому пока в Технические условия он не введен и внецентренное приложение нагрузки в расчете не учитывается.

3. Проверка элементов на усталость (выносливость)

В элементах, подвергаемых воздействиям многократной или непрерывной повторной нагрузки, приходится снижать напряжения за счет учета явления усталости металла.

Расчет конструкций на выносливость ведется на воздействие нормативных нагрузок без коэффициентов перегрузки. Такой подход объясняется тем, что коэффициенты перегрузки характеризуют случайные превышения нагрузок над нормативными, которые не могут многократно повторяться (что необходимо для появления повреждений от усталости).

Нормативная нагрузка также является нагрузкой достаточно редкой. Поэтому имеется тенденция рассчитывать конструкции на выносливость на более низкую обычную нагрузку нормальной эксплуатации, которую можно установить статистическим путем в зависимости от режима эксплуатации сооружения. В частности, подкрановые балки рассчитываются

¹ Б. М. Броуде, Об устойчивости слегка искривленных и внецентренно нагруженных двутавровых балок, сборник статей «Расчет пространственных конструкций», вып. IV, Госстройиздат, 1958.

на действие одного крана, а не двух, как это следует по нормативной нагрузке, так как загрузка балки двумя кранами происходит редко.

Проверка элементов на выносливость производится по формулам (II.1) и (II.2) с заменой предела текучести расчетным сопротивлением R и уменьшением эффективного коэффициента концентрации β на 10% (ввиду меньшей опасности усталости для конструкций промышленных зданий).

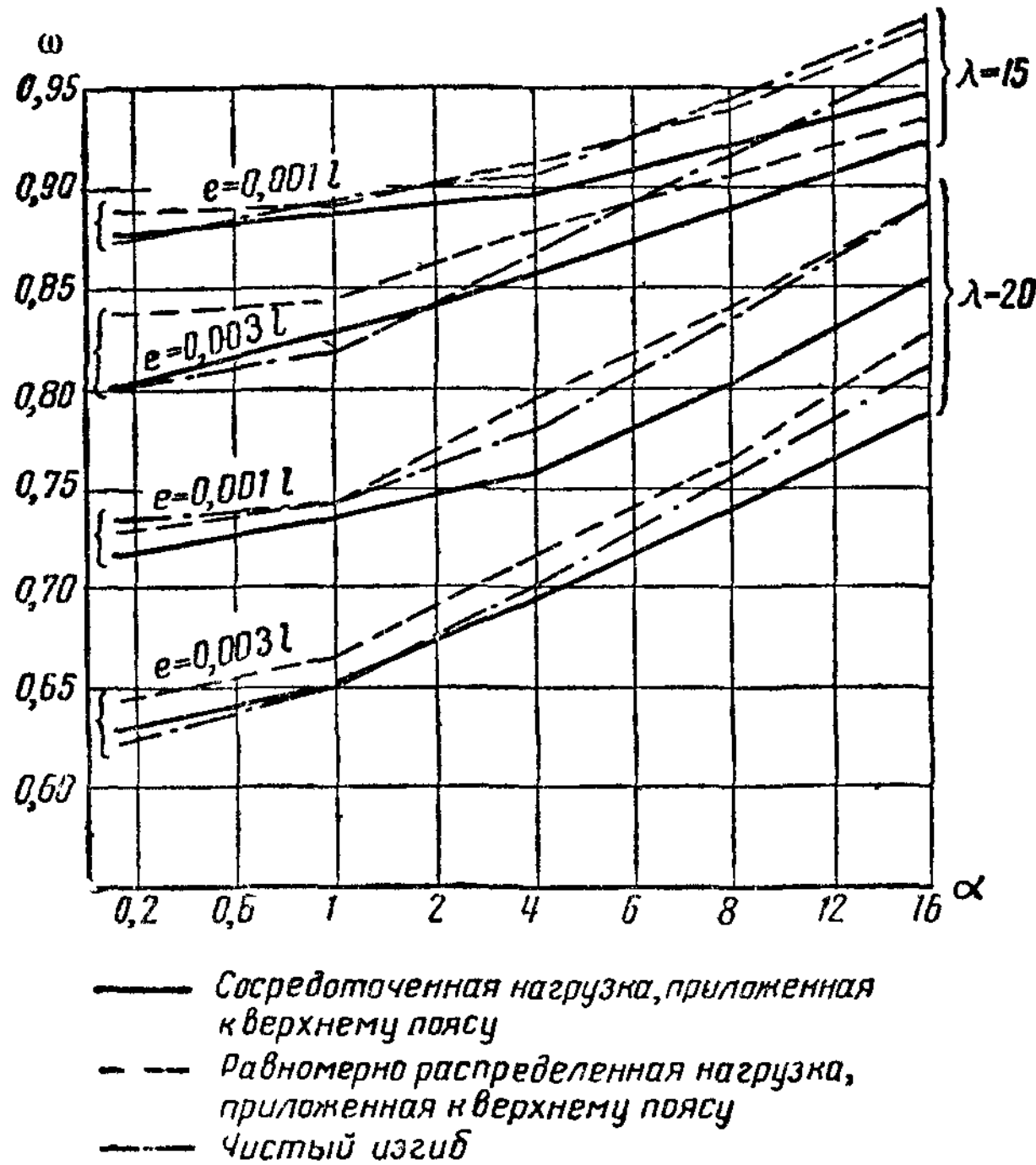


Рис. III.8. Кривые коэффициентов ω [формула (III.40)] при внецентренном нагружении балки

Коэффициенты c формул (II. 1) и (II. 2) приняты равными 1, ввиду того, что число циклов, которые могут иметь место во время эксплуатации сооружений, не выявлено.

Таким образом, формула проверки имеет вид: в случае, когда превалируют растягивающие напряжения,

$$\sigma \leq \sigma_{вб} = \gamma R = \frac{1}{a - b \rho} R = \frac{1}{(0,9\beta + 0,3) - (0,9\beta - 0,3) \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}} R; \quad (III.41)$$

в случае, когда превалируют сжимающие напряжения,

$$\sigma \leq \sigma_{вб} = \gamma R = \frac{1}{b - a \rho} R = \frac{1}{(0,9\beta - 0,3) - (0,9\beta + 0,3) \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}} R. \quad (III.41')$$

Подставив коэффициенты $\beta=1$ для образцов из стали 3 с прокатной коркой и $\beta=1,1$ для образцов из низколегированной стали, получим коэффициенты a и b :

для стали 3

$$a = 0,9 + 0,3 = 1,2; \quad b = 0,9 - 0,3 = 0,6;$$

для низколегированной стали

$$a = 1 + 0,3 = 1,3; \quad b = 1 - 0,3 = 0,7,$$

и, следовательно,
для стали 3

$$\sigma \ll \sigma_{вб} = \gamma R = \frac{1}{1,2 - 0,6 \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}} R; \quad (III.42)$$

для низколегированной стали

$$\sigma \ll \sigma_{вб} = \gamma R = \frac{1}{1,3 - 0,7 \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}} R, \quad (III.43)$$

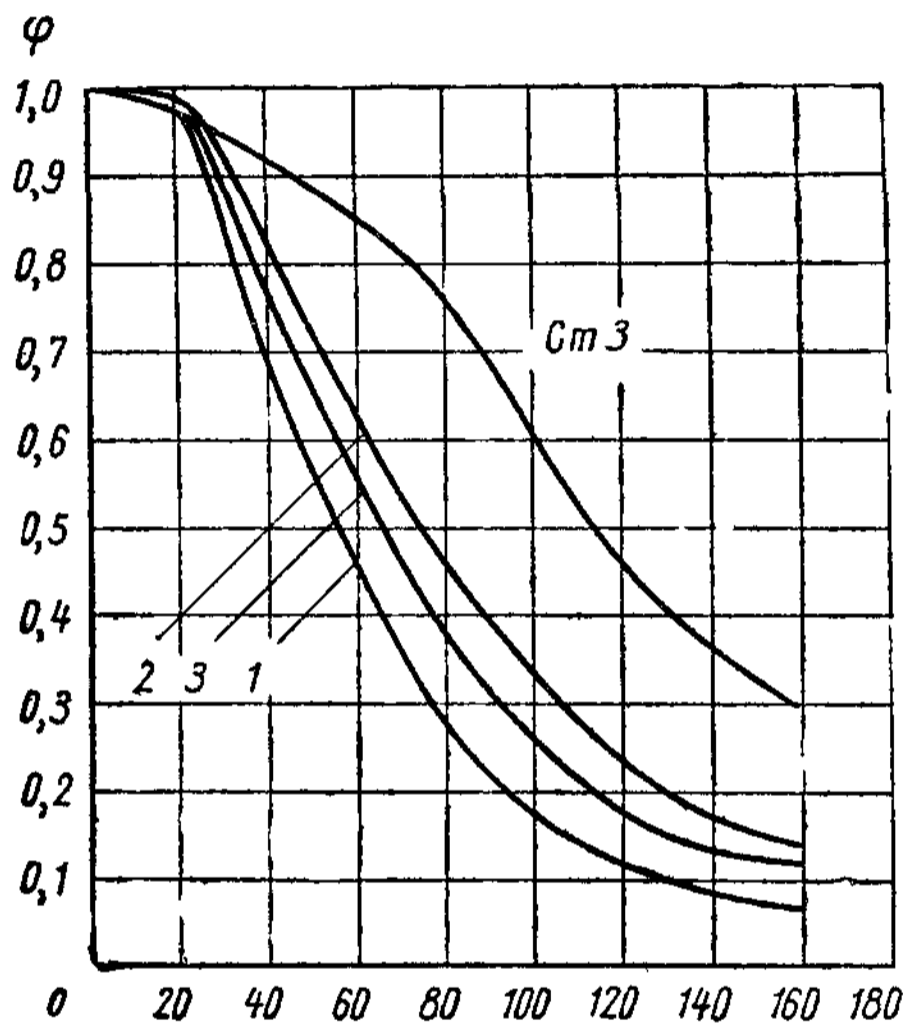


Рис. III.9 Кривые коэффициентов φ для стержней из алюминиевых сплавов
1 — Д16Т; 2 — АМг61; 3 — АВТ

что значительно строже, чем это предусмотрено в Технических условиях 1955 г. Соответствующие коэффициенты для сварных и заклепочных соединений даны в главах V и VI.

Коэффициенты a и b формул (III.41) и (III.41') подобраны таким образом, чтобы величина γR отвечала вибрационной прочности металла, указанной в § 5 главы II (рис. II.24 и II.25). Таким образом, несмотря на то, что элементы, проверяемые на усталость, рассчитываются на нормативные нагрузки, меньшие, чем расчетные, они не имеют никаких дополнительных запасов по отношению к вибрационной прочности — по существу, разрушающему напряжению при усталости. Это возможно потому, что явление усталости в строительных конструкциях является маловероятным.

Действительно, для того, чтобы проявилось явление усталости, необходимо совпадение двух обстоятельств:

1) наибольшие фактические напряжения должны быть больше вибрационной прочности;

2) это превышение должно повторяться много раз подряд.

При обычных нагрузках строительных конструкций такое совпадение случается крайне редко.

Вибрационная прочность алюминиевых сплавов определяется по аналогичным формулам; коэффициенты a и b для материала, вне зоны концентрации напряжений, могут быть взяты из табл. III. 3.

Таблица III. 3

Коэффициенты a и b для расчета на вибрационную прочность алюминиевых сплавов

Коэффициент	Сплав		
	АМг6	АВ	Д16Т
a	1,2	1,2	1,3
b	0,7	0,6	0,9

§ 5. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СЖАТЫХ, ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ И СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Расчет центрально сжатых стержней

Центрально сжатые стержни проверяются:

1) на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R; \quad (\text{III.44})$$

2) на устойчивость

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{бр}} \leq R. \quad (\text{III.45})$$

Здесь φ — коэффициент снижения напряжений при продольном изгибе, равный

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_T},$$

где $\sigma_{кр}$ — критическое напряжение продольного изгиба.

Значения коэффициентов φ в функции гибкости для малоуглеродистой и низколегированной сталей даны на рис. III. 12 и III. 13 (при относительном эксцентриситете $m = 0$). Аналогично получены кривые φ для алюминиевых сплавов. Ввиду различных пределов текучести сплавов и одинаковости критических напряжений в упругой области кривые φ для разных сплавов получаются различными, расходясь в пределах больших гибкостей, т. е. в пределах упругой работы (рис. III. 9).

Проверка на прочность сжатых элементов имеет смысл только для коротких клепаных стержней, у которых коэффициент ослабления заклепочными отверстиями $\alpha = \frac{F_{нт}}{F_{бр}}$ меньше коэффициента φ . Проверка эта основана на предположении, что через отверстия, заполненные заклепками, сжимающие воздействия не передаются. Проведенные исследования показывают, что это положение справедливо только для связующих заклепок (вне стыков). В стыках сжимающие напряжения через заполненные отверстия передаются, и поэтому ослабление отверстиями в стыках при проверке по формуле (III. 44) не должно приниматься в расчет.

В наших Технических условиях, как и в нормативах других стран, критические напряжения определяются теоретически, у нас — по методике Энгессера — Ясинского для идеально центрированного стержня (см. § 9 главы II). Между тем реальные стержни всегда имеют случайные эксцентриситеты от самых разнообразных причин. Поэтому коэффициент φ фактически равняется

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}^{вн}}{\sigma_T}, \quad (\text{III.46})$$

где $\sigma_{кр}^{вн}$ — критическое напряжение стержня, внецентренно сжатого с небольшим эксцентриситетом, зависящим от случайных обстоятельств приложения нагрузки.

Поэтому наши нормативные величины коэффициента φ не отвечают теоретическим величинам $\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_T}$ по теории Энгессера—Ясинского, и получаются несколько меньше.

Обычно коэффициент φ рассматривают как произведение двух величин:

$$\varphi = \varphi_1 \varphi_2 = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_T} \cdot \frac{\sigma_{кр}^{вн}}{\sigma_{кр}}. \quad (\text{III.47})$$

Такая трактовка удобна потому, что коэффициент $\varphi_1 = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_T}$ является теоретическим коэффициентом, зависящим от теоретической кривой критических напряжений; коэффициент $\varphi_2 = \frac{\sigma_{кр}^{вн}}{\sigma_{кр}}$ имеет статистическую природу, так как надежные значения случайных эксцентриситетов и напряжений $\sigma_{кр}^{вн}$ можно получить только на основании статистической обработки результатов наблюдений за работой реальных стержней. Случайными эксцентриситетами занимались многие исследователи, начиная с Ф. С. Ясинского, который принял линейную зависимость относительного случайного эксцентриситета от гибкости

$$m_{сл} = \frac{e_{сл}}{\rho} = 0,01 + \frac{\lambda}{750}. \quad (\text{III.48})$$

Проф. А. Р. Ржаницын решил статистическую задачу определения случайного эксцентриситета исходя из квадратичной зависимости относительного случайного эксцентриситета от гибкости

$$m_{сл} = \frac{e_{сл}}{\rho} = a + c\lambda^2$$

и нашел, что кривая φ наших Технических условий отвечает относительным случайным эксцентриситетам порядка 0,01—0,02. Нормативные значения коэффициентов φ для различных материалов приведены в таблицах соответствующих ТУ, а также в различных учебных и справочных изданиях. Этими таблицами и следует пользоваться при проектировании.

2. Учет потери местной устойчивости элементов центрально сжатых стержней

Как было отмечено в § 9 главы II, размеры отдельных элементов сжатых стержней рационально подбирать так, чтобы критическое напряжение потери ими устойчивости (потеря местной устойчивости) было бы больше критического напряжения потери устойчивости стержня в целом (потеря общей устойчивости). Это дает возрастающие с гибкостью стержня значения предельных отношений ширины к толщине элемента $\frac{b}{\delta}$. Исходя из этих соображений, в наших Технических условиях для выступа (свеса) сечения центрально сжатого стержня (например, половины полки двутавра) в соответствии с постепенным развитием пластичности принята криволинейная зависимость отношения $\frac{b}{\delta}$ от гибкости λ , показанная на рис. III. 10 (b — ширина выступа).

Для пластинки, зажатой между двумя жесткими элементами (например, для стенки колонны Н-образного сечения), принята зависимость (для стали 3)

$$\frac{h_0}{\delta} = 40 + 0,2\lambda, \quad (\text{III.49})$$

где h_0 — высота стенки.

При других марках стали нужно первый член умножить на $\sqrt{\frac{2,1}{R}}$. Эта зависимость весьма приближенна и имеет для малых гибкостей су-
9*

ществленные запасы, весьма обоснованные ввиду большой опасности потери местной устойчивости при малых гибкостях, а также ввиду возможности досрочной потери устойчивости от погнутий и пониженного предела текучести толстых полок.

Аналогичный подход применяется при расчете конструкций из алюминиевых сплавов; в них также предельное отношение $\frac{b}{\delta}$ является возрастающей функцией гибкости (рис. III. 11).

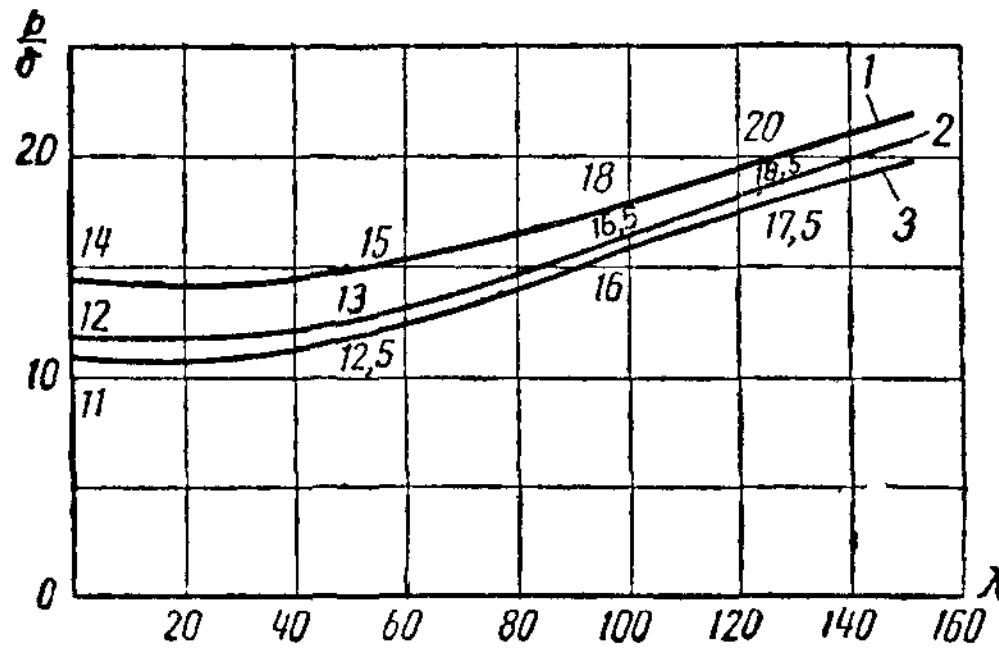


Рис. III.10. Зависимость предельных отношений $\frac{b}{\delta}$ от гибкости стержней

1 — из стали 3; 2 — из стали 15ХСНД; 3 — из стали 10ХСНД

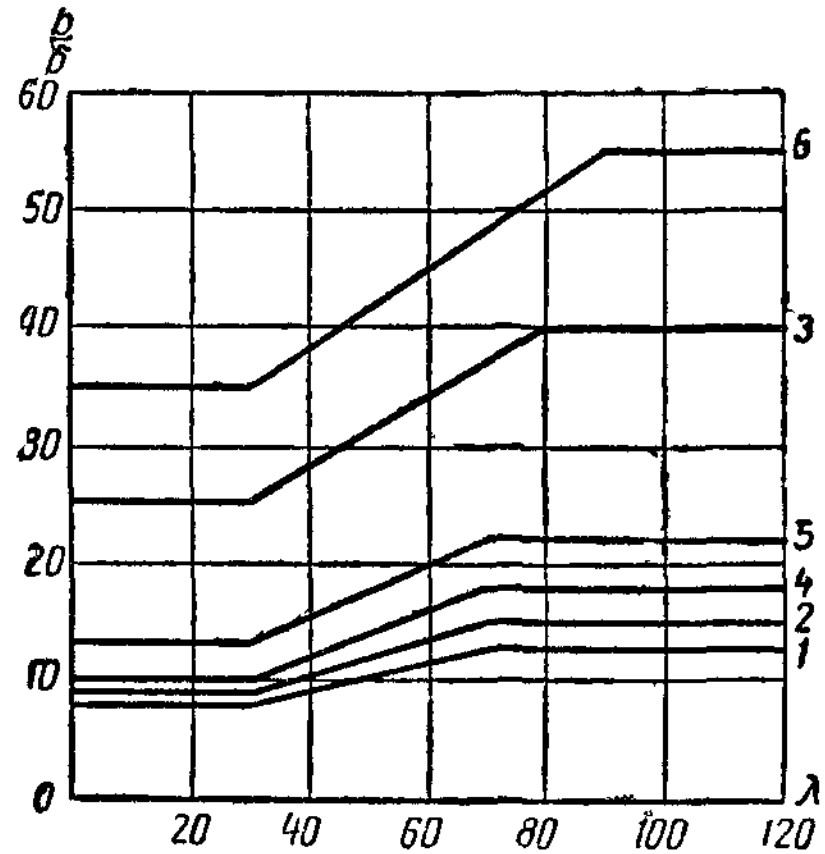


Рис. III.11. Зависимость предельных отношений $\frac{b}{\delta}$ от гибкости стержней

из алюминиевых сплавов
1 — Д16Т — выступ; 2 — Д16Т — выступ с бульбой; 3 — Д16Т — стенка; 4 — АМг6 — выступ; 5 — АМг6 — выступ с бульбой; 6 — АМг6 — стенка

Бульбы повышают устойчивость свесов, которые могут быть сделаны более тонкими и широкими. Критические напряжения потери устойчивости выступов с бульбами или отгибами и без них указаны в § 9 главы II [см. формулы (II. 41) и (II. 39)].

Приравняв критические напряжения, получим соотношения между размерами выступа с бульбами или отгибами $\left(\frac{\delta}{b}\right)_б$ и размерами выступа без бульб или отгибов $\frac{\delta}{b}$:

$$\frac{\delta}{b} = \left(\frac{\delta}{b}\right)_б \sqrt{\eta}, \quad (III.50)$$

где η — коэффициент формулы (II. 41), откуда можно найти отношение $\left(\frac{\delta}{b}\right)_б$.

3. Расчет внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней

Внецентренно сжатые и сжато-изогнутые стержни проверяются на прочность и устойчивость.

При наличии продольной силы и моментов M_x и M_y , действующих в двух главных плоскостях, формула проверки прочности в упругой ста-

лии имеет вид

$$\frac{N}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \leq R. \quad (\text{III. 51})$$

При учете работы материала в пластической стадии (см. § 4, п. 2) зависимость между соотношениями

$$\nu = \frac{N_{\text{пр}}^{xy}}{N_{\text{пр}}^0}, \mu_x = \frac{M_{\text{пр}}^{Ny}}{M_{\text{пр}}^0} \text{ и } \mu_y = \frac{M_{\text{пр}}^{Nx}}{M_{\text{пр}}^0}$$

(где $N_{\text{пр}}^{xy}$, $M_{\text{пр}}^{Ny}$, $M_{\text{пр}}^{Nx}$ — предельные значения продольной силы и моментов при наличии двух других компонентов; $N_{\text{пр}}^0$, $M_{\text{пр}}^0$ и $M_{\text{пр}}^0$ — то же при их отсутствии) для прямоугольного сечения выражается параболоидом [см. формулу (II. 25)], а для двутавровых сечений располагается ближе к плоскости. Поэтому по техническим условиям в запас прочности принимается более низкая зависимость, а именно:

$$\nu^{3/2} + \mu_x + \mu_y = 1,$$

что дает

$$\left(\frac{N}{FR}\right)^{3/2} + \frac{M_x}{W_{\text{пл}x}R} + \frac{M_y}{W_{\text{пл}y}R} \leq 1. \quad (\text{III.52})$$

По этой же формуле производится проверка прочности растянуто-изогнутых стержней.

Проверку внецентренно сжатых стержней при действии продольной силы N и момента M на устойчивость в плоскости действия момента наиболее логично производить по одночленной формуле (см. § 10 главы II):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (\text{III. 53})$$

где $\varphi_{\text{вн}}$ — коэффициент понижения напряжений при внецентренном продольном изгибе, равный отношению критического напряжения потери устойчивости при внецентренном сжатии к пределу текучести:

$$\varphi_{\text{вн}} = \frac{\sigma_{\text{кр}}^{\text{вн}}}{\sigma_1}. \quad (\text{III. 54})$$

Коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ является функцией гибкости λ и приведенного эксцентриситета нагрузки $m_1 = \eta \frac{e}{\rho} = \eta m$, где η — коэффициент влияния формы сечения (см. ниже), m — относительный эксцентриситет.

Для стержней из малоуглеродистой и низколегированной сталей эти коэффициенты показаны на рис. III. 12 и III. 13.

Как следует из указанных рисунков, коэффициенты $\varphi_{\text{вн}}$ для стержней большой гибкости при малых эксцентриситетах совпадают с кривой центрального продольного изгиба φ (при $m_1 = 0$); это является следствием того, что кривая φ центрального продольного изгиба понижена за счет учета случайных эксцентриситетов. В кривых $\varphi_{\text{вн}}$ случайные эксцентриситеты не учтены, так как они весьма малы по сравнению с эксцентриситетами нагрузки и ими можно пренебречь.

В наших Технических условиях коэффициенты $\varphi_{\text{вн}}$ для стали вычислены с учетом развития пластических деформаций внутри сечения в функции гибкости λ и приведенного эксцентриситета m_1 , учитывая

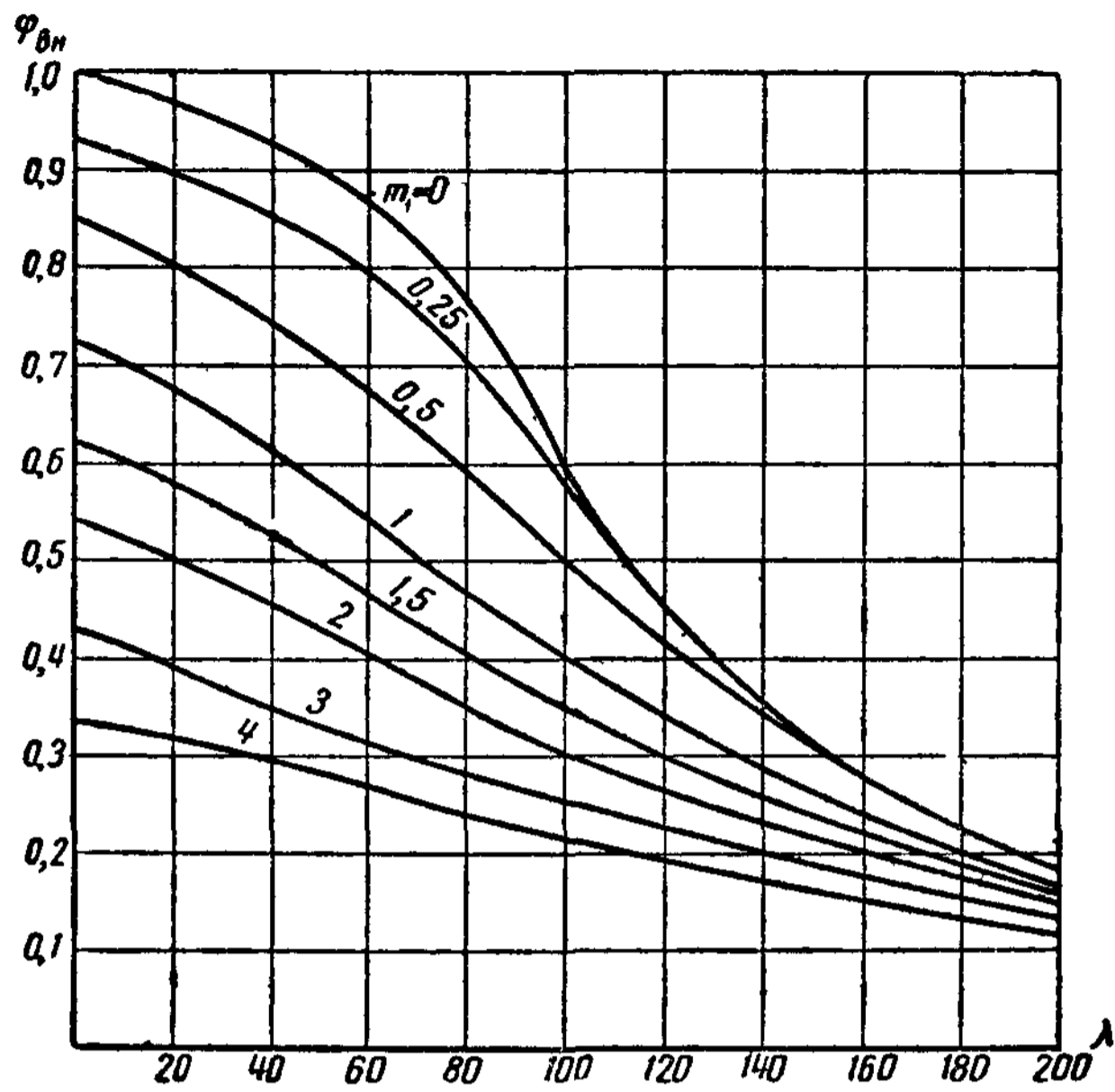


Рис. III.12. Кривые коэффициентов φ_{bn} для стержней из малоуглеродистой стали 3 в зависимости от приведенного эксцентриситета m_1 и гибкости

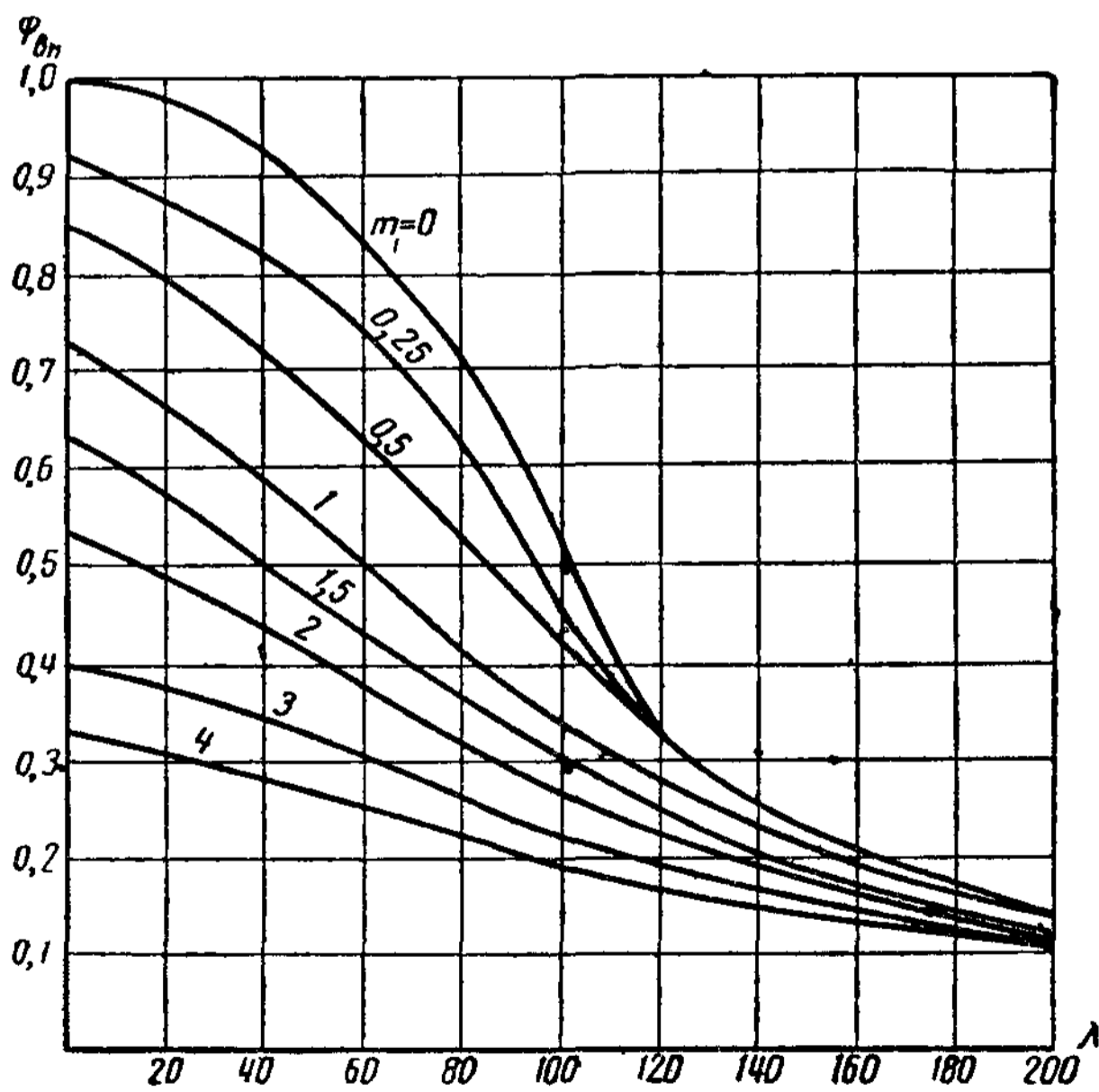


Рис. III.13. Кривые коэффициентов φ_{bn} для стержней из низколегированных сталей в зависимости от приведенного эксцентриситета m_1 и гибкости

ющего влияние формы сечения с помощью коэффициента η . Для сплошного прямоугольного сечения коэффициент формы $\eta = 1$. Поскольку кривые критических напряжений для разных сечений подобны друг другу, такой подход возможен. Для неблагоприятных сечений, у которых при развитии пластических деформаций из работы сразу выпадает большая часть сечения (например, двутавры при эксцентриситете в плоскости

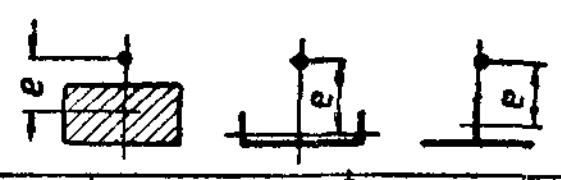


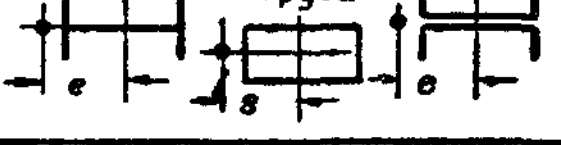
Типы сечений	η	
	$\lambda < 150$	$\lambda \leq 150$
	1,0	1,0
	$0,775 + 0,0015\lambda$	1,0
	1,3	$0,01\lambda - 0,2$
	$1,45 - 0,003\lambda$	1,0

Рис III.14. Коэффициенты влияния формы сечения η для сжато-изогнутых стержней

коэффициентов η даны на рис. III.14.

При больших эксцентриситетах влияние продольной силы уменьшается и критические напряжения мало зависят от гибкости, вследствие чего расчет по коэффициенту $\varphi_{\text{вн}}$ становится менее четким. В этом случае наряду с расчетом по коэффициенту $\varphi_{\text{вн}}$ возможен расчет по известной формуле Ясинского:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{F} \left(\frac{1}{\varphi_m} + \frac{e}{\rho} \right) \leq R, \quad (\text{III.55})$$

где φ_m — коэффициент центрального продольного изгиба в плоскости действия момента.

Формула Ясинского приближенная, структурно неправильная (так как в ней воздействие момента накладывается на напряжения потери устойчивости центрального продольного изгиба), но дает небольшие отклонения от правильных решений (до 5%), справедливо учитывая то обстоятельство, что момент увеличивает воздействие продольной силы.

Действительно, исходя из формулы

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{N\Delta e + M}{W},$$

где Δe — увеличение эксцентриситета от действия момента, имеем

$$\sigma = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{\Delta e}{\rho} \right) + \frac{M}{W}.$$

Величина Δe есть функция гибкости; функцией гибкости является и коэффициент φ_m . Уподобив выражение $\frac{1}{1 + \frac{\Delta e}{\rho}}$ коэффициенту φ_m , получа-

ем формулу Ясинского.

стенки, тавры при эксцентриситете в сторону полки, прямоугольные трубчатые сечения, см. рис. II. 59), коэффициент влияния формы сечения η больше единицы; для благоприятных сечений, у которых при развитии пластических деформаций из работы выпадает лишь небольшая часть сечения (например, двутавры при эксцентриситете параллельно полкам), η меньше единицы. Коэффициенты η являются не яркими функциями гибкости; вообще они (за исключением швеллерных сечений) приближаются к единице при увеличении гибкости. Значения

Поскольку обе величины являются функциями гибкости, ошибка от такой замены получается небольшой.

При значениях приведенного эксцентриситета $m_1 > 20$ можно при проверке устойчивости не учитывать влияния продольной силы.

Внецентренно сжатые стержни из алюминиевых сплавов также рассчитываются по формуле (III. 53)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F_{бр}} \leq R,$$

где коэффициент $\varphi_{вн}$, как и выше, является функцией гибкости, относительного эксцентриситета нагрузки, материала и формы сечения. Большое количество алюминиевых сплавов, имеющих различные механические характеристики, приводит к большому количеству таблиц или графиков для определения коэффициентов $\varphi_{вн}$. Во избежание этого коэффициенты $\varphi_{вн}$ для стержней из алюминиевых сплавов вычислены в наших Технических условиях в функции обобщенной гибкости $\bar{\lambda}$, учитывающей механические характеристики материала:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{R^H}{E}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{R}{0,85E}} = a\lambda. \tag{III.56}$$

Коэффициенты a берутся из табл. III. 4.

Таблица III 4

Сплав	АМг6	АВТ1	Д16Т
a	0,015	0,017	0,021

На рис. III.15 приведен график коэффициентов $\varphi_{вн}$ в функции обобщенной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного эксцентриситета $m_1 = \eta \frac{e}{\rho}$, причем значения коэффициента η берутся по рис. III. 14.

Проверка местной устойчивости элементов внецентренно сжатых или сжато-изогнутых стержней производится так же, как центрально сжатых. Проверка устойчивости выступа (полки сжатой колонны) может быть произведена по графикам рис. III.10 и III.11, так как напряжение в полке почти постоянно; стенка имеет неравномерно распределенные напряжения и потому повышенные критические напряжения.

Предельное соотношение $\frac{b}{\delta}$, очевидно, определится из равенств

$$\sigma_{кр}^M = k_0 \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 = \sigma_{кр}^0, \tag{III.57}$$

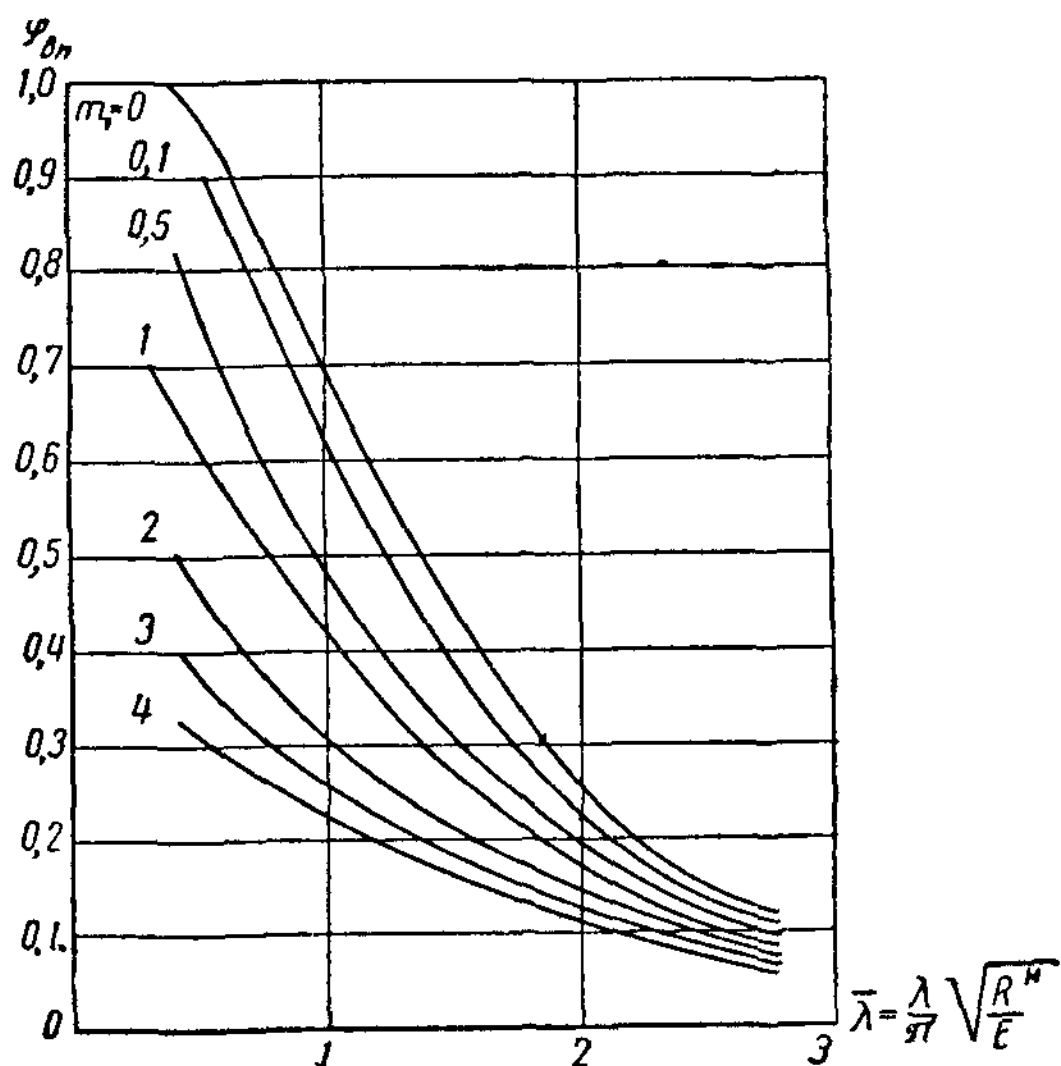


Рис. III.15 Кривые коэффициентов $\varphi_{вн}$ для стержней из алюминиевых сплавов

где k_0 — коэффициент, принимаемый по графику рис. II. 51;

$\sigma_{кр}^M$ — критическое напряжение потери местной устойчивости;

$\sigma_{кр}^0$ — критическое напряжение потери общей устойчивости стержня в функции гибкости и относительного эксцентриситета.

Отсюда

$$\frac{b}{\delta} = \sqrt{\frac{k_0}{\sigma_{кр}^0}}. \quad (III.58)$$

Поскольку $\sigma_{кр}^0$ убывает с повышением гибкости, $\frac{b}{\delta}$ является возрастающей функцией гибкости; однако это возрастание не велико, так как $\sigma_{кр}^0$ убывает менее, чем при центральном продольном изгибе, и тем менее, чем больше эксцентриситет. В сжато-изогнутых стержнях при больших поперечных силах на устойчивость тонкой стенки могут повлиять касательные напряжения. Учет этих напряжений может быть осуществлен введением коэффициента ζ (функция отношения $\frac{\tau}{\sigma}$ и коэффициента $\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$, где σ_{\max} и σ_{\min} — напряжения на краях стенки).

Тогда предельное соотношение

$$\frac{b}{\delta} = \zeta \sqrt{\frac{k_0}{\sigma_{кр}^0}}, \quad (III.59)$$

где k_0 принимается по рис. II. 51, ζ — по рис. III. 16.

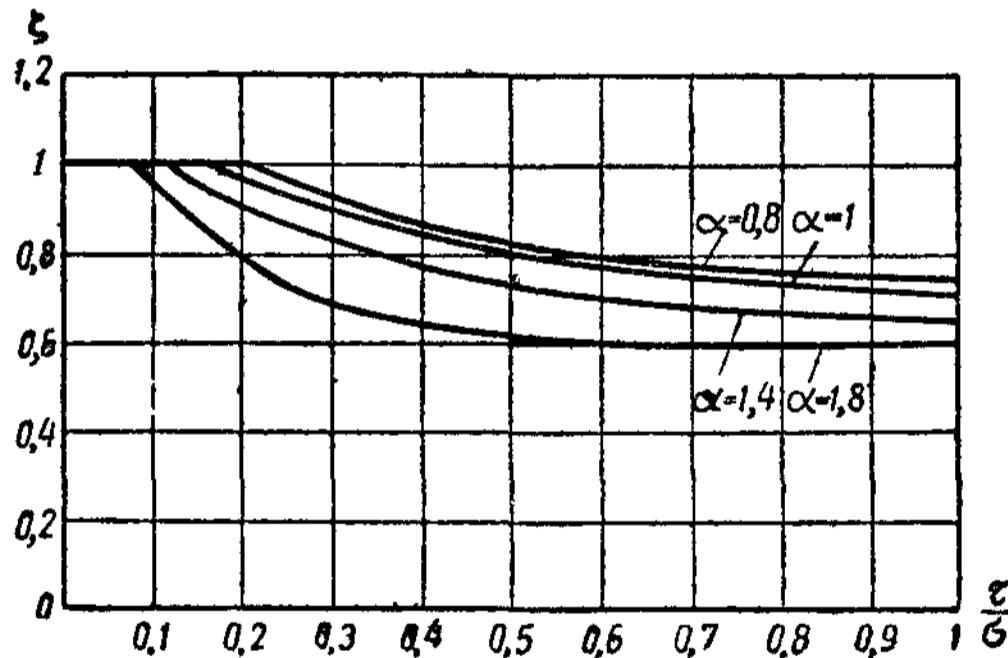


Рис. III.16. Кривые коэффициентов ζ формулы (III.59)

Сквозные стержни при достаточно густой решетке, обеспечивающей слитность работы ветвей, могут рассчитываться как сплошные. Податливость решетки характеризуется введением несколько бóльшей гибкости, называемой приведенной (см. § 3 главы IX). Критические напряжения зависят от формы ветвей; если сжатая ветвь представляет собой швеллер с полками внутрь, коэффициент влияния формы сечения может быть принят $\eta = 1,4$; если двутавр или швеллер с полками наружу — $\eta = 0,8$. Вместо использования коэффициентов влияния формы сечения в наших Технических условиях даются специальные таблицы коэффициентов $\varphi_{вн}$ для сквозных стержней, вычисленных с учетом работы материала только в упругой области. Таким образом, эти коэффициенты не зависят от формы сечения; они достаточно благоприятны для

ветвей с полками внутрь и идут в запас прочности при ветвях с полками наружу. Широкие колонны с редкой решеткой правильнее рассчитывать как фермы, согласно указаниям главы XV.

Расчет сжато-изогнутых стержней наши нормы разрешают производить как внецентренно сжатых, по эксцентриситету $e = \frac{M}{N}$. В § 10 главы II было отмечено, что такой подход дает довольно правильные результаты для стержней средних и больших гибкостей, но идет в запас для стержней малых гибкостей, что может иметь место при расчете тяжелых колонн. Однако эти запасы обычно компенсируются тем, что тяжелые колонны с резко различными гибкостями $\lambda_x < \lambda_y$ приходится проверять на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента, или по специальным указаниям главы XV.

4. Проверка устойчивости внецентренно сжатых стержней в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента, а также при действии двух моментов

Проверка устойчивости внецентренно сжатых (и приведенных к ним сжато-изогнутых) стержней в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента, производится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y F} \leq R, \quad (\text{III.60})$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента (обычно в плоскости большой гибкости);

c — коэффициент, равный отношению критического напряжения сечения, ослабленного пластическими деформациями от действия момента, к критическому напряжению центрально сжатого стержня [см. формулу (II. 49)]:

$$c = \frac{\sigma_{кр}^M}{\sigma_{кр}}$$

Наиболее невыгодный эксцентриситет m_x с точки зрения потери устойчивости в плоскости, перпендикулярной действию момента, будет соответствовать треугольной эпюре напряжений в плоскости момента M_x . При больших эксцентриситетах на разгруженной кромке стержня появляются растягивающие напряжения, которые препятствуют потере устойчивости.

При такой эпюре напряжений и идеальном упруго-пластическом материале длина упругого ядра (рис. III. 17)

$$a = \frac{\sigma_T}{\sigma_{кр}(1+m_x)} h = \frac{h}{\varphi_y(1+m_x)}.$$

Критические силы и критические напряжения пропорциональны величине упругого ядра и, следовательно, для прямоугольного сечения

$$c = \frac{\sigma_{кр}^M}{\sigma_{кр}} = \frac{a}{h} = \frac{1}{\varphi_y(1+m_x)}. \quad (\text{III.61})$$

В пластической области при идеальном упруго-пластическом материале $\varphi_y = 1$ и

$$c = \frac{1}{1 + m_x} \quad (\text{III.61}')$$

По Техническим условиям при расчете на продольный изгиб развитие пластичности учитывается, начиная с предела пропорциональности. Это требует уточнения формулы (III. 61') введением поправочного коэффициента α :

$$c = \frac{1}{1 + \alpha m_x} \quad (\text{III.62})$$

Коэффициент α зависит от кривой критических напряжений $\sigma_{кр}$ и от формы сечения. Он принимается для симметричного двутавра и тавра с эксцентриситетом в сторону полки $\alpha = 0,7$, для тавра при эксцентриситете в противоположную сторону $\alpha = 1$, для швеллерного сечения с двумя решетками (при существенном различии между обеими гибкостями стержня) $\alpha = 0,6$.

При переходе критического напряжения неослабленного стержня в упругую область сохраняется формула (III. 61). Однако, поскольку по Техническим условиям переход в упругую стадию принимается не на пределе текучести, а на пределе пропорциональности, необходимо ввести соответствующую поправку и в значение коэффициента c :

$$c = \frac{\varphi_{пц}}{\varphi} \cdot \frac{1}{1 + \alpha m_x} \quad (\text{III.63})$$

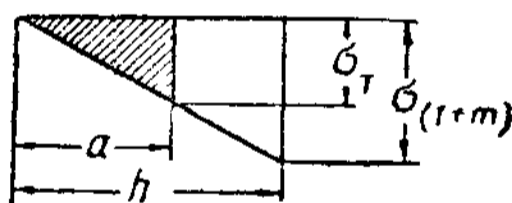


Рис. III.17. Величина упругого ядра при треугольной эпюре напряжений

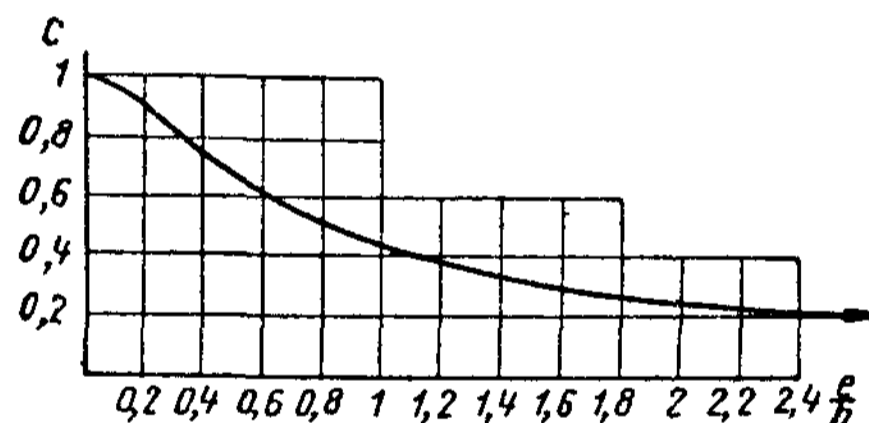


Рис. III.18. Наибольшие значения коэффициента c досрочной потери устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента

где $\varphi_{пц}$ — коэффициент φ при пределе пропорциональности, равный для стали 3 и низколегированной $\varphi_{пц} = 0,6$. В соответствии с уменьшением коэффициента φ при увеличении гибкости увеличивается и коэффициент c по формуле (III.63) до тех пор, пока критические напряжения ослабленного стержня не перейдут в упругую область. Предельные значения коэффициента c , отвечающие этому переходу, в функции отношения эксцентриситета e к высоте сечения h указаны на рис. III. 18.

Стержни из алюминиевых сплавов проверяются по той же методике, причем коэффициенты c и α сохраняют те же значения. При этом коэффициенты $\varphi_{пц}$, соответствующие пределу пропорциональности, равняются:

для сплава АМг6 $\varphi_{пц} = 0,39$;

для сплава Д16Т $\varphi_{пц} = 0,48$.

Предельные значения коэффициента c остаются такими же, как для стальных стержней.

Как отмечено в § 10 главы II, при действии двух моментов — одного

(M_x) в плоскости малой гибкости и второго (M_y) в плоскости большой гибкости — критическое напряжение может быть выражено

$$\sigma_{кр\ y}^x = \sigma_{кр\ y} \sqrt{c}, \quad (III.64)$$

где c — коэффициент, определяемый по формулам (III.62) и (III.63);

$\sigma_{кр\ y}^x$ — критическое напряжение при действии моментов M_x и M_y ;

$\sigma_{кр\ y}$ — критическое напряжение при действии одного момента M_y .

Поскольку коэффициент c есть функция момента M_x и эксцентриситета m_x , $\sigma_{кр\ y}^x$ является функцией обоих эксцентриситетов. Разделив обе части равенства (III.64) на σ_T или R , получим

$$\varphi_{вн\ y}^x = \varphi_{вн\ y} \sqrt{c} \quad (III.65)$$

и, таким образом, проверка сечения при наличии двух моментов M_x и M_y может быть произведена по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн\ y}^x F} \leq R. \quad (III.66)$$

ГЛАВА IV
СОРТАМЕНТ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОФИЛЕЙ СОРТАМЕНТА

Первичным элементом стальных конструкций является прокатная сталь, листовая или профильная, которая вырабатывается на металлургических заводах. Из этих элементов на заводах—изготовителях стальных конструкций собираются конструктивные элементы (балки, колонны и т. п.), целые конструкции или их отдельные части. Наличие готовых прокатных профилей, наряду с машинной обработкой их на заводах, обеспечивает

индустриальное и быстрое изготовление стальных конструкций.

Перечень прокатных профилей с указанием их формы, размеров, допусков, характеристик металла и веса 1 пог. м называется сортаментом.

Сортамент оформлен в каталоги (стандарты).

Употребляемая в стальных конструкциях прокатная сталь делится на две группы:

1) сталь листовая толстая или тонкая,

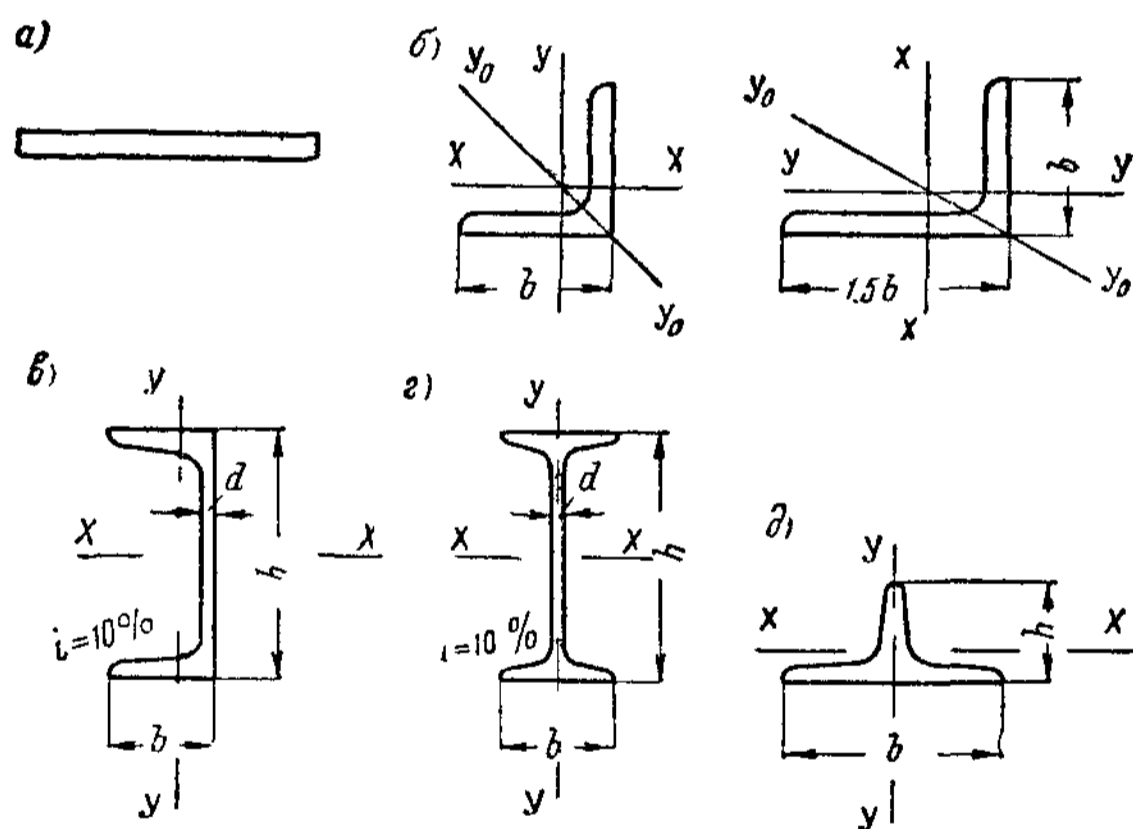


Рис. IV.1. Основные профили сортамента

прокатываемая между двумя валками, и универсальная, прокатываемая между четырьмя валками в виде широкой полосы прямоугольного сечения (рис. IV. 1, а);

2) сталь профильная — уголки, швеллеры, двутавры, тавры и т. д. (рис. IV. 1, б—д).

Типы прокатываемых профилей в значительной степени определяют конструктивную форму элементов сооружений, а следовательно, трудоемкость изготовления и расход стали. Наличие разнообразных профилей и рациональных их сечений способствует проектированию экономичных конструкций.

Однако подбор сечений по чрезмерно обширному сортаменту приводит к большому разнообразию профилей в конструкции, что нерационально вследствие большей стоимости проката, а также повышения трудоемкости изготовления.

Учитывая эти обстоятельства, следует стремиться к применению в одной конструкции небольшого количества различных профилей, не допуская, однако, при этом существенного утяжеления конструкции.

Известное влияние на конструктивную форму стальных конструкций оказывает различие в стоимости отдельных профилей стали.

Самыми дешевыми являются листовая универсальная сталь, а также прокатные двутавры и швеллеры, что должно стимулировать их широкое применение. Соотношение стоимостей стали указано в главе XXVI.

Первый сортament прокатной стали в России был составлен в 1900 г. под руководством известного мостостроителя проф. Н. А. Белелюбского (затем он был пересмотрен, расширен и улучшен в 1930—1932, 1939 и в 1957 гг.).

В 1957 г. выпущены новые ГОСТы на большую часть профилей сортамента. Эти ГОСТы составлены на основе большой теоретической работы по установлению рациональных типов профилей. Основные отличия новых ГОСТов от предыдущих — переход на более экономичные тонкостенные сечения профильной стали, укрупнение сортамента профильной и листовой стали, установление более частой градации для области наиболее употребительных профилей и сокращение градации в области редко употребляемых профилей.

По теории сортамента, т. е. по установлению законов, на основании которых должны разрабатываться наиболее экономичные с точки зрения затраты металла и трудоемкости изготовления профили, имеются работы проф. Б. П. Михайлова¹, кандидатов техн. наук В. М. Вахуркина², Г. М. Ковельмана³, Б. Г. Ложкина⁴ и др.

§ 2. СТАЛЬ ЛИТРОВАЯ

1) Сталь толстолистовая (ГОСТ 5681—57). Сортамент включает листы толщиной от 4 до 160 мм; ширина листа может быть получена до 3600 мм, однако ходовая ширина не превышает 2400 мм. Обычная длина листов — 6 м, но листы шириной до 2500 мм могут иметь длину до 12 м. Большеразмерные листы значительно дороже обычных. Листы толщиной до 26 мм имеют градацию по толщине через 1 мм, далее — через 2,5 и 10 мм.

В целях уменьшения отходов металла на обрезки устанавливаются заказные размеры по ширине и длине. При ширине листов до 1000 мм заказные ширины должны быть кратными 50 мм, при ширине до 1800 мм и более — 100 мм, обычные заказные длины находятся в пределах 4,5—6 м.

Толстая листовая сталь идет на листовые конструкции, а также широко применяется в элементах сплошных систем (балках, колоннах, рамах).

2) Сталь тонколистовая (ГОСТ 3680-57). Тонкие листы прокатываются холодным и горячим способами. Холоднокатаные листы имеют толщину от 0,2 до 4 мм и длину до 3,5 м; горячекатаные — от 0,5 до 4 мм и длину до 4 м. Ширина тонколистовой стали от 600 до 1400 мм.

Тонколистовая сталь применяется при изготовлении гнутых и штам-

¹ Б. П. Михайлов, Индустриализация металлического строительства, Стройиздат, 1939.

² В. М. Вахуркин, Вопросы теории построения сортамента прокатных профилей, «Вестник инженеров и техников» № 2, 1952.

³ Г. М. Ковельман, Основы технико-экономической теории построения сортамента, «Вестник инженеров и техников» № 1, 1953.

⁴ Б. Г. Ложкин, Теоретические основы построения сортамента прокатных сталей, «Вестник инженеров и техников» № 6, 1951 и № 3, 1953.

пованных тонкостенных профилей, для покрытий резервуаров и зданий, а также в других специальных конструкциях.

3) Сталь широкополосная универсальная (ГОСТ 82-57) благодаря прокатке между четырьмя валками имеет ровные края. Толщина такой стали от 6 до 60 мм с градацией: до толщины 12 мм — через 1 мм, далее — через 2 и 5 мм; ширина от 160 до 1050 мм — с градацией через 10, 20, 50 мм. Универсальная сталь прокатывается длиной от 5 до 18 м; обычные заказные длины 9—12 м. Применение универсальной стали уменьшает трудоемкость изготовления конструкций, в особенности сварных, так как не требуется резки и выравнивания кромок строжкой.

§ 3. УГОЛКОВЫЕ ПРОФИЛИ

Угловые профили прокатываются в виде равнобоких (ГОСТ 8509-57) и неравнобоких (ГОСТ 8510-57) уголков (рис. IV. 1, б). Сортамент уголков весьма обширен: от очень малых легких профилей с площадью сечения 1—1,5 см² до мощных профилей с площадью 140 см².

Полки уголков имеют параллельные грани, что облегчает конструирование. Минимальная толщина уголков определяется условиями прокатки и в равнобоких уголках приближается к требуемой по условиям устойчивости ($\frac{b}{\delta} \leq 17$). В неравнобоких уголках она уменьшается даже до $(1/18 \div 1/21) b$. Максимальная толщина уголков определяется конструктивными требованиями.

Уголки прокатываются длиной от 4 до 19 м. Большие длины приняты для более крупных профилей. Заказные длины уголков обычно бывают 6, 9, 12 и 15 м.

Широкое применение уголки имеют в легких сквозных конструкциях. В клепаных конструкциях уголки являются основным соединительным элементом. С развитием сварки применение уголков сократилось.

Угловые рабочие стержни конструкции обычно состоят из двух или четырех уголков (рис. IV. 2). Соединяя уголки попарно, можно получить сечения стержней, удобные для прикрепления в узлах и равноустойчивые относительно основных осей.

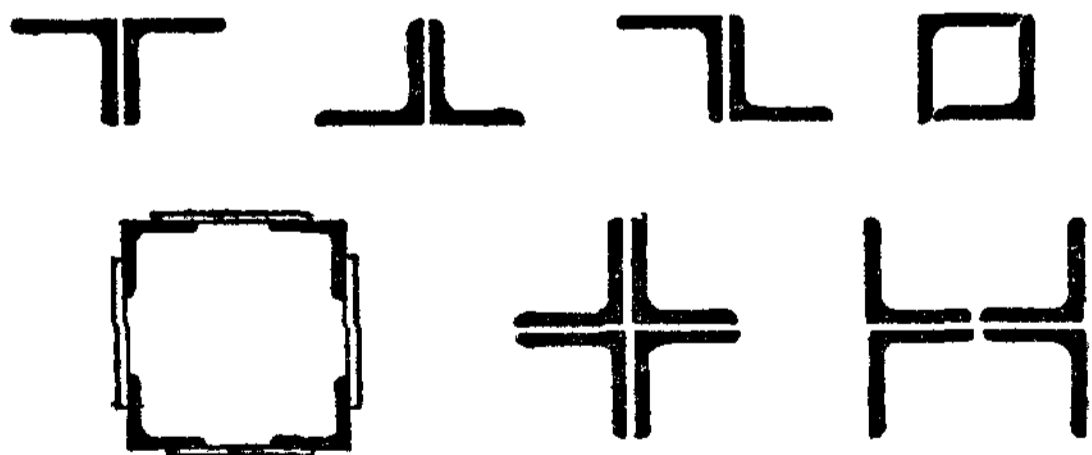


Рис IV 2 Типы составных сечений из уголков

Стержни из четырех уголков многодельны и применяются сравнительно редко, при больших усилиях выгоднее компоновать сечение стержней из более мощных профилей (швеллеров, двутавров).

Более экономичны уголки с меньшими толщинами. Сечения из тонких уголков лучше работают на продольный изгиб и поэтому выгоднее в сжатых стержнях. Растянутые элементы в клепаных конструкциях рассчитываются с учетом ослабления площади, которое при данном диаметре заклепок тем меньше, чем тоньше полки уголка.

§ 4. ШВЕЛЛЕРЫ

Размеры швеллеров (ГОСТ 8240-56) и все их геометрические характеристики определяются номером швеллера (рис. IV. 1, в), который соответствует высоте стенки швеллера (в сантиметрах). Сортамент включает швеллеры от № 5 до № 40. Начиная с № 14 до № 24, швеллеры прокатываются с двумя разными по мощности полками, что позволяет более рационально подбирать сечения. Стенки крупных швеллеров имеют толщину, минимальную по условиям устойчивости ($\frac{\delta}{h} \approx \frac{1}{50}$).

Швеллеры прокатываются длиной до 19 м. Заказные длины швеллеров обычно бывают 6, 9 и 12 м.

Подобно уголкам, швеллеры в стержнях, работающих на осевую силу, применяются в спаренном виде, что дает сечения, симметричные и достаточно устойчивые относительно двух осей (рис. IV.3, а—г).

Швеллеры применяются главным образом в тяжелых стержневых конструкциях (мостах, большепролетных рамах и т. п.), а также в качестве колонн и легких балок. При работе на косою изгиб швеллер является более рациональным, чем обычный балочный профиль — двутавр, так как он имеет более широкую полку и больший момент инерции относительно оси $y-y$. Имея несимметричное относительно вертикальной оси сечение, швеллер при изгибе в вертикальной плоскости скручивается.



Рис. IV.3. Типы составных сечений из швеллеров

Швеллеры применяются главным образом в тяжелых стержневых конструкциях (мостах, большепролетных рамах и т. п.), а также в качестве колонн и легких балок. При работе на косою изгиб швеллер является более рациональным, чем обычный балочный профиль — двутавр, так как он имеет более широкую полку и больший момент инерции относительно оси $y-y$. Имея несимметричное относительно вертикальной оси сечение, швеллер при изгибе в вертикальной плоскости скручивается.

§ 5. ДВУТАВРЫ

1) Балки двутавровые обыкновенные (ГОСТ 8239-56), так же как и швеллеры, обозначаются номером, соответствующим их высоте (в сантиметрах). В сортамент входят двутавры от № 10 до № 70 (рис. IV. 1, г). Начиная с № 18 по № 30, двутавры прокатываются с двумя разными по мощности полками, а двутавр № 70 — с тремя. Толщина стенки в крупных двутаврах достигает $\frac{1}{55}$ высоты двутавра.

Двутавры прокатываются длиной до 19 м. Заказные длины обычно принимаются 6, 9, 12 и 15 м.

Двутавр является основным балочным профилем. Благодаря сосредоточению материала в полках двутавры имеют большую жесткость относительно горизонтальной оси $x-x$. Чем тоньше стенка, тем выгоднее сечение балки с точки зрения ее работы на изгиб. Однако по условиям технологии прокатки у большинства двутавров стенки получаются значительно толще, чем это требуется по условию их устойчивости. Полки обыкновенных двутавров имеют небольшую ширину, что, с одной стороны, делает такие двутавры малоустойчивыми относительно оси $y-y$ и, с другой — затрудняет размещение на полках заклепок и болтов большого диаметра.

Применение прокатного двутавра в виде самостоятельного конструктивного элемента снижает трудоемкость изготовления и стоимость конструкции.

Иногда при значительных усилиях двутавры применяются в стержнях, работающих на осевую силу (например, в колоннах). В этом случае целесообразно применять составные сечения из двух двутавров

(рис. IV. 4) для создания стержней, равноустойчивых в двух плоскостях.

2) Балки двутавровые широкополочные (ГОСТ 6183-52). Широкополочные двутавры прокатываются на специальных мощных станах и бывают трех типов: балочные профили, колонные профили легкие и колонные профили тяжелые. Высота широкополочных балочных профилей достигает 1000 мм. Отношение ширины полки к высоте колеблется от $\frac{b}{h} = 1:1,65$ (при малых высотах) до $\frac{b}{h} = 1:2,5$ (при больших высотах) (рис. IV. 5, а, б). Колонные профили имеют отношение ширины полки к высоте близкое к 1:1. Широкие полки придают профилю устойчивость относительно оси $y-y$.

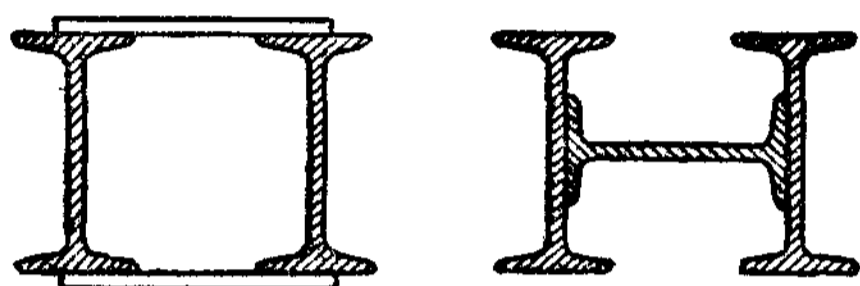


Рис. IV.4. Типы составных сечений из двутавров

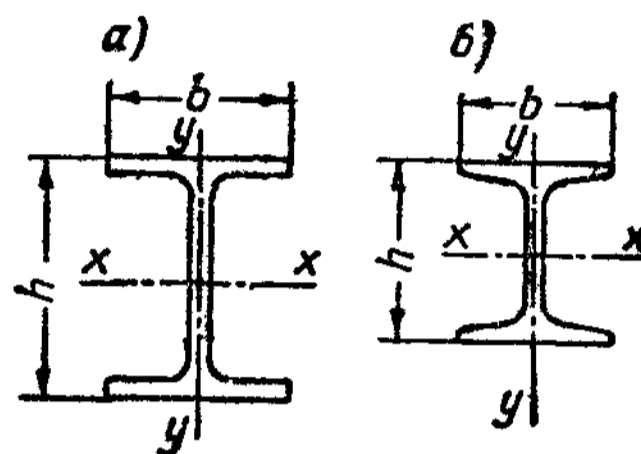


Рис. IV.5. Прокатные широкополочные двутавры

Конструктивные преимущества и мощность сечений дают возможность применять широкополочный двутавр в виде самостоятельного элемента (колонны, балки), не требующего почти никакой обработки. Широкополочные двутавры находят широкое применение в США, Германии и Англии в каркасах гражданских зданий, в мостах и тяжелых элементах промышленных конструкций. Применение широкополочных двутавров снижает трудоемкость изготовления конструкций в 2—3 раза. В СССР до последнего времени широкополочные профили не имели широкого применения ввиду ограниченности их прокатки.

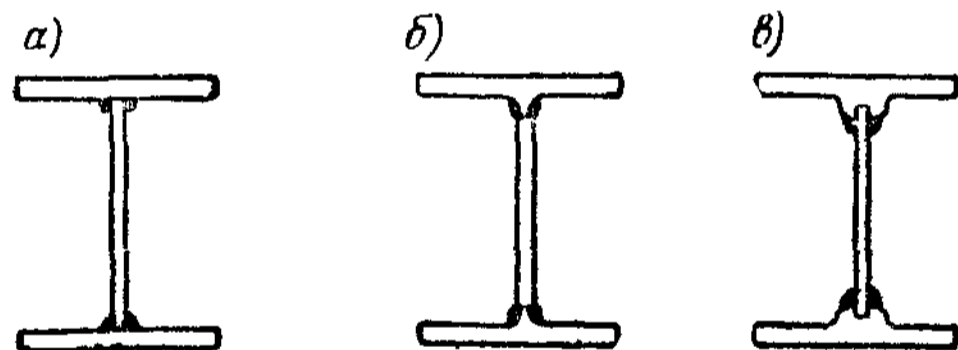


Рис. IV. 6. Сварные широкополочные двутавры

3) Сварные двутавры. Широкое распространение получили сварные двутавровые профили (рис. IV. 6, а), заменяющие прокатные широкополочные двутавры.

Развитие автоматической сварки создает благоприятные условия для производства двутавров из универсальной стали по определенному сортаменту. Наличие сортамента дает возможность пользоваться сварными двутаврами так же, как прокатными. Возможно также изготовление специальных профилей для сварных широкополочных двутавров (рис. IV. 6, б и в).

§ 6. ОБЛЕГЧЕННЫЕ БАЛКИ

Балки двутавровые облепченные (ГОСТ 6184-52) и швеллеры облепченные (ГОСТ 6185-52) имеют минимальную по условиям устойчивости толщину стенок примерно $\left(\frac{1}{60} \div \frac{1}{70}\right) h$. Сортамент облепченных двутавров и швеллеров включает профили от

№ 16 до № 30. Благодаря выгодному размещению металла в сечении эти профили в легких балочных конструкциях оказываются на 10—15% более экономичными, чем обычные двутавры или швеллеры.

§ 7. ТАВРЫ

Весьма удобным профилем в сварных конструкциях являются тавры (см. рис. IV.1, д). Тавры могут заменять спаренные уголки в сварных фермах; из них можно составлять двутавровые сечения балочного типа (рис. IV.7).

Крупные тавры в настоящее время не прокатываются; при наличии широкополочных двутавров они могут быть заменены разрезанными вдоль двутаврами. Мелкие тавры применяются в металлических переплетах.

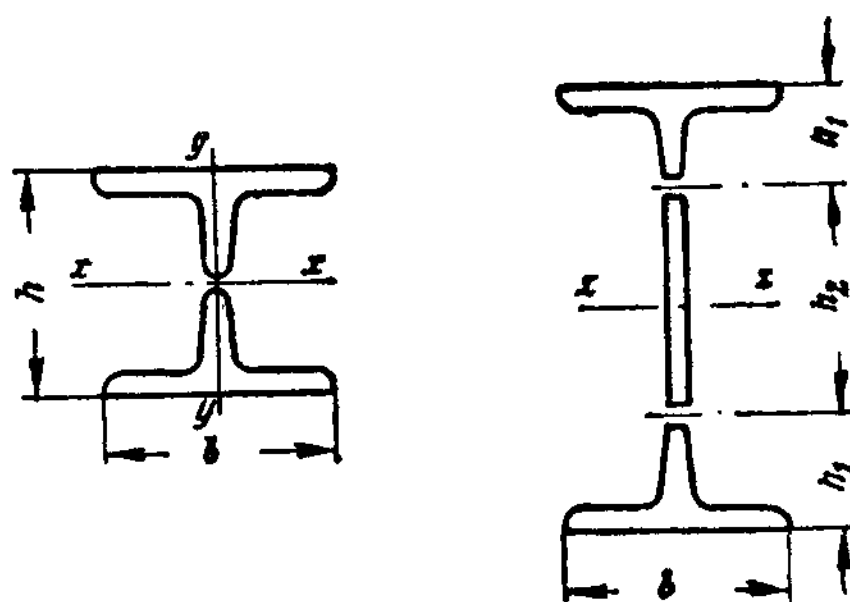


Рис. IV.7. Типы составных сечений и тавров

§ 8. ТРУБЫ

Стальные бесшовные трубы (ГОСТ 301-50) диаметром от 5 до 426 мм и толщиной стенок от 0,5 до 200 мм благодаря симметричности сечения и большой его жесткости являются прекрасным профилем для элементов, работающих на центральное сжатие. Стальные трубы широко применяются в башнях и мачтах, а в последнее время все чаще также в фермах больших пролетов, арках, колоннах и рамах.

Трубы обладают наиболее коррозиестойким профилем, так как имеют обтекаемую поверхность, на которой пыль и влага не могут скапливаться в значительных количествах. Для защиты от коррозии внутренней поверхности труб их герметически закрывают или заполняют бетоном.

§ 9. ГНУТЫЕ ФАСОННЫЕ ПРОФИЛИ

В легких элементах стальных конструкций получают применение тонкостенные профили постоянной толщины (ГОСТы от 8275-57 до 8283-57)*. Гнутые фасонные профили изготавливаются из листа, ленты или полосы толщиной от 2 до 16 мм и шириной от 32 до 1600 мм. Длина профилей составляет от 3 до 12 м. Путем гибки на специальных гибочных машинах или холодной прокатки на роликогибочных станках можно получить тонкостенный профиль любого очертания (рис. IV. 8). Материалом служит горячекатаная или холоднокатаная отожженная сталь разных марок.

Тонкостенные профили употребляются в виде готовых элементов — прогонов, ригелей фахверка, настилов; их можно также соединять контактной (точечной) сваркой и образовывать из них элементы составного сечения — балки, колонны, фермы и т. п.

Применение в легких конструкциях промышленного и гражданского строительства тонкостенных профилей дает экономию металла около 10% и, таким образом, позволяет создать весьма прогрессивные виды конструкций. Кроме того, штампованные и гнутые профили при-

* В. А. Балдин, Г. Г. Голенко, В. Г. Писников, Гнутые стальные профили для строительства, «Строительная промышленность» № 3, 1956.

менялись в настилах кровли. Однако в настоящее время применение листовых стальных настилов для кровель производственных зданий запрещено, так как они могут быть заменены менее дефицитными железобетонными плитами.

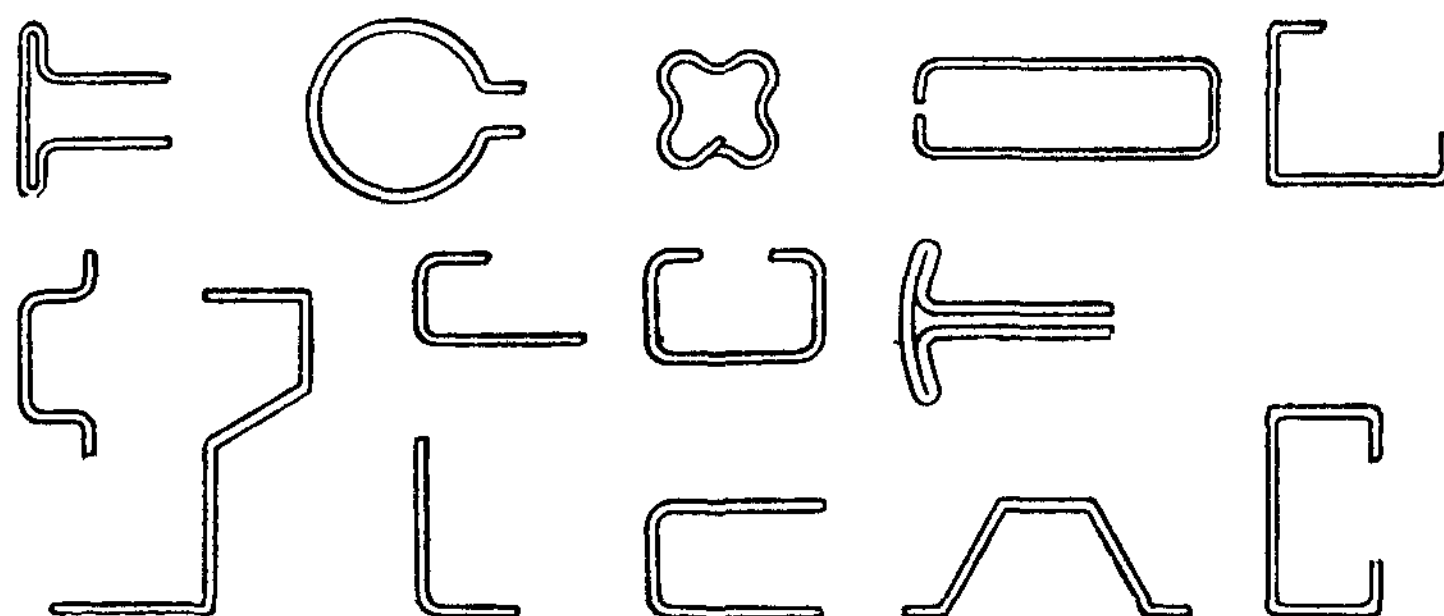


Рис. IV 8. Сечения тонкостенных профилей

§ 10. ПРОФИЛИ ИЗ ЛЕГКИХ СПЛАВОВ

Строительные профили из алюминиевых сплавов получают путем прокатки, прессования или гнутья.

Листы, ленты и плиты прокатывают в горячем или холодном (при толщине до 5 мм) состоянии. Листы (ГОСТ 1946-50) прокатывают шириной до 2000 мм и длиной до 7 м.

Листовой материал для несущих конструкций из алюминиевых сплавов типа дуралюмин применяется исключительно плакированным, т. е. покрытым защитным слоем чистого алюминия.

На специальных станках можно получать листы с гофрами (высота волн от 6 до 15,5 мм) как в продольном, так и в поперечном направлениях.

Плиты шириной 500—700 мм и длиной до 3 м имеют толщину до 80 мм.

Изготовление фасонных профилей, в том числе и полых (трубчатых) производится путем горячего прессования на специальных гидравлических прессах. Продавливая слитки через матрицы различных типов, можно получать профили разнообразных поперечных сечений (рис. IV. 9, а). Это является существенным преимуществом, позволяющим конструктору использовать наиболее эффективные формы сечений. Возможность получения профилей любых сечений в некоторой степени компенсирует малую устойчивость стержней из алюминиевых сплавов из-за низкого модуля упругости материала и дает экономию на изготовлении сложных сечений. Однако габариты поперечного сечения профиля ограничиваются поперечными размерами контейнера пресса и в соответствии с наиболее распространенным в настоящее время на заводах оборудованием должны быть вписаны в круг диаметром 320 мм (в отдельных случаях 530 мм).

Длина прессованных профилей определяется из того условия, чтобы объем готового изделия, при заданном сечении профиля, не превышал 80% от объема стандартного слитка ($d \times l = 345 \times 1450$ мм). Длина профиля, превышающая 10 м, должна быть согласована с заводом-изготовителем.

Гнутые профили изготавливают из листов и лент толщиной до 4 мм путем гнутья их в холодном состоянии.

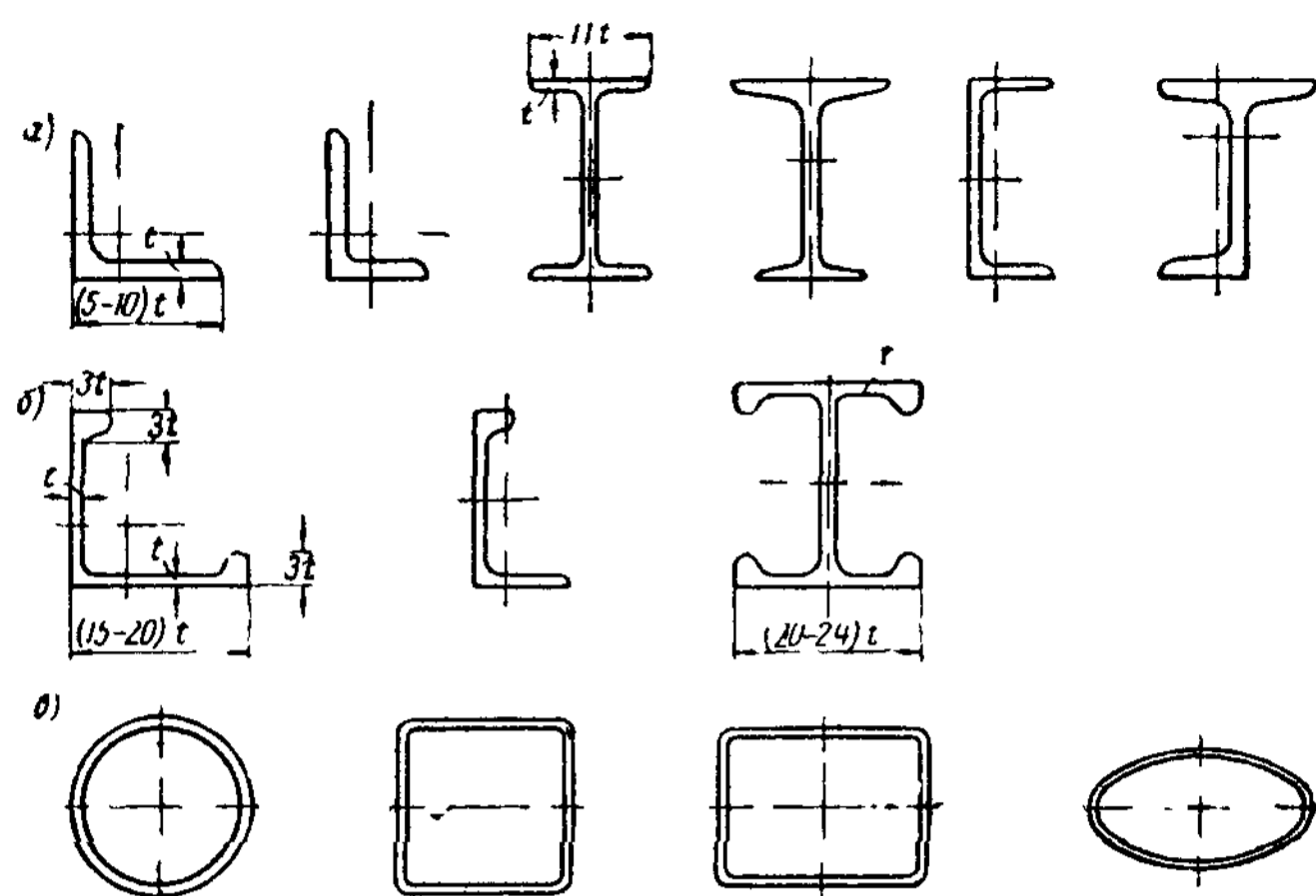


Рис. IV.9. Типы профилей из алюминиевых сплавов

Из-за низкого модуля упругости алюминиевых сплавов ширина свободного свеса полки и высота стенок профилей по отношению к их толщинам принимается более ограниченной, чем в стальных профилях.

В зависимости от марки сплава и общей гибкости стержней свободный свес полки принимается в пределах $(7,5—18)t_n$, а высота стенки в пределах $(25—60)t_c$ (t — толщина соответственно полки или стенки).

Для большего развития сечения в целях повышения устойчивости стержня изготавливают профили с бульбами на концах полки (рис. IV. 9, б), которые позволяют иметь отношение ширины полки к ее толщине в пределах от 9,5 до 21.

Несмотря на большое разнообразие возможных профилей, основные профили из легких сплавов объединены в сортаменты (уголки — ГОСТ 8110-56, швеллеры — ГОСТ 8113-56, тавры и двутавры — ГОСТ 8112-56, зеты — ГОСТ 8111-56), которыми следует пользоваться при подборе сечений.

Широко распространены трубчатые сечения из алюминиевых сплавов (ГОСТ 1947-46). Круглые тянутые трубы (ГОСТ 4773-49) поставляются с наружным диаметром от 6 до 120 мм при толщине стенки от 0,5 до 5 мм; предельная длина труб 5,5 м.

Толстостенные прессованные круглые трубы имеют наружный диаметр от 25 до 280 мм при толщине стенки от 5 до 32,5 мм. Кроме круглых труб, изготавливают квадратные, прямоугольные и каплевидные трубы (рис. IV. 9, в).

ГЛАВА V
СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

§ 1. ОСНОВЫ СВАРКИ

1. Виды сварки

Как известно из курса «Технология сварки», возможны следующие сварные соединения.

1. Электродуговой сваркой: а) металлом электрода, плавящегося под защитой слоя шлака, флюса или струи газа, при пропуске через него электрического тока, с местным разогревом до жидкого состояния металла изделия¹; б) металлом прута, плавящегося с местным разогревом до жидкого состояния металла изделия электрической дугой от неплавящегося (угольного вольфрамового) электрода, также в атмосфере защитных газов; в) металлом электрода, плавящегося в слое флюса (электрошлаковая сварка).

2. Контактной сваркой путем тесного контакта (давления) элементов изделия и сплавления их при разогреве до пластического состояния от пропуска электрического тока через изделия или от неплавящегося электрода, а также при непосредственном разогреве изделия (горновая сварка) или от сопротивлений трения — в атмосфере защитных газов, под слоем флюса или без защиты.

3. Газовой сваркой металлом прута, плавящегося при местном разогреве от пламени горящего газа до состояния пластичности металла изделия, или путем тесного контакта друг с другом элементов изделия, разогретых пламенем газа до пластического состояния (газопрессовая сварка).

В строительстве применяется в основном электродуговая сварка плавящимся электродом, а также электроконтактная сварка сплавлением материала изделий в отдельных точках (точечная сварка). Электроконтактная сварка сплавлением стыков изделий применяется только в специальных случаях, когда изменение формы изделия при оплавлении стыка не является существенным (например, при сварке больших размеров стержней арматуры железобетонных конструкций). Газовая сварка применяется иногда при ремонтных работах. Сварка сплавлением при разогреве неплавящимся электродом применяется при сварке алюминиевых сплавов, а также при сплачивании многолистовых пакетов. Электрошлаковая сварка применяется для соединения изделий большой толщины.

Сварка по сравнению с клепкой дает существенную экономию ме-

¹ Сварка голым электродом без защиты от атмосферных влияний в строительных конструкциях не применяется.

талла (в стропильных фермах 10—15%, в подкрановых балках 15—20%, в доменных конструкциях и мостах со сплошной стенкой около 15%), а также значительное уменьшение трудоемкости изготовления (около 20%). В соответствии с этим сварка получила у нас весьма широкое развитие; так, до 95% промышленных конструкций делаются в настоящее время сварными. Эта цифра достаточно стабильна во времени; она показывает, что везде, где возможно, в настоящее время используется сварка. Сварка менее рациональна в тяжелых конструкциях, элементы которых имеют очень большую толщину и состоят поэтому из нескольких толстых листов. Сплачивание таких листов электродуговой сваркой связано с трудностями; кроме того, устройство монтажных соединений тяжелых конструкций в сварке более сложно, чем в клепке. Применение сварки проплавлением и электрошлаковой сварки снижает эти трудности.

Характерной особенностью сварки является возможность соединения элементов непосредственно без вспомогательных деталей (соединительных уголков, накладок и других элементов), необходимых в клепаных конструкциях. Это приводит к упрощению конструктивной формы, но вместе с тем обуславливает в некоторых случаях большую концентрацию напряжений и более неравномерное распределение их по сечению по сравнению с клепаными конструкциями, где усилие в условиях эксплуатации передается через трение по всей плоскости соприкосновения.

2. Основы электродуговой сварки плавящимся электродом

Процесс сварки состоит в молекулярном проникновении (диффузии) металлов свариваемых изделий и плавящегося электрода (или прута), находящихся в жидком или высокопластичном состоянии, и в совместной кристаллизации металлов при остывании.

При электродуговой сварке плавящимся электродом ток от сварочного трансформатора или генератора подводится к электроду и изделию (рис. V.1). При соприкосновении электрода с изделием электрический ток благодаря контактному сопротивлению разогревает и расплавляет электрод; если затем несколько приподнять электрод над изделием, между ними возбуждается электрическая дуга, расплавляющая электрод и изделие, металлы которых в жидком состоянии смешиваются друг с другом в месте сварки (сварочная ванна) и застывают при охлаждении как единое целое. Для сохранения горения дуги расстояние между концом электрода и изделием должно быть в процессе сварки постоянным.

Постоянство дуги и перемещение электрода достигается искусством сварщика или работой специального механизма. Сварка первого вида называется ручной, второго — автоматической. Применяется еще полуавтоматическая сварка, когда перемещение производится сварщиком, а поддержание дуги — автоматом.

Ввиду небольшой длины и малых сопротивлений электропроводки напряжение при сварке получается небольшим (15—60 в), а сила тока

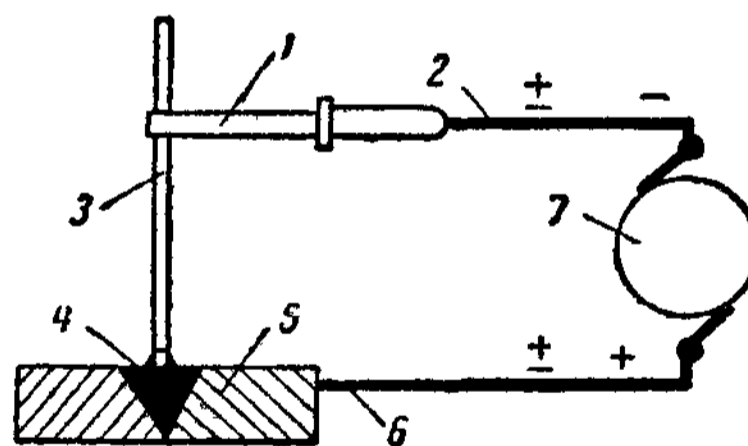


Рис. V.1. Схема ручной электродуговой сварки плавящимся электродом

1 — электрододержатель; 2 — гибкий провод; 3 — металлический электрод; 4 — сварочная дуга; 5 — изделие; 6 — провод; 7 — источник тока

значительной (при ручной сварке 200—500 а, при автоматической 800—1 000 а и более). Количество выделяемого тепла при проходе тока должно быть достаточным для расплавления электрода и разогрева свариваемых изделий; по мере прогресса сварки сила тока сварочных аппаратов увеличивается, что позволяет поднять производительность сварки и увеличить глубину проплавления (провара).

В процессе сварки перенос металла с электрода на изделие осуществляется отдельными порциями (каплями). На отделение порций и их перенос существенное влияние оказывают электромагнитные силы. Поэтому перенос всегда происходит от меньшего тела (электрода) к большему (изделию) независимо от направления электрического тока и даже против силы тяжести (при потолочной сварке).

Сварка одинаково хорошо производится как на постоянном, так и на переменном токе.

Плотность и непрерывность соединения вместе с достаточной глубиной проплавления обуславливают прочность сварного шва, которая зависит от состояния поверхности соприкасания: если эта поверхность загрязнена, то при высокой температуре сварки на поверхности от продуктов загрязнения образуются газы, которые, препятствуя плотности соприкасания и сплавлению основного и наплавленного металла, создают внутренние полости (непровары) — основной порок сварки.

3. Защита шва от атмосферных воздействий в процессе сварки и ее влияние на качество шва

а) **Ручная сварка.** При ручной сварке защитная атмосфера образуется в результате расплавления наружной поверхности электродов, имеющих специальные покрытия (обмазки). Как указано в курсе технологии сварки, электроды по своим покрытиям делятся на тонкообмазанные и толстообмазанные. Покрытие тонкообмазанных электродов состоит из эмульсии мела в жидком стекле и имеет целью только увеличить устойчивость дуги вследствие лучшей электропроводности паров натрия и кальция; поэтому оно называется ионизирующим. Покрытия толстообмазанных электродов имеют очень сложный состав и состоят из компонентов: а) защитных — газообразующих (крахмал или другие органические вещества) и шлакообразующих (марганцовая руда, полевой шпат и т. д.); б) легирующих (графит, разные ферросплавы), улучшающих свойства металла и возмещающих убыль во время сварки компонентов стали от их выгорания; в) стабилизирующих горение дуги (мел); г) раскисляющих (алюминий, кремний, титан), связывающих кислород и улучшающих структуру металла; д) повышающих производительность и облегчающих процесс сварки (стальные порошки). Такие покрытия высококачественны. Требования к компонентам покрытий регулируются соответствующими ГОСТами. Виды покрытий существенно отражаются на прочности сварных соединений.

Наиболее распространены при сварке строительных конструкций покрытия марок: ЦМ7 — на основе железной руды и гранита, ОММ5 — на основе марганцово-титановой руды и полевого шпата, УОНИ13 — на основе плавикового шпата, титановой руды и мела и некоторые другие¹.

Наиболее эффективным элементом защиты металла при толстообмазанных электродах является корка шлака, образующегося на поверхности сварного шва в результате расплавления покрытия электрода; благодаря этой корке металл не соприкасается с атмосферой воз-

¹ А. А. Алов, Электроды для дуговой сварки, Машгиз, 1947.

духа, медленно остывает, дает поэтому более глубокое проплавление и получает однородную и плотную структуру, так как при более медленном остывании газы и пузырьки воздуха имеют время выйти на поверхность шва.

Применяя тугоплавкие обмазки, можно увеличить глубину проплавления шва. В этом случае обмазка плавится медленнее, чем металл электрода, и дуга, хорошо защищенная выступающим краем (козырьком) обмазки, концентрированно передает тепло изделию. Технология сварки упрощается. Такая сварка называется сваркой с глубоким проплавлением или сваркой ультракороткой дугой (рис. V. 2).

б) **Автоматическая и электрошлаковая сварка.** При автоматической и полуавтоматической сварке защита шва осуществляется слоем флюса, который засыпается автоматом перед электродом. Сварка производится голой проволокой (без покрытия). Дуга замыкается под слоем

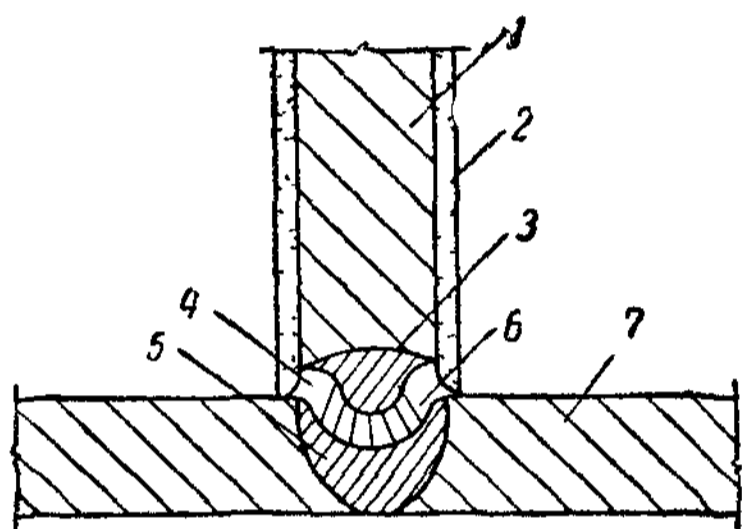


Рис. V.2 Схема сварки с глубоким проплавлением

1 — электрод, 2 — обмазка, 3 — капля расплавленного электрода, 4 — сварочная дуга, 5 — сварочная ванна, 6 — козырек из тугоплавкой обмазки, 7 — изделие

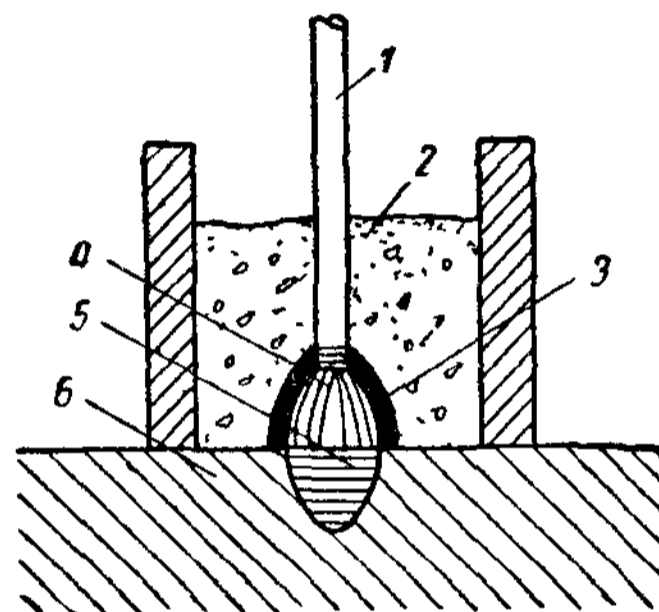


Рис. V.3 Схема горения дуги под слоем флюса

1 — электрод, 2 — гранулированный флюс, 3 — расплавленный флюс; 4 — столб дуги, 5 — провар, 6 — основной металл

флюса (рис. V. 3); постоянная длина ее поддерживается механизмом автомата. Под действием высокой температуры сварки флюс сплавляется и надежно защищает наплавленный металл, который получается чистым, с ничтожными количествами вредных примесей — кислорода, азота и др.

Составом флюса (гранулированного шлака на марганцовистой и силикатной основе) можно регулировать легирование и структуру металла так же, как и покрытиями шлакообразующих электродов. Благодаря хорошей теплозащите металл под слоем флюса остывает медленно, освобождается от пузырьков газов и отличается большой плотностью, а сварочный жар тратится главным образом на разогрев основного металла и дает глубокое проплавление, тем более, что при автоматической сварке применяется ток большой силы (порядка 1 000 а). Последнее обстоятельство позволяет производить сварку с большой скоростью (до 40—50 м/час за один проход электродом большого диаметра). Все это делает автоматическую сварку весьма производительной и высококачественной; особенно рентабельна автоматическая сварка при длинных швах. Однако сравнительно большие габариты сварочных автоматов требуют большой доступности места сварки; в качестве монтажной автоматическая сварка применяется мало, хотя соответствующие приспособления сконструированы. Для наложения коротких швов удобна полуавтоматическая сварка, качества которой аналогичны качествам автоматической.

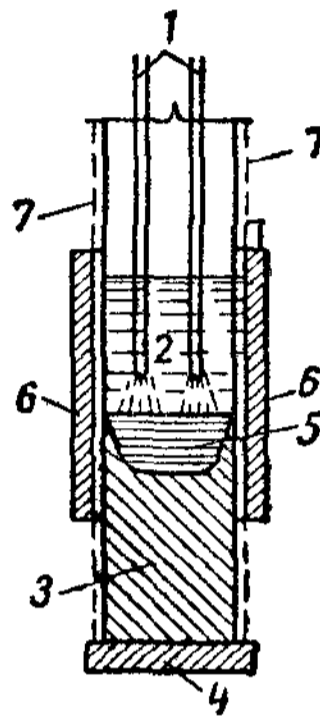
Для вертикальных стыков листов больших толщин (которые могут быть и монтажными) с успехом применяется электрошлаковая сварка. В зазор стыка, закрываемый с двух сторон ползунками, засыпается флюс и вставляются электроды в количестве, соответствующем необходимому объему наплавленного металла. При высокой температуре, возбуждаемой при пропуске сильного тока, электроды плавятся в флюсе, заполняя металлом шов (рис. V. 4).

в) **Сварка под защитой углекислого газа.** За последнее время параллельно со сваркой под флюсом начала развиваться сварка в защитной струе газа; для этой цели употребляют аргон или гелий, а также более дешевый газ — углекислый.

Сварка под защитой углекислого газа (CO_2) появилась у нас в 1951 г. Преимуществами этого вида сварки по сравнению со сваркой под флюсом являются: меньшая стоимость, большая скорость и производительность процесса, а также большая глубина проплавления. Сварка в защитной струе углекислого газа производится голой проволокой обычно малого диаметра (у нас примерно 2 мм), на постоянном токе. Проволока специальным механизмом подается по гибкому шлангу в мундштук держателя (рис. V.5). Держатель имеет кольцевое сопло, куда из баллона через осушитель и редуктор подается углекислый газ, оттесняющий от зоны горения дуги атмосферный воздух. Держатель сконструирован в виде небольшого пистолета-полуавтомата. Углекислый газ,

Рис. V.4. Схема электрошлаковой сварки

1 — электроды; 2 — флюс; 3 — застывший металл; 4 — подкладка; 5 — сварочная ванна; 6 — ползунки; 7 — путь движения ползунков



Проволока специальным механизмом подается по гибкому шлангу в мундштук держателя (рис. V.5). Держатель имеет кольцевое сопло, куда из баллона через осушитель и редуктор подается углекислый газ, оттесняющий от зоны горения дуги атмосферный воздух. Держатель сконструирован в виде небольшого пистолета-полуавтомата. Углекислый газ,

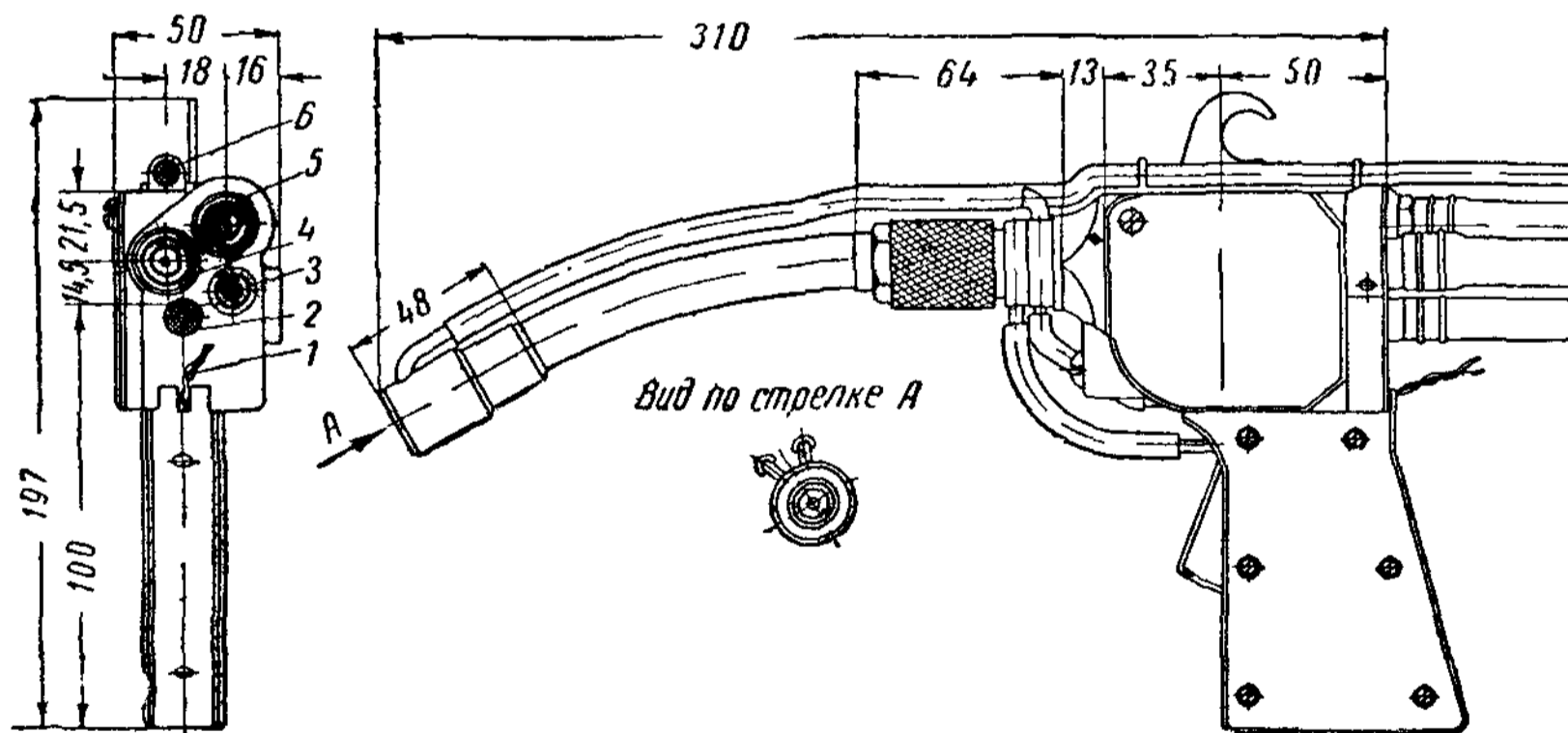


Рис. V.5. Сварочная горелка (пистолет) полуавтомата ПШПА-7 (НИАТ)

1 — провода управления; 2 — шланг для подвода газа; 3 — кабель сварочный, охлаждаемый водой; 4 — шланг для подачи электродной проволоки; 5 — гибкий вал; 6 — шланг для стока воды

окружающий зону горения дуги, вследствие высокой температуры дуги (6500°) распадается на окись углерода CO и кислород, которые соединяются вновь при более низких температурах. Кислород энергично соединяется с марганцем и кремнием, которые сильно выгорают, поэтому сварочная проволока должна быть марганцовисто-кремнистой с большим содержанием марганца (примерно 1,5%). Окись углерода частично насыщает углеродом наплавленный металл, что повышает прочность сварного шва ($\sigma_{\text{пч}} \approx 50 \div 55 \text{ кг/мм}^2$, $\sigma_{\text{т}} \approx 40 \text{ кг/мм}^2$) при некотором сни-

жении пластичности (удлинение малого образца $\epsilon_5 = 21\%$ вместо обычных 27%); ударная вязкость также несколько снижается.

Благодаря высокой температуре защитной струи газа, нагретой жаром дуги, наплавленный металл остывает медленно, проникшие в наплавленный металл пузырьки газа успевают выделиться и шов получается плотным.

Большим недостатком сварки под защитой углекислого газа является разбрызгивание капель жидкого металла вследствие того, что капля с трудом продвигается в атмосфере газа с повышенным давлением. Разбрызгивание может быть устранено специальным режимом подачи газа.

г) **Сварка под защитой аргона.** Сварка в защитной струе аргона подобна сварке под защитой углекислого газа. Главное преимущество аргонной сварки — инертность аргона, а потому отсутствие затраты

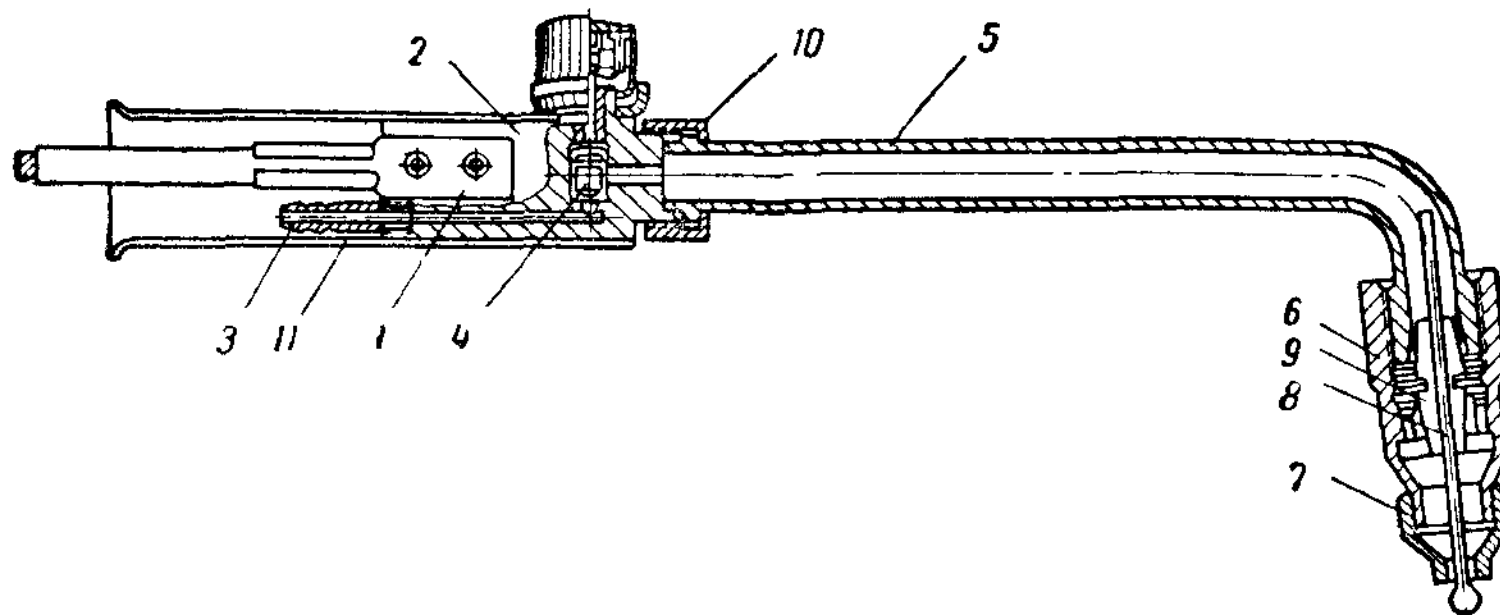


Рис. V.6. Ручная горелка для аргоно-дуговой сварки

1 — скоба; 2 — корпус; 3 — ниппель; 4 — вентиль; 5 — наконечник; 6 — мундштук; 7 — сопло; 8 — электрод; 9 — цапга; 10 — накидная гайка; 11 — изоляционная оболочка

энергии на диссоциацию газа и отсутствие каких-либо воздействий газа на расплавленный металл сварочной ванны. Другими преимуществами аргонной сварки являются: меньшее сопротивление движению электронов, а потому устойчивость горения; меньшее распыление плавящегося металла; меньшие потери тепла вследствие более низкой теплопроводности аргона и другие. Недостатками являются более высокая стоимость и дефицитность аргона. Сварка в струе аргона может быть ручной или механической. Разогрев обычно производится от неплавящегося вольфрамового электрода, сварка осуществляется путем ввода в сварочную ванну присадочного материала, хотя возможно и простое сплавление материалов изделия без присадки дополнительного металла или применение плавящегося электрода, аналогично сварке в струе углекислого газа. При больших толщинах последний вид сварки является наиболее удобным.

Ручную сварку производят при помощи горелки, имеющей в центре вольфрамовый электрод, окруженный кольцевым соплом, через которое подается аргон (рис. V.6). Присадочный пруток подводят к сварочной ванне под прямым углом к горелке, возможно более полого к изделию. Рациональна укладка прутка непосредственно на изделие в разделку шва и сплавление его с материалом изделия электрической дугой от неплавящегося электрода. При механизированной сварке горелка продвигается вдоль шва механизмом; длина дуги поддерживается автоматически. При применении плавящегося электрода может быть использован пистолет для сварки в струе углекислого газа при небольшом изменении механизма подачи электрода. Сварка в струе аргона применяется преимущественно при сварке алюминиевых сплавов.

4. Основоположники электродуговой сварки

Основоположниками электродуговой сварки являются русские инженеры Н. Н. Бенардос и Н. Г. Славянов. В 1882 г. Н. Н. Бенардос разработал «способ соединения и разъединения металлов непосредственным действием электрического тока», в котором предложил разогревать металлические изделия угольной дугой и сваривать присадочным металлом плавящегося металлического прута; этот вид сварки носит его имя. Кроме того, он дал много предложений по усовершенствованию процессов сварки, защите от воздействия атмосферы и т. д. Н. Г. Славянов в 1888 г. разработал способ электродуговой сварки плавящимся электродом, носящий его имя, и дал первые предложения по применению шлакообразующих электродов, легированию наплавленного металла, автоматической сварке и пр. В 1892 г. он опубликовал книгу «Электрическая отливка металлов», в которой подробно изложена сущность процесса электродуговой сварки.

Идеи электросварки под флюсом также были заложены еще в работах Н. Н. Бенардоса и Н. Г. Славянова. В 1928 г. они были развиты Д. А. Дульчевским, а затем в конце 30-х годов полностью разработаны акад. Е. О. Патеном в Институте электросварки украинской Академии наук. Работы акад. Патона и института создали твердую базу для внедрения автоматической сварки в процесс изготовления стальных конструкций всех назначений и значительно углубили экспериментальные исследования работы сварных соединений и конструкций.

§ 2 ТИПЫ СВАРНЫХ ШВОВ И СОЕДИНЕНИЙ

1. Сварные швы

Сварные швы классифицируются по конструктивному признаку, назначению, протяженности, характеру работы и положению в пространстве. По конструктивному признаку швы в основном разделяются на стыковые, угловые (валиковые) и прорезные.

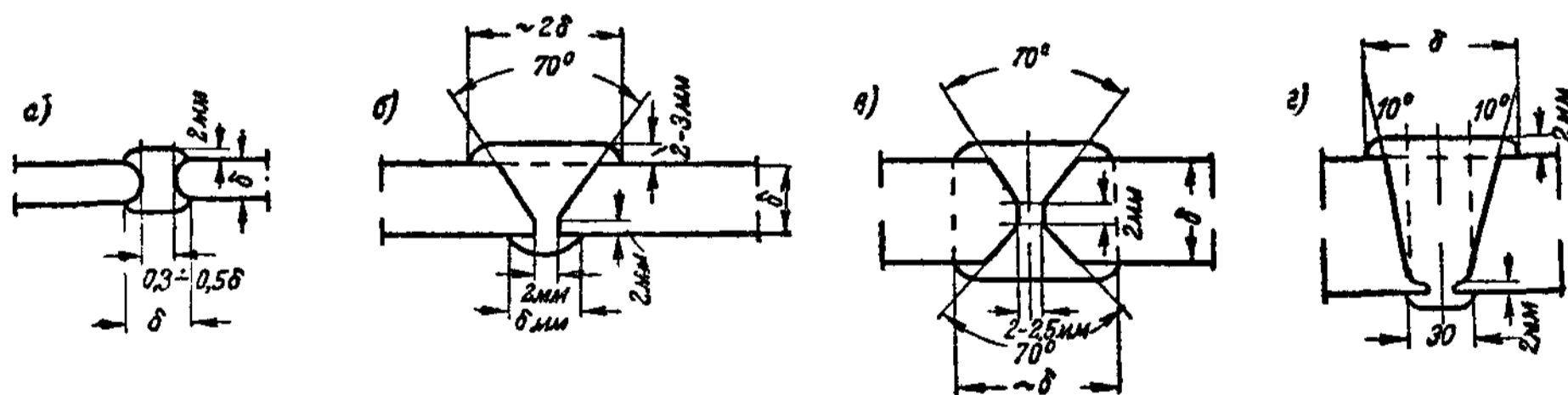


Рис. V 7. Разделка листов под стыковой шов при ручной сварке

Стыковыми швами соединяются элементы, расположенные в одной плоскости, путем заполнения присадочным материалом пространства между ними. При ручной сварке элементов небольшой толщины (до 8 мм) для полного провара достаточно оставить между кромками зазор, равный примерно $(0,3 \div 0,5) \delta$ (рис. V. 7, а). При большей толщине свариваемых элементов необходимо специально обрабатывать их кромки (разделка кромок), чтобы достигнуть хорошего провара по всей толщине. При толщине 10—25 мм с кромок снимаются фаски под углом 35° , получается так называемый V-образный шов (рис. V. 7, б). При толщине более 25 мм фаски приходится снимать с двух сторон (рис. V. 7, в) с тем, чтобы уменьшить количество наплавленного металла, а также снизить температурные напряжения. Такой шов называется X-образным.

Если сварка с двух сторон затруднительна, то при большой толщине элементов устраивают U-образный стыковой шов с небольшим наклоном граней (рис. V. 7, з). При обработке фасок зазор между элементами принимается 2—2,5 мм. Для V- и U-образных швов обязательна подварка корня с другой стороны (во избежание возможного неполного заполнения наплавленным металлом промежутка между свариваемыми элементами).

При автоматической сварке возможны меньшие размеры разделки швов вследствие большего проплавления стыкуемых элементов (рис. V.8). При толщинах до 15 мм кромки элементов могут быть оставлены без разделки. При толщинах 15—30 мм применяется односторонняя разделка шва на глубину, равную 0,5 толщины элемента при угле снятия фасок $\alpha = 20-30^\circ$ (рис. V.8, а). Для большей доступности сварки промежутки между элементами часто увеличивают до 5—8 мм, а для того, чтобы не проливался расплавленный металл, сварка ведется на медной, флюсовой или стальной подкладке (рис. V.8, б). Последняя остается приваренной к соединению, что существенно увеличивает концентрацию напряжений в месте приварки и потому при больших напряжениях в соединении нежелательно. В таких случаях рациональнее двухсторонняя сварка (рис. V.8, а).

При толщинах элементов свыше 30 мм разделку кромок производят: для случая односторонней разделки, как показано на рис. V.8, в, и для случая двухсторонней разделки (X-образный шов) — на рис. V.8, г.

При электрошлаковой сварке разделки листов не требуется; зазор в стыке берется ~ 20 мм.

Стыковые швы являются наиболее удобными и рациональными сварными соединениями, работающими с наименьшей концентрацией напряжений; недостатком их являются дополнительные затраты на разделку кромок.

Угловые (валиковые) швы накладываются в угол, образованный элементами, расположенными в разных плоскостях (рис. V. 9). Нормальный угловой шов имеет вид равнобедренного треугольника с катетами $h_{ш}$, усиленного наплывом в 0,1 толщины шва (рис. V. 9, а). В соединениях, работающих на динамическую нагрузку, применяются пологие швы с отношением катетов 1,5:1 (рис. V. 9, б) или 2:1; иногда угловые швы делают вогнутыми (рис. V. 9, в).

Прорезные швы (прорези) применяются тогда, когда длина угловых швов по контуру соединения является недостаточной или когда нужно сплотить широкие листы (рис. V. 10). Образование прорезей — трудоемкая операция и потому они применяются редко.

По назначению швы могут быть рабочими и связующими (конструктивными), по протяженности — сплошными и прерывистыми (шпоночными), по характеру работы — прочными и плотно-прочными.

По положению в пространстве в процессе их выполнения швы разделяются на нижние, горизонтальные, вертикальные и потолочные (рис. V. 11).

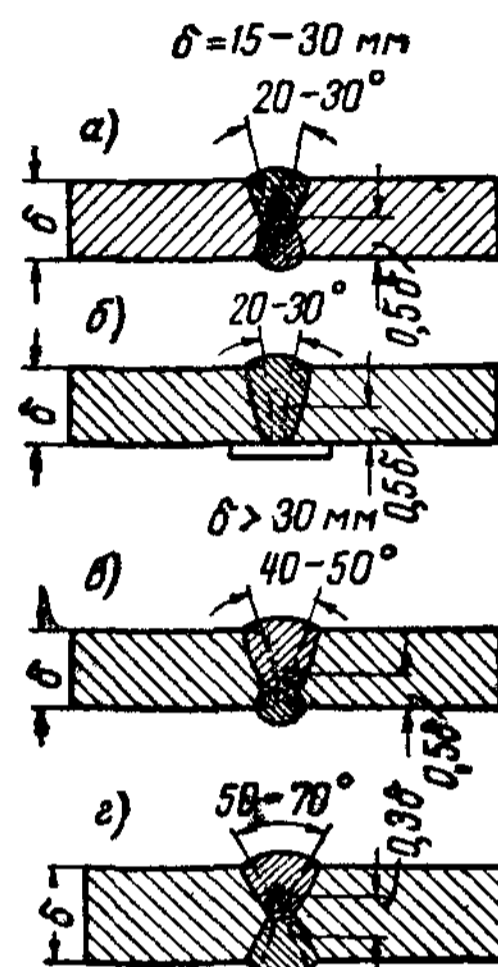


Рис. V.8. Разделка листов под стыковой шов при автоматической сварке

Сварка нижних швов (в нижнем положении) наиболее удобна и дает лучшее качество шва, а потому при проектировании всегда необходимо предусматривать возможность получения наибольшего количества нижних швов.

Вертикальные и горизонтальные швы (на вертикальной плоскости) в основном выполняются на монтаже. Они требуют значительно более высокой квалификации сварщиков, чем нижние швы, особенно при длинных швах. Имеющиеся в настоящее время приспособления облегчают наложение монтажных швов.

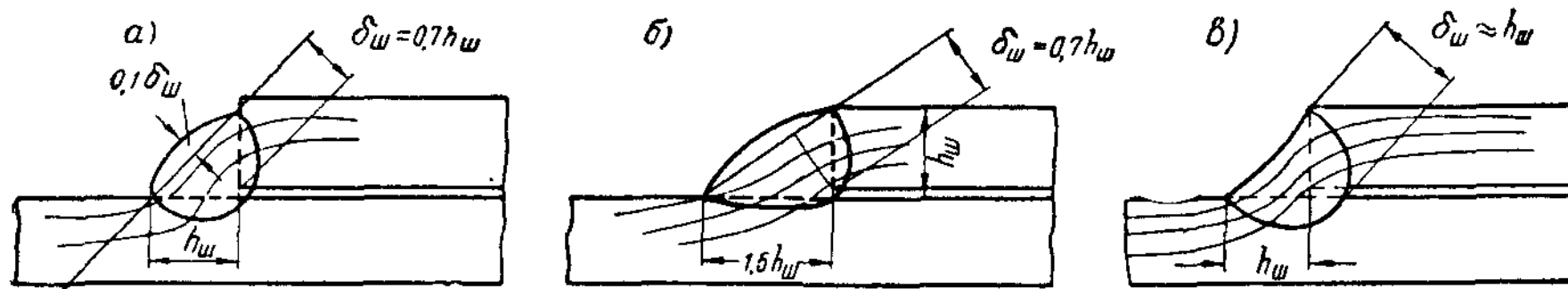


Рис. V.9. Угловые (валиковые) швы
а — нормальный; б — пологий; в — вогнутый с глубоким проплавлением

Потолочные швы, накладываемые снизу, являются наиболее сложными по своему выполнению; их качество обычно ниже, и поэтому таких швов по возможности следует избегать.

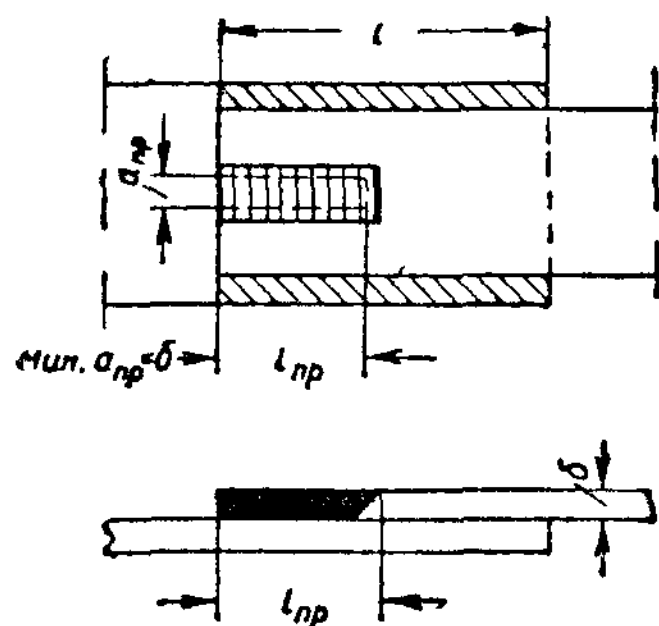


Рис. V.10. Прорезные швы

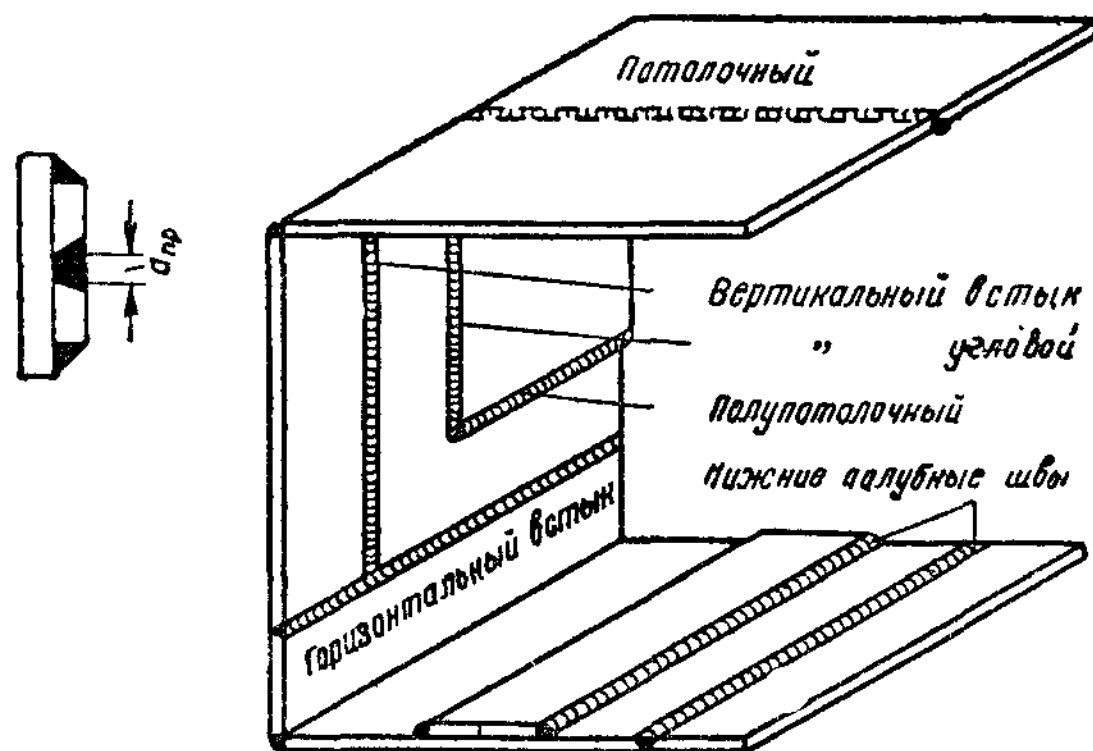


Рис. V.11. Типы швов

2. Сварные соединения

Сварные соединения конструируются трех типов: в стык, когда стыкуемые элементы расположены в одной плоскости (рис. V. 12, а); внахлестку, когда элементы, расположенные в разных плоскостях, непосредственно накладываются друг на друга (рис. V. 12, б); втавр, когда элементы примыкают друг к другу под углом, обычно прямым (рис. V. 12, в).

Соединения внахлестку и втавр свариваются угловыми швами, накладываемыми между расположенными в разных плоскостях свариваемыми деталями. Угловые швы соединений внахлестку, располагаемые параллельно действию силы, называются фланговыми (рис. V. 13, а), перпендикулярно действию силы — лобовыми (рис. V. 13, б). Применяется также обварка фланговыми и лобовыми швами по контуру детали (комбинированные соединения, рис. V. 13, в).

а) **Соединение встык.** Соединение встык наиболее рационально и работает наиболее безупречно. Шов располагается нормально (рис. V.14, а) или под углом α к оси элемента (обычно $\operatorname{tg} \alpha = 2:1$), как показано на рис. V. 14, б и в. Наклонные (косые) швы применяются тогда, когда напряжение в стыкуемых элементах больше допустимого для сварных швов. Разделка кромок, необходимая для устройства стыкового шва, удобна, когда стыкуемые элементы имеют постоянную толщину (например, листы). В фасонных профилях разделка кромок более затруднительна, довольно велика вероятность непроваров во входящих углах и потому при стыковании фасонных профилей часто прибегают к перекрытию накладками (рис. V.15).

Угловые профили перекрываются угловой накладкой, располагаемой внутри уголка; для плотного примыкания обухов уголка накладки стесывают. Приварка обычно производится по перьям уголка угловыми фланговыми швами (рис. V.15, а). Такое соединение не особенно удачно, так как усилия передаются только по краям уголка далеко от оси элемента. Правильным является устройство косых резов в угловой накладке с приваркой ее по всей площади косыми швами (рис. V.15, б); однако такое решение возможно только при большой ширине полков уголков (≥ 130 мм).

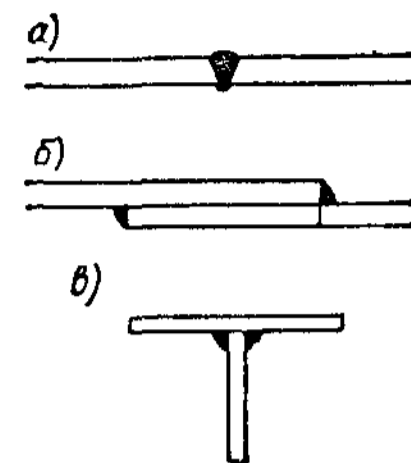


Рис. V.12. Сварные соединения

а—в одной плоскости в стык; б — внахлестку; в — втавр

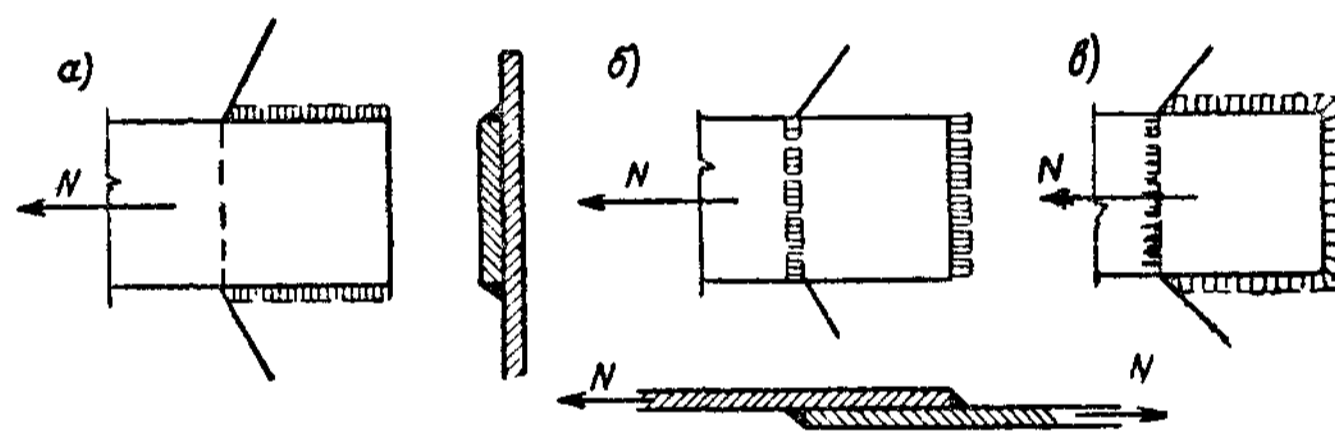


Рис. V.13. Соединения внахлестку

а — фланговыми швами; б — лобовыми швами; в — комбинированное (обварка по контуру)

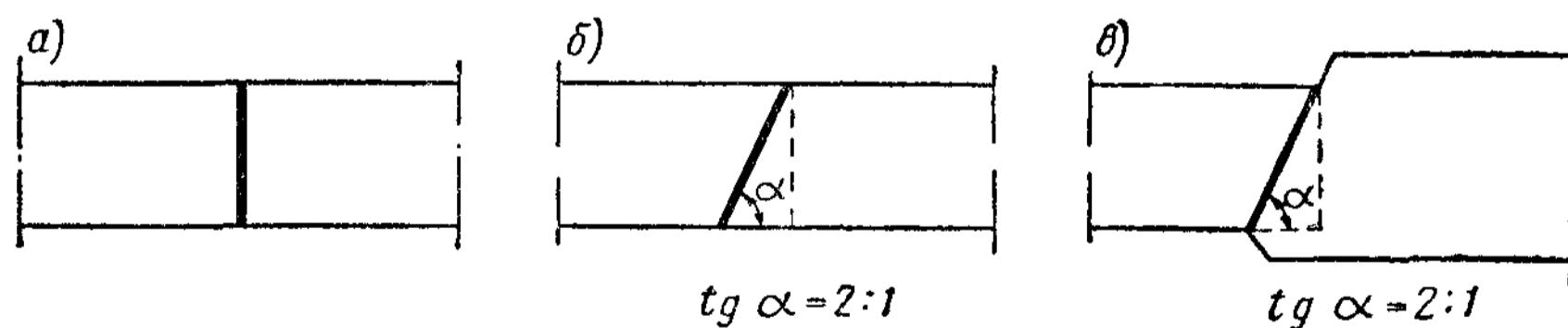


Рис. V.14. Виды соединения в стык

а — прямым швом; б и в — косым швом

Прокатные двутавры и швеллеры стыкуются при помощи накладок (рис. V. 15, в и г) или через прокладку (рис. V. 16). Накладки размещаются по стенке и снаружи полков и обвариваются по контуру. Выступающие полки затрудняют наложение швов по сторонам накладок, параллельным полкам, поэтому накладки часто обрезаются или делаются ромбическими и обвариваются косыми швами. Перекрытие накладками связано с большой концентрацией напряжений у швов накладок (вследствие резкого изменения формы сечения), поэтому соединения на накладках возможны только в малоответственных конструкциях или при небольших напряжениях. В стыках через прокладку соседние элементы привариваются с двух сторон к прокладке угловыми швами по контуру,

обычно без разделки кромок стыкуемых элементов (рис. V. 16). Угловые швы без разделки кромок также создают большую концентрацию напряжений, так как обычно в центре прикрепления остается незаваренная

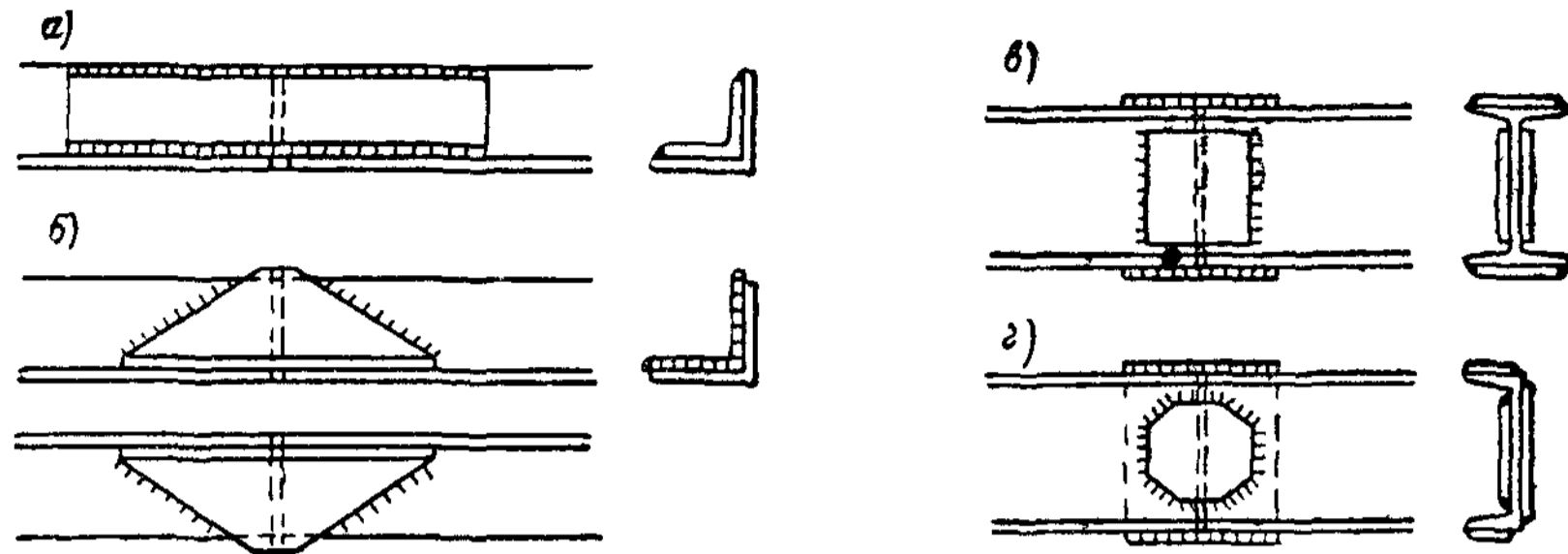


Рис. V.15 Перекрытие накладками фасонных профилей
а, б — уголков; в — двутавров; г — швеллеров

щель; поэтому и этот тип соединения возможен только в неответственных конструкциях. В ответственных конструкциях рациональнее применять соединение встык или обходиться без стыка, что часто возможно ввиду большой длины прокатных элементов (12—15 м). Соединения угловыми швами с разделкой кромок — так называемыми К-образными швами (рис. V. 17) — более надежны, так как дают полную заварку прикрепления и концентрация напряжений в них меньше; однако они удобны только при примыкании листов.

В прошлом стыки листов иногда перекрывались накладками, без сварки самих листов. Такое соединение не рационально как по затрате металла, так и по трудоемкости и применяется только в неответственных конструкциях при крайне примитивных условиях их изготовления.

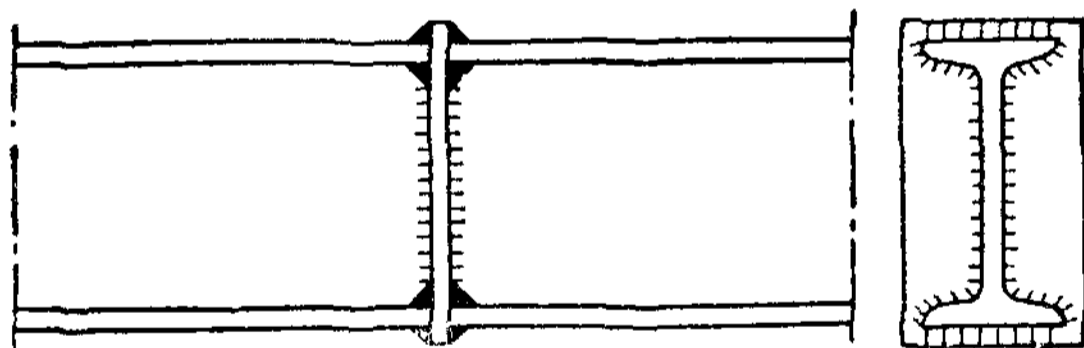


Рис. V.16. Стык двутавра через прокладку



Рис V.17. Стык через прокладку с разделкой кромок

Иногда стыковой шов в соединении листов усиливается накладками (рис. V. 18). Это решение также не рационально из-за возникающей концентрации напряжений, но иногда приходится к нему прибегать, когда напряжения в стыкуемых элементах превосходят допустимые для сварных швов. Для уменьшения концентрации необходимо обращать внимание на плавность сопряжения накладки с листом (рис. V. 39).

б) **Соединение внахлестку.** Соединение внахлестку осуществляется наложением фланговых или лобовых швов (рис. V. 13, а и б) или же обваркой по контуру соединения элементов (рис. V. 13, в). Передача усилий с широких элементов по краям элемента связана с большими неравномерностями распределения напряжений; для уменьшения этого недостатка можно добавить прорези (рис. V. 10). Однако последние дороги; поэтому правильнее широкие элементы приваривать не внахлестку, а встык. Соединения внахлестку наиболее пригодны для узких элементов; при этом чаще всего применяются фланговые швы, а иногда фланговые совместно с лобовыми (обварка по контуру). Применение одних лобовых швов менее удачно вследствие весьма сосредото-

точной передачи усилия с одного элемента на другой; во всяком случае нужно иметь два лобовых шва для компенсации эксцентриситета, получающегося при нахлестке (рис. V. 13, б).

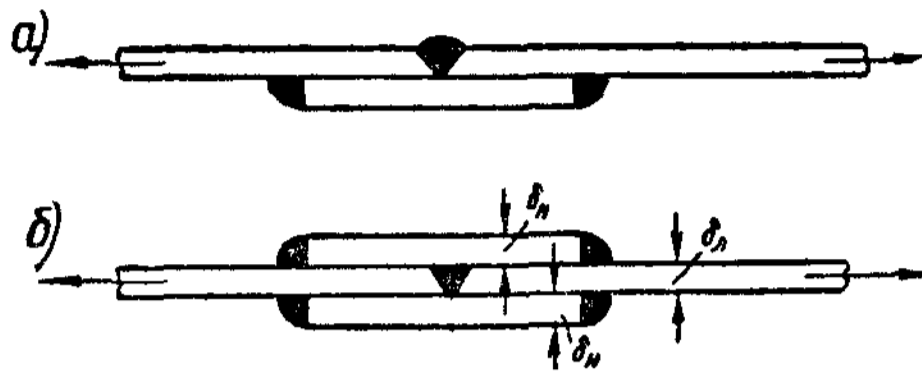


Рис. V.18. Усиление стыкового шва накладками
а — односторонней; б — двухсторонней

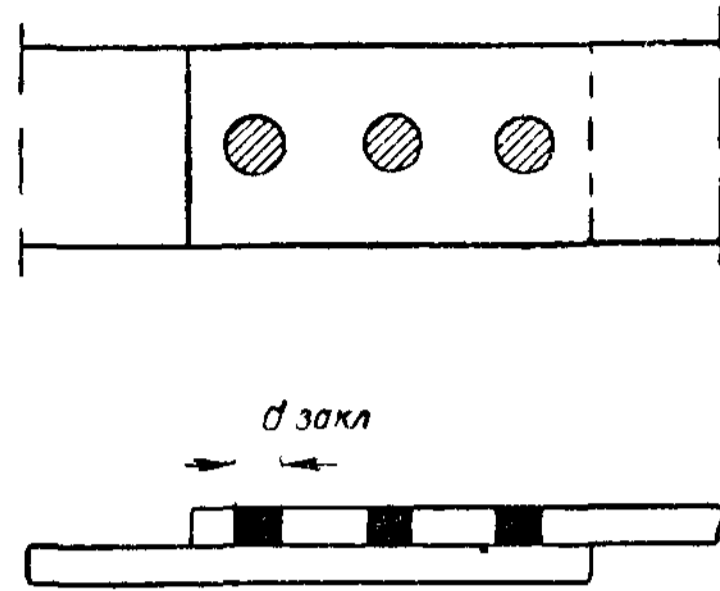


Рис. V.19. Соединение электрозаклепками

Для сплачивания смежных широких листов внахлестку иногда применяются так называемые электрозаклепки, которые бывают двух типов. По первому типу в одном из листов делают отверстия, заполняемые электрометаллом, который, сплавляясь со стенками отверстия и нижним листом, образует соединение (рис. V.19). Заполнение металлом под слоем флюса при помощи специального приспособления (электрозаклепочника) происходит быстро и потому нетрудоемко. По второму типу сплачивание листов происходит без образования отверстий в верхнем листе путем глубокого проплавления электродом с тугоплавкой обмазкой, погружаемым под давлением в сварочную ванну (рис. V.20). Под защитой козырька из тугоплавкой обмазки дуга продолжает гореть в ванне и углубляет проплавление, которое может получить глубину в несколько сантиметров.

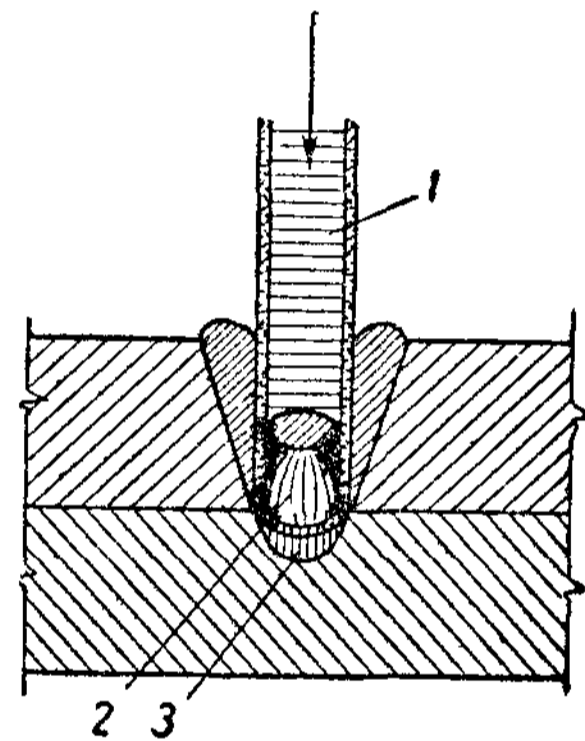


Рис. V.20. Сплачивание листов при помощи проплавления
1 — электрод; 2 — электрическая дуга; 3 — сварочная ванна

§ 3. ТЕРМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРОЦЕССА СВАРКИ НА РАБОТУ СОЕДИНЕНИЙ

1. Воздействие температуры на состояние металла в месте сварки

а) **Изменение структуры металла при разогреве и остывании шва при сварке.** Во время сварки температура в области шва равняется температуре плавления металла; поэтому металл околошовной зоны, называемой также зоной термического влияния, проходит весь интервал температур от нормальной рабочей температуры до температуры плавления.

В соответствии с этим металл в разных областях зоны термического влияния получает при нагревании различные структуры в зависимости от нагрева (см. рис. II. 12). Остывание небольшой области нагретого металла в околошовной зоне, окруженного большими массами холодного, хорошо теплопроводящего металла, происходит достаточно быстро, поэтому весьма часто в околошовной зоне сохраняется в переохлажденном виде структура, отвечающая температуре нагрева, что приводит

к развитию внутренних напряжений, повышению хрупкости (снижению ударной вязкости) и образованию трещин. Поэтому первое мероприятие по повышению качества металла шва и околошовной зоны состоит в замедлении остывания шва, что достигается защитой шва шлаками (при шлакообразующих электродах), флюсом или защитным газом, а в ряде случаев — искусственным подогревом или отжигом.

Быстрое *паление* температуры металла при остывании шва приводит к сохранению крупных (столбчатых) кристаллов, являющихся типичными для первичной кристаллизации сварного шва (рис. V. 21).

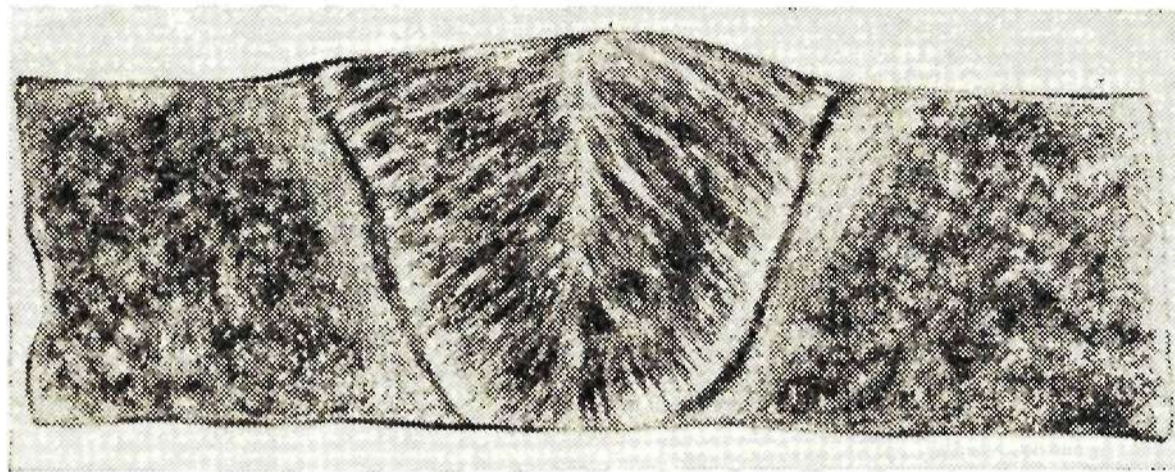


Рис. V.21. Столбчатые кристаллы металла шва

Крупнозернистость шва можно ослабить вводом в него из соответственно подобранных обмазок электродов или флюсов раскислителей (титана, марганца, кремния и других), увеличивающих число очагов кристаллизации.

б) Образование **трещин при** остывании шва. Во время интенсивной кристаллизации остывающий металл шва подвергается значительным натяжениям со стороны очагов кристаллизации; между тем он в это время еще недостаточно прочен, вследствие чего в металле нередко образуются трещины, называемые горячими — по температуре образова-

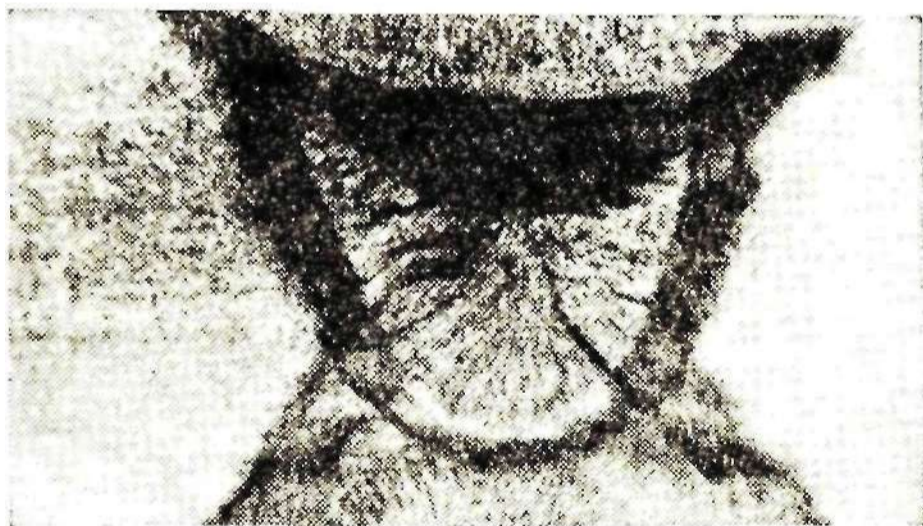


Рис. V.22. Горячие трещины при сварке

ния (рис. V. 22). Горячие трещины, вначале часто не заметные, обладают способностью увеличиваться, особенно при воздействии динамической нагрузки, и могут полностью разрушить соединение; поэтому они являются весьма опасными. Появление горячих трещин зависит от химического состава стали (в этом отношении особенно неблагоприятны большие количества серы и фосфора), от структуры (крупнозернистая и вообще неоднородная структура

менее благоприятна), от скорости отвода тепла, а потому и от формы изделия (так, крестовое и тавровое сечения, отводящие тепло по нескольким направлениям, менее благоприятны, чем простое соединение листов встык). Опасность появления горячих трещин уменьшается при легировании и, следовательно, зависит от марки покрытий электродов; в этом отношении полезны марганец (связывающий серу), ванадий, титан. Низколегированные стали вообще менее страдают от горячих трещин; весьма благоприятна сталь 3 спокойная. Зато в стали 3 кипящей трещины появляются достаточно часто, причем с повышением количества углерода опасность появления горячих трещин увеличивается. Вся-

кие концентраторы напряжений, как, например, непровар в корне шва или сварка при низких температурах способствуют появлению горячих трещин. Возможность появления горячих трещин является основной причиной, требующей применения в ответственных сварных конструкциях спокойной стали.

Во время остывания в металле шва и околошовной зоны, нагретом выше 900° , начинает при температуре 900° происходить фазовое превращение аустенита в феррит и перлит. Это связано с уменьшением величины зерна, так как из одного зерна аустенита может образоваться несколько зерен феррита и перлита (вторичная кристаллизация). Как было уже отмечено в § 3 главы II, переход аустенита в феррит связан с увеличением объема, нарушающим нормальный закон остывания (уменьшение объема); вследствие этого появляется значительная неравномерность деформаций в смежных точках, что может служить причиной появления трещин.

При достаточно медленном остывании аустенит переходит в нормальную феррито-перлитовую структуру, но в неблагоприятных условиях, при быстром остывании (хотя бы при отрицательной внешней температуре), переохлажденный аустенит при температуре $\sim 250^{\circ}$ может перейти в мартенсит — весьма хрупкую модификацию феррита с включением атома углерода. Мартенсит весьма склонен к образованию трещин; эти трещины располагаются параллельно шву на некотором расстоянии от него, в области сравнительно низких температур. Такие трещины, называемые холодными, наиболее свойственны кипящей стали. Содержание углерода в стали выше $0,2\%$ также способствует появлению холодных трещин. Таким образом, в околошовной зоне мы имеем несколько опасных областей, где возможно появление трещин.

в) Распределение температуры в металле при сварке. Сварка при низких температурах. Протяженность околошовной зоны (зоны термического влияния) зависит от количества тепла, вводимого электрической дугой (т. е. от силы тока), и скорости сварки. В соответствии с законами теплопроводности по мере удаления от источника тепла (дуги) температура свариваемого изделия уменьшается по вогнутой кривой (рис. V. 23). Дуга — подвижный источник тепла, оставляющий за собой остывающий горячий сварной шов; в соответствии с этим за дугой происходит более медленное остывание, чем нагревание металла перед дугой, и изотермы термического влияния дуги представляют собой выгнутые, эксцентрично расположенные кривые (рис. V. 23). Чем скорость сварки больше, тем кривые изотерм более узки и остывание в поперечном направлении происходит более интенсивно (рис. V. 24); если при этом большая скорость сварки не компенсируется повышенной силой тока, возможно образование вышеуказанных хрупких областей и появление параллельных шву трещин. Низкие отрицательные температуры увеличивают интенсивность остывания и усугубляют возможность хрупкого разрушения, тем более, что при низких температурах склонность стали к хрупкому излому вообще повышается. Однако сварка хорошего качества при низких температурах (-30°) вполне возможна, что доказывается широким применением сварки и в зимнее время.

Для сварки при низких температурах необходимо иметь: а) металл с малым содержанием серы, фосфора и углерода (не более $0,2\%$), лучше спокойной плавки; б) соответствующий и тщательно разработанный технологический процесс сварки с применением качественных электродов (в требуемых случаях с искусственным подогревом), гарантирующий отсутствие непроваров; в) конструктивную форму изделия, в кото-

рой не было бы концентрации швов и связанных с этим больших сварочных напряжений. Весьма существенное значение имеет тщательное выполнение кромок изделий без надрезов и других мест концентрации напряжений. Большинство повреждений сварных конструкций при низких температурах во время сварки или после сварки связано с концентрацией напряжений у надрезов металла и непроваров, а также с появлением холодных трещин.

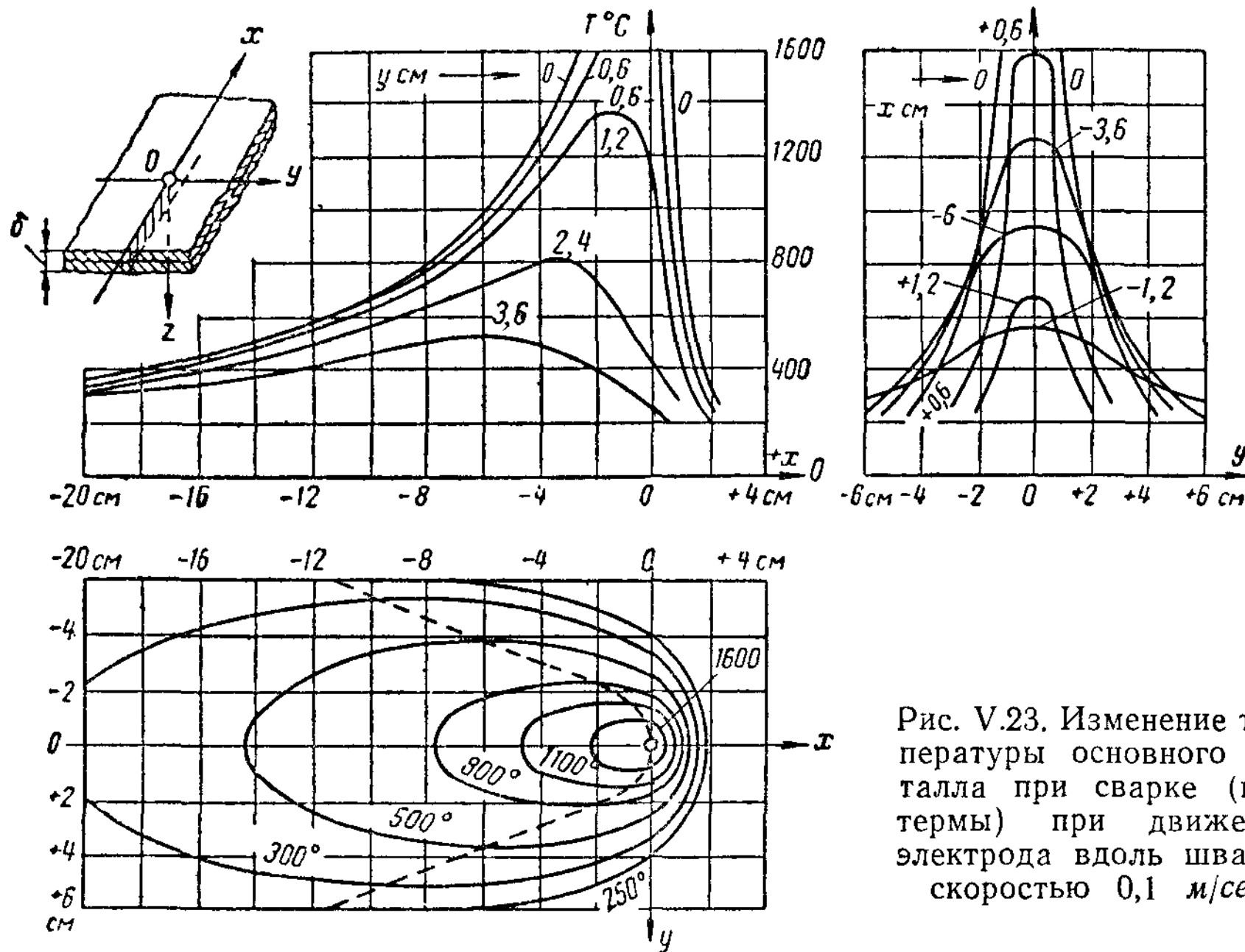


Рис. V.23. Изменение температуры основного металла при сварке (изотермы) при движении электрода вдоль шва со скоростью 0,1 м/сек

Сварка при низких температурах отражается на механических характеристиках сварного соединения: существенно снижаются ударная

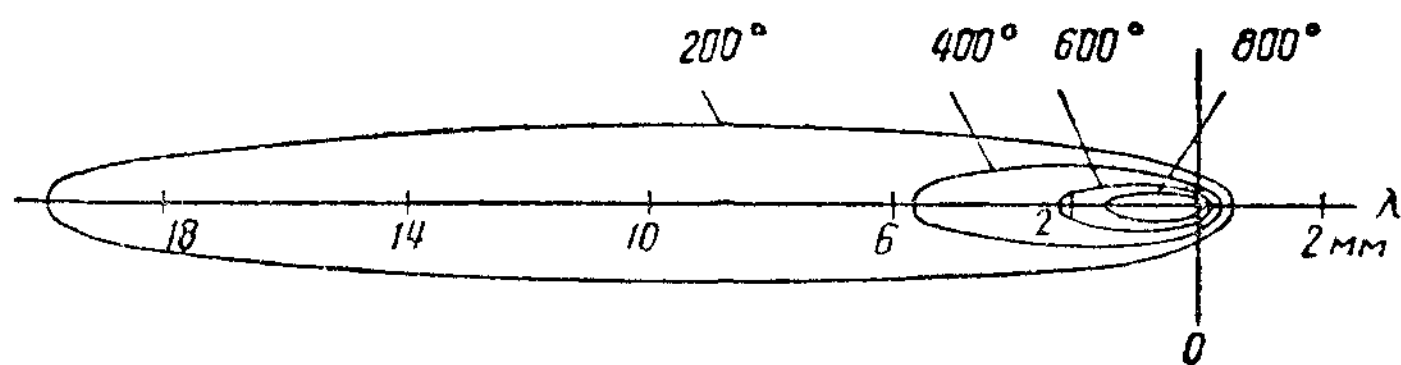


Рис. V.24. Изотермы при условиях рис. V.23, но при движении электрода со скоростью 1 м/сек

вязкость (рис. V. 25) и угол загиба; предел прочности остается без изменения. Структура металла при этом часто получается переохлажденной.

2. Температурные напряжения при сварке

а) Общая характеристика температурных напряжений

Температурные воздействия сварки возбуждают в свариваемых деталях температурные напряжения, которые получаются при отсутствии внешних сил и потому принадлежат к категории внутренних, или

собственных напряжений (общая характеристика собственных напряжений дана в § 4 главы II). Эти напряжения, являясь уравновешенными, остаются и после того, как причина, их вызвавшая, уже прекратила свое существование (после остывания изделия).

Температурные напряжения при сварке могут быть: а) структурные, получающиеся в результате того, что после сварки сохраняются переохлажденные структуры, не соответствующие термическому состоянию изделия (при быстром остывании после сварки) и б) условно называемые сварочными (в узком значении этого слова), получающиеся в результате того, что температурные деформации при сварке не соответствуют возможным деформациям изделия как единого целого. Структурные напряжения являются собственными напряжениями II и III рода; сварочные напряжения являются собственными

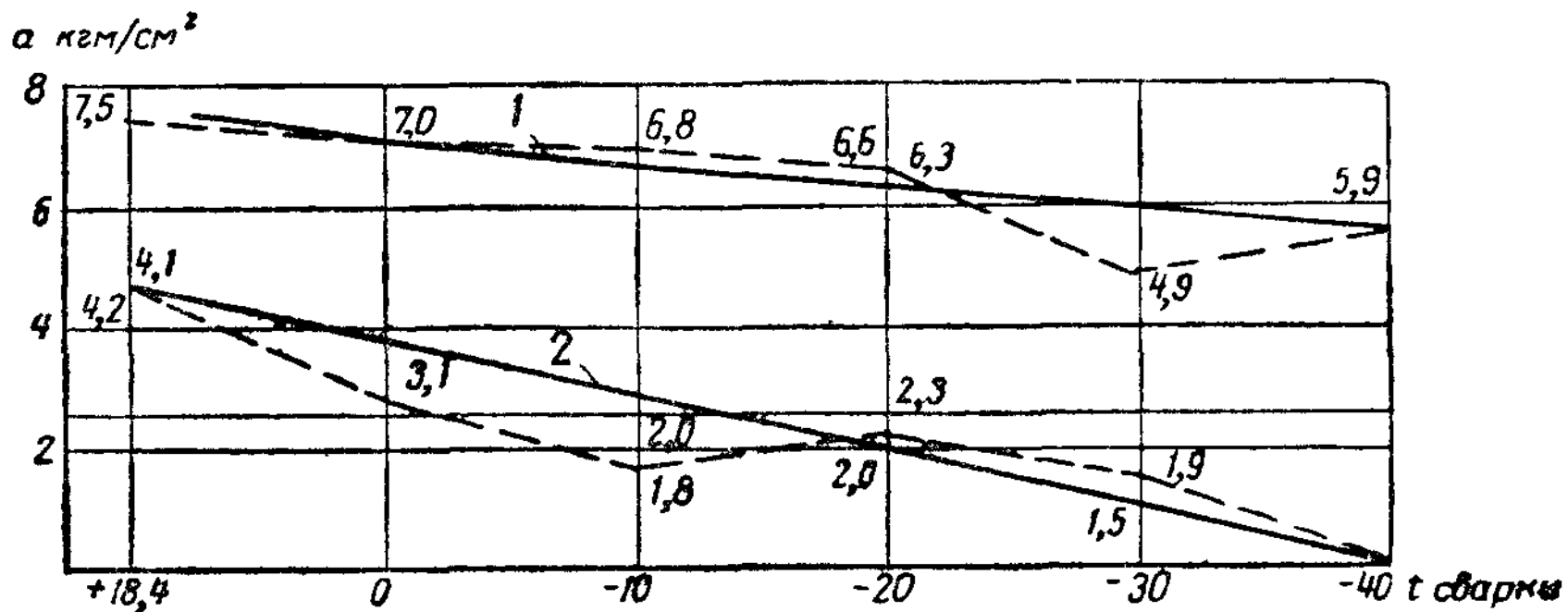


Рис. V.25. Изменение ударной вязкости соединения в стык в зависимости от температуры сварки при испытаниях при нормальной и пониженной температурах (сталь марки Ст. 3, электрод ОММ5)

1 — температура испытания +18°; 2 — температура испытания -40°

напряжениями I рода, которые уравновешиваются деформацией элемента в целом.

Оставшаяся после сварки деформация называется усадкой. Поэтому сварочные напряжения, оставшиеся после сварки, называют усадочными.

Эпюры сварочных напряжений устанавливаются экспериментально или на основании теоретических рассуждений; теоретическое построение таких эпюр имеет то преимущество, что вскрывает механизм образования сварочных напряжений. При приближенном теоретическом анализе обычно принимается, что предел текучести материала, мало меняющийся при невысоких температурах (рис. II. 3), сохраняет постоянную величину до температуры 500°, после чего уменьшается до нуля при температуре 600°, когда сталь становится уже неработоспособной; кроме того, не учитывается повышение местных пределов текучести при неравномерном распределении напряжений.

б) Сварочные напряжения при наплавке валика

При наплавке валика на кромку полосы разогретая кромка увеличивается по своей длине и изгибает полосу; температура полосы по мере удаления от кромки меняется по вогнутой кривой $e - e$ (рис. V. 26, а), аналогичной указанной на рис. V. 23. Если бы отдельные фибры полосы были свободными, они получили бы относительные удлинения $\varepsilon_t = \alpha t$,

где α — коэффициент температурного расширения металла, т. е. удлинились бы пропорционально кривой температуры $e — e$. Однако такое

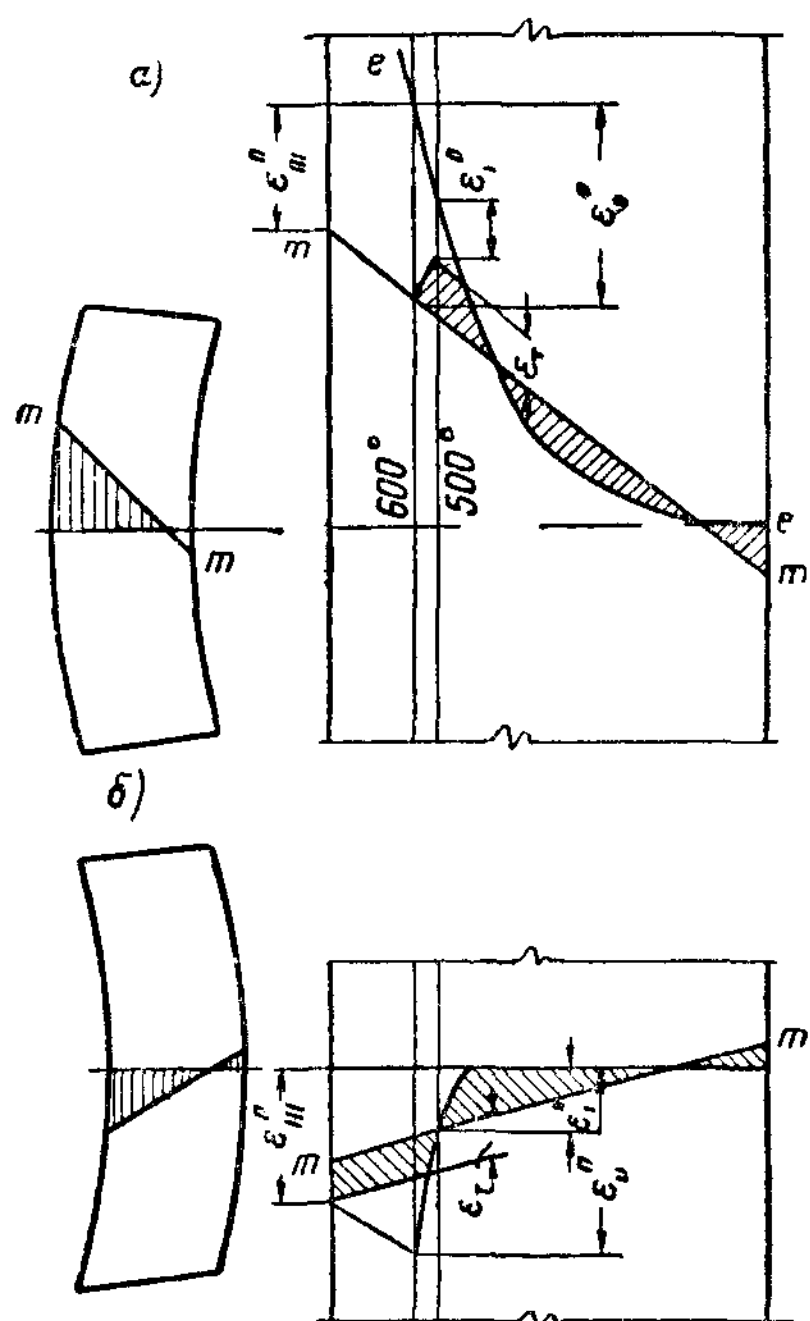


Рис. V.26. Эпюры сварочных напряжений при наплавке валика на кромку полосы

a — при нагревании; *b* — после остывания

развитие деформаций возможно только при совершенно пластическом состоянии полосы, когда связи между фибрами полностью ослаблены; такое состояние можно принять при температуре выше 600° . При более низких температурах полоса может считаться уже жесткой, и в ней деформации при изгибе могут развиваться только по закону плоских сечений, по прямой $m — m$ (рис. V.26, *a*). Разность между кривой $e — e$ и прямой $m — m$ представляет собой избыточные деформации, которые должны быть погашены сварочными напряжениями. Пока эти напряжения ниже предела текучести, они пропорциональны деформациям, и потому эпюра избыточных деформаций может служить и эпюрой сварочных напряжений; при достижении предела текучести напряжения остаются постоянными до изотермы 500° , далее они понижаются до нуля на изотерме 600° . Эпюра напряжений должна быть уравновешена; из этого условия определяется наклон прямой $m — m$. Таким образом, получается эпюра сварочных напряжений и деформаций при нагревании. Деформации за пределом текучести являются пластическими де-

формациями сжатия, поскольку расширению металла препятствует жесткость полосы (кривая $e — e$ лежит выше прямой $m — m$).

При остывании наплавленного металла на кромке полосы сокращается длина кромки и полоса изгибается в обратном направлении, в соответствии с чем меняются положение и наклон прямой $m — m$ (рис. V. 26, *b*). Пластические деформации сохраняют свою величину, как это показано на рис. V. 26, *a* и *b*, но меняют свой знак ввиду изменения направления действия напряжений. После достаточного понижения температуры (ниже $500—600^\circ$) материал становится работоспособным по всей ширине полосы, поэтому эпюра напряжений занимает всю ширину полосы (рис. V. 26, *b*). Положение прямой $m — m$ определяется из условия уравновешенности эпюры напряжений.

Если при увеличении силы тока изотерма 600° при нагревании образца передвигается в глубь полосы, упругая часть полосы уменьшается, а изгиб полосы увеличивается и наклон прямой $m — m$ повышается. Это приводит к уменьшению пластических деформаций при нагревании и вместе с тем к уменьшению сварочных напряжений после остывания, которые на краю могут даже стать сжимающими (рис. V. 27, *a*). Увеличение скорости сварки или уменьшение силы тока действует в обратном направлении, увеличивая сварочные напряжения, поскольку изотерма 600° находится ближе к краю (рис. V. 27, *b*). Очевидно, что при уменьшении ширины полосы и увеличении ее гибкости изотерма 600° будет расположена относительно более глубоко по протяжению полосы, и из-

гиб полосы будет больше, что приведет к уменьшению сварочных напряжений (рис. V. 27, в); при широкой полосе мы будем иметь обратную картину (рис. V. 27, б). Таким образом, эпюры сварочных напряжений могут быть весьма различными; увеличение силы тока не увеличивает сварочных напряжений.

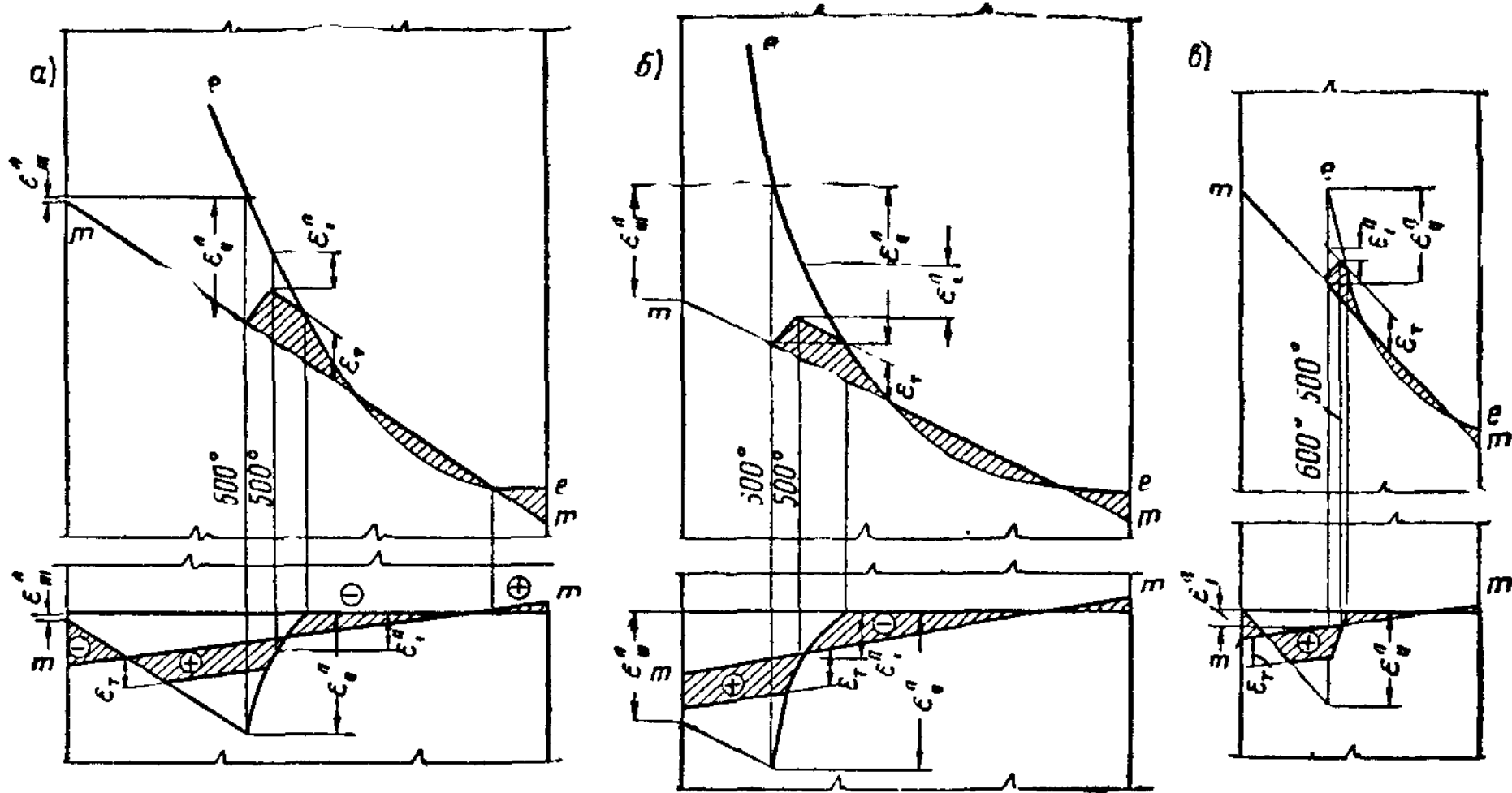


Рис. V.27. Эпюры сварочных напряжений

а — широкой полосы при большом разогреве; б — широкой полосы при малом разогреве; в — узкой полосы

Деформация полосы после наварки валика на кромку представляет собой деформацию неравномерного сжатия; поперечная сила отсутствует, в соответствии с чем сварочные напряжения образуют линейное поле. Эта деформация называется продольной усадкой, поскольку температурные напряжения направлены вдоль оси полосы.

в) Сварочные напряжения при соединении в стык

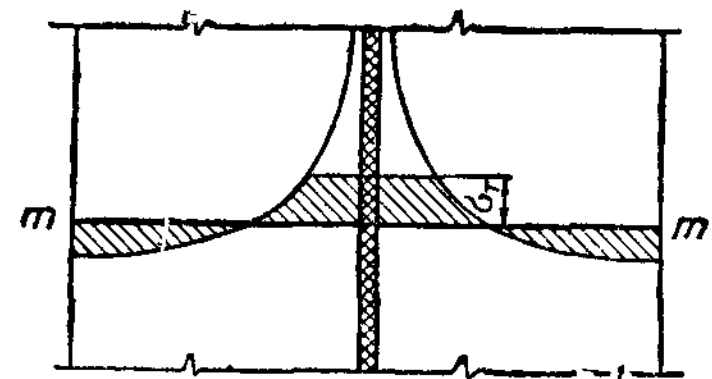


Рис. V.28. Эпюры продольных сварочных напряжений при соединении в стык

При сварке двух полос в стык возникают как продольные, так и поперечные сварочные напряжения (рис. V. 28 и V. 29). Продольные напряжения представляют собой комбинацию продольных напряжений двух полос, из которых каждая имеет наплавленный валик на кромке; они были охарактеризованы выше. Разница состоит только в том, что, поскольку полосы после сварки остаются прямыми, прямая *m — m* располагается горизонтально.

Прямолинейность полос достигается благодаря тому, что возможности их изгиба вследствие одностороннего нагрева каждой полосы парализуются сопротивлением застывшего сварного шва, который получает при этом растягивающие поперечные напряжения. Большое влияние на распределение поперечных напряжений имеет то обстоятельство, что шов накладывается последовательно, благодаря чему он имеет участки нагрева e_1 , участки остывания e_2 и участки застывшего металла e_3 (рис. V. 29, а).

Участки нагрева и остывания реагируют на стремление к изгибу стыкуемых полос (в их плоскости) в противоположных направлениях, благодаря чему поперечные растягивающие напряжения, препятствующие этому изгибу, получаются небольшими (рис. V. 29, б). Застывающий участок шва e_2 (рис. V. 29, а) в поперечном направлении является растянутым, так как сокращению его ширины препятствует жесткость стыкуемых полос; уменьшаясь в объеме, он эксцентрично сжимает

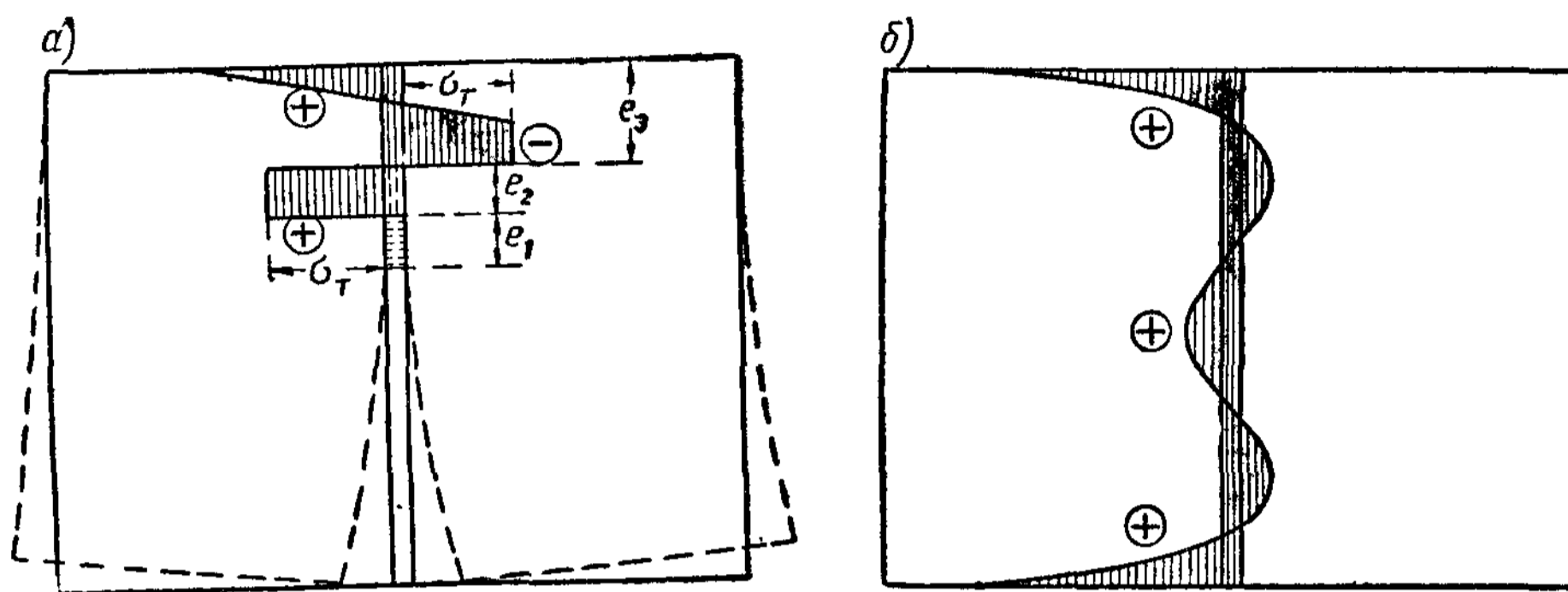


Рис. V.29. Эпюры поперечных сварочных напряжений при соединении в стык
а — при наложении шва; б — результирующая эпюра напряжений

соседние участки остывшего металла e_3 , в результате чего на ближних участках остывшего шва получается сжатие, а на дальних — растяжение. Таким образом, если полосы не закреплены, шов получает в поперечном направлении существенные растягивающие напряжения на краях и умеренные на средних своих участках (рис. V. 29, б).

Значительные поперечные напряжения получаются тогда, когда полосы не имеют полной свободы перемещения (например, при их закреплении), что случается достаточно часто. В этом случае полосы достаточно равномерно растягиваются от сокращения поперечного размера шва при его остывании и при близком расположении закреплений от шва получают очень большие напряжения, нередко являющиеся причиной разрушения. Поэтому возможно большая свобода деформации стыкуемых элементов при наложении швов является основным правилом хорошо сконструированного стыка. Таким образом, материал стыкового шва и околошовной зоны весьма часто подвергается растягивающим напряжениям в двух направлениях, дающим однозначное плоскостное поле напряжений и приводящим к хрупкости (рис. V. 30).

г) Сварочные напряжения при соединении угловыми швами

При соединении угловыми швами двух листов в накладываемом листе возникают напряжения: однозначные на краях и разнозначные в середине листа (рис. V. 31, а). Если парные угловые швы по краям листа находятся на небольшом расстоянии друг от друга, в листе существенно возрастают поперечные напряжения.

В самих угловых швах поперечные напряжения часто невелики ввиду возможности изменения угла между стыкуемыми элементами, если только этой деформации (короблению), которая является пороком изделия (рис. V. 31, в), не ставятся специальные препятствия. Поэтому возникающие по этой причине поперечные напряжения в угловых швах таврового сечения невелики. Однако эти сечения, кроме коробления, страдают еще и от изгиба в плоскости стенки в результате продольной

усадки, являющейся следствием одностороннего расположения сварных швов, что ухудшает их эксплуатационные качества. Эпюра усадочных напряжений в горизонтальном листе таврового сечения аналогична эпюре продольных сварочных напряжений при сварке в стык (рис. V. 31, б).

д) Влияние сварочных напряжений на прочность соединения

Сварочные напряжения, дающие линейные или близкие к ним поля одинаково направленных напряжений (в случае односторонней наплавки валика, в средней части стыка, когда стыкуемые элементы свободно перемещаются, и др.), в случае наложения линейного и одинаково направленного поля внешних усилий не отражаются на прочности свариваемых элементов вследствие того, что сварочные напряжения уравновешены и имеют двухзначную эпюру (рис. V. 32).

Действительно, напряжения от приложенной внешней нагрузки уменьшают сварочные напряжения знака, обратного знаку напряжений от нагрузки; но вместе с тем в силу уравновешенности сварочных напряжений уменьшаются на ту же величину и сварочные напряжения другого знака, благодаря чему суммарное воздействие сварочных напряжений и напряжений от внешней нагрузки на этом участке эпюры сохраняет постоянную величину до тех пор, пока сварочные напряжения не будут преодолены. В ре-

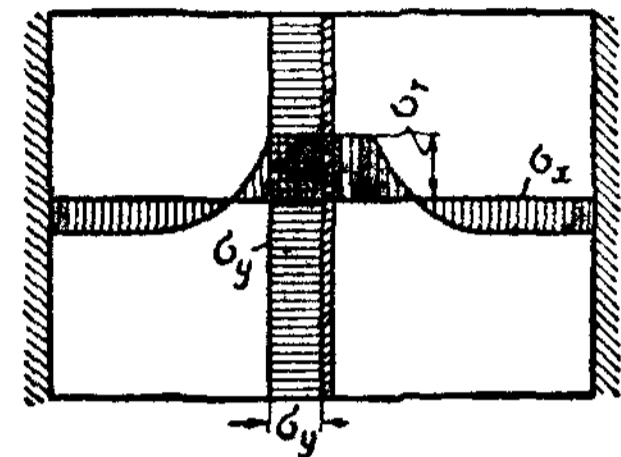


Рис. V.30. Распределение напряжений при сварке закрепленной полосы
 σ_x — продольные напряжения усадки; σ_y — напряжения от закрепления

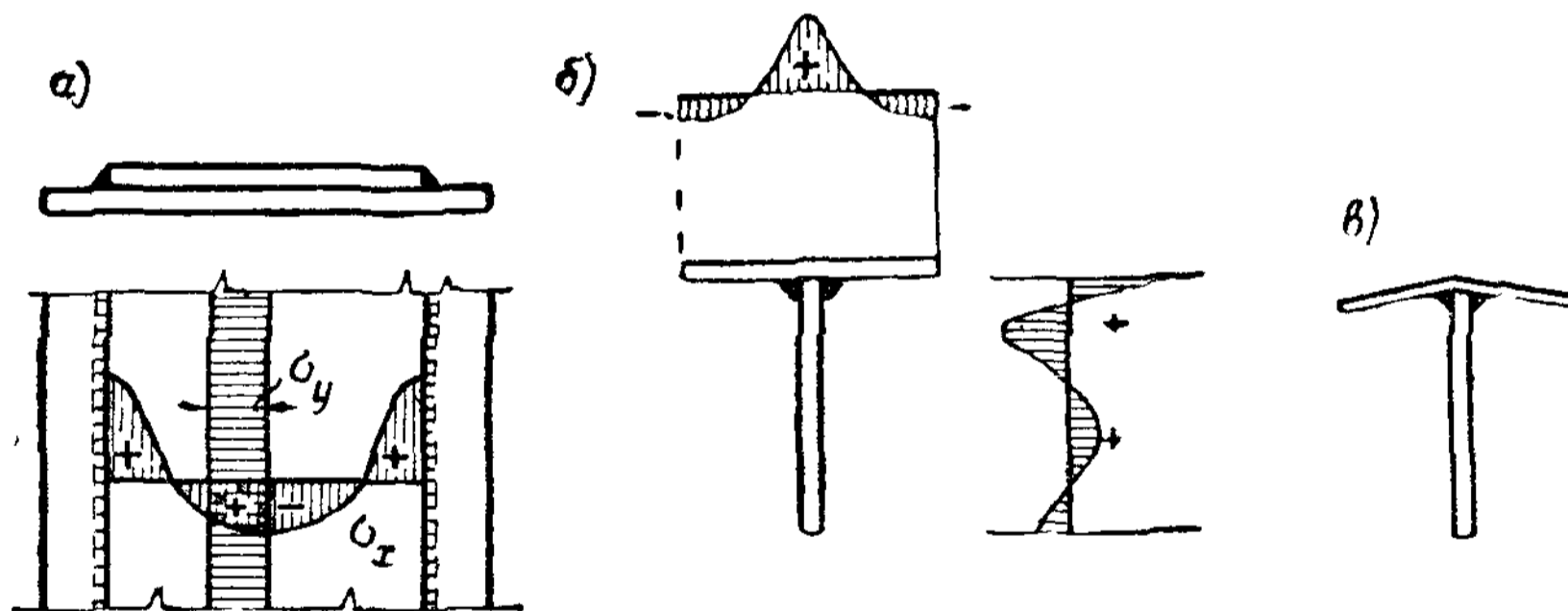


Рис. V.31. Сварочные напряжения угловых швов в элементах конструкции
 а — при наварке листа; б — в тавровом соединении; в — коробление тавра

зультате остается одна внешняя нагрузка, но распределенная неравномерно; очевидно, что при таком распределении напряжений пределы пластических деформаций будут достигнуты раньше (рис. V. 32). Таким образом, линейные сварочные напряжения вызывают более раннее достижение пластичности (которое может отразиться на устойчивости сжатых стержней, см. § 9 главы II).

Однако такой результат возможен только при линейном распределении напряжений и отсутствии какой-либо их концентрации. Но концентрация напряжений почти всегда существует, и около точек концентрации поля напряжений резко нелинейны и однозначны; сварочные напряжения также часто дают нелинейные и во многих случаях однозначные поля (например, при сварке в стык). В этих случаях при плоскостном, однозначном поле сварочных напряжений поперечные напряжения

препятствуют развитию пластичности в продольном направлении и пластические пределы достигаются при напряжении не σ_T , а $\sigma_1 = \sigma_T + \sigma_2$ (где σ_2 — поперечное сварочное напряжение). Если σ_2 столь велико, что σ_1 достигает разрушающих значений, возникает хрупкое разрушение (трещина).

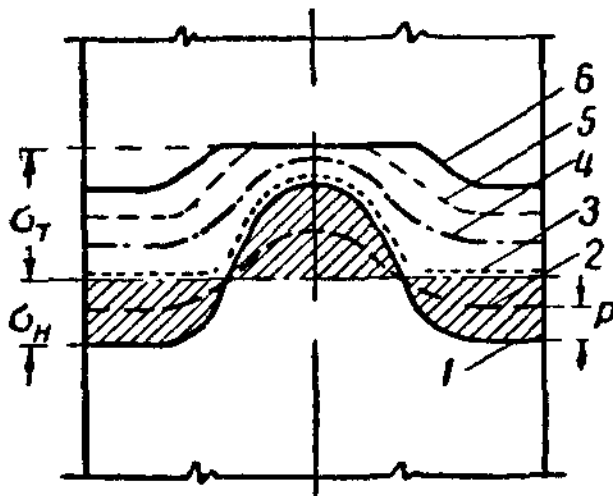


Рис. V.32 Схема проработки сварочных напряжений внешними воздействиями
1 — эпюра сварочных напряжений в полке таврового сечения, 2 — уменьшение эпюры сварочных напряжений при возрастании внешних воздействий, 3, 4, 5, 6 — эпюры внешних воздействий в процессе проработки сварочных напряжений

С течением времени сварочные напряжения несколько снижаются, однако снижение это очень невелико, и оно происходит в первые месяцы работы соединения.

е) Мероприятия по снижению сварочных напряжений

Мероприятия по снижению или уменьшению сварочных напряжений весьма разнообразны; наиболее радикален отжиг — нагрев до температуры примерно $600\text{—}650^\circ$ с последующим медленным остыванием, что полностью снимает сварочные напряжения; однако отжиг требует дополнительного оборудования — отжигательных печей. Существенное снижение сварочных напряжений можно получить при правильной конструктивной форме, без сосредоточенных часто расположенных швов, а также при правильном порядке и правильном технологическом режиме сварки, при котором стыкуемые элементы имеют максимальную свободу деформации, воздействие последующего шва уравнивает воздействие предыдущего и не вводится избыточное количество тепла (обратно-ступенчатый метод сварки, двухпроходная сварка в противоположных направлениях, уменьшение объема наплавленного металла, установление нужного режима сварки — скорости, силы тока и пр., см. курс технологии сварки).

§ 4. ПРОЧНОСТЬ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Прочность сварных соединений зависит от:

- 1) прочности наплавленного металла шва;
- 2) прочности основного металла соединяемых элементов;
- 3) формы и вида соединения и связанной с этим концентрации напряжений.

1. Прочность наплавленного металла

Прочность наплавленного металла зависит от прочности металла электродов. По своим прочностным характеристикам электроды по ГОСТ 9467-60 делятся на типы, обозначаемые буквой Э с индексом, соответствующим наименьшему пределу прочности наплавленного металла из данного электрода.

В строительстве применяются главным образом электроды типов Э42, Э42А (для сварки малоуглеродистых сталей) и Э50А (для сварки низколегированных сталей) с качественными покрытиями, чаще всего марок ЦМ7 или ОММ5 для электродов типа Э42 и марки УОНИ13 — для прочих. Буква А в обозначении типа электрода указывает на повышенные значения пластичности и вязкости наплавленного металла.

В нерабочих элементах допускается применение электродов типа Э34 (с ионизирующим покрытием).

2, Статическая прочность сварных соединений

а) **Соединение в стык.** Хорошо сваренные соединения в стык имеют весьма небольшую концентрацию напряжений у начала наплыва; поэтому прочность таких соединений при растяжении или сжатии в первую очередь зависит от прочностных характеристик, входящих в соединение наплавленного и основного металлов.

При сварке электродами Э34 предел прочности наплавленного металла ниже предела прочности основного металла (стали 3); разрушение происходит по шву при напряжениях, близких к нормативному пределу прочности наплавленного металла. При сварке электродами Э42 элементов из стали 3, а также электродами Э50А элементов из низколегированных сталей пределы прочности наплавленного

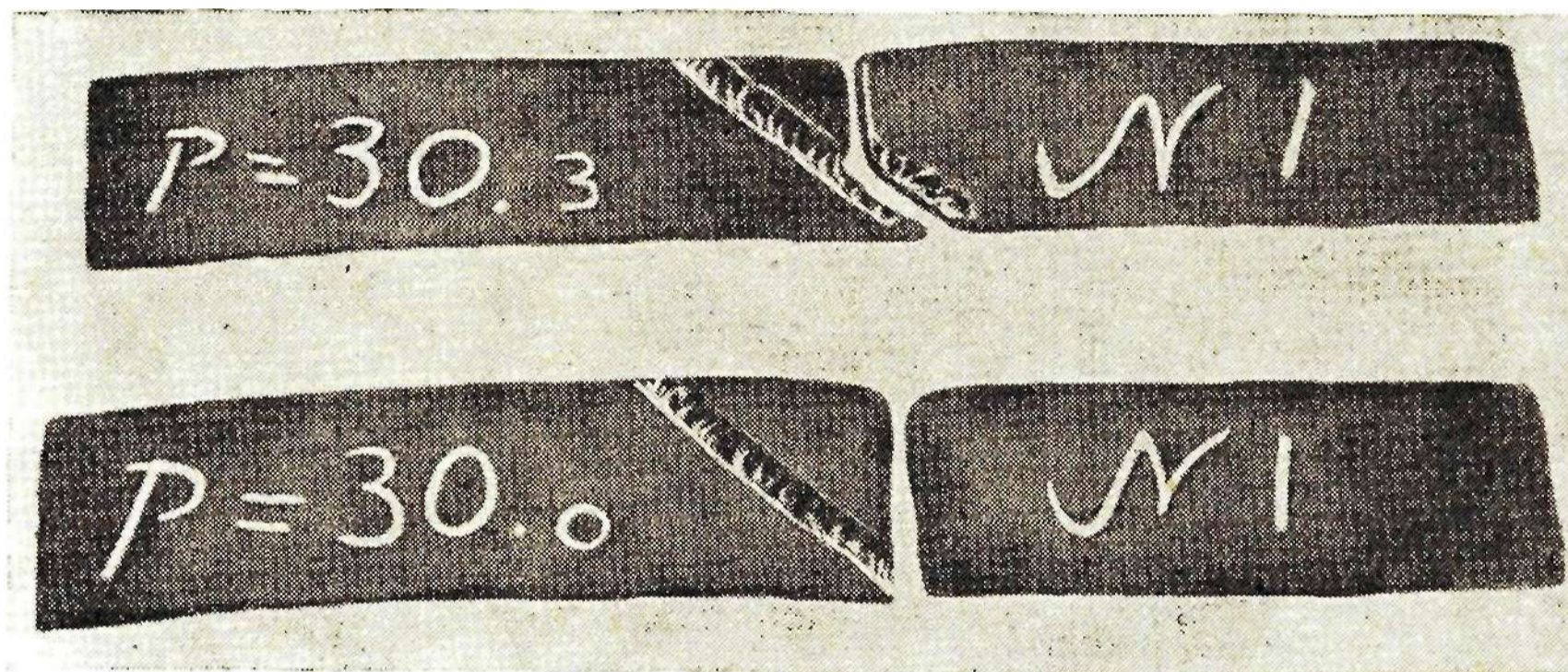


Рис. V.33. Разрушения стыкового шва

и основного металлов примерно одинаковы, и разрушение происходит как по шву, так и по основному металлу (рис. V. 33). Однако наплавленный металл вследствие возможности возникновения в нем непроваров, пор и других дефектов значительно разнороднее, с чем приходится считаться при назначении соответствующих расчетных сопротивлений. Модуль упругости наплавленного металла $E \approx 1\ 800\ 000\ \text{кг/см}^2$.

Прочность сварки под флюсом при марганцовисто-кремнистой проволоке (по ГОСТ 2246-60) одинакова с прочностью металла, наплавленного ручной сваркой при шлакообразующих электродах; при автоматической сварке шов более пластичен и имеет выраженную площадку текучести.

Различия разделки кромок соединяемых элементов, в том числе и К-образных швов, не влияют на статическую прочность соединения и должны считаться несущественными. Начало и конец шва, место зажигания и гашения дуги часто оказываются дефектными, что может отразиться на прочности шва; эти места нужно выводить за пределы рабочего сечения (рис. V. 34). Пределы прочности шва и соединения мало зависят от температуры, при которой производятся сварочные работы,

б) **Соединение угловыми швами.** Фланговые швы приводят к неравномерному распределению напряжений по прикрепляемому сечению (в

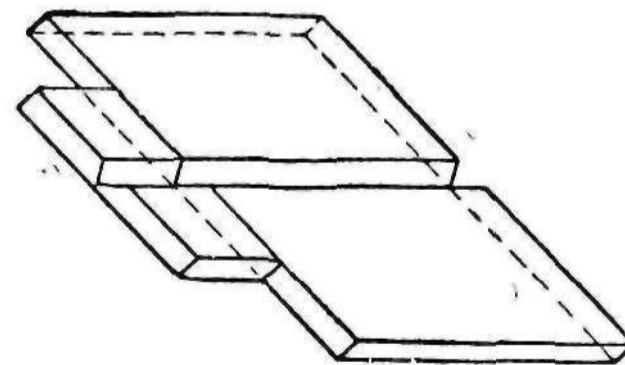


Рис. V.34. Вывод стыкового шва за пределы рабочего сечения (выступ по окончании сварки срубается)

области прикрепления), так как они передают усилия только по кромкам сечения. По длине фланговые швы работают также неравномерно; наиболее интенсивна передача усилий по концам швов, где разность напряжений в соединяемых элементах наибольшая (рис. V. 35). По мере возрастания усилий неравномерность работы шва по длине выравнивается, однако не полностью, и фланговые швы разрушаются от концов к середине, примерно по биссектрисе сечения валика флангового шва

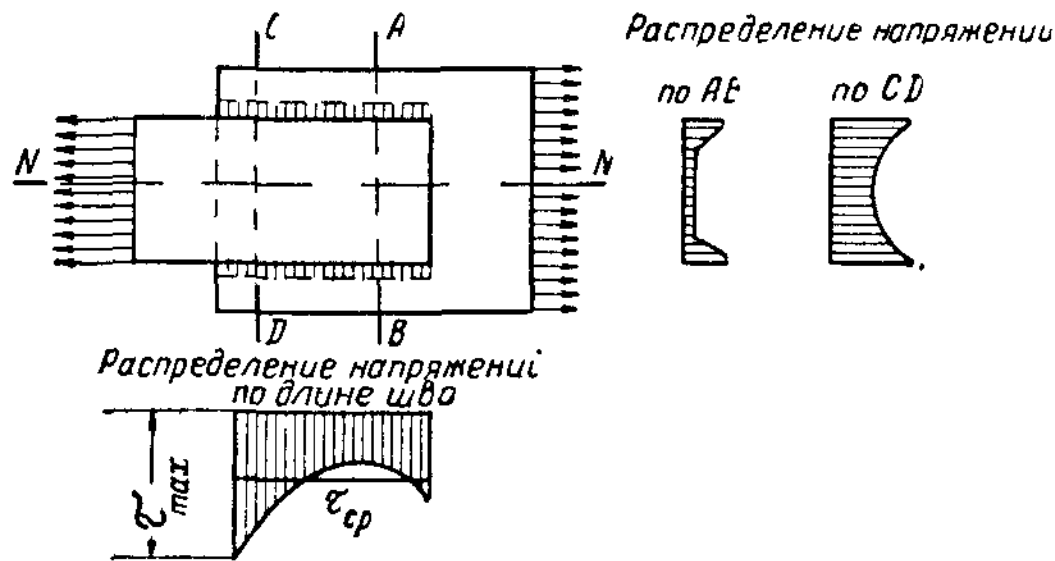


Рис. V 35. Распределение напряжений вдоль флангового шва

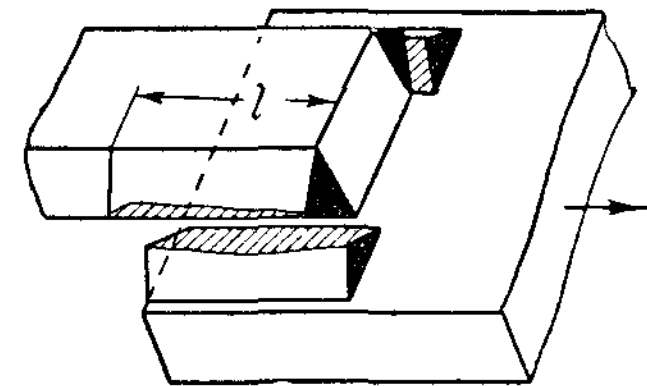


Рис. V 36. Разрушение флангового шва

(рис. V. 36). Разрушение происходит при небольших деформациях, пластическая работа шва слабо выражена. В соответствии с видом передачи усилия фланговые швы работают на срез и изгиб; вследствие значительной доли среза в работе шва модуль упругости флангового шва сравнительно невелик ($700\,000 - 1\,000\,000 \text{ кг/см}^2$).

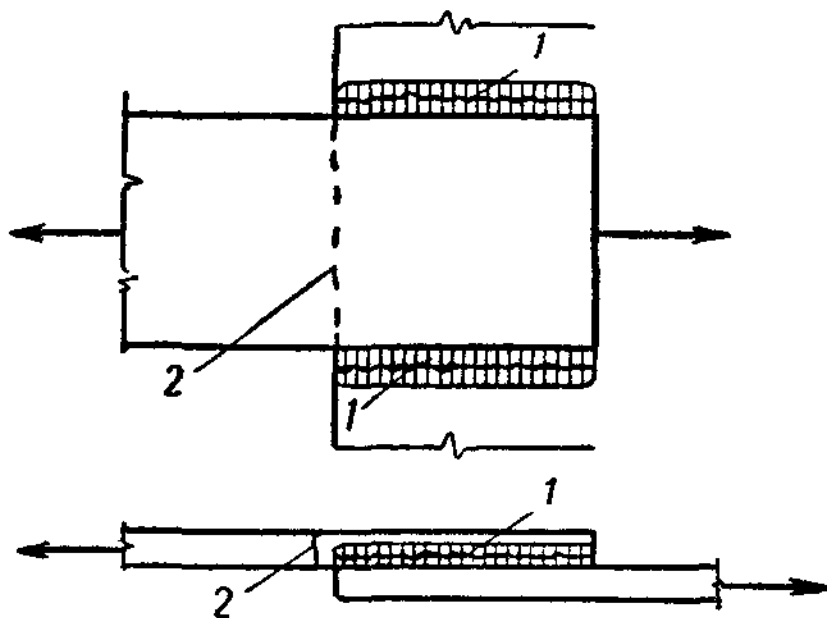


Рис. V.37. Разрушение соединения с фланговыми швами
1 — трещина по шву; 2 — трещина по основному металлу

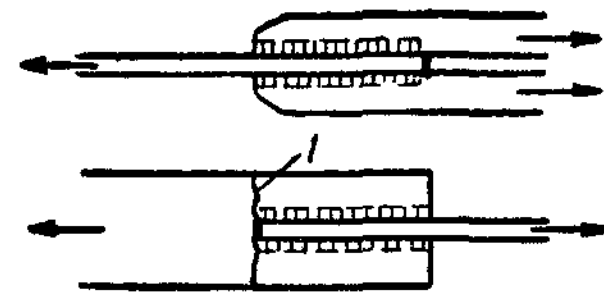


Рис. V 38 Разрушение основного металла у сближенных фланговых швов
1 — трещина

Работа фланговых швов связана с очень большой концентрацией напряжений у начала валика шва, резко меняющего форму сечения и весьма часто имеющего неровную поверхность. Концентрация напряжений у корня шва имеет меньшее значение, так как щель у корня продольная. Благодаря явлению концентрации напряжений разрушение соединения с фланговыми швами может быть двояким — по шву и по основному металлу у мест концентрации (рис. V. 37). Рассеяние величин сопротивления разрушению по шву очень большое: в среднем разрушающее сопротивление составляет около 30 кг/мм^2 при электродах с ионизирующей обмазкой и около 35 кг/мм^2 при шлакообразующих электродах.

Разрушение по основному металлу происходит хрупко, иногда со значительным снижением напряжений (до 25%). Особенно опасными в

этом отношении являются сближенные фланговые швы, когда стыкуемые элементы расположены перпендикулярно друг к другу (рис. V. 38). Поэтому крайне существенны мероприятия по снижению концентрации напряжений. Такими мероприятиями являются: плавное примыкание привариваемой детали (рис. V. 39, а); механическая обработка (сглаживание) поверхности швов и конца детали (рис. V. 39, б и в), что особенно важно, когда свариваемые детали расположены перпендикулярно друг к другу; увеличение пологости шва или формирование его вогнутым (рис. V.39, г).

Лобовые швы передают усилия более равномерно по ширине, чем фланговые, но крайне концентрированы вследствие малой ширины шва; в основном они работают на осевую силу, срез и изгиб (рис. V.40). Работа их связана с очень большой концентрацией напряжений как от существенного искривления силовых линий при переходе усилия с одного элемента на другой, так и от наличия щели — прозора между соединяемыми элементами в корне шва. Соединение разрушается в основном по биссектрисе сечения валика шва (линия с — с) от равнодействующей отрывающих воздействий изгиба и осевой силы и сил среза; разрушение почти хрупкое, удлинение составляет 3—4%. Модуль упругости лобового шва $E \approx 1\,500\,000 \text{ кг/см}^2$; предел прочности этих швов несколько выше предела прочности фланго-

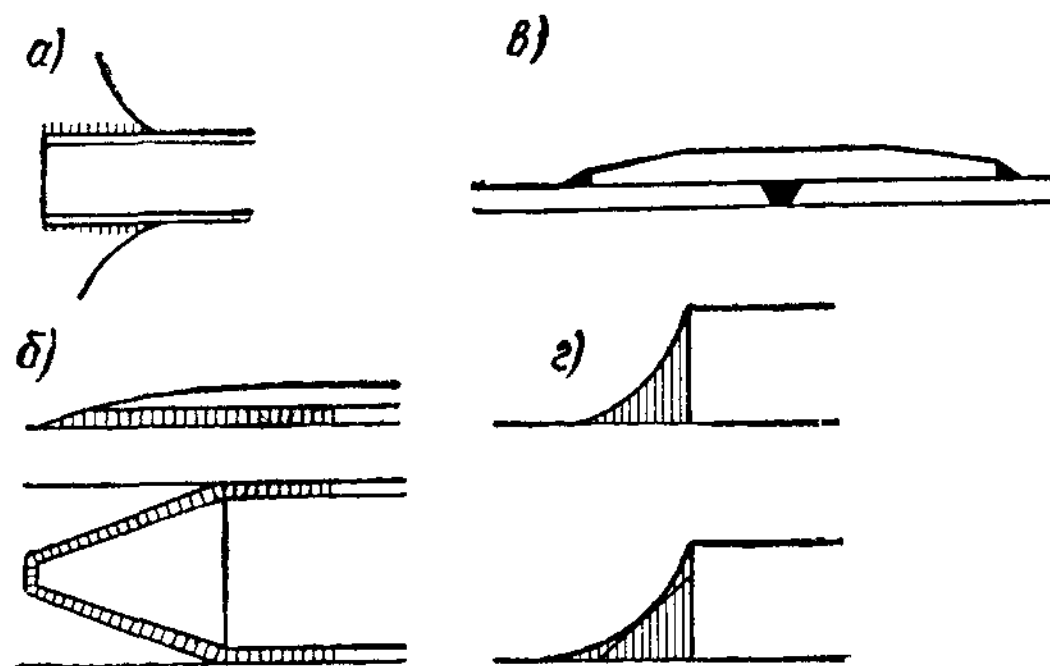


Рис V 39. Мероприятия по уменьшению концентрации напряжений у швов
а — плавный подход листа; б — обработка шва и обрез конца листа, в — острожка накладок, г — обработка поверхности шва

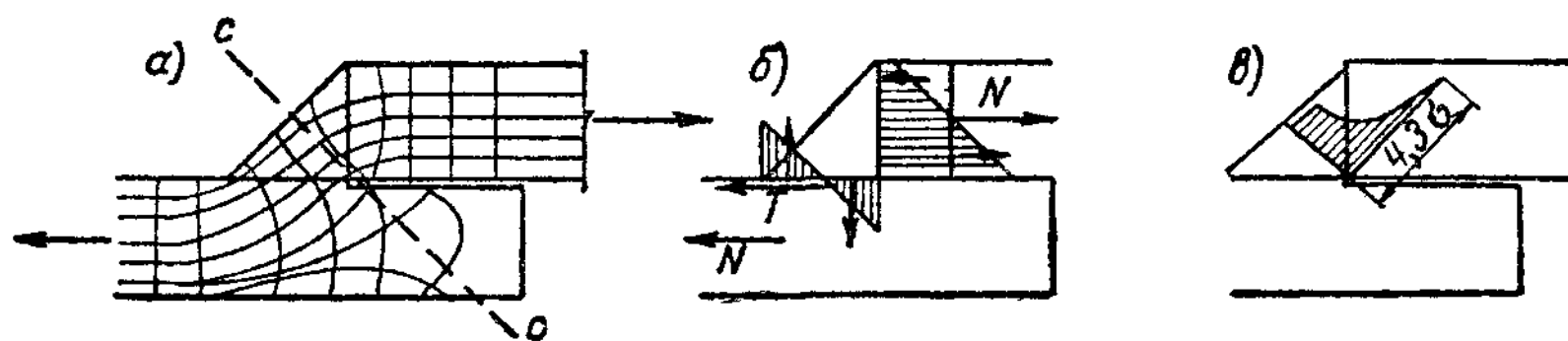


Рис. V.40. Работа лобового шва
а — траектория напряжений; б — расчетная схема; в — концентрация напряжений;

вых швов. Концентрация напряжений у корня шва присуща лобовому соединению и не может быть уменьшена; концентрация напряжений во входящем углу у начала валика может быть уменьшена путем обработки поверхности шва, а также увеличения пологости шва. Концентрация напряжений у начала лобового шва меньше, чем у начала флангового; поэтому разрушение основного металла у начала лобового шва случается реже, чем у фланговых швов.

Комбинированные соединения лобовых и фланговых швов (например, обварка по контуру, рис. V. 13, в) работают более равномерно, чем одни фланговые швы; пики напряжений фланговых швов существенно снижаются. Хотя модуль упругости лобовых и фланговых швов различен, перед разрушением напряжения выравниваются и швы работают совместно.

в) **Влияние приварки дополнительных элементов на прочность сварного соединения.** Усиление стыкового шва накладкой не особенно эффективно вследствие явления концентрации напряжений, появляющейся у мест утолщения сечения; в неблагоприятных случаях возможно разрушение у начала накладок. Однако такое усиление является вынужденным с расчетной точки зрения, когда напряжения в основном металле больше допустимых для сварных швов. С точки зрения уменьшения концентрации напряжений, более рациональны прямоугольные накладки с обваркой по контуру; обварка одними поперечными швами лучше обварки одними продольными. При ромбических накладках (см. рис. V. 46, в) сосредоточение двух швов в углах может привести к трещинам.

Приварка различного рода деталей к элементу конструкции (например, к стержню) влияет на статическую прочность и работу элемента в связи с появлением в местах приварки концентрации напряжений¹. Вследствие разнообразия привариваемых деталей трудно дать общую характеристику этого влияния, основные причины которого состоят в

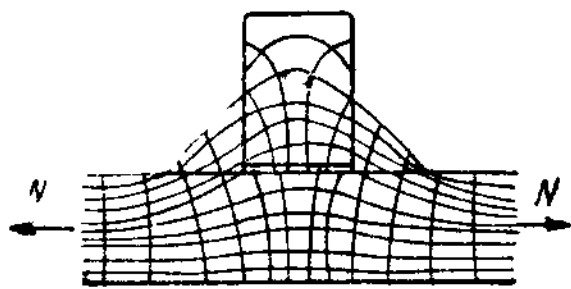


Рис V.41. Влияние привариваемых деталей на работу элемента. Искривление траекторий напряжений

том, что привариваемая деталь образует местное изменение рабочего сечения стержня, аналогичное выступу, и в соответствии с этим затрудняет его деформации, что приводит к хрупкости (рис. V.41). Чем больше жесткость детали в направлении действия сил и чем больше угол, под которым она примыкает к элементу, тем концентрация напряжений больше. Поэтому крайне важно плавное примыкание деталей (рис. V.39, а, б). Направление прикрепляющих швов (продольное, поперечное) большого значения не имеет; более существенно влияние концентрации швов. Снижение статической прочности, вообще говоря, невелико и редко бывает более 10%, но места концентрации напряжений и швов являются местами преимущественных разрушений. Весьма характерно снижение деформации при разрушении (до 3—4%).

3. Вибрационная прочность сварных соединений

Общие закономерности вибрационной прочности, указанные в § 5 главы II, остаются в силе и для сварных соединений. Поскольку вибрационная прочность в значительной мере зависит от явлений концентрации напряжений, а эти явления в сварных соединениях весьма разнообразны и ярко выражены, вибрационная прочность сварных соединений получается весьма различной. Прежде всего вибрационная прочность зависит от типа соединения и связанной с ним формы соединения. Параллельно с этим вибрационная прочность в большой мере зависит от дефектов сварки и основного металла, а в соответствии с этим и от технологических факторов сварки. Непровары и пористости крайне резко снижают вибрационную прочность сварных соединений: так, пористость в 1% снижает вибрационную прочность на 30%, непровары в 5% площади в корне шва — на 50%.

Плотность шва является основой хорошей вибрационной прочности. Весьма плотный шов дает автоматическая сварка, которая и должна применяться в первую очередь. Вибрационная прочность понижается с увеличением областей напряженных (переохлажденных) структур в околошовной зоне; поэтому в конструкциях, работающих на вибрацион-

¹ Ш е в е р н и ц к и й, Н о в и к о в, Ж е м ч у ж н и к о в, Т р у ф я к о в, Статическая прочность сварных соединений из малоуглеродистой стали, изд. АН УССР, Киев, 1951.

ную нагрузку, технология сварки должна быть так подобрана, чтобы размеры этих зон были наименьшими. В соответствии с этим следует избегать сварки на морозе в конструкциях, работающих на динамическую нагрузку. В то же время вибрационная прочность при понижении температуры повышается; поэтому надежная эксплуатация конструкций, хорошо сваренных и не имеющих повреждений, работающих на вибрационную нагрузку при пониженных температурах, вполне возможна. В ответственных конструкциях, работающих на динамическую нагрузку, должна применяться сталь 3 спокойная, поставляемая по подгруппе В, а также низколегированная, ввиду более высококачественной структуры этих сталей и малого вероятия появления в них горячих трещин, оказывающих очень большое отрицательное влияние на вибрационную прочность.

Разделка кромок и вид тока не влияют на вибрационную прочность, но для конструкций, работающих на вибрационную нагрузку, совершенно обязательна подварка корня. Как уже было отмечено, большое влияние на вибрационную прочность оказывает масштабный фактор, т. е. размеры элементов. Особенно это важно для сварных соединений; поэтому определение вибрационной прочности последних следует производить на больших образцах.

Повышению вибрационной прочности служат все мероприятия по снижению явления концентрации напряжений, охарактеризованные выше; некоторые из них показаны на рис. V. 39.

Разрушение от усталости сварных соединений происходит по основному металлу в местах наибольшей концентрации напряжений.

Из изложенного следует, что рассеяние значений вибрационной прочности сварных соединений должно быть очень велико. Для соединений со стыковыми швами величина вибрационной прочности зависит от формы шва; она больше для швов со снятым наплывом. В этом случае предел усталости для соединений из стали 3 спокойной колеблется при шлакообразующих электродах и наличии подварки корня в пределах от 20 до 14 $кг/мм^2$, при автоматической сварке — от 22 до 12 $кг/мм^2$ (последнее в более крупных образцах). При полном асимметричном цикле (см. рис. II. 23) вибрационная прочность соединения близка к пределу текучести и составляет 25—20 $кг/мм^2$; наличие напыла на стыковом шве снижает вибрационную прочность при полном симметричном цикле до 18—10 $кг/мм^2$, при полном асимметричном цикле — до 22—16 $кг/мм^2$. Отсутствие подварки корня (что не допускается Техническими условиями) снижает предел усталости до 8—6 $кг/мм^2$ и ниже при полном симметричном цикле.

Вибрационная прочность соединений с угловыми швами весьма мала; поэтому в конструкциях, работающих на вибрационные нагрузки, применяются только улучшенные угловые швы: лобовые, обработанные и более пологие (с отношением катетов 1 : 1,5 и меньше); фланговые, обработанные, а при ручной сварке — вогнутые. При автоматической сварке достаточно, чтобы швы имели ровную поверхность. При соблюдении указанных условий вибрационная прочность лобовых швов, расположенных с двух сторон листа (например, прикрепляющих две накладки), может достигнуть значений: при полном симметричном цикле — 8 $кг/мм^2$, при асимметричном — 14 $кг/мм^2$, а при более пологих швах и выше. Обычные лобовые швы имеют вибрационную прочность при асимметричном цикле 12—8 $кг/мм^2$. Вибрационная прочность обработанных фланговых швов при полном симметричном цикле составляет 6—4 $кг/мм^2$, а при полном асимметричном цикле — 12—8 $кг/мм^2$, необработанных — соответственно 4—3 $кг/мм^2$ и 10—6 $кг/мм^2$.

Вибрационная прочность К-образных швов (см. рис. V. 17), близких по своей структуре к стыковым, более высока (примерно 15 кг/мм^2). Такую же прочность имеют парные угловые швы в тавровом сечении, выполненном автоматической сваркой при полном проплавлении стенки.

Весьма высокие коэффициенты концентрации у угловых швов (лобовых и фланговых) делают применение конструкций из низколегированной стали с рабочими соединениями на угловых швах при работе на вибрационную нагрузку мало рациональным, так как более высокая стоимость стали не компенсируется уменьшением размеров элементов.

Приварка к элементу дополнительных деталей (выступающих фасонки, ребер и т. д.) отрицательно отражается на вибрационной работе элемента. Так, приварка к элементу двух выступающих фасонки, даже плавно подходящих к месту крепления элемента, снижает вибрационную прочность при отношении напряжений $\frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} = 0,3$ с 22 до

17 кг/мм^2 , т. е. примерно на 20%; замена такой фасонки прямоугольной или трапецеидальной уменьшает число циклов, необходимое для разрушения при указанном отношении напряжений и наибольшем напряжении 17 кг/мм^2 , с 2 000 000 до 300—400 тыс., т. е. примерно в 5—6 раз¹.

Эффективные коэффициенты концентрации напряжений в этих и аналогичных случаях могут быть приняты: 1) при прикреплении фасонки плавной криволинейной формы и обработки концов швов — 1,5; 2) без обработки концов швов — 2,7; 3) при прикреплении фасонки прямоугольной формы — 2,3; 4) при прикреплении диафрагм и ребер автоматической сваркой 1,5—1,9.

4. Ударная вязкость сварных соединений

Ударная вязкость сварных соединений изучается для соединений в стык. По ГОСТ 9467-60, наплавленный металл при температуре 20° должен иметь ударную вязкость: при электродах Э42—8 кгм/см^2 ; при электродах Э42А и Э50А — 14 и 13 кгм/см^2 . Ударная вязкость сварного шва обычно ниже этих величин и определяется для различных точек зоны термического влияния; для некоторых зон с переохлажденной или крупнозернистой структурой она может иметь весьма низкие значения. По изменению ударной вязкости разных точек околошовной зоны можно судить о качестве технологического процесса сварки и соответствии его свойствам стали.

Вообще ударная вязкость шва ниже ударной вязкости основного металла, а порог хладноломкости выше; уменьшение ударной вязкости в функции температуры часто бывает менее резким, чем у основного металла (рис. V. 25 и II. 20). Ударная вязкость сварных соединений, выполненных при низких температурах, вследствие увеличения количества участков с крупнозернистой, хрупкой структурой имеет пониженные значения; это понижение может достигнуть 30%. Таким образом, производство сварки при низкой температуре отражается на работе соединения не только при пониженных, но и при нормальных температурах.

§ 5. РАСЧЕТ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

1. Расчетные характеристики сварных соединений

Исходя из принципа равнопрочности сварного стыка и основного металла, а также принимая во внимание, что сварное соединение весьма часто разрушается по основному металлу, нормативное сопротивление

¹ К. П. Большаков, Влияние некоторых конструктивных и технологических факторов на вибрационную прочность сварных конструкций, труды ВНИИ железнодорожного строительства, № 8 и № 10.

ние (предел текучести) сварного соединения принимают таким же, как для основного металла.

Одинаковыми с основным металлом принимаются и коэффициенты однородности для соединений стыковыми швами, выполненных автоматической сваркой. В случае ручной сварки шлакообразующими электродами коэффициенты однородности соединений в стык в растянутых элементах принимаются одинаковыми с основным металлом только при плотных швах, плотность которых гарантирована специальными мерами контроля за качеством швов; последнее обязательно для ответственных конструкций, особенно работающих на динамическую нагрузку. Если отсутствует специальный контроль, то ввиду большого рассеяния величин прочности сварки для стыковых швов, работающих на растяжение, коэффициент однородности принимается более низкий, чем для основного металла (порядка 0,75). Для сжатых элементов, где небольшая пористость швов не имеет существенного значения, величины коэффициентов однородности принимаются такими же, как для основного металла.

В результате для расчета соединений в стык, выполненных ручной сваркой шлакообразующими электродами, получаются два расчетных сопротивления осевым усилиям, равных для конструкций из малоуглеродистой стали: $R^{cb} = 0,9 \cdot 24 \approx 21 \text{ кг/мм}^2$ для сжатых элементов, а также для растянутых элементов при специальных мерах контроля (что совпадает с расчетным сопротивлением основного металла) и $R^{cb} = 0,75 \cdot 24 = 18 \text{ кг/мм}^2$ для растянутых элементов при отсутствии специальных мер контроля. Для конструкций из низколегированных сталей соответствующие величины расчетных сопротивлений составляют 29 и 25 кг/мм^2 .

Расчетное сопротивление срезу принимается при расчете соединений в стык таким же, как для основного металла: $R_{cp}^{cb} = 13 \text{ кг/мм}^2$ для конструкций из малоуглеродистой стали и $R_{cp}^{cb} = 17 \text{ кг/мм}^2$ для конструкций из низколегированной стали.

Угловые швы (лобовые и фланговые) работают на комбинацию среза, изгиба и осевой силы; в них очень высока концентрация напряжений и более низки пределы прочности. Учитывая эти обстоятельства, расчетные сопротивления угловых швов принимают более низкими, чем сопротивления стыковых швов осевым усилиям, но все-таки более высокими, чем сопротивления стыковых швов срезу.

Расчетные сопротивления сварных соединений приведены в табл. V.1.

Допускаемые напряжения $[\sigma]$ для сварных соединений по нормам и техническим условиям 1946 г. приведены в табл. V.2.

2. Расчет стыковых швов

В стыковом шве распределение напряжений по длине шва принимается равномерным; рабочая толщина шва принимается равной толщине стыкуемых элементов (и меньшей, если толщины различны). Поэтому напряжение в шве, расположенном перпендикулярно оси элемента (рис. V.42, а):

$$\sigma = \frac{N}{\delta_{ш} l_{ш}} \leq \begin{matrix} R_c^{cb} \\ R_p^{cb} \end{matrix}, \quad (V.1)$$

где N — расчетное усилие (с коэффициентом перегрузки);
 $\delta_{ш}$ — рабочая толщина шва;
 $l_{ш}$ — расчетная длина шва, равная фактической длине, если места

Таблица V. 1

Расчетные сопротивления $R^{св}$ в кг/см² для сварных швов

Вид сварных швов	Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Сварка автоматическая, полуавтоматическая и ручная электродами типов		
			Э42 и Э42А		Э50А
			Марки стали свариваемой конструкции		
			сталь 3; сталь 4	14Г2; 15ХСНД	10ХСНД
Швы в стык То же	Сжатие	$R_c^{св}$	2 100	2 900	3 400
	Растяжение: 1) при автоматической сварке 2) при полуавтоматической и ручной сварке с применением для контроля качества швов: а) повышенных способов б) обычных способов	$R_p^{св}$ $R_p^{св}$	2 100 2 100	2 900 2 900	3 400 3 400
То же Угловые швы	Срез	$R_{ср}^{св}$	1 300	1 700	2 000
	Сжатие, растяжение и срез	$R_y^{св}$	1 500	2 000	2 400

Примечание. К повышенным способам контроля качества сварных швов, применяемым в дополнение к обычным способам (наружный осмотр, замеры размеров и т. п.), относятся: просвечивание, проверка ультразвуком и т. п.

зажигания и тушения дуги выведены за пределы сечения элемента (что обычно имеет место, рис. V. 34); в противном случае $l_{ш} = l - 10$ мм, где l — ширина элемента;

$R^{св}$ — соответствующие расчетные сопротивления стыкового шва сжатию или растяжению.

Если расчетное сопротивление сварочного шва $R^{св}$ меньше расчетного сопротивления основного металла R и в стыкуемом элементе нет запасов в напряжениях, рабочее сечение шва может оказаться недостаточ-

Таблица V. 2
Допускаемые напряжения для сварных швов в кг/см²
(по НИТУ 1946 г.)

Вид напряженного состояния	Ручная сварка электродами типа Э34		Ручная сварка электродами типа Э42 и автоматическая сварка под слоем флюса в конструкциях на стали марок			
			Ст. 0 и Ст. 2		Ст. 3	
	Воздействия					
	основные	основные и дополнительные	основные	основные и дополнительные	основные	основные и дополнительные
Сжатие	1 100	1 250	1 250	1 450	1 450	1 600
Растяжение	1 000	1 100	1 100	1 250	1 300	1 450
Срез	800	1 000	1 000	1 100	1 100	1 250

ным; тогда для увеличения длины шва его приходится делать косым (рис. V.42, б). Косые швы с наклоном реза 2:1, как правило, равнопрочны с основным металлом и потому не требуют проверки; однако в отдельных случаях, когда необходимо снижение напряжений, например при вибрационной нагрузке, приходится рассчитывать и косые швы. В этом случае, разложив действующие усилия на направления перпендикулярно оси шва и вдоль шва, находим напряжения:

перпендикулярно шву

$$\sigma = \frac{N \sin \alpha}{\delta_{ш} l_{ш}} \leq R^{св}; \quad (V.2)$$

вдоль шва

$$\tau = \frac{N \cos \alpha}{\delta_{ш} l_{ш}} \leq R_{ср}^{св}. \quad (V.3)$$

Здесь $l_{ш}$ — расчетная длина косого шва.

3. Расчет угловых швов

В обычных угловых швах (фланговых, лобовых), выполненных ручной сваркой, расчетная высота рабочего сечения $\delta_{ш}$ (рис. V. 43, а) принимается по биссектрисе угла сечения валика равной (без учета наплыва) $\delta_{ш} = 0,7 h_{ш}$, где $h_{ш}$ — толщина шва (по катету); в пологих швах — $\delta_{ш}$ принимается по меньшему катету. В вогнутых швах за $\delta_{ш}$ принимается фактическая толщина шва по биссектрисе (рис. V. 43, б). При глубоком проплавлении автоматической или полуавтоматической сваркой (или специальными электродами с тугоплавкими обмазками — ультракороткой дугой) принимаются большие величины рабочей толщи-

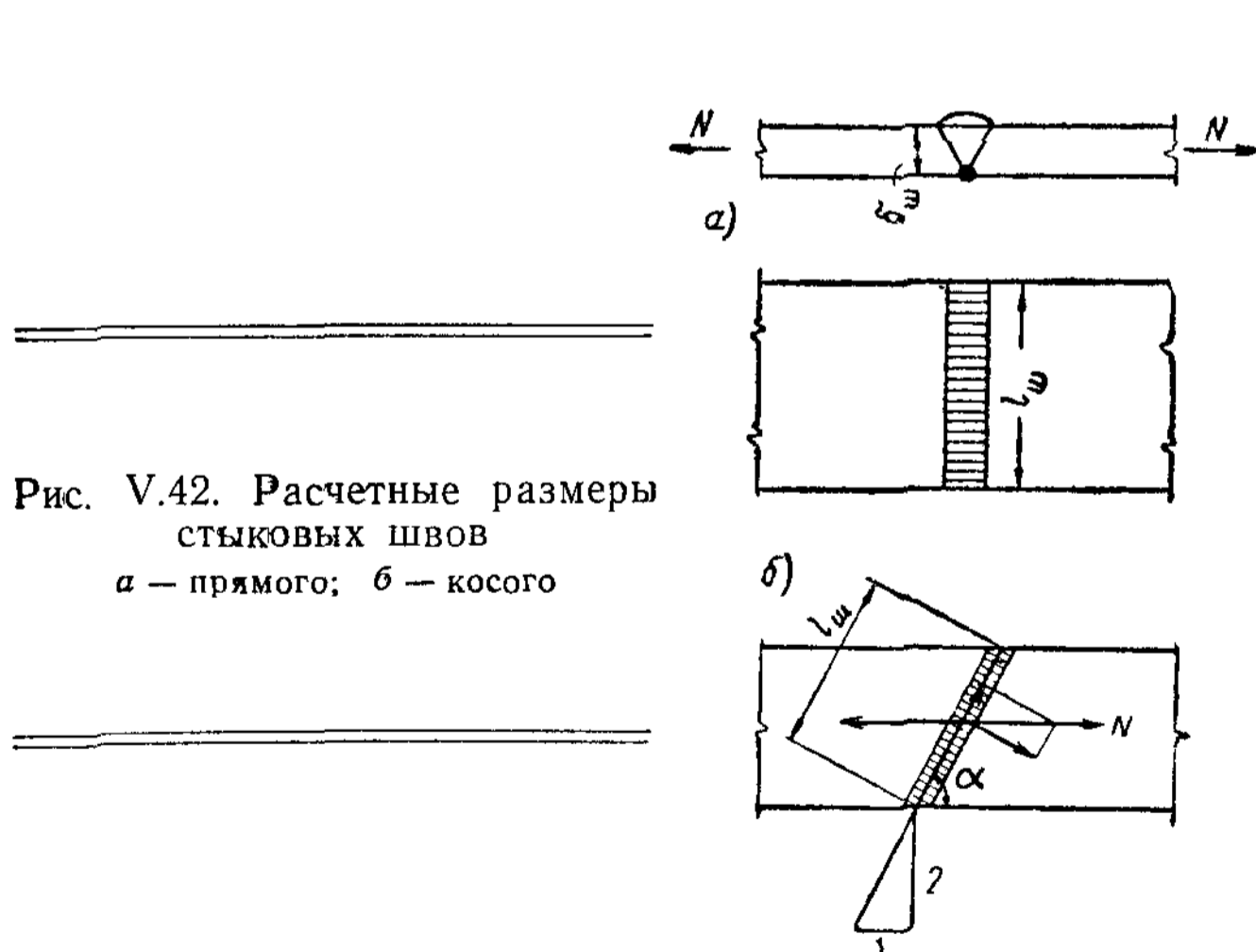


Рис. V.42. Расчетные размеры стыковых швов
а — прямого; б — косого

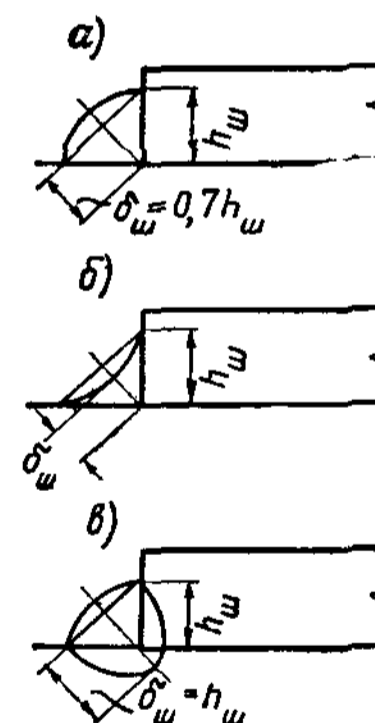


Рис. V.43. Расчетные размеры угловых швов

а — нормального; б — вогнутого; в — при глубоком проплавлении

ны шва — вплоть до $\delta_{ш} = h_{ш}$ (рис. V. 43, в). Распределение напряжений по длине швов (лобовых, фланговых) или при обварке по контуру принимается равномерным.

Таким образом, напряжение в угловом шве определяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\delta_{ш} \Sigma l_{ш}} \leq R_y^{св}. \quad (V.4)$$

Здесь $\delta_{ш} = \beta h_{ш}$, где коэффициент β принимается равным:

при ручной сварке $\beta = 0,7$;

при полуавтоматической сварке $\beta = 0,8$;

при автоматической сварке и ультракороткой дуге (при однопроводной сварке) $\beta = 1$.

При креплении несимметричных профилей, например уголка (рис. V.44), длины или площади швов должны быть так распределены, чтобы прикрепляемый элемент не получал дополнительного изгиба от эксцентриситета (площади швов должны быть распределены обратно пропорционально расстояниям от шва до оси элемента).

Таким образом, при требуемой площади швов

$$F_{ш} = \frac{N}{R_y^{св}} \quad (V.5)$$

площадь большего шва равна

$$F'_{ш} = F_{ш} \frac{e''}{e' + e''}; \quad (V.6)$$

площадь меньшего шва равна

$$F''_{ш} = F_{ш} \frac{e'}{e' + e''}. \quad (V.6')$$

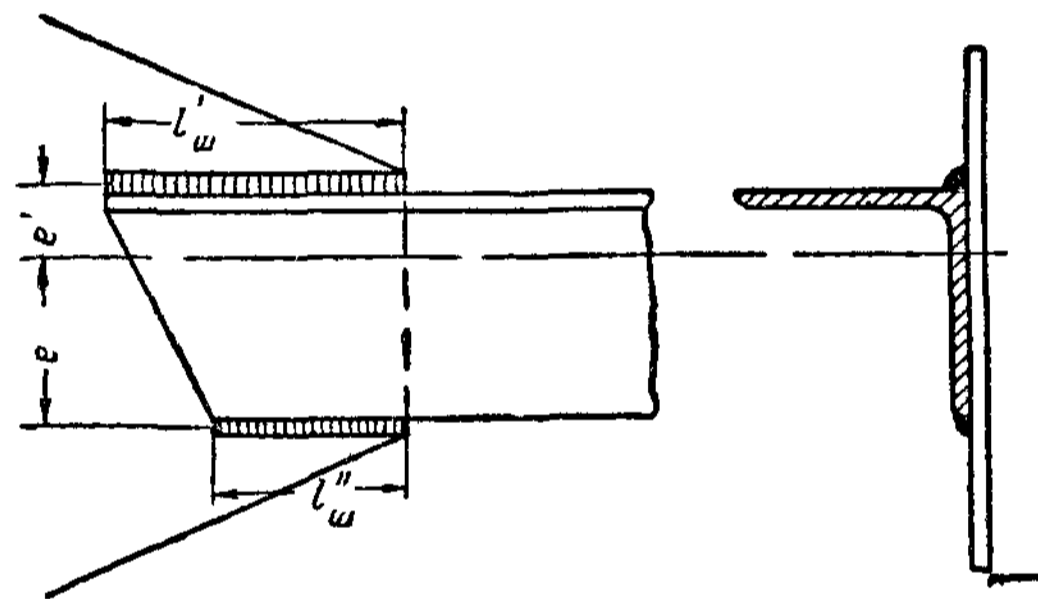


Рис. V.44. Крепление уголка

Во избежание пережогов при креплении фасонных профилей (уголков, швеллеров) наибольшая толщина углового шва принимается не больше $1,2\delta$ (рис. V.45, а); здесь δ — толщина прилегающей к соединению части профиля (например, полки уголка или стенки швеллера).

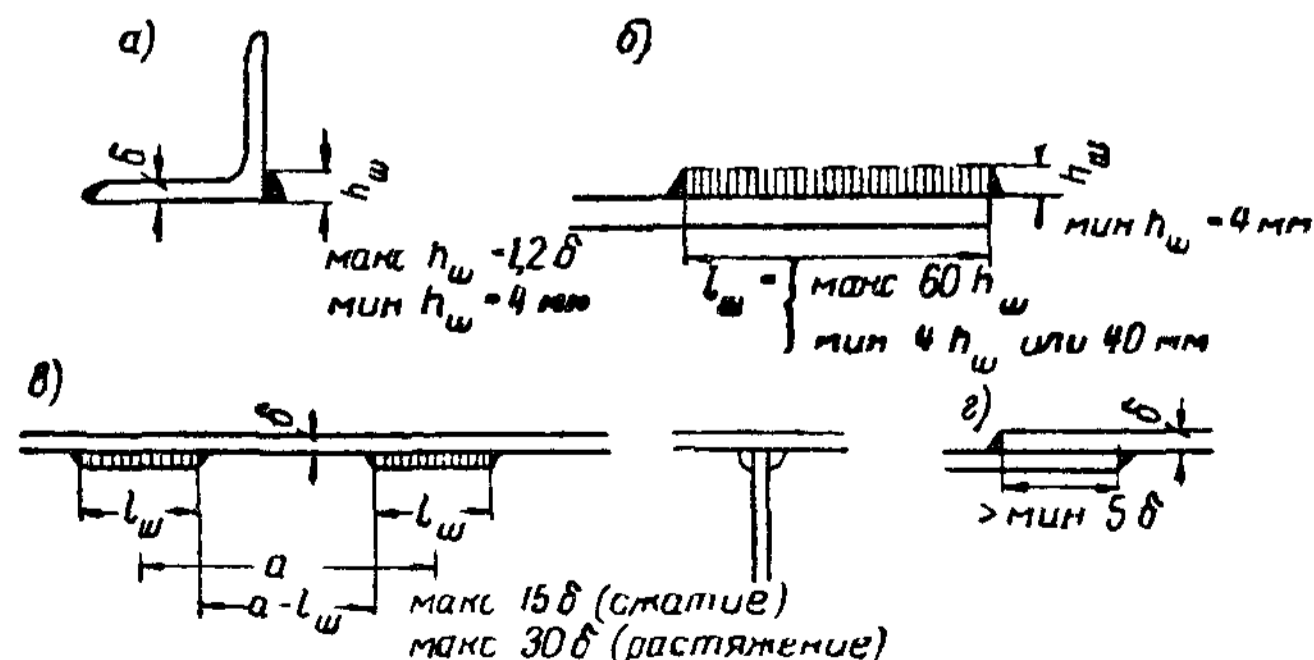


Рис. V.45. Предельные размеры сварных соединений
а — крепление фасонных профилей; б — фланговые швы; в — прерывистые швы; г — нахлестка с лобовыми швами

Наименьшая толщина угловых швов принимается в зависимости от толщины прикрепляемых элементов и составляет:

При толщине элементов	4—9	10—14	15—25	2δ—40	> 40 мм
Толщина шва	4	6	8	10	12 мм

Толщины угловых швов должны быть по возможности унифицированы. Наиболее рационально иметь в конструкции не более двух размеров толщины (чаще всего 6—8 мм).

Для того чтобы избежать чрезмерно длинных прикреплений, длина каждого флангового шва, передающего продольную осевую силу, ограничивается величиной $60h_{ш}$; наименьшая расчетная длина флангового или лобового шва принимается равной 40 мм или $4h_{ш}$ в связи с резкой концентрацией напряжений в коротких швах (рис. V.45, б).

При малых усилиях могут применяться прерывистые угловые швы. Они нерациональны как по характеру их работы, так и по производственным условиям, но дают экономию наплавленного металла. Усилие передается на участки прерывистого шва поровну. Расстояние между участками прерывистого шва в сжатых элементах по условиям устойчивости сплавляемых элементов должно составлять не более 15δ (где δ — толщина самого тонкого элемента), в растянутых — не более 30δ (рис. V.45, в).

При простой нахлестке элементов, соединяемых двумя лобовыми швами, расстояние между швами с точки зрения уменьшения сварочных напряжений должно быть не менее 5δ (рис. V.45, г).

4. Расчет комбинированных соединений

При усилении стыкового шва накладками (рис. V.18) получается комбинированное соединение. При расчете такого соединения принимается, что напряжение по оси стыка в шве и в накладках одинаково. Тогда при расположении накладок с двух сторон

$$\sigma = \frac{N}{F_{л} + \Sigma F_{н}} \leq R^{св}, \quad (V.7)$$

где $F_{л}$ — площадь соединяемых листов;

$\Sigma F_{н}$ — суммарная площадь накладок;

$R^{св}$ — расчетное сопротивление стыкового шва сжатию или растяжению.

Усилие в накладке $N_{н} = \sigma F_{н}$ должно быть воспринято обваркой накладки; следовательно, требуемая длина угловых швов

$$\Sigma l_{ш} = \frac{N_{н}}{0,7h_{ш}R_{у}^{св}}; \quad (V.8)$$

величина $\Sigma l_{ш}$ определяет размеры накладки.

Во избежание концентрации напряжений ширина накладок не должна сильно отличаться от ширины листа.

Совершенно аналогично рассчитывается стык при помощи одних накладок ($F_{л} = 0$).

При одностороннем расположении накладок получают эксцентриситеты в перекрытии стыка; с целью учета этих эксцентриситетов расчет элементов соединения ведется по расчетному сопротивлению угловых

швов срезу $R_y^{св}$, что делает такую конструкцию невыгодной и нерациональной.

5. Расчет соединений на вибрационную нагрузку

При работе на вибрационную нагрузку приходится уменьшать возможные для сварных соединений напряжения вследствие пониженного значения их вибрационной прочности по сравнению с пределом текучести. Как уже указывалось в § 4 главы III, это снижение производится путем умножения расчетного сопротивления R на коэффициент уменьшения напряжений при вибрационной нагрузке γ — функцию коэффициента асимметрии цикла $\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}$.

Указанное понижение напряжений распространяется не только на элементы соединений, но и на основной металл в области соединений.

Расчет сварных соединений на выносливость производится по формулам (III.41), (III.41'):

$$\sigma \leq \gamma R = \frac{1}{(0,9\beta \pm 0,3) - (0,9\beta \mp 0,3) \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}} R, \quad (V.9)$$

где β — эффективный коэффициент концентрации, принимаемый по табл. V.3.

В формуле (V.9) верхний знак относится к преобладанию растягивающих усилий, нижний — сжимающих.

Более просто формула (V.9) может быть переписана в виде (см. стр. 71):

$$\sigma \leq \gamma R = \frac{1}{a - b \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}} R. \quad (V.10)$$

где a и b — соответствующие коэффициенты, указанные в табл. V.3.

Таблица V. 3

Эффективные коэффициенты концентрации β и коэффициенты a и b в формуле (V.10) для сварных соединений

Вид соединений	Сталь 3			Низколегированная сталь		
	β	a	b	β	a	b
Стыковые швы с подваркой корня	1,2	1,4	0,8	1,4	1,6	0,9
Лобовые швы	2	2,1	1,5	2,5	2,5	1,9
Фланговые швы	3,5	3,5	2,9	4,5	4,5	3,9
Основной металл у стыково- го шва:						
обработанного	1,2	1,4	0,8	1,4	1,6	0,9
необработанного	1,5	1,6	1	1,9	2	1,4
Основной металл у лобово- го шва:						
обработанного	2	2,1	1,5	2,5	2,5	1,9
необработанного	2,7	2,7	2,1	3,3	3,3	2,7
Основной металл у фланго- вого шва	3,5	3,5	2,9	4,5	4,5	3,9

Коэффициенты a и b в формуле (V. 10) по НИТУ 1946 г. имели значения, указанные в табл. V. 4.

Таблица V. 4
Значения коэффициентов a и b для сварных соединений
(по НИТУ 1946 г.)

Вид соединения	Сталь марки Ст. 3	
	a	b
Стыковые швы	1	0,3
Угловые швы	1,3	0,3

Понижение напряжений при вибрационной нагрузке относилось только к элементам соединений.

6. Особенности расчета сварных соединений конструкций из алюминиевых сплавов

Сварные соединения конструкций из алюминиевых сплавов разработаны сравнительно мало. В основном сварные соединения применяются в конструкциях из термически неупрочняемых сплавов АМг и АМгб, а также из сплавов АВ, АДЗЗ и др. При сварке термически упрочняемых сплавов типа Д16Т и др. возможна потеря прочности от явления отжига и потому для этих сплавов сварные соединения не рекомендуются.

При сварке алюминиевых сплавов обычно применяется сварка в струе аргона, дающая лучшие по качеству результаты. Однако сварка в струе аргона при больших толщинах, вследствие малого диаметра вольфрамового электрода, является менее производительной и тогда более целесообразна сварка плавящимся электродом — ручная, полуавтоматическая и автоматическая под слоем специальных флюсов. Сварка производится на обратной полярности постоянным током, с предварительным подогревом, чтобы компенсировать повышенную теплопроводность алюминия. По этой же причине автоматическая сварка весьма часто производится двумя электродами.

Основная предпосылка высококачественной сварки — чистота применяемых материалов. Для очистки сплава от пленки окиси обычно применяют химическое травление, тщательное промывание и просушку.

Конструктивная форма соединений конструкций из алюминиевых сплавов аналогична конструктивным формам соединений стальных конструкций. Установленные для сварных соединений и зоны термического влияния в основном металле расчетные сопротивления приведены в табл. V.5.

Величина зоны термического влияния принимается равной $3,5h_{ш}$ (где $h_{ш}$ — толщина шва) с каждой стороны от оси сварного шва.

Расчетные формулы принимаются такими же, как для стальных конструкций.

Расчет сварных соединений конструкций из алюминиевых сплавов на вибрационную нагрузку еще не разработан.

Таблица V. 5

Расчетные сопротивления сварных соединений конструкций из алюминиевых сплавов в кг/см²

Вид сварных швов	Вид напряженного состояния	Марка сплава				
		АМг	АМг6	АВТ	АВТ1	АД33Т1
Швы в стык	Сжатие и растяжение Срез	700	1 300	800	1 100	1 000
		400	800	500	650	600
Угловые швы	Сжатие, растяжение и срез	450	850	550	700	650

7. Примеры

Пример V.1. Требуется рассчитать соединение в стык листов сечением 600 × 14 мм на растягивающее расчетное усилие $N = 100$ т (рис. V.46, а). Материал листов — сталь марки Ст. 3; электроды типа Э42. Концы шва выведены за пределы сечения листов. Сварка обычная, повышенные способы контроля не предусмотрены.

Проверяем прочность соединения по формуле (V. 1)

$$\sigma = \frac{N}{\delta_{ш} l_{ш}} = \frac{100\,000}{1,4 \cdot 60} = 1\,190 \text{ кг/см}^2 < R_p^{св} = 1\,800 \text{ кг/см}^2.$$

При осуществлении стыка, равнопрочного с основным металлом, соединение рассчитывается на предельное усилие в листах

$$[N] = F_{л} R = 60 \cdot 1,4 \cdot 2\,100 = 176\,400 \text{ кг.}$$

Так как для сварного шва при заданных условиях установлено меньшее расчетное сопротивление растяжению, чем для основного металла, и потому прямой шов является неравнопрочным с последним, устраиваем косой шов с наклоном реза 2 : 1, что соответствует углу $\alpha = 63^\circ$ (рис. V. 46, б).

Длина косого шва

$$l_{ш} = \frac{600}{\sin 63^\circ} = \frac{600}{0,891} \approx 670 \text{ мм;}$$

$$\sigma = \frac{N \sin \alpha}{\delta_{ш} l_{ш}} = \frac{176\,400 \cdot 0,891}{1,4 \cdot 67} = 1\,690 \text{ кг/см}^2 < 1\,800 \text{ кг/см}^2.$$

Пример V. 2. Требуется запроектировать соединение в стык, рассмотренное в примере V.1, с накладками при условии равнопрочности соединения.

Площадь накладок равна площади листов

$$F_{н} = F_{л} = 60 \cdot 1,4 = 84 \text{ см}^2.$$

Конструктивно принимаем две пары накладок сечением 280 × 10 мм (рис. V. 46, в). Суммарная площадь накладок

$$\Sigma F_{н} = 4 \cdot 1 \cdot 28 = 112 > 84 \text{ см}^2.$$

Принимая ромбические накладки с углом 60°, получим суммарную длину швов с одной стороны стыка

$$\Sigma l_{ш} = 4 \cdot 2 \cdot 28 = 224 \text{ см.}$$

Требуемая толщина швов

$$h_{ш} = \frac{[N]}{0,7 \Sigma l_{ш} R_y^{св}} = \frac{176\,400}{0,7 \cdot 224 \cdot 1\,500} \approx 0,8 \text{ см.}$$

§ 6. КОНТАКТНАЯ ТОЧЕЧНАЯ СВАРКА

Контактная точечная сварка относится к промышленным автоматическим методам сварки, так как осуществляется на специальных машинах, обладающих большой производительностью и обеспечивающих высокое качество соединений.

При контактной точечной сварке через медные электроды и свариваемые изделия, обжатые давлением сварочной машины, пропускается ток (рис. V.47). В месте касания свариваемых деталей возникает значительное контактное сопротивление с большим выделением тепла и происходит молекулярное соединение металла, разогретого до пластического состояния.

Точечной сваркой обычно свариваются стальные элементы толщиной 6—12 мм, хотя на специальных машинах можно сваривать пакеты толщиной до 18 мм и более. Точечная сварка приобретает особое значение при внедрении тонкостенных штампованных или холоднокатаных профилей.

Диаметр точек зависит от диаметра электрода, времени прохождения тока, толщины свариваемых элементов и мощности машин.

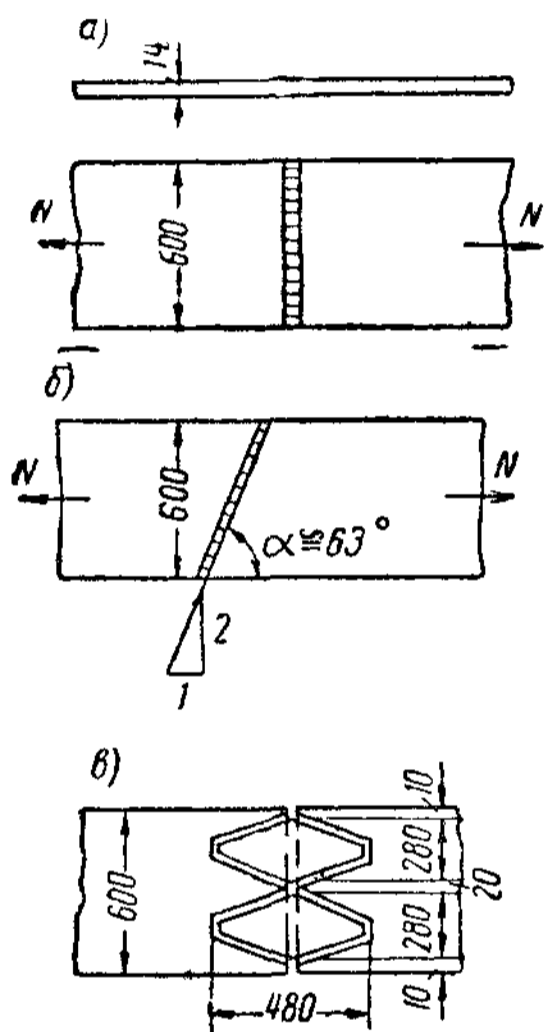


Рис. V.46. К примерам V.1 и V.2

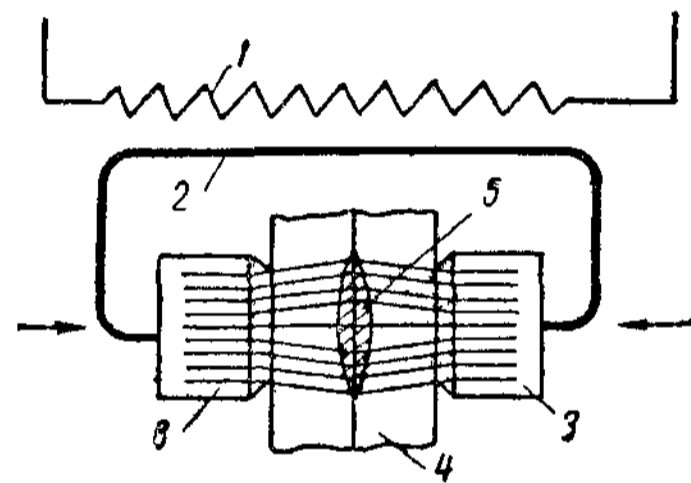


Рис. V.47. Схема контактной точечной сварки

1 — первичная обмотка; 2 — вторичная обмотка; 3 — медные зажимы или электроды; 4 — свариваемые детали; 5 — зона сварки

Предел прочности однотоочечного соединения при работе его на срез в среднем равен 35 кг/мм²; в многотоочечном соединении предел прочности понижается на 18—20% вследствие явления шунтирования — утечки тока через уже поставленные точки. Особенно велико снижение сопротивления во второй точке; при многотоочечном соединении точки работают более равномерно, но со средними сопротивлениями, меньшими, чем у однотоочечного соединения. Для уменьшения шунтирования точки не должны быть расположены очень близко друг к другу (не ближе 3 диаметров точки).

Ударная вязкость точечного соединения достаточно велика и составляет приблизительно 10 кгм/см², сопротивление отрыву составляет около 0,6—0,7 от сопротивления срезу.

Работа точечного соединения аналогична работе заклепочного соединения. Точки могут быть расположены как в продольных, так и в поперечных рядах без существенного снижения прочности (рис. V, 48, а). Разрушение точек происходит от среза (рис. V. 48, б) или от отрыва основного металла от материала точки приблизительно на половине ее окружности (рис. V. 48, в).

Размещение точек производится аналогично размещению заклепок (см. § 4 главы VI) из условия равнопрочности точки и основного металла. При этом минимальные расстояния принимаются равными: до края элемента $a_1 = 2d$ (в продольном направлении) и $a_1 = 1,5d$ (в поперечном); между точками $a = (3 \div 4)a$.

Максимальные расстояния могут быть такими же, как и в заклепочных соединениях.

Обычно диаметр точки принимают равным

$$d = 1,5\delta + 5 \text{ мм}, \quad (\text{V.11})$$

но не менее $d = 2,5\delta$, где δ — толщина более тонкой из свариваемых деталей.

Точечное соединение рассчитывается по формулам: на срез точки

$$\tau = \frac{N}{n n_{\text{ср}} F_T} \leq R_{\text{ср.т}}; \quad (\text{V.12})$$

на отрыв основного металла (условно)

$$\sigma = \frac{N}{n \pi r_T \delta} \leq R_{\text{о.т}} \quad (\text{V.13})$$

Здесь n — количество точек в соединении;

$n_{\text{ср}}$ — количество срезов точки;

F_T — площадь точки;

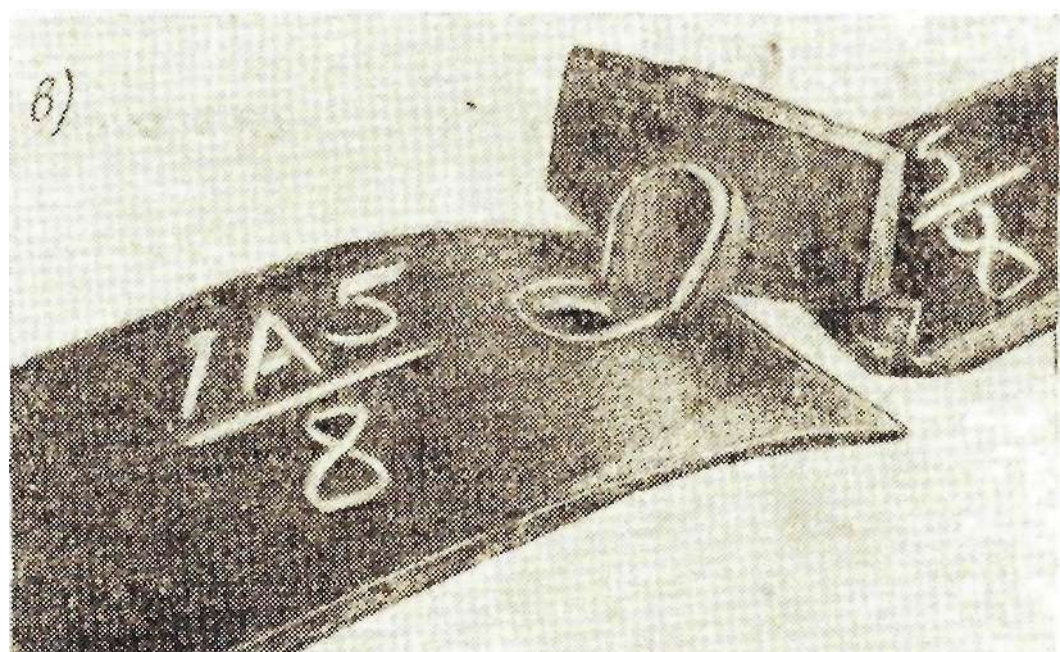
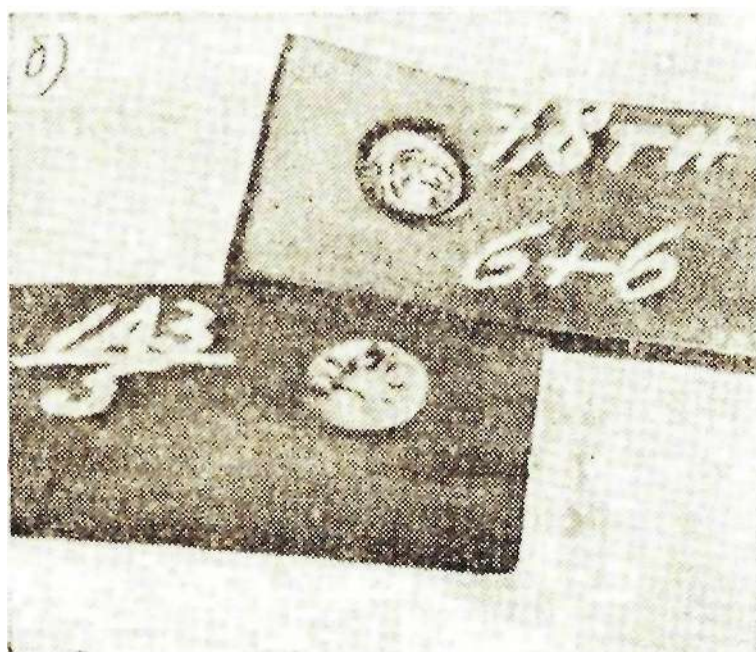
r_T — радиус точки;

δ — наименьшая толщина свариваемых элементов;

$$R_{\text{ср.т}} = 0,65 R; \quad R_{\text{о.т}} = 0,5 R,$$

где R — расчетное сопротивление растяжению основного металла.

При соотношениях, соответствующих формуле (V.11), решающим является сопротивление точки срезу. В пределах упругой работы усилие между точками продольного ряда распределяется неравномерно;



однако эта неравномерность сглаживается в пластической стадии, что позволяет рассчитывать многоточечное соединение по выравненным усилиям. Вибрационная прочность рабочих точек сравнительно невелика и составляет при асимметричном цикле всего 9 кг/мм²; для связующих точек она значительно выше (15—18 кг/мм²), но все же меньше вибрационной прочности основного металла, ввиду явления концентрации напряжений вокруг точек.

Конструкции из алюминиевых сплавов также можно соединить при помощи контактной точечной сварки, однако сопротивления контактных точечных соединений здесь еще недостаточно изучены.

ЗАКЛЕПОЧНЫЕ И БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЗАКЛЕПОЧНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Заклепочные и болтовые соединения осуществляются путем постановки металлических стержней (заклепок, болтов) в совмещенные отверстия соединяемых элементов. В заклепочном соединении заклепку расклепывают (обычно в горячем состоянии), образуя необходимую для соединения элементов вторую, замыкающую головку (рис. VI.1); в болтовых соединениях болты стягиваются гайками (рис. VI.2).

Заклепочные соединения применяются в конструкциях с 20-х годов прошлого века; многолетняя практика применения заклепочных соединений полностью доказала надежность их работы как при статических, так и при динамических воздействиях.

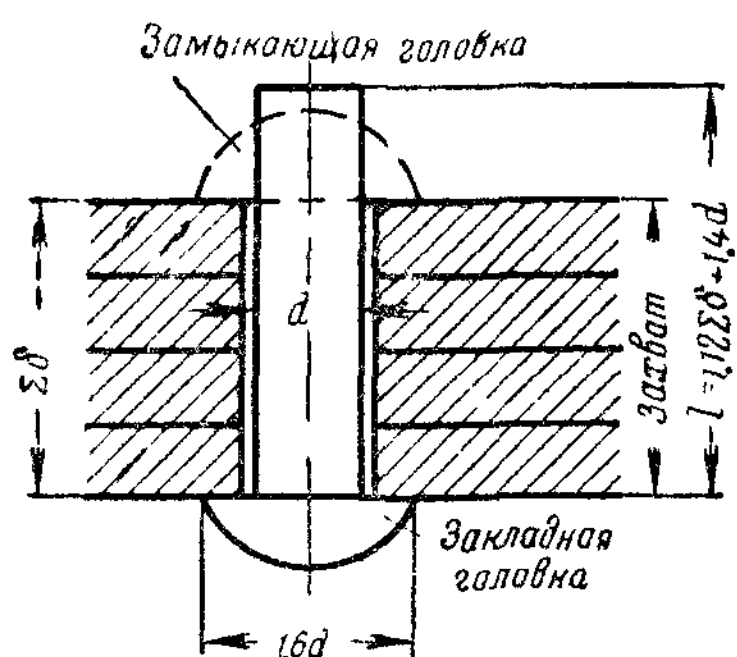


Рис. VI.1. Заклепочное соединение

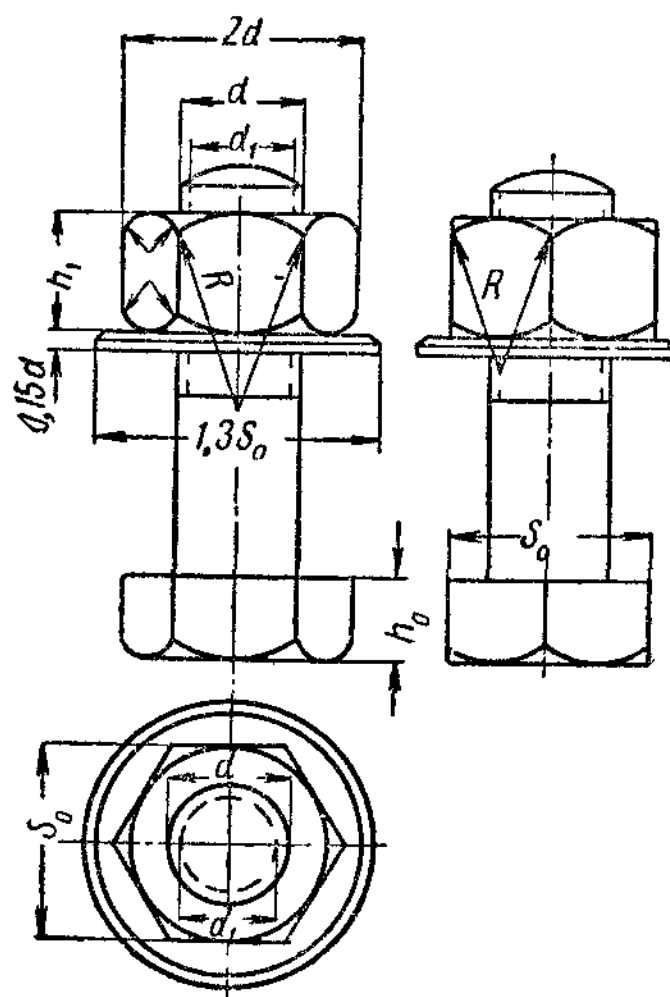


Рис. VI.2. Болт с гайкой

Болтовые соединения в конструкциях появились ранее, одновременно с чугунными конструкциями (примерно с середины XVIII в.); практика применения также показала их большие удобства и надежность. Обычные болтовые соединения менее плотны, чем заклепочные, и дают большие сдвиги; они более дороги в эксплуатации, но более просты в постановке, не требуют горячих процессов и специального оборудования. Поэтому они широко применяются в монтажных соединениях, в местах, где постановка заклепок затруднена, а также в тех случаях, когда большие сдвиги не опасны для работы соединения или могут быть предотвращены соответствующими конструктивными мероприятиями.

Обычные болты применяются двух видов: чистые (точеные), имеющие точно фиксированный диаметр, и черные — из простых прокатных прутков.

В последнее время появились высокопрочные болты из прочной термически обработанной стали, затягиваемые настолько, что первые сдвиги соединения появляются при напряжениях предела текучести материала; в процессе эксплуатации они передают усилие через трение, возникающее между соприкасающимися поверхностями. Соединения на высокопрочных болтах обладают всеми преимуществами болтовых соединений в отношении простоты постановки, не уступая при этом по своим строительным качествам заклепочным соединениям.

Диаметр стержней заклепок для большей простоты посадки делается меньше диаметра отверстия на 1 мм; диаметр чистых болтов должен соответствовать диаметру отверстия. Для черных и высокопрочных болтов возможно большая разница между диаметрами болта и отверстия (до 2,5 мм), что позволяет вставить болт даже в случае, если отверстия в смежных элементах расположены не вполне правильно. В легкости посадки черных и высокопрочных болтов и заключается большое их преимущество с точки зрения простоты образования соединения. В строительных конструкциях применяются заклепки с диаметрами стержней 16, 19, 22, 25 и 28 мм, в соответствии с чем расчетные диаметры поставленных заклепок (равные диаметрам отверстий) принимаются: 17, 20, 23, 26 и 29 мм.

В последние годы на ряде заводов для облегчения постановки заклепок диаметры отверстий принимаются несколько большие, а именно: 17,5; 20,5; 23,5; 26,5 и 29,5 мм. В этом случае разница между диаметрами стержня непоставленной заклепки и диаметром отверстия составляет 1,5 мм.

В обычных болтовых соединениях строительных конструкций применяются болты с диаметрами 16, 20, 22, 24, 27 и 30 мм. Для удобства постановки заклепок и чистых болтов, а также для хорошей работы соединения отверстия в смежных соединяемых элементах должны совпадать и иметь совершенно ровную поверхность. Это достигается либо сверлением отверстий в собранных элементах или в отдельных деталях по специальным направляющим-кондукторам (см. главу VII), либо рассверливанием собранных деталей с заранее образованными отверстиями. В таких отверстиях заклепки работают лучше. Подобные соединения называются соединениями группы В.

Наиболее просто образование отверстий продавливанием в каждой детали отдельно. При сборке таких деталей весьма часто обнаруживается некоторое несовпадение отверстий. Если отверстия в собранных элементах остаются без исправления, нерассверленными, постановка заклепок затрудняется и заклепки работают хуже. Такие соединения называются соединениями группы С. В ответственных конструкциях применяются только соединения группы В.

Заклепки изготавливаются из соответствующего прута путем образования закладной головки горячей штамповкой. Аналогичным образом изготавливаются болты, причем на свободном конце болта дополнительно нарезается винтовая резьба. Из-за наличия резьбы расчетная площадь сечения болта нетто существенно меньше площади стержня болта, что должно быть учтено в расчете. Длина стержня заклепки должна быть больше толщины склепываемого пакета, для того, чтобы была возможность образовать при клепке вторую, замыкающую головку; точно так же длина стержня болта должна быть больше толщины пакета, для того чтобы можно было навернуть гайку. Размеры стальных заклепок опреде-

ляются ГОСТ 1191-41, черных болтов — ГОСТ 7790-57, чистых болтов — ГОСТ 7805-57. Типы стальных заклепок показаны на рис. VI. 3.

Для соединений конструкций из алюминиевых сплавов применяются

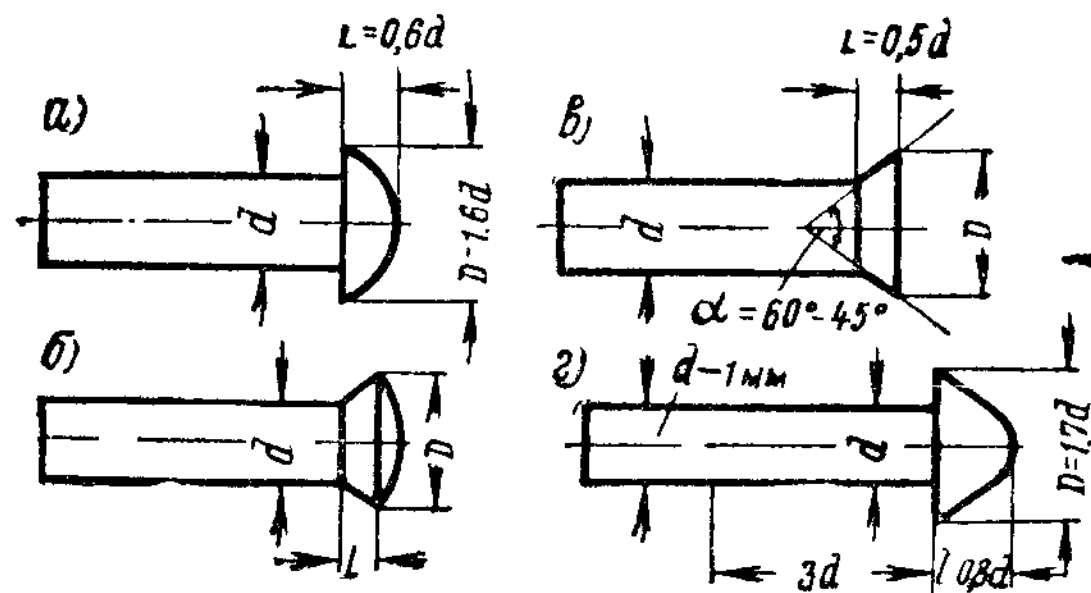


Рис. VI.3. Типы стальных заклепок
а — с полукруглой головкой; б — с полупотайной головкой; в — с потайной головкой; г — с повышенной головкой

сти захвата растягивающим механизмом имеет неровную рифленую поверхность (рис. VI.5, а). Форма замыкающих головок обычных алюминиевых заклепок (рис. VI.4) определяется меньшим усилием, необходимым для расплющивания стержня при постановке их в холодном состоянии, по сравнению с полукруглой головкой.

Материал заклепок и болтов должен обладать хорошими пластическими качествами, так как их изготовление связано с большими пластическими деформациями, а форма — с концентрацией напряжений в точках перехода от стержня к головке; к тому же работа заклепочного или болтового соединения связана с большими перемещениями, также требующими большой пластичности материала. Поэтому для заклепок применяются более мягкие стали: Ст. 2 заклепочная, Ст. 3 заклепочная или низколегированная сталь 09Г2. Стали, идущие на заклепки, подвергаются специальным испытаниям, гарантирующим требуемую пластичность (проба на осаживание). Болты делаются из более жестких сталей (Ст. 3, Ст. 5), из низколегированных сталей марок 14Г2 или 09Г2; для лучшей затяжки болтов существенно важен повышенный предел текучести.

Для высокопрочных болтов применяются еще более жесткие термообработанные стали с содержанием углерода не менее 0,3% и марганца 0,5%. К таким сталям относятся среднеуглеродистая сталь Ст. 35 (ГОСТ 1051-50), хромистые стали 40Х (ГОСТ 4543-57) и др.

Меньшая пластичность стали высокопрочных болтов не оказывает влияния на их работу, так как такие болты при незначительности сдвигов не работают в пластической стадии.

Механические характеристики заклепочных и болтовых сталей указаны в табл. VI. 1.

Для алюминиевых заклепок применяются сплавы Д18Т, АВТ1, В65. Механические характеристики этих сплавов указаны в табл. VI.2.

ются алюминиевые заклепки холодной клепки. Заклепки применяются или обычные с замыкающей головкой, образуемой путем расплющивания стержня заклепки (рис. VI.4), или с искусственным натяжением, с замыкающей шапкой, образуемой обжатием специального замыкающего кольца. В последнем случае выступающая часть стержня заклепки для возможности

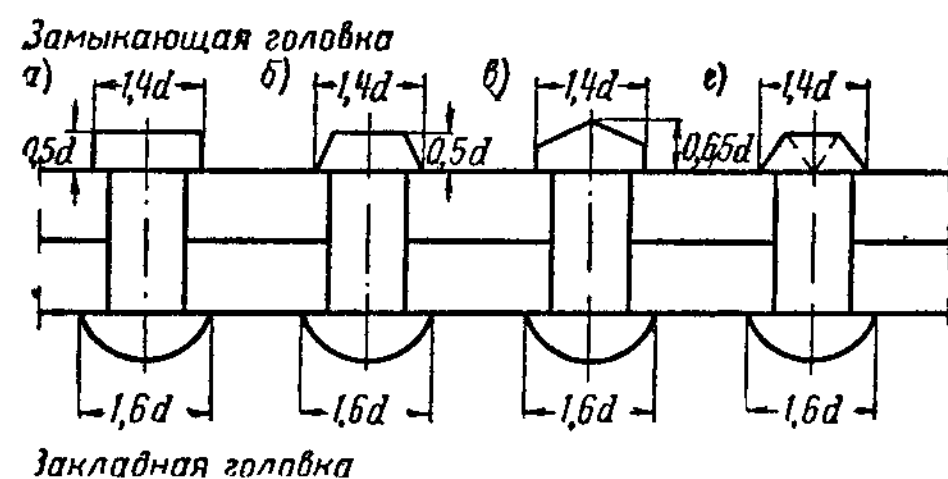


Рис. VI.4. Типы заклепок из алюминиевых сплавов

а — с плоской замыкающей головкой; б и в — с грибовидными замыкающими головками; г — с кольцевой замыкающей головкой

Таблица VI. 1

Механические характеристики материалов для стальных заклепок и болтов

Вид соединений	Механические характеристики	Марки сталей						
		Ст. 2 заклепоч- ная	Ст. 3 заклепоч- ная	Ст. 3	Ст. 5	09Г2	14Г2	Ст. 35, 40Х
Заклепки	$\sigma_{Пч}$	34	38	—	—	42	47	—
	σ_T	22	22	—	—	30	34	—
	$\epsilon\%$	26	22	—	—	20	18	—
Болты обычные	$\sigma_{Пч}$	—	—	38	50	42	47	—
	σ_T	—	—	24	28	30	34	—
	$\epsilon\%$	—	—	21	18	20	18	—
Болты высоко- прочные	$\sigma_{Пч}$	—	—	—	—	—	—	$\geq 100^*$
		—	—	—	—	—	—	—
	$\epsilon\%$	—	—	—	—	—	—	6

* После термической обработки.

Таблица VI. 2

Механические характеристики сплавов для
алюминиевых заклепок

Механические характеристики	Марки сплавов		
	АВГ1	Д18Г	В65Г
$\sigma_{Пч}$	30	30	40
σ_T	23	17	28
$\epsilon\%$	12	24	20

§ 2. ВЛИЯНИЕ УСЛОВИЙ ПОСТАНОВКИ НА РАБОТУ ЗАКЛЕПОК И БОЛТОВ

1. Постановка горячих заклепок и ее влияние на основной металл

Горячие заклепки ставятся в отверстия при температуре ярко-красного каления (700—800°); более низкая температура затрудняет осаживание стержня заклепки в отверстие. Закладная головка поддерживается специальным инструментом — поддержкой. Выступающий конец стержня заклепки формируется давлением клепальной машины или ударами клепального молотка в замыкающую головку; при этом материал стержня, находящийся в пластическом состоянии, осаживается, плотно заполняет отверстие и производит на его стенки давление. Для хорошего заполнения отверстия длина стержня между головками не должна быть слишком большой (не более 5 диаметров отверстия); в противном случае осаживание приходится производить одновременно как со стороны замыкающей, так и со стороны закладной головки, размеры которой в этом случае увеличиваются (по типу рис. VI.3, г) с тем, чтобы часть материала головки перешла в стержень. При остывании диаметр стержня заклепки уменьшается; вместе с тем уменьшается и диаметр отверстия, расширенного вследствие давления стержня заклепки при его осаживании и находящегося под действием сжимающих усилий со стороны окружающего отверстия более холодного металла.

Поэтому, несмотря на сокращение диаметра стержня заклепки, зазор между стержнем и поверхностью отверстия остается весьма малым;

при хорошей клепке он составляет всего 0,05—0,1 мм. При остывании сокращается и длина стержня заклепки; головки заклепки, которые при температуре ниже 500° являются уже достаточно жесткими, препятствуют сокращению стержня по длине заклепки, вследствие чего в нем появляется внутреннее натяжение, уравновешенное сжатием склепанных элементов от давления головок. Величина начального натяжения зависит от разности температур и скоростей остывания стержня заклепки и окружающего отверстия металла, который также нагревается жаром заклепки, а затем остывает.

Разность температур и скоростей остывания зависит от величины зазора между стержнем заклепки и поверхностью отверстия и увеличивается с увеличением зазора. При длинных заклепках вследствие более трудного осаживания этот зазор больше, а потому больше и начальные напряжения, которые при больших зазорах могут достичь предела текучести. При коротких заклепках плотность заполнения отверстия больше и вместе с тем меньше начальные напряжения, достигающие в этом случае примерно 1 200—1 500 кг/см².

Столь большое натяжение заклепок приводит к очень плотному стягиванию склепываемых конструктивных элементов и значительному развитию сил трения на поверхностях соприкасания их при перемещении одного элемента относительно другого. Благодаря силам трения усилие с одного элемента может перейти на другой непосредственно, что очень облегчает и улучшает работу заклепочного соединения. Таким образом, силы трения очень полезны, и всякие мероприятия, их уменьшающие, как, например, покрытие соприкасающихся поверхностей олифой (грунтовка) запрещены Техническими условиями изготовления конструкций. Для увеличения сил натяжения в заклепках из стали марок Ст. 2 и Ст. 3 важно выдержать заклепку под давлением клепальной машины или под ударами клепального молотка до температуры 600—650° (вишнево-красное каление), т. е. до температуры более низкой, чем температура распада аустенита (приблизительно 700°). Как было отмечено в § 3 главы II, в процессе остывания при температуре распада происходит увеличение объема, которое может ослабить натяжение. У низколегированных сталей температура распада аустенита — примерно 450°, в соответствии с чем заклепки из таких сталей должны быть выдержаны под давлением до температуры около 400°.

2. Особенности работы холодных заклепок

При холодной клепке стальных заклепок стержень заклепки вставляется в отверстие в холодном состоянии, после чего при сравнительно больших давлениях клепальной машины материал стержня переходит в пластическое состояние, плотно заполняет отверстие и распирает его. Одновременно образуется замыкающая головка заклепки, коготорой придается форма по рис. VI.4, а, б, в.

При холодной клепке температурных воздействий нет, а потому сохраняется плотное заполнение отверстия стержнем заклепки, что является основным отличием холодной клепки; нет также необходимости выдерживать заклепку под давлением, поэтому холодная клепка значительно более производительна, чем горячая. Зато начальные напряжения и силы трения между склепываемыми элементами получаются меньшими; они возникают от упругой отдачи склепываемых элементов, очень сильно сжатых клепальной машиной при формировании головки заклепки. Обычная величина начальных напряжений в холодных заклепках составляет 200—600 кг/см².

Алюминиевые заклепки ставятся всегда в холодном состоянии. Мягкость алюминия приводит к сравнительной легкости и скорости заполнения стержнем отверстия и формирования замыкающей головки, которой придается различная форма в зависимости от удобства ее образования и затраты металла (рис. VI.4). Весьма удобны головки в виде окаймляющего кольца, которые дают наиболее простое и плотное заполнение отверстия (рис. VI.4, з). Однако начальные натяжения алюминиевых заклепок незначительны. Для их повышения применяют искусственное натяжение стержня специальным приспособлением — пневматическим пистолетом-«заклепочником». Заклепочный стержень имеет большую длину и снабжен со свободного конца рифами (рис. VI.5, а).

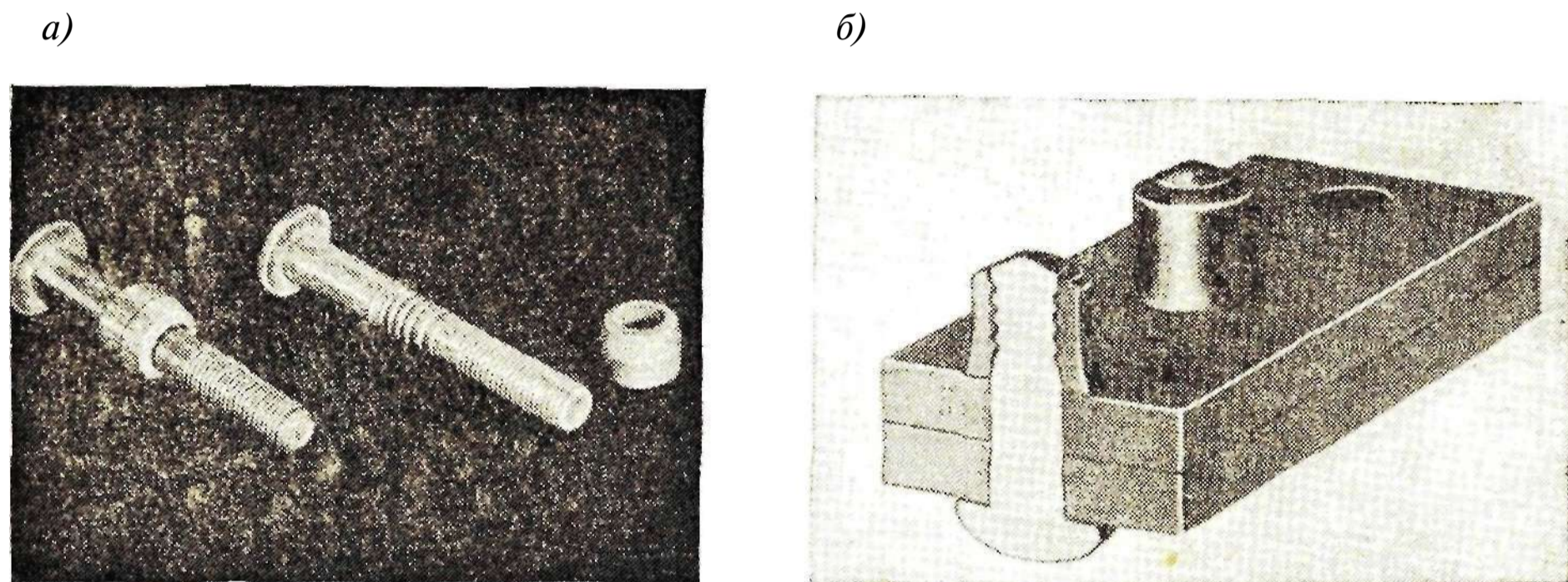


Рис. VI.5. Алюминиевые заклепки с искусственным натяжением

а — заклепки до постановки; б — поставленная заклепка

Стержень вставляют в отверстие и на него надевается кольцевая шапка. Заклепочник захватывает конец стержня и его натягивает, и в то же время, прижимая шапку к склепываемым деталям, расплющивает ее на рифах стержня, образуя вторую головку (рис. VI.5, б). Затем заклепочник отрывает выступающий конец стержня. Все операции происходят автоматически. В настоящее время таким заклепочником натягивают заклепки диаметром 8—12 мм. Натянутый стержень сильно стягивает склепываемые элементы, благодаря чему передача усилий происходит через трение, как в высокопрочных болтах.

3. Особенности работы болтовых соединений

В болтовых соединениях стержень болта с головкой забивают (при чистых болтах) или закладывают (при черных болтах) в отверстие и затягивают гайкой. Под гайку кладут шайбы (рис. VI.2). Гайки болтов делают из термически обработанной прочной стали. При затягивании гайки в стержне возникает начальное натяжение N_0 являющееся основой работы болтового соединения. Необходимо стремиться к максимальной величине начального натяжения, которая прежде всего определяется максимально возможным значением крутящего момента $M_{кр}$. При стандартной резьбе, но при достаточно грубой обработке нарезки, что обычно имеет место в строительных болтах, соотношение между начальным натяжением и крутящим моментом, согласно исследованиям Главстальконструкции, может быть дано в виде

$$M_{кр} = 0,5 d N_0, \quad (VI.1)$$

где d — диаметр болта.

Для высокопрочных болтов с качественной резьбой

$$M_{кр} = 0,2 d N_0.$$

При ручных ключах, даже длиной 1 200 мм, и при усилии двух рабочих можно получить начальное напряжение порядка 1 200 кг/см². При механических ключах можно получить значительно бóльшие крутящие моменты и начальные напряжения.

С другой стороны, начальное натяжение лимитируется пластическими деформациями в стержне болта. Начало пластичности при скручивании наступает при напряжении $\tau_T = 0,6 \sigma_T$, это дает для стали $\tau_T \approx 1\,400 \text{ кг/мм}^2$, что очень немного. Поэтому существенно важно повысить предел текучести материала стержня болта путем перехода к использованию сталей более высокой прочности, а в последнее время и путем холодной калибровки (наклепа) или термической обработки.

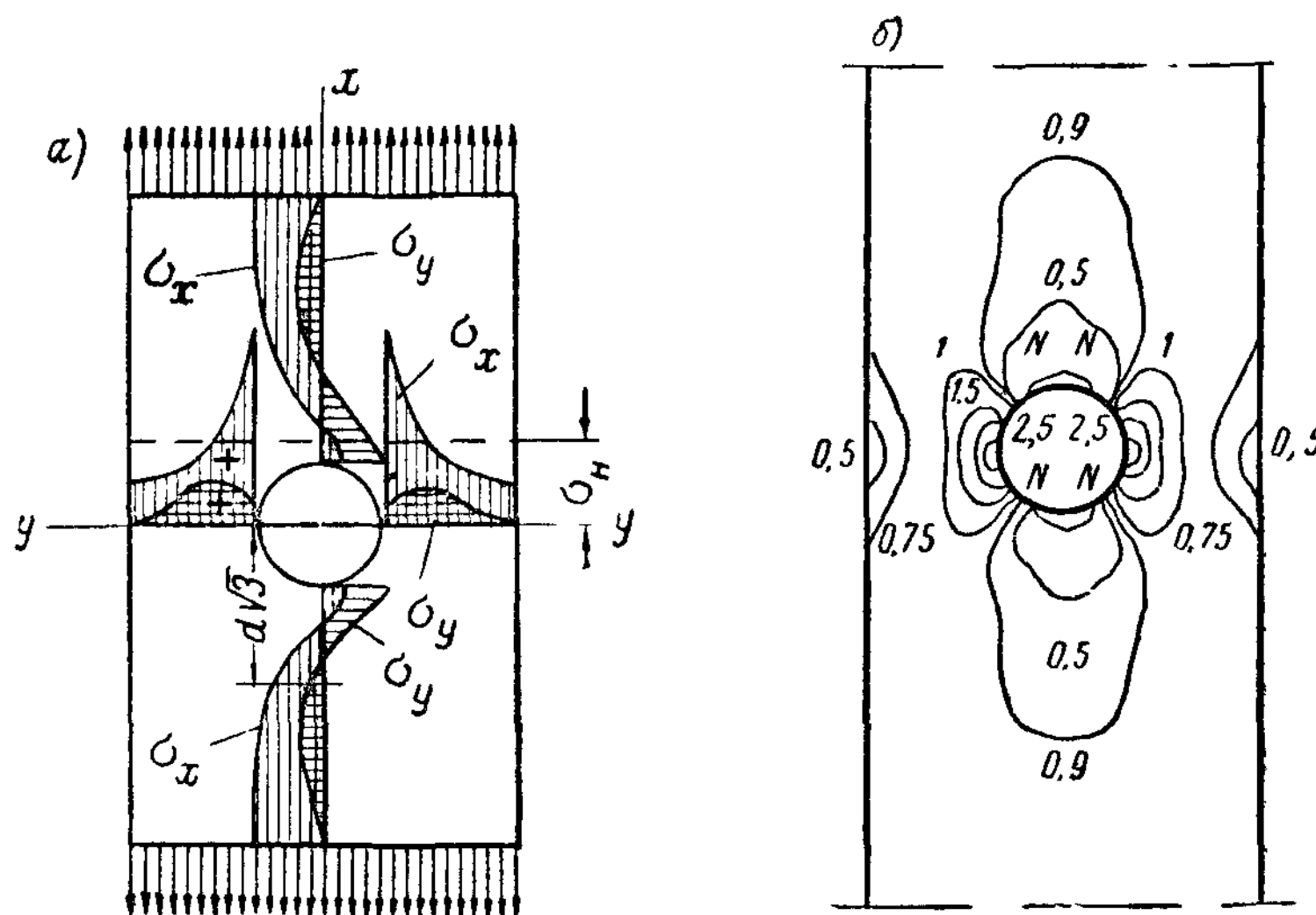


Рис. VI.6 Распределение напряжений вокруг отверстия для заклепки
а — эпюры напряжений по диаметральному сечению элемента; б — линии равных напряжений

При небольших начальных натяжениях в болтах гайки слабеют, и болтовые соединения от действия нагрузок расстраиваются. Поэтому гайки приходится от времени до времени подтягивать, что усложняет эксплуатацию сооружения. Во избежание отвертывания гаек либо ставят упругие шайбы (под гайки) или контргайки, либо прибегают к обварке гаек или расчеканке резьбы. Закрепление гаек нужно производить после подтяжки гаек, ослабевших в результате воздействия эксплуатационных нагрузок.

В болтовых соединениях передача поперечных усилий осуществляется в основном через трение.

Как уже было указано, для высокопрочных болтов применяется сталь с пределом прочности (после термической обработки) до 100 кг/мм², что дает касательное напряжение перехода в пластическую область $\tau_T \approx 60 \text{ кг/мм}^2$. Начальное натяжение доводится до 0,55 разрушающего усилия.

Начальные натяжения в болтовых соединениях вследствие высоких напряжений стержней могут релаксировать до 6%, что необходимо учитывать в расчете.

§ 3. РАБОТА ЗАКЛЕПОЧНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ

1. Работа заклепочных и болтовых соединений при статической нагрузке

а) Влияние отверстия на распределение напряжений в элементе. Наличие отверстия в заклепочном или болтовом соединении нарушает равномерное распределение напряжений в соединяемых элементах вследствие концентрации напряжений вокруг отверстия (рис. VI.6). Около отверстия наибольшие растягивающие напряжения σ_x получаются по поперечному диаметральному сечению элемента на краю отверстия и имеют величину $(2 \div 2,5) \sigma$, где σ — среднее напряжение; на краю элемента напряжение меньше среднего. Вместе с тем в этом сечении развиваются и поперечные напряжения σ_y того же знака, что и

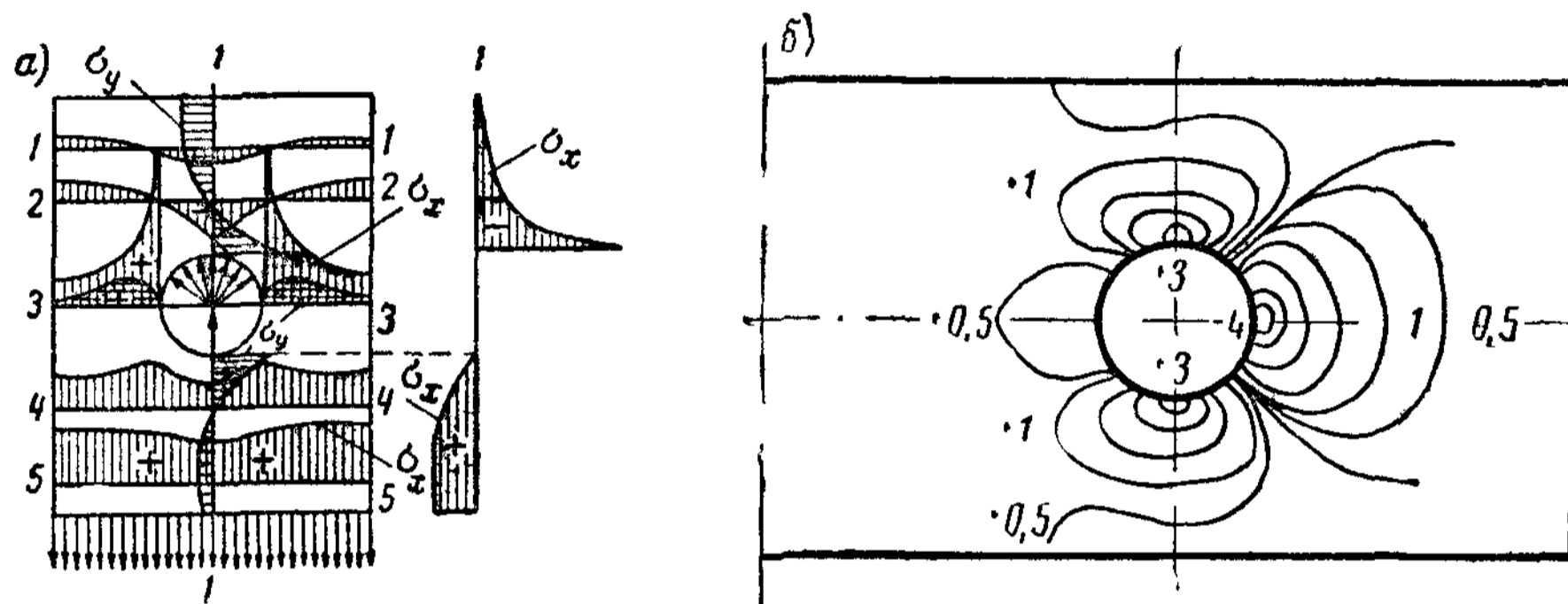


Рис. VI.7. Распределение напряжений вокруг отверстия с заклепкой или болтом
а — эпюры напряжений; б — линии равных напряжений

продольные, так что здесь располагается область однозначных напряжений, и материал становится склонным к хрупким повреждениям. По продольному диаметральному сечению располагается область пониженных напряжений.

б) Работа заклепки (болта) на смятие (выкол). При передаче усилия с заклепки или болта на поверхность отверстия спереди отверстия развиваются резко повышенные напряжения смятия σ_x (рис. VI.7, а), зависящие от разности диаметров отверстия и стержня. При разности 2 мм, что обычно имеет место в соединениях на черных болтах, коэффициент концентрации напряжений (отношение наибольшего напряжения к среднему) превышает 8; в заклепочных соединениях он достигает 5—6. Вдоль отверстия возникают поперечные сжимающие напряжения σ_y . Продольные напряжения σ_x по мере удаления от края отверстия убывают до нуля на краю склепываемого элемента; поперечные напряжения σ_y меняют знак и становятся растягивающими. Величина этих растягивающих напряжений зависит от расстояния между отверстием и краем элемента (по направлению усилия); при небольших расстояниях они получают весьма значительными, и тогда конец элемента между отверстием и краем работает как защемленная балка. По диагональным направлениям от отверстия получается область разнозначных напряжений (рис. VI.7, б), где ранее всего развиваются пластические деформации. По мере увеличения усилия, передающегося заклепкой или болтом, пластические деформации растут, происходят пластические сдвиги, и при относительно тонких листах и заклепках или болтах больших диаметров ($\delta < 0,6 d$) происходит выкол конца элемента по направлению

линий скольжения в пластической стадии материала (рис. VI. 8). Предельное сопротивление выколу, очевидно, зависит от расстояния между отверстием и концом склепываемого элемента и может быть принято равным

$$S = 2l\delta\tau_r$$

или при наименьшем сопротивлении материала

$$S = 2l\delta R_{cp}, \quad (VI.2)$$

где l — длина линии выкола;

δ — толщина склепываемого элемента;

τ_r — предельное касательное напряжение;

R_{cp} — расчетное сопротивление срезу материала склепываемого элемента.

Работа стержня заклепки или болта, соответствующая такому разрушению листа, условно называется работой соединения на смятие.

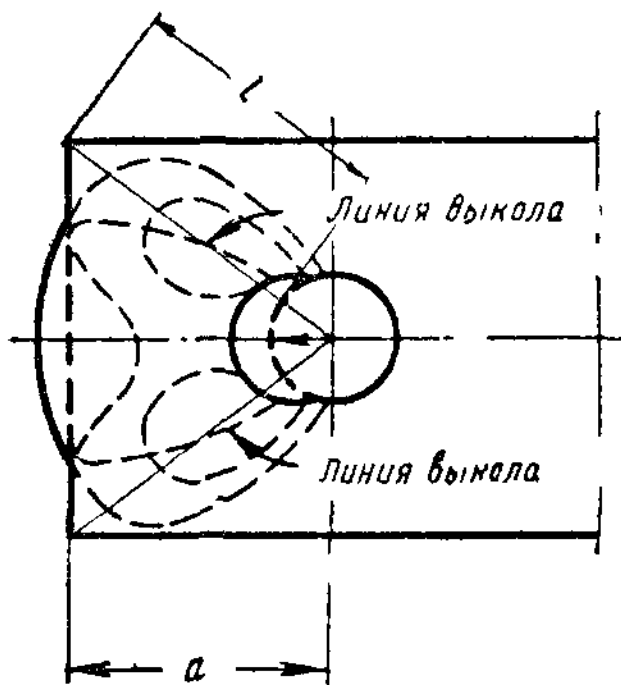


Рис. VI.8. Выкол листа перед заклепкой

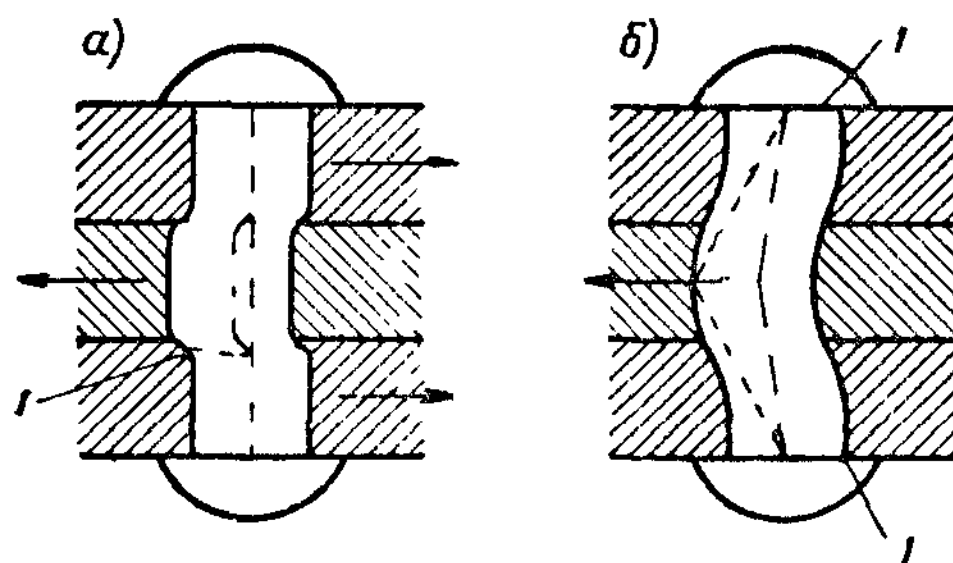


Рис. VI.9. Деформация двухсрезной заклепки

а — при мягком материале заклепки; б — при жестком материале заклепки; I — места начала разрушения

в) **Работа заклепки (болта) на срез.** При сравнительно тонких стержнях заклепок или болтов ($\delta > 0,6 d$) более опасно разрушение стержня от действия сдвигающих усилий (среза). Передача сдвигающих усилий между склепанными элементами вначале происходит через трение между элементами. Силы трения зависят от начальных натяжений и, будучи отнесены к площади сечения стержня заклепки, достигают: при заклепках из малоуглеродистой стали 400—1 200 кг/см²; при заклепках из низколегированной стали, имеющих обычно меньшие начальные напряжения, ~ 300—800 кг/см². Покрытие олифой трущихся поверхностей понижает силы трения до 150—300 кг/см². В болтовых соединениях силы трения зависят от затяжки болтов; коэффициент трения на одну поверхность соприкосновения может быть принят 0,35—0,5 в зависимости от состояния поверхности. Путем очистки поверхности пескоструйным аппаратом или жесткими щетками коэффициент трения может быть повышен до 0,44—0,76.

При передаче усилий через трение соединение работает как целое упругое тело. После преодоления сил трения происходит резкий сдвиг на величину зазора между поверхностью отверстия и стержнем заклепки или болта. В дальнейшем усилие в основном передается давлением поверхности отверстия на стержень заклепки или болта. В соответствии с перемещением элементов соединения при передаче усилия стержень изгибается, обминается выступающими частями перемещающихся элементов и сам их обминает (рис. VI. 9). Работа стержня существенно зависит от соотношения твердости материала стержня и соединяемых эле-

ментов. Если материал стержня мягче материала соединяемых элементов (что часто имеет место в заклепочных соединениях), преобладает местное обмятие стержня по толщине выступающего элемента, который врезается в стержень (рис. VI. 9, а). Стержень интенсивно течет, однако во входящих углах, где деформации затруднены, концентрируются напряжения, и здесь появляются области хрупкости. При достаточном продвижении элемента во входящих углах появляются трещинки, которые приводят к нарушению целостности стержня. Таким образом, можно сказать, что стержень срезается, а изгиб имеет лишь местное значение. Если же материал стержня тверже материала соединяемых элементов (что часто имеет место в болтовых соединениях), стержень обминает выступы соединяемых элементов и сам интенсивно изгибается (рис. VI. 9, б). Изгибу стержня препятствуют головки; поэтому в нем появляются растягивающие усилия и стержень течет. При весьма больших деформациях во входящих углах под головкой концентрируются напряжения, появляется трещина и головка отскакивает. Таким образом, в данном случае стержень разрушается от изгиба и растяжения. В первом случае работы соединения деформации меньше, чем во втором, но и в этом случае (при срезе стержня) они очень велики и измеряются миллиметрами.

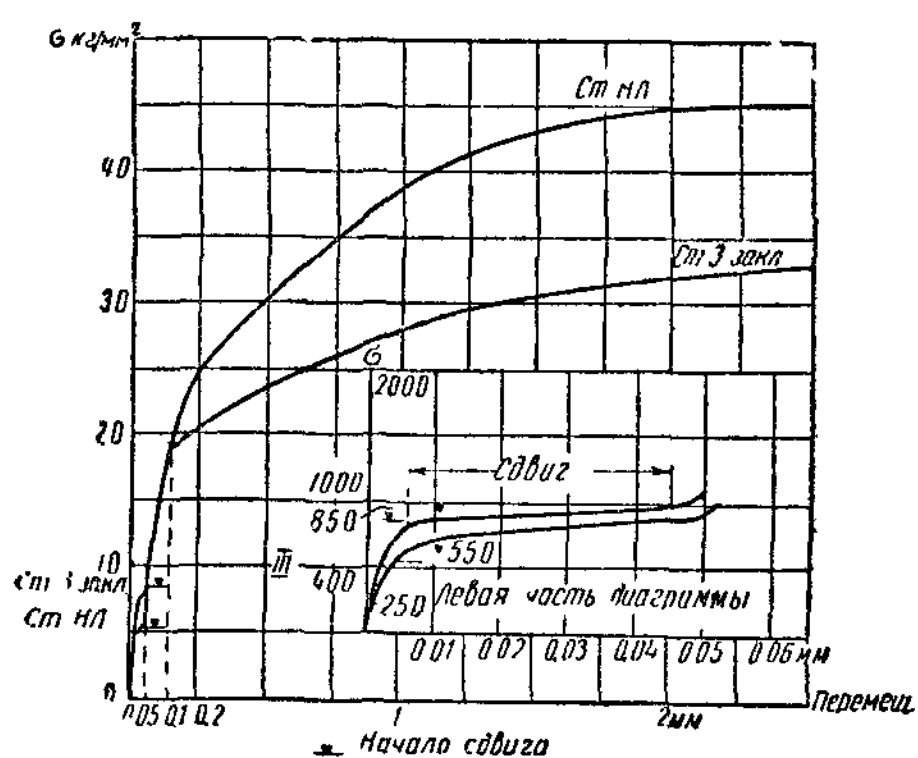


Рис VI.10. Диаграмма работы заклепки на срез

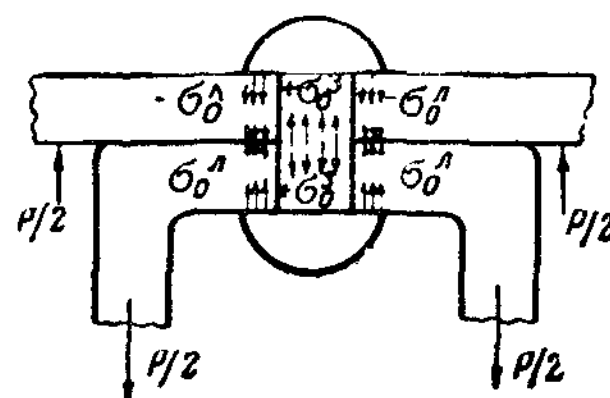


Рис. VI.11. Схема начальных напряжений в заклепочном соединении, работающем на отрыв

Изложенное хорошо выявляется на диаграмме работы заклепки (рис. VI.10). Сначала происходит упругая работа — передача усилий через трение. Затем появляется резкий сдвиг на величину зазора между стержнем и поверхностью отверстия, после чего начинается длительная область упруго-пластической работы — передачи усилия через стержень, его среза или изгиба, вплоть до разрушающего напряжения. Разброс величин разрушающего напряжения стержня достаточно велик; вообще говоря, оно меньше предела прочности материала стержня и может быть принято в соединениях группы В: для стержней из стали марок Ст. 2 закл. и Ст. 3 закл. 30—40 кг/мм² (в среднем 35 кг/мм²), для стержней из стали 09Г2 приблизительно 40 кг/мм². Предел текучести заклепочного соединения слабо выражен и обычно не учитывается.

В соединениях группы С предел прочности ниже на 15—20%.

Рассмотренная в настоящем пункте работа заклепки (болта) условно называется работой на срез.

г) **Работа заклепки (болта) на отрыв.** При передаче растягивающего усилия параллельно оси стержня заклепки или болта усилие прикладывается не к стержню, а к соединяемым элементам, благодаря чему последние несколько разъединяются (рис. VI.11); при этом уменьшаются напряжения сжатия по плоскостям соприкосновения от стягивания элементов, полученных в результате сил начального натяжения стержня

заклепки или болта, и вместе с тем несколько увеличивается толщина склепанного пакета.

Начальные натяжения как внутренние (собственные) усилия являются усилиями уравновешенными; при уменьшении одной составляющей, например сжатия по плоскостям соприкасания соединяемых элементов, уменьшается и другая — само начальное натяжение в стержне. Таким образом, если начальное усилие в стержне было N_0 и если P — внешняя сила, разъединяющая элементы и уменьшающая силы стягивания, то натяжение после приложения силы P будет равно

$$N'_0 = N_0 - (P - P_1), \quad (\text{VI.3})$$

где P_1 — часть внешней силы, затраченная на ослабление пакета и на увеличение его толщины; это усилие P_1 по мере ослабления пакета уменьшается и при полном разъединении соединяемых элементов становится равным нулю. Пренебрегая величиной P_1 как весьма малой по сравнению с P , получим

$$N'_0 = N_0 - P. \quad (\text{VI.4})$$

Таким образом, начальное натяжение при действии силы P уменьшается на величину P и полное усилие в стержне $N = N'_0 + P = N_0$ сохраняет постоянную величину, равную начальному натяжению, несмотря на действие силы P . При $P = N_0$ усилие в стержне

$$N = N_0 = P; \quad (\text{VI.5})$$

далее усилие N увеличивается в соответствии с увеличением силы P .

Все сказанное очень хорошо подтверждается на опытной диаграмме удлинения стержня заклепки или болта при увеличении силы P (рис. VI.12). Пока $P < N_0$, удлинение совершенно ничтожно и зависит только от увеличения толщины пакета; когда $P > N_0$, происходит упругое удлинение стержня в соответствии с величиной силы P .

Таким образом, начальное натяжение не ослабляет работы стержня; разрушение стержня наступает тогда, когда напряжение от силы P достигает предела прочности материала стержня.

Пока $P < N_0$, соединение работает совершенно слитно и деформации соединения почти не проявляются. Отсюда ясна вся важность возможно большего увеличения начального натяжения.

Рассмотренный вид работы условно называется работой заклепки или болта на отрыв.

В соединениях на высокопрочных болтах первая часть диаграммы до преодоления сил трения занимает всю область работы соединения; далее следует весьма протяженный сдвиг, отвечающий большому зазору между болтом и поверхностью отверстия, и дальнейшая область работы болта на срез, которая в конструкции не используется (рис. VI.13).

Работа алюминиевых заклепок аналогична работе стальных, только вследствие мягкости алюминия протяженность сдвигов значительно больше, поскольку заклепки ставят в холодном состоянии и преодоление сил трения происходит при очень низких усилиях и при отсутствии на этом уровне площадки сдвига. Работа искусственно натянутых заклепок аналогична работе высокопрочных болтов. Соединения на заклепках из алюминиевых сплавов не применяются при работе на отрыв (за исключением заклепок, имеющих искусственное натяжение).

д) Работа соединения при наличии нескольких заклепок (болтов) в ряду. В длинном соединении при расположении в продольном ряду

нескольких заклепок или болтов (рис. VI.14) усилия с одного элемента на другой в первый период работы передаются при помощи трения (независимо от работы заклепок или болтов) пропорционально сдвигам в данном сечении одного элемента относительно другого. Нетрудно видеть, что эти смещения не одинаковы по длине соединения, так как напряжения в каждом элементе меняются по длине, уменьшаясь по мере перехода усилия на другой элемент. Взаимные сдвиги элементов пропорциональны разности удлинений или напряжений смежных элементов.

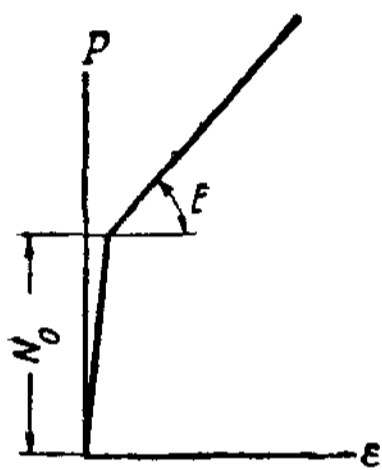


Рис. VI.12. Диаграмма работы заклепки или болта на отрыв

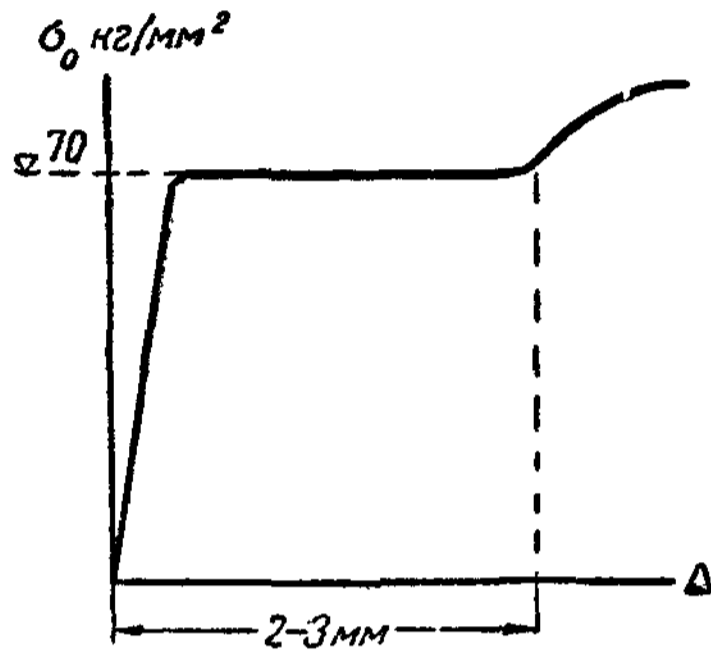


Рис. VI.13. Диаграмма работы высокопрочного болта

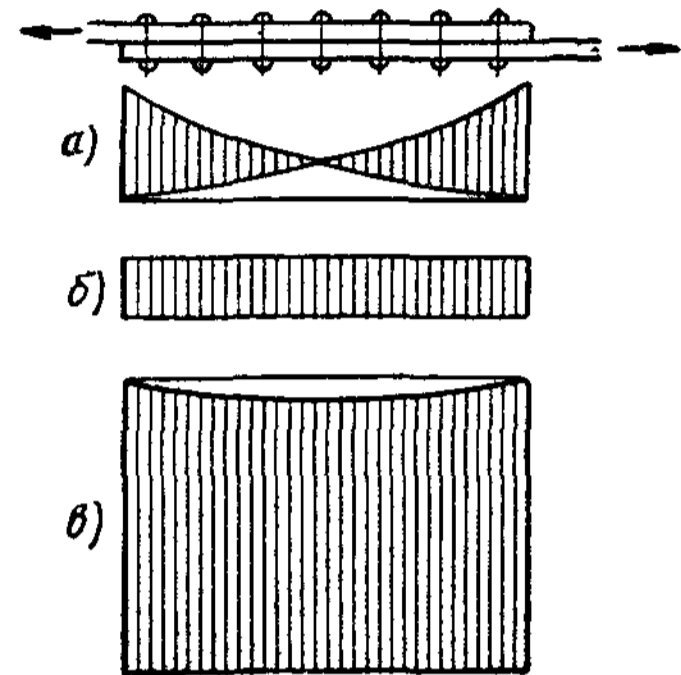


Рис. VI.14. Распределение усилия между заклепками по длине соединения

a — разность упругих смещений;
б — общий сдвиг, *в* — суммарная эпюра

Наибольшая разность получается на концах соединения; посередине она меньше, а при одинаковых элементах равна нулю. Соответствующим образом, пропорционально разностям сдвигов передаются усилия при помощи трения (рис. VI.14, *a*).

Когда трение оказывается преодоленным, происходит общий сдвиг одного элемента по другому (рис. VI.14, *б*). Если зазоры между поверхностями стержня и отверстия невелики (что имеет место в заклепочных соединениях), то можно считать, что все стержни одновременно вступают в работу и в дальнейшем усилие между ними распределяется равномерно. Поскольку пластические сдвиги в заклепочных соединениях очень велики, неравномерность работы заклепок при этом выравнивается, в конечном счете заклепочное соединение подходит к моменту разрушения с выравненными усилиями (рис. VI.14, *в*); действительно все заклепки в заклепочном соединении разрушаются одновременно.

В обычных болтовых соединениях, особенно на черных болтах, зазоры между поверхностями стержня болта и отверстия достаточно велики и различны; поэтому при сдвиге стержни болтов соприкасаются с поверхностями отверстий в разное время. Стержни, которые первыми приходят в соприкосновение с поверхностью отверстия, начинают очень интенсивно работать, и в них развиваются значительные пластические деформации; перенапряженные болты становятся менее работоспособными, и усилие передается на другие болты, которые, таким образом, догоняют первые (рис. VI.15). В результате при больших пластических деформациях усилия между болтами выравниваются. Деформации болтового соединения в пластической стадии настолько велики, что даже черные болты приходят к моменту разрушения с выравненными усилиями и разрушаются одновременно.

2. Работа заклепочных и болтовых соединений при повторных нагрузках

а) Работа соединения при повторных нагрузках с перерывами. Если заклепочное или болтовое соединение довести до развития пластических деформаций (после преодоления сопротивлений трения F) и затем произвести разгрузку (рис. VI.16, а),

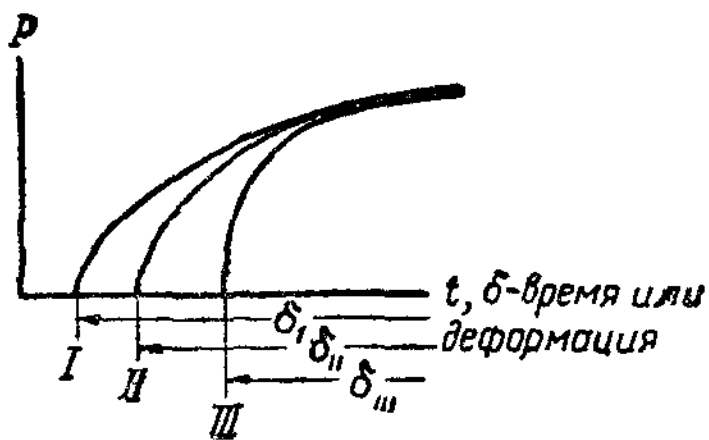


Рис. VI.15. Схема работы болтов при одновременном подходе их стержней к поверхности отверстий

I—III—болты, имеющие различные зазоры

то сначала, пока не будет преодолено сопротивление трению в обратном направлении, разгрузка происходит по упругому закону, но не на величину F , как при первой нагрузке, а на величину $2F$. Это различие зависит от природы сухого трения (без смазки), являющегося результатом того, что неровности поверхностей двух соприкасающихся тел препятствуют смещению одного тела относительно другого (рис. VI.16, б, I). Для преодоления этого сопротивления необходимо внешнее усилие, которое деформирует эти неровности и придает им форму, более благоприятную для сдвига. При силе F деформации достигают величин, при которых сдвиг становится возможным (рис. VI.16, б, II).

В таком деформированном состоянии неровности подходят к моменту разгрузки. При разгрузке нужно прежде всего погасить имеющиеся место деформации неровностей, получившиеся в результате предыдущей нагрузки; для этого необходима обратная сила F (рис. VI.16, б, III). Затем необходимо вызвать деформации неровностей в обратном направлении для возможности обратных сдвигов, для чего вторично необходима сила F (рис. VI.16, б, IV); таким образом, при разгрузке сопротивления трению будут преодолены при силе $2F$, после чего, если усилие начала разгрузки превышает $2F$, начинаются пластические деформации разгрузки. При вторичной нагрузке сопротивления трению будут преодолены также при силе $2F$, так как для возможности сдвига необходимо прежде погасить деформации обратного знака, оставшиеся после предыдущей разгрузки. После преодоления сил трения начинаются пластические деформации вторичной нагрузки. Если величины нагрузок ограничить определенными значениями напряжений σ или деформаций δ , получается замкнутая петля гистерезиса циклической работы соединения. Очевидно, что петля может получиться лишь в том случае, когда внешнее воздействие больше $2F$. Величина $2F$ представляет собой довольно большие усилия; как было отмечено, она соответствует напряжениям до 2000 кг/см^2 для заклепок из стали марок Ст. 2 закл. или Ст. 3 закл. и до 1000 кг/см^2 для заклепок из низколегированной стали.

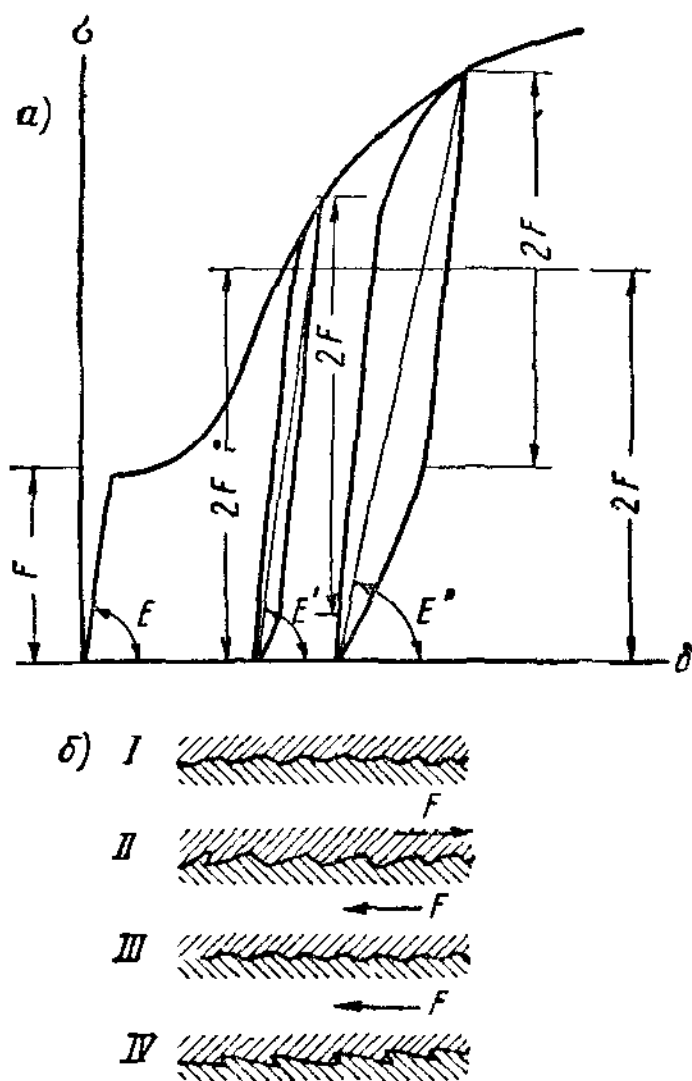


Рис. VI.16. Работа заклепочного или болтового соединения при повторных нагрузках
а — диаграмма работы; б — схема перемещений двух полос при наличии сухого трения

обычно при повторных загрузках во время эксплуатации напряжения от внешних нагрузок имеют меньшие амплитуды изменений; поэ-

тому обычно после первых загрузений заклепочные соединения передают усилия при помощи трения и работают, как упругие, без дальнейшего возрастания деформаций. Если при наличии петли гистерезиса фиксировать только начальные и конечные точки деформаций, то также получается впечатление упругой работы (деформации не возрастают); однако приведенный модуль деформаций оказывается при этом значительно меньше упругого модуля и соединение получается более податливым (рис. VI.16, а).

б) Работа соединения при вибрационной нагрузке. При непрерывной повторной (вибрационной) нагрузке получается более раннее разрушение заклепочного или болтового соединения от явления усталости. Поскольку работа заклепочных и болтовых соединений связана с образованием многочисленных мест концентрации напряжений, вибрационная прочность таких соединений получается более низкой, чем вибрационная прочность основного металла вне очагов концентрации, и предел усталости соединения достигается раньше при меньшем числе циклов — обычно $2 \cdot 10^6$ (рис. VI. 17).

Обстоятельством, понижающим вибрационную прочность листа, является наличие отверстий.

При небольших пластических деформациях, характерных для вибрационной работы, выравнивание усилий между заклепками не имеет места; поэтому лист разрушается по диаметральному сечению крайнего отверстия, где действуют наибольшие растягивающие напряжения. Изменение усилий при вибрационной нагрузке обычно меньше величины сопротивления трению; поэтому соединение работает как слитное, без сдвигов одного листа по другому, и вибрационная прочность листа с отверстиями в заклепочном или болтовом соединении получается приблизительно такой же, как обычного листа с незаполненными отверстиями. Различное состояние поверхности отверстия в заклепочных соединениях групп В и С влияет на вибрационную прочность незначительно ($\sim 10\%$). Вибрационная прочность при полных асимметричных циклах ($0 - \sigma_{\max}$) получается для листа из стали 3 около $15 - 16 \text{ кг/мм}^2$, а для листа из низколегированной стали около $17 - 18 \text{ кг/мм}^2$; при полных симметричных циклах (предел усталости) — около $10 - 12 \text{ кг/мм}^2$. Ту же величину предела усталости имеют и листы из низколегированной стали с отверстиями.

В более редких случаях от усталости разрушаются заклепочные или болтовые стержни. Они разрушаются в местах концентрации напряжений, т. е. в месте примыкания стержня к головке или в средней части стержня у обмятия его выступающим листом; при этом разрушаются крайние стержни. Разрушение стержней происходит тогда, когда они перегружены, а также при пониженных начальных напряжениях и малых силах трения, когда амплитуда изменения усилий превосходит величину $2F$ (рис. VI.16, б). Тогда при каждом цикле происходят сдвиги соединенных элементов; при этом заклепочные или болтовые стержни заметно изгибаются, получают пластические деформации изгиба или обмятия и в конце концов разрушаются. Величина вибрационной прочности такого соединения имеет большое рассеяние, так как она зависит от крайне разнообразных факторов: усилия, передающегося на стержень; величины зазора; величины начального натяжения; силы трения и вели-

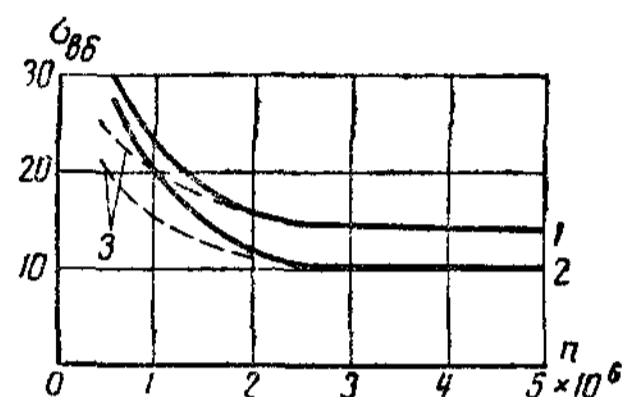


Рис. VI 17. Кривые вибрационной прочности полос с отверстиями из стали марки Ст. 3

1 — асимметричный цикл, 2 — симметричный цикл, 3 — кривые повреждений

чины сдвигов и пр. Так, в соединениях группы В вибрационная прочность стержня заклепки из стали 3 составляет: при полном асимметричном цикле ($0 - \sigma_{\text{макс}}$) $14-18 \text{ кг/мм}^2$; при полном симметричном цикле (предел усталости) $9-12 \text{ кг/мм}^2$. Для заклепок из низколегированной стали значения вибрационной прочности примерно такие же. Заклепочные соединения группы С при вибрационных воздействиях не допускаются. Вибрационная прочность высокопрочных болтов несколько больше, чем заклепок. Зависимость вибрационной прочности от числа циклов получается обычного гиперболического типа (рис. VI.17).

Предел усталости заклепочного соединения из алюминиевых сплавов (Д18Т) составляет $\sim 12 \text{ кг/мм}^2$ (при 5×10^6 циклах).

§ 4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЗАКЛЕПОЧНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Размещение заклепок и болтов

Размещение заклепок или болтов зависит от условий их постановки, типа и плотности соприкасания соединяемых элементов, а также от безопасности передачи усилий заклепками и болтами.

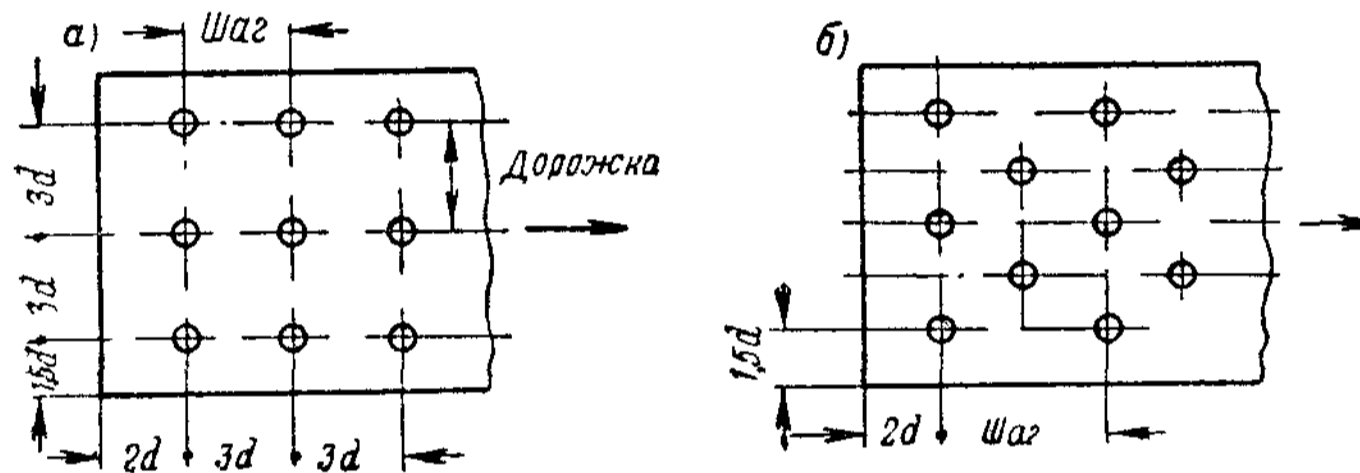


Рис. VI 18. Размещение отверстий в листах (наименьшие расстояния)

а — рядовое; б — шахматное

Заклепки и болты располагаются по определенным прямым линиям, называемым **р и с к а м и**.

Расстояние между двумя параллельными рисками называется **д о р о ж к о й**; расстояние между двумя смежными по риске отверстиями — **ш а г о м** (рис. VI.18).

Минимальное расстояние от центра крайнего отверстия до края прикрепляемого элемента по направлению действия силы принимается из условия безопасности выкола равным $2d$ (где d — диаметр отверстия); в перпендикулярном направлении — из условия появления чрезмерных перенапряжений $1,5d$. Минимальное расстояние между двумя смежными заклепочными отверстиями по той же причине принимается равным $3d$; в болтовых соединениях это расстояние увеличивается до $3,5d$ из условия возможности заворачивания гайки. Если заклепочные отверстия сверлятся по специальным направляющим — кондукторам (см. § 5 главы VII), наименьшее расстояние между заклепками должно быть увеличено до величины $e = 2,15(d + 10) \text{ мм}$. Максимальный шаг зависит от требуемой плотности соединения (рис. VI.19); по крайним рядам (рискам) он меньше, чем по средним. Максимальное расстояние между центрами отверстий по крайним рядам равняется $8d$ или 12δ , где δ — наименьшая толщина склепываемых элементов. В средних рядах оно может быть увеличено до $16d$ или 24δ в растянутых элементах и до $12d$ или 18δ — в сжатых. В сжатых стержнях заклепки должны быть поставлены чаще

из-за опасности потери устойчивости гибкими элементами (листами) между заклепками.

Заклепки разделяются на рабочие, передающие усилия в стыках или прикреплениях, и связующие, сплавивающие между собой отдельные конструктивные элементы. Рабочие заклепки для сокращения длины прикрепления располагаются на расстояниях, близких к минимальным; связующие для уменьшения числа заклепок — на расстояниях близких к максимальным.

Расположение отверстий может быть рядовое и шахматное (рис VI.18), причем рядовое, как более простое, применяется чаще. Если заклепки размещаются на двух близких друг к другу рисках, они располагаются в полушаг.

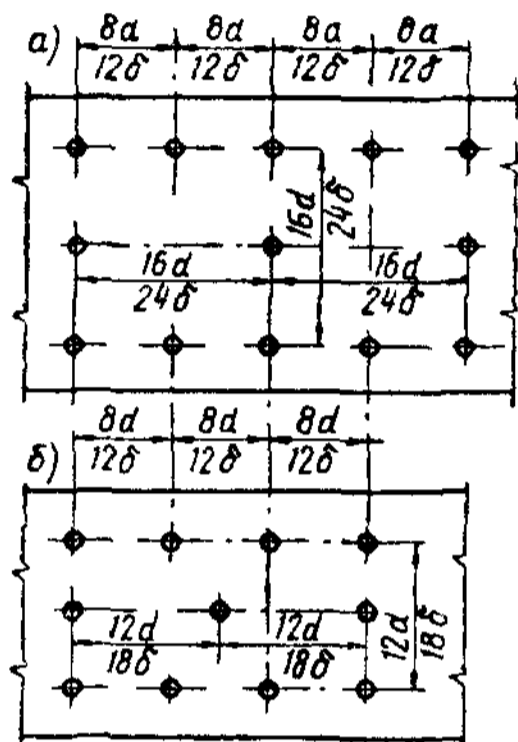


Рис. VI.19. Наибольшие расстояния между отверстиями в листах

a — в растянутых элементах; b — в сжатых элементах

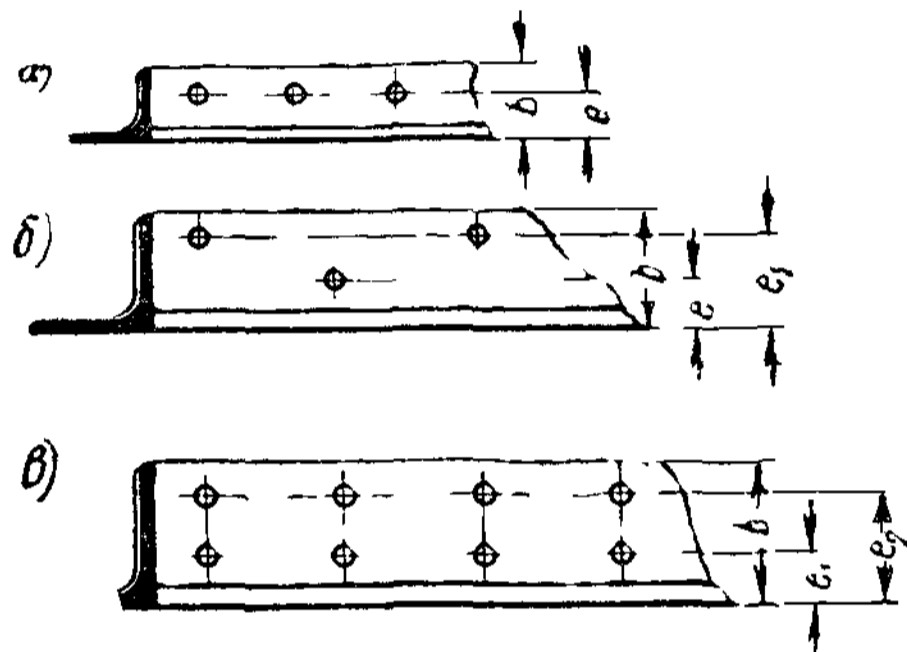


Рис. VI.20. Расположение отверстий на полках уголков

Расположение отверстий на фасонном металле (уголках, швеллерах, двутаврах) должно быть увязано с размером профиля и диаметром отверстий.

На полках уголков заклепки располагаются: при ширине полки до 125 мм — на одной риске (рис. VI.20, а); при большей ширине полки — в зависимости от размера полки и диаметра заклепок, а также от конструктивного решения по двум близко расположенным рискам с шахматным расположением отверстий (рис. VI.20, б) или в два ряда с расстоянием между рисками не менее $3d$ — обычно при меньшем диаметре заклепок (рис. VI.20, в). На смежных полках небольших уголков заклепки располагаются в полушаг. Диаметр отверстия должен быть не более $\frac{1}{3}$ ширины полки в свету. Расположение рисок на уголках диктуется возможностью устройства стыка уголков при помощи уголковой накладкой (рис. VI.23) или плоских накладок, а также другими производственными обстоятельствами. Рекомендуемые риски расположения заклепок на полках уголков указаны в табл. VI.3. Аналогичными соображениями продиктовано и расположение рисок на полках швеллеров и двутавров. Риски для болтов располагаются с учетом возможности размещения гайки с шайбой на плоской части полки и заворачивания гайки торцовым или открытым ключом. Наружный диаметр торцового ключа равен примерно $2,5 d$, открытого — примерно $4-4,5 d$.

Таблица VI.3

Рекомендуемые риски расположения заклепок на уголках
(размеры в миллиметрах)

Однорядные уголки			Двухрядные уголки							
			с шахматным расположением отверстий				с рядовым расположением отверстий			
полка уголка	риска e	наибольший диаметр отверстия	полка уголка	риска e_1	риска e_2	наибольший диаметр отверстия	полка уголка	риска e_1	риска e_2	наибольший диаметр отверстия
56	30	17	125	55	90	23	—	—	—	—
63	35	20	140	60	100	23	—	—	—	—
70	40	20	160	70	120	26	160	60	130	23
75	40	23	180	70	140	26	180	70	140	23
80	45	23	200	80	160	26	200	80	160	26
90	50	23	220	90	180	26	220	90	180	26
100	55	23	250	120	200	29	250	90	180	29
110	60	26	—	—	—	—	—	—	—	—
125	70	26	—	—	—	—	—	—	—	—

2. Типы заклепочных и болтовых соединений

Заклепочные соединения конструируются как соединения в стык, когда соединяемые элементы находятся в одной плоскости и перекрываются накладками (рис. VI.21), и внахлестку, когда один стыкуемый элемент непосредственно положен на другой. Прикрепления элементов на заклепках обычно конструируются по принципу соединения внахлестку (рис. VI.22). При конструировании стыков необходимо стремиться к непосредственному перекрытию стыкуемых элементов. Если усилие передается на стыкуемый элемент через промежуточный нерабочий эле-

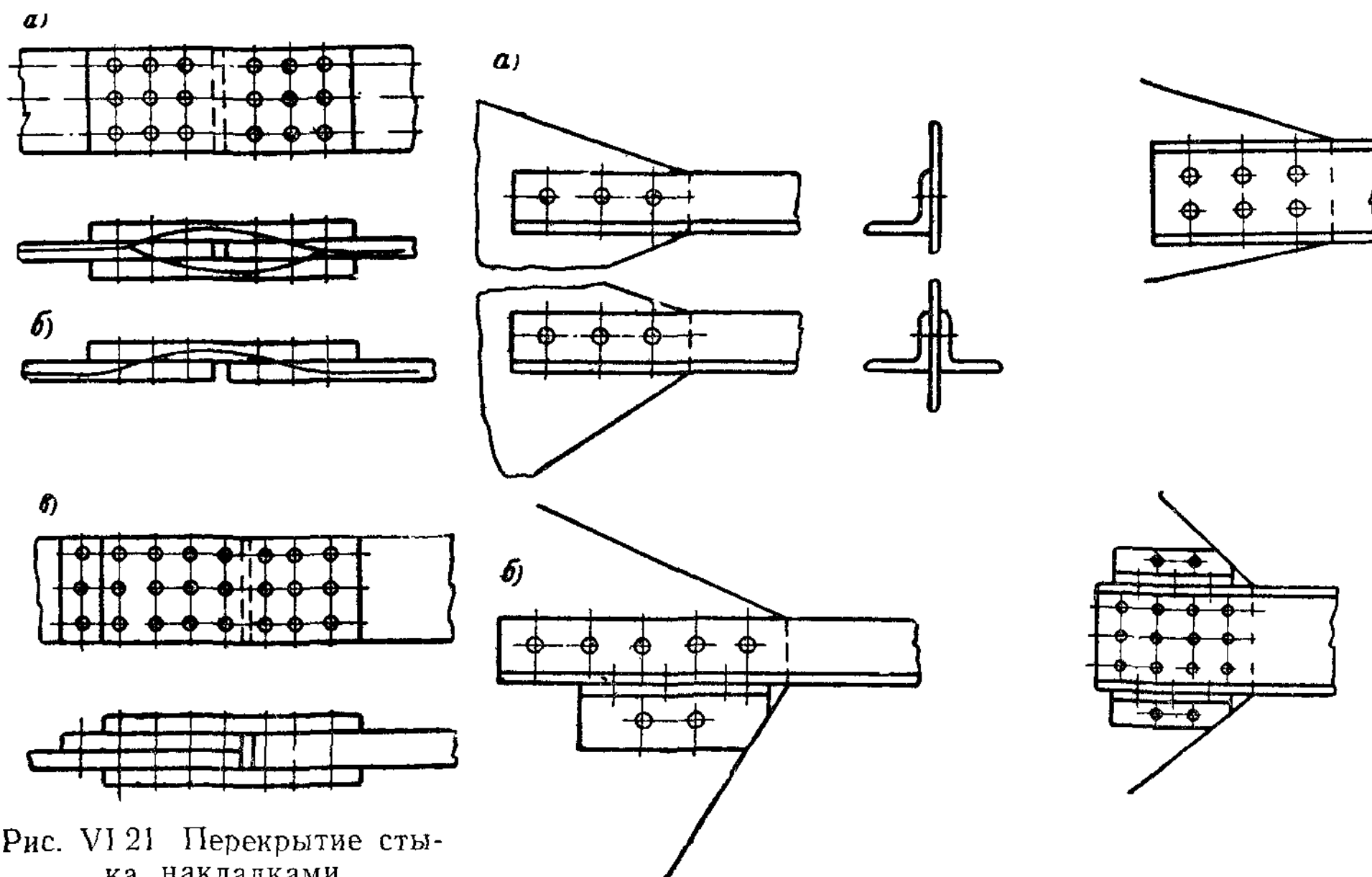


Рис. VI.21 Перекрытие стыка накладками

a — двухсторонними; *б* — односторонними; *в* — двухсторонними, при разной толщине листов

Рис. VI.22. Прикрепление уголков и швеллеров внахлестку

мент, заклепки изгибаются и работают хуже. В расчете это учитывается увеличением числа заклепок на 10% (рис. VI.21, в).

Накладки, перекрывающие соединение в стык, могут быть двухсторонними и односторонними. Двухсторонние накладки (рис. VI.21, а) рациональнее односторонних, так как при таких накладках передача усилия происходит без значительных эксцентриситетов. Одностороннее перекрытие (рис. VI.21, б) применяется тогда, когда вторая сторона элемента недоступна. При одностороннем перекрытии появляются существенные эксцентриситеты, которые перенапрягают гибкие (тонкие) элементы (например, листы). Поэтому одностороннее перекрытие следует применять только тогда, когда стыкуемый элемент жесткий (например,

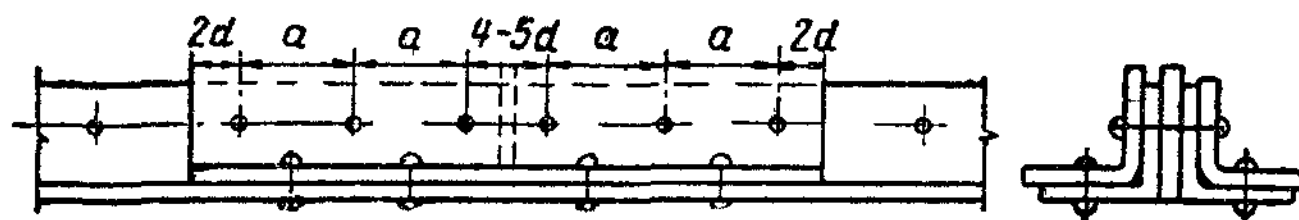


Рис. VI.23. Стык уголка

швеллер или уголок) или когда он скреплен с жестким элементом. В противном случае при одностороннем перекрытии необходимое по расчету число заклепок увеличивается на 10%. При различной толщине стыкуемых элементов толщина их выравнивается за счет прокладки (рис. VI.21, в), которую для большей равномерности работы несколько выпускают за пределы стыковой накладки. Стык уголков обычно перекрывается уголковой накладкой, расположенной с внутренней стороны уголка и соединяемой со стыкуемыми уголками по двум полкам. Для возможности плотного прилегания обушок уголковой накладки скашивают (рис. VI.23).

При прикреплении внахлестку жесткого элемента (уголка, швеллера) заклепки обычно ставятся только по прилегающей к элементу при крепления стороне профиля (рис. VI.22, а). Если число заклепок очень велико, из-за чего увеличивается длина прикрепления, можно использовать выступающие полки и прикрепить профиль дополнительными коротышами (рис. VI.22, б). Заклепки, прикрепляющие коротыши, передают усилие через выступающие полки, вследствие чего сдвиги у заклепок коротыша получаются большими. Чтобы парализовать это явление, нужно более прочно соединить коротыш с соединяемыми элементами. Для этого число заклепок на одной из полок коротыша увеличивают против расчета в 1,5 раза. При одностороннем прикреплении жесткого элемента к гибкому, например к одиночному листу, число заклепок увеличивается на 10%.

§ 5. РАСЧЕТ ЗАКЛЕПОЧНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

1. Расчет заклепочных и болтовых соединений на осевые силы

а) **Расчет заклепок и болтов на срез.** Разрушающее напряжение стержня заклепки в соединениях группы В при работе заклепки на срез составляет для заклепок из стали марок Ст. 2 закл. и Ст. 3 закл. примерно 35 кг/мм^2 , а для заклепок из стали 09Г2 приблизительно 42 кг/мм^2 , что дает коэффициент перехода от разрушающего напряжения: для стали марки Ст. 3 закл. около 0,9 и соответственно для низколегированной стали марки 09Г2 — около 0,85. Пределы текучести в работе заклепочного стержня четко не выявляются, поэтому указанные коэффициенты пе-

рехода экстраполируются и на предел текучести. Коэффициенты однородности для заклепочных стержней берутся такими же, как для обычного металла, что дает значения расчетного сопротивления срезу (в соединениях группы В): заклепок из стали марок Ст. 2 закл. и Ст. 3 закл. — 18 кг/мм^2 , а заклепок из стали марки 09Г2 — 22 кг/мм^2 .

В соединениях группы С разрушающее напряжение стержня заклепки меньше на 15—20%, что дает для заклепок из стали марок Ст. 2 закл. и Ст. 3 закл. расчетное сопротивление срезу 14 кг/мм^2 . Заклепки из низколегированной стали 09Г2 в соединениях группы С не применяются.

Болтовые соединения вследствие больших зазоров работают менее равномерно, поэтому величины расчетных сопротивлений для болтовых соединений снижаются на 10% для чистых болтов и на 35% для черных. Это дает расчетные сопротивления срезу чистых болтов: из стали 3 — 17 кг/мм^2 , из стали 5—18 кг/мм^2 , из стали 09Г2—20 кг/мм^2 , из стали 14Г2 — 22 кг/мм^2 и черных болтов из стали 3 — 11 кг/мм^2 . Высокопрочные болты на срез не работают.

При рассмотрении работы заклепочных соединений на срез следует различать заклепки односрезные и многосрезные. Число срезов определяется числом плоскостей сдвига объединяемых элементов друг относительно друга (см. рис. VI.9). Предполагается, что сопротивления плоскостей сдвига (среза) при работе заклепки суммируются, в соответствии с чем k -срезная заклепка в k раз мощнее односрезной. Это предположение оправдывается на опыте при симметричном расположении усилий и при не очень большом четном числе срезов.

Сопротивление одной плоскости среза заклепки

$$N_{\text{ср}}^{\text{закл}} = \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}}, \quad (\text{VI.6})$$

где d — диаметр заклепки (отверстия);

$R_{\text{ср}}^{\text{закл}}$ — расчетное сопротивление заклепки срезу, зависящее от материала заклепки и группы соединения.

Число срезов $n_{\text{ср}}$ должно быть достаточным для восприятия расчетного усилия N , т. е.

$$n_{\text{ср}} \geq \frac{N}{N_{\text{ср}}^{\text{закл}}} = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}}}. \quad (\text{VI.7})$$

Если заклепки k -срезные, то число заклепок

$$n_{\text{закл}} = \frac{n_{\text{ср}}}{k}. \quad (\text{VI.8})$$

Очень часто в сложных заклепочных соединениях число срезов в разных заклепках различно; поэтому целесообразно определять число срезов, а не число многосрезных заклепок, и потом распределять срезы в соответствии с конструктивным решением.

Расчет обычных болтов на срез производится аналогично расчету заклепок по формулам (VI.6) — (VI.8).

Соединение на высокопрочных болтах работает по существу на трение. Число болтов в стыке или прикреплении может быть определено из условия равнопрочности прикреплению передаваемому усилию по формуле

$$nn_f N_b f \geq S. \quad (\text{VI.9})$$

Здесь n — число высокопрочных болтов;

- n_f — число плоскостей трения в стыке или прикреплении;
 N_0 — усилие предварительного натяжения болта;
 f — коэффициент трения между прилегающими поверхностями, принимаемый: после очистки огневыми щетками или пескоструйным аппаратом — 0,42 и металлическими щетками — 0,35; при отсутствии очистки — 0,25;
 S — передаваемое усилие.

Усилие предварительного натяжения болта принимается

$$N_0 = 0,55 \sigma_{пч} F_{нт}, \quad (VI.10)$$

где $\sigma_{пч}$ — предел прочности материала болта (после термической обработки);

$F_{нт}$ — площадь нетто болта (по резьбе).

б) **Расчет заклепок и болтов на смятие.** Фактическим разрушением соединения при работе заклепок на смятие, как было отмечено в § 3 настоящей главы, является выкол материала склепываемого элемента на протяжении от крайнего заклепочного отверстия до конца элемента. При этом сопротивление элемента

$$S = 2l \delta R_{ср}, \quad (VI.11)$$

где l — длина выкола;

δ — толщина элемента;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление материала элемента срезу.

Величина l зависит от расстояния a от центра заклепки до конца элемента и несколько меньше расстояния по диагонали от центра отверстия до конца элемента; таким образом:

$$l < 1,4a - \frac{d}{2},$$

где d — диаметр отверстия. По правилам размещения заклепок a берется равным $2d$; тогда длина выкола l близка размеру a и

$$S = 2a \delta R_{ср} = 4d \delta R_{ср}.$$

Принимая по III теории прочности $R_{ср} = \frac{R}{2}$, получаем

$$S = d \delta \cdot 2R. \quad (VI.12)$$

Величина $d\delta$ является условной площадью передачи усилия стержнем заклепки на стенку отверстия, равной диаметральному сечению стержня по толщине элемента. Таким образом, заклепку можно рассчитывать на смятие по условной площади $d\delta$ при условном расчетном сопротивлении $R_{см} = 2R$ и сопротивление заклепки смятию принимать равным

$$N_{см}^{закл} = d \delta \cdot 2R = d \delta R_{см}. \quad (VI.13)$$

Приведенный условный метод расчета, принятый в наших нормах, может применяться только при соотношении $a \geq 2d$

Таким образом, $R_{см}$ зависит не от материала заклепки, а от материала склепываемых элементов. Для заклепок в соединениях группы В при элементах из малоуглеродистых сталей $R_{см} = 42 \text{ кг/мм}^2$; из низколегированных сталей $R_{см} = 58 \text{ кг/мм}^2$.

Для заклепок в соединениях группы С, принимая во внимание неровность поверхности отверстий, $R_{см}$ уменьшают приблизительно на 25% и принимают $R_{см} = 34 \text{ кг/мм}^2$ для малоуглеродистых сталей; в элементах из низколегированных сталей соединения группы С не допускаются.

Число заклепок, необходимое для передачи усилия, при работе их на смятие равно

$$n_{\text{см}} \geq \frac{N}{N_{\text{закл}}^{\text{см}}} = \frac{N}{d\delta R_{\text{см}}}. \quad (\text{VI.14})$$

Для болтовых соединений, учитывая большие зазоры между болтами и поверхностью отверстий, а также неодновременность вступления болтов в работу, расчетные сопротивления чистых болтов принимают уменьшенными на 10%, что дает для элементов из малоуглеродистых сталей $R_{\text{см}} = 38 \text{ кг/мм}^2$ и из низколегированных — $R_{\text{см}} = 52 \text{ кг/мм}^2$. Высокопрочные болты на смятие не работают. Для черных болтов принимается $R_{\text{см}} = 25 \text{ кг/мм}^2$.

Расчет болтов на смятие производится аналогично расчету заклепок по формулам (VI. 13) и (VI. 14). Заклепки и болты одновременно работают на срез и на смятие. Равнопрочность при работе на двойной срез и на смятие получается при толщине $\delta \approx 0,65 d$. При меньшей толщине опасным является смятие, при большей — двойной срез.

в) **Расчет заклепок и болтов на отрыв.** Разрушение заклепки или болта, работающих на отрыв (рис. VI. 11), представляет собой разрыв стержня при напряжении от внешней нагрузки, равным пределу прочности; начало пластических деформаций наступает при напряжении, равном расчетному сопротивлению.

Таким образом, число заклепок или болтов, необходимое для восприятия усилия N при работе на отрыв, равно

$$n = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} mR}, \quad (\text{VI.15})$$

где m — коэффициент условий работы.

Расчетное сопротивление R заклепок принимают при этом несколько пониженным, а именно: $R = 20 \text{ кг/мм}^2$ для сталей марок Ст. 2 закл. и Ст.3 закл. и $R = 25 \text{ кг/мм}^2$ для стали марки 09Г2, учитывая имеющиеся всегда небольшие эксцентриситеты действия силы или расположения заклепок. В болтовых соединениях расчетные сопротивления соответственно принимаются: для болтов из стали 3 $R = 21 \text{ кг/мм}^2$, из стали 5 $R = 23 \text{ кг/мм}^2$, из стали 09Г2 $R = 25 \text{ кг/мм}^2$ и из стали 14Г2 $R = 29 \text{ кг/мм}^2$.

Значения коэффициента условий работы m зависят от типа прикрепления. Так, если усилие N передается на заклепки (бол-

ты) равномерно и центрально, например при прикреплении элемента по двум полкам (двухсторонний фланец) заклепками (болтами), расположенными на одинаковых расстояниях от оси элемента, и при расположении нагрузки по оси элемента, коэффициент m мог бы быть принят равным единице (рис. VI. 24, а). Однако чаще прикрепляющие заклепки (болты) располагаются эксцентрично по отношению к отрывающей силе; простым примером этого является передача усилия через уголок,

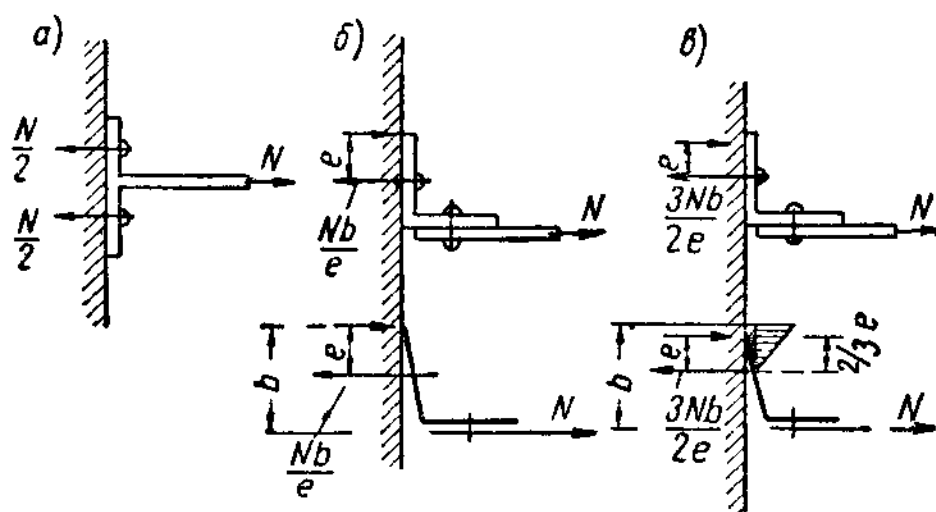


Рис. VI.24. Работа заклепок или болтов на отрыв при прикреплении

а — на двухстороннем фланце; б — на одностороннем жестком фланце; в — на одностороннем тонком фланце

прикрепленный одной полкой (рис. VI. 24, б и в). Очевидно, что при действии внешней силы N усилие в заклепке будет больше N . При большой толщине полок можно считать, что уголки при эксцентричном приложении нагрузки отгибаются вокруг наружной кромки полки (рис. VI.24, б); тогда усилие в заклепке

$$N_1 = N \frac{b}{e}, \quad (\text{VI.16})$$

где b — ширина полки;

e — расстояние от заклепки (болта) до кромки полки.

При малой толщине уголков полки изгибаются у заклепки и передают сжимающие усилия на протяжении от заклепки до наружной кромки полки; в этом случае распределение напряжений будет менее благоприятным (рис. VI.24, в). Таким образом, рационально иметь толстые полки. В наших Технических условиях предположено $\frac{e}{b} = 0,6$, и в соответствии с этим коэффициент условий работы при работе заклепок на отрыв и внецентренном прикреплении принят $m = 0,6$.

В запас прочности коэффициент $m = 0,6$ распространен и на случаи центрального прикрепления элемента, что дает расчетное сопротивление отрыву для стали марок Ст.2 закл. и Ст.3 закл. 12 кг/мм^2 , а для стали марки 09Г2— 15 кг/мм^2 .

В зарубежных нормах соответствующие коэффициенты условий работы принимаются более низкими; в частности, во французских нормах 1956 г. принято $m = 0,25$.

Для болтов, работающих на растяжение, в наших Технических условиях установлен коэффициент условий работы $m = 0,8$.

Расчетные сопротивления для заклепочных и обычных болтовых соединений сведены в табл. VI.4. Расчетные сопротивления для заклепочных и болтовых соединений конструкций из алюминиевых сплавов принимаются по табл. VI. 5.

2. Расчет заклепочных и болтовых соединений на изгиб

Работа заклепочного или болтового соединения на изгиб зависит от того, может ли элемент, стыкуемый (обычно накладка) или прикрепляющий, свободно поворачиваться при изгибе или же он встречает затруднение при повороте.

В стыке внешний изгибающий момент, очевидно, уравнивается моментом усилий в заклепках или болтах.

Если стыкуемый элемент имеет свободу поворота (рис. VI. 25) момент усилий в заклепках (болтах) берется относительно центра за-

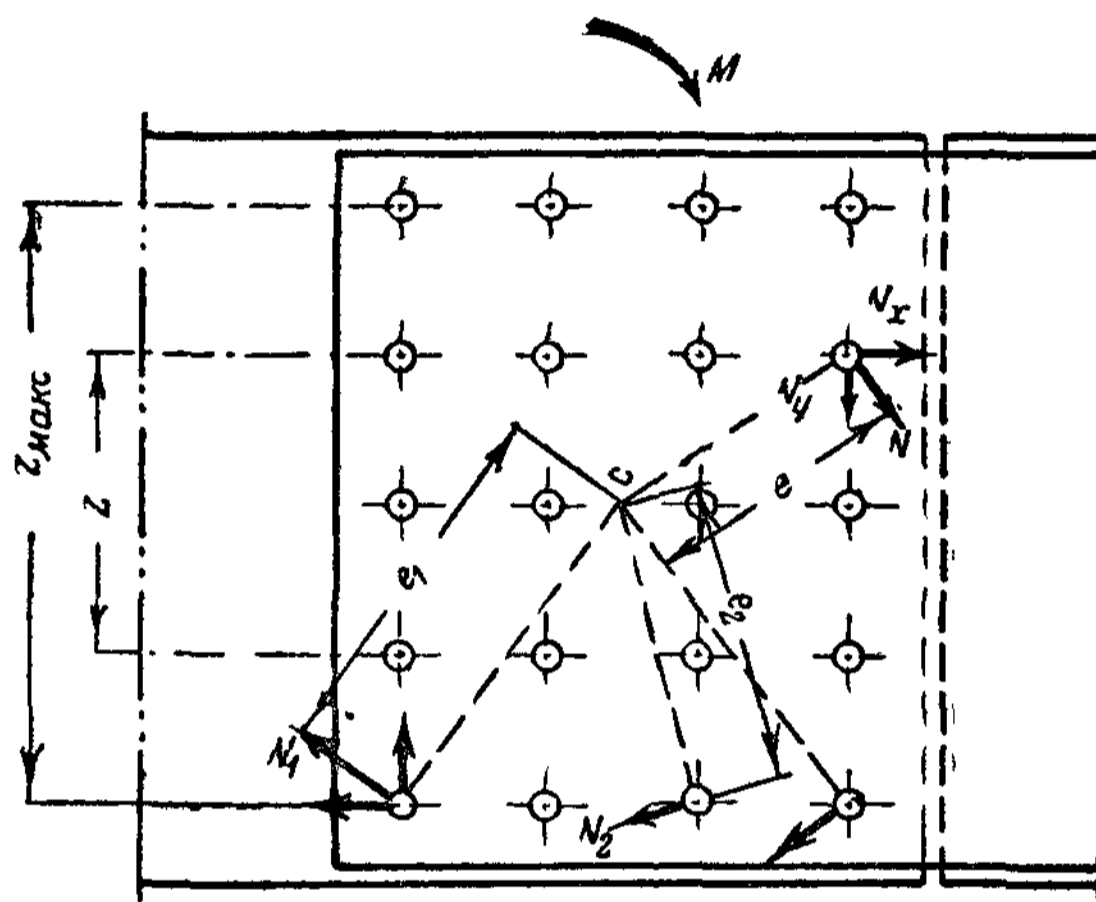


Рис. VI. 25 Работа заклепочного или болтового соединения на изгиб при свободе поворота стыкуемого элемента (накладки)

Таблица VI.4

Расчетные сопротивления для заклепочных и обычных болтовых соединений (в кг/мм²)

Вид соединений	Вид напряженного состояния	Материал заклепок и болтов					Материал конструкций		Примечание
		Ст. 2 заклепочная	Ст. 3 заклепочная	сталь 09Г2	сталь 3	сталь 5	малоуглеродистые стали	низколегированные стали	
Заклепки	Срез В	18	18	22	—	—	—	—	Сопротивление срезу и отрыву принимается по материалу стержня заклепки или болта; сопротивление смятию — по материалу элементов конструкции
	Смятие В	—	—	—	—	—	42	58	
	Срез С	14	14	—	—	—	—	—	
	Смятие С	—	—	—	—	—	34	—	
	Отрыв головок	12	12	15	—	—	—	—	
Болты	чистые	Срез В	—	—	20	17	18	—	
		Смятие В	—	—	—	—	—	38	
	черные	Срез	—	—	—	11	—	—	
	Смятие	—	—	—	—	—	25	—	
	чистые и черные	Отрыв (растяжение)	—	—	20	17	18	—	23

При применении заклепок с полупотайными и потайными головками сопротивление срезу и смятию уменьшается на 20%. Работа этих заклепок на отрыв не допускается.

Таблица VI.5

Расчетные сопротивления для заклепочных и болтовых соединений конструкций из алюминиевых сплавов (в кг/мм²)

Вид соединения	Вид напряженного состояния	Марки сплава заклепок или болтов				
		АВТ1	Д18П		В65Т	
		Марки сплава конструкций				
		АВТ1	Д16Т	Д33Т1	Д16Т	Д33Т1
Заклепки	Срез В	10,5	11	11	14,5	14,5
	Смятие В	27	39	24	39	24
	Срез С	8,5	9	9	11,5	11,5
	Смятие С	24	31	19	31	19
	Растяжение	18	20	—	27	—
Болты чистые	Срез В	9,5	13	—	17	—
	Смятие В	27	35	—	35	—

клепочного (болтового) поля

$$M_{\text{закл}} = \sum N_i e_i, \quad (\text{VI.17})$$

где N_i — усилие в какой-либо заклепке (болте);

e_i — расстояние от соответствующей заклепки или (болта) до центра заклепочного (болтового) поля.

Стыкующийся элемент поворачивается как целое тело, и потому усилия N_i пропорциональны расстояниям e_i до центра поворота; поэтому если N_1 — усилие в первой наиболее удаленной заклепке (болте) и e_1 — ее расстояние до центра поворота, то усилия в остальных заклепках (болтах) равны

$$N_2 = N_1 \frac{e_2}{e_1}; \quad N_3 = N_1 \frac{e_3}{e_1} \text{ и т. д.}$$

Суммируя, получаем

$$M_{\text{закл}} = \sum N_i e_i = N_1 \left[e_1 + \frac{e_2^2}{e_1} + \frac{e_3^2}{e_1} + \dots \right],$$

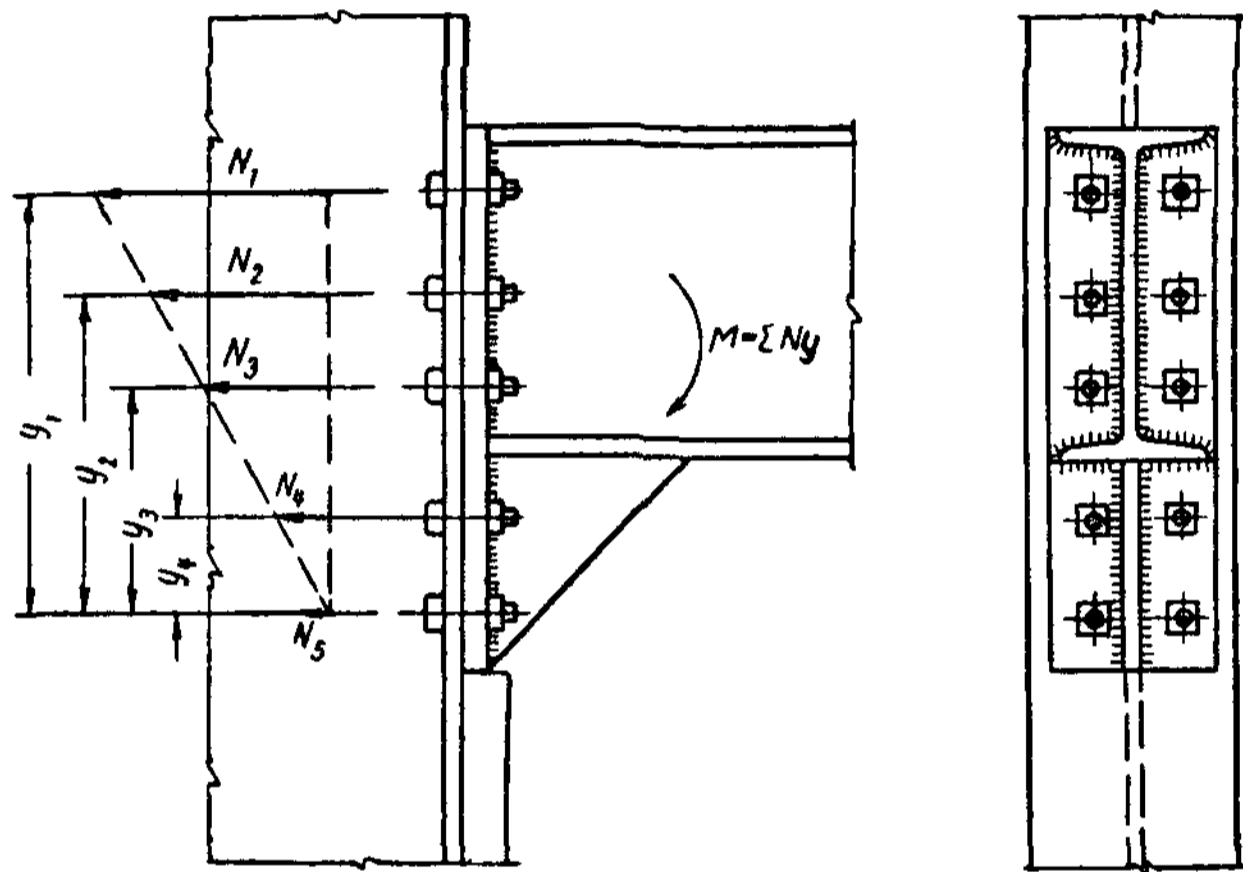


Рис. VI.26. Работа заклепочного или болтового соединения на изгиб при стеснении поворота прикрепляющего элемента

что должно равняться расчетному внешнему моменту M . Отсюда усилие в наиболее удаленной и наиболее напряженной заклепке (болте)

$$N_1 = M \frac{e_1}{e_1^2 + e_2^2 + \dots} = M \frac{e_1}{\sum e_i^2}. \quad (\text{VI.18})$$

Если прикрепляющий элемент не имеет свободы поворота (рис. VI.26), то момент берется вокруг его неподвижной точки, условно принимаемой на оси крайнего ряда заклепок (болтов); тогда если y_i — расстояние от заклепки (болта) до этой точки, то усилие в наиболее напряженной заклепке (болте) по аналогии с вышеизложенным равняется

$$N_1 = M \frac{y_1}{\sum y_i^2}. \quad (\text{VI.19})$$

Если стык (рис. VI. 25), кроме изгибающего момента, воспринимает продольную силу P и поперечную силу Q , то эти силы распределяются между заклепками (болтами) поровну. Тогда на одну заклепку (болт) дополнительно приходится усилия:

$$P_1 = \frac{P}{n}; \quad Q_1 = \frac{Q}{n},$$

где n — число заклепок (болтов).

Разлагая усилие N на усилия N_x и N_y по направлениям сил P и Q , получаем равнодействующее усилие в заклепке (болте), равное

$$N_{\text{равн}} = \sqrt{(N_x + P_1)^2 + (N_y + Q_1)^2} \leq [N]. \quad (\text{VI.20})$$

Это условие должно быть соблюдено для наиболее напряженной крайней заклепки. Здесь расчетное усилие заклепки или болта равняется

$$\text{при работе на срез } [N]_{\text{ср}} = \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}},$$

$$\text{при работе на смятие } [N]_{\text{см}} = d \delta R_{\text{см}}.$$

3. Ослабление элементов отверстиями для заклепок или болтов

Отверстия для заклепок и болтов ослабляют соединяемые элементы, поэтому последние должны быть проверены на прочность по площади нетто по формулам:

при работе на осевые силы

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R; \quad (\text{VI.21})$$

при работе на изгиб

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{нт}}} \leq R. \quad (\text{VI.22})$$

Здесь $F_{\text{нт}}$ и $W_{\text{нт}}$ — ослабленные отверстиями площадь или момент сопротивления сечения.

Ослабление стыка заклепочными или болтовыми отверстиями зависит от расположения отверстий и берется по их первому ряду на стыковой накладке, так как здесь напряжение в элементе наибольшее; у последующих рядов оно уменьшается вследствие перехода части усилия на стыкующие элементы. При рядовом расположении отверстий (рис. VI. 27) ослабление определяется суммой отверстий первого ряда; если в ряду m отверстий, то площадь ослабления

$$F_{\text{осл}} = m d \delta,$$

где m — число отверстий, d — диаметр отверстия, δ — толщина элемента.

Тогда площадь элемента нетто

$$F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - F_{\text{осл}} = F_{\text{бр}} - m d \delta. \quad (\text{VI.23})$$

Если отверстия располагаются в шахматном порядке или в полушаг, кроме проверки по первому ряду, необходимо проверить сечение по зигзагу между первым и вторым рядами (рис. VI.28). Очевидно, что длина разрыва элемента будет в этом случае больше и равна

$$L = e_1 + e_2 + \Sigma \sqrt{e^2 + a^2}, \quad (\text{VI.24})$$

где e_1 и e_2 — расстояния от крайних отверстий до кромок элемента;
 e — дорожка между заклепками;
 a — полушаг заклепок.

Вместе с тем больше и число подлежащих вычету отверстий, которое равняется сумме отверстий в первом и втором рядах.

Таким образом, площадь нетто

$$F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - F_{\text{осл}} = L \delta - m d \delta, \quad (\text{VI.25})$$

где δ — толщина элемента (листа);

m — суммарное число заклепок в первом и втором рядах.

4. Расчет заклепочных соединений на вибрационную нагрузку

При расчете заклепочных соединений на вибрационную нагрузку расчетное сопротивление R умножается на коэффициент уменьшения напряжения при вибрационной нагрузке γ .

Тогда:

число срезов при работе заклепок на срез

$$n = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} \gamma R_{\text{ср}}}; \quad (\text{VI.26})$$

число заклепок при работе на смятие

$$n = \frac{N}{d \delta \gamma R_{\text{см}}}; \quad (\text{VI.27})$$

напряжение при проверке прочности элемента

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq \gamma R. \quad (\text{VI.28})$$

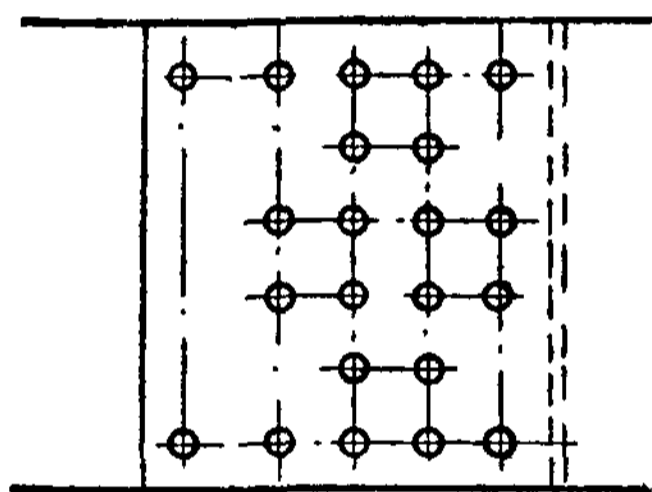


Рис. VI.27. Ослабление листа при рядовом расположении отверстий

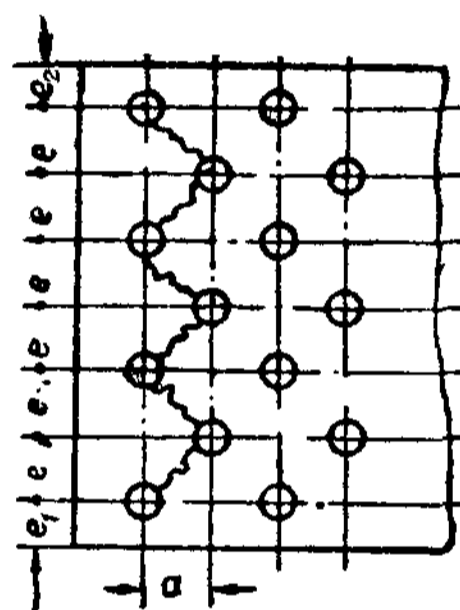


Рис. VI.28. Ослабление листа при шахматном расположении отверстий

Коэффициент γ для стальных заклепок имеет ту же структуру, что для основного металла и сварных соединений и может быть выражен в соответствии с формулами (III. 41) и (III. 41')

$$\gamma = \frac{1}{a - b \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}} = \frac{1}{(0,9\beta \pm 0,3) - (0,9\beta \mp 0,3) \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}}, \quad (\text{VI.29})$$

где β — соответствующий коэффициент концентрации.

Для заклепок и материала у заклепочных отверстий коэффициенты концентрации принимаются:

для соединений из стали $3 \beta = 1,5$;

для соединений из низколегированной стали $\beta = 1,9$,

что дает коэффициенты a и b формулы (VI. 29):

для соединений из стали $3 a = 1,65$; $b = 1,05$;

для соединений из низколегированной стали $a = 2$; $b = 1,4$.

Аналогично для алюминиевых сплавов коэффициенты a и b :

для сплава Д18П $a = 1,3$; $b = 1$;

для сплавов АВТ1 и В65 $Ta = 1,2$; $b = 1$.

Коэффициент γ может быть принят одинаковым при проверке как элемента у места соединения, так и заклепок.

5. Определение числа заклепок по площади

В основу изложенной выше методики определения числа заклепок положено внешнее усилие N или момент M . Поэтому такая методика называется определением числа заклепок по усилию. В мощных конструкциях, сечения которых подбираются без запаса, число заклепок иногда целесообразно определять не по фактическому усилию, а по наибольшему, которое может выдержать элемент. Такой расчет делает соединение равнопрочным с элементом. Наибольшее возможное усилие в элементе, работающем на осевую силу, очевидно, равно

$$[N] = F_{нт} R, \quad (VI.30)$$

где R — расчетное сопротивление материала.

Тогда число заклепок (срезом)

$$n = \frac{[N]}{\frac{\tau d^2}{4} R_{ср}} = \frac{F_{нт}}{\frac{\pi d^2}{4}} \cdot \frac{R}{R_{ср}} = \frac{F_{нт}}{\frac{\pi d^2}{4}} K_{ср}, \quad (VI.31)$$

где $K_{ср}$ — коэффициент перехода от расчетного сопротивления материала растяжению к расчетному сопротивлению заклепки срезом.

Обозначая $\frac{K_{ср}}{\frac{\pi d^2}{4}} = \mu_1$, получаем число заклепок, пропорциональ-

ное площади элемента $F_{нт}$

$$n = \mu_1 F_{нт}. \quad (VI.32)$$

Аналогично при расчете на смятие

$$n = \frac{[N]}{d \delta R_{см}} = \frac{F_{нт}}{d \delta} \cdot \frac{R}{R_{см}} = \frac{F_{нт}}{d \delta} K_{см}, \quad (VI.33)$$

где $K_{см}$ — коэффициент перехода от расчетного сопротивления материала растяжению к расчетному сопротивлению заклепки смятию.

Обозначая $\frac{K_{см}}{d \delta} = \mu_2$, получаем число заклепок

$$n = \mu_2 F_{нт}. \quad (VI.34)$$

Для определения коэффициентов μ_1 и μ_2 составлены таблицы, помещенные в справочных изданиях по расчету тяжелых конструкций (мостов). Поскольку по изложенной методике в основу расчета числа заклепок кладется площадь элемента, эта методика называется определением числа заклепок по площади.

6. Особенности работы соединений на черных болтах

Соединения на черных болтах редко работают на передачу поперечных сил ввиду получающихся при этом больших сдвигов. Для восприятия более значительных поперечных сил обычно устраивают упор, — так называемый столик (рис. VI. 26); тогда болтовое соединение работает только на момент. Поскольку в этом случае соединение не имеет свободы поворота, оно рассчитывается на момент по формуле (VI. 19).

Для того чтобы соединение работало как жесткое, без раскрытия шва, необходимо, чтобы наибольшее усилие в болте N_1 , найденное по формуле (VI. 19), было меньше начального натяжения болта N_0 .

7. Примеры

Пример VI. 1. Требуется рассчитать стык листов сечением 260×12 мм, перекрытый двумя накладками толщиной 12 мм. Материал — сталь марки Ст. 3, отверстия проделаны; диаметр заклепок $d = 23$ мм. Листы работают на усилия от постоянной нагрузки $N_p = 30$ т, от временной $N_q = 12$ т. Коэффициенты перегрузки: постоянной нагрузки $n_p = 1,1$; временной $n_q = 1,2$.

Расчетное усилие

$$N = N_p n_p + N_q n_q = 30 \cdot 1,1 + 12 \cdot 1,2 = 47,4 \text{ т.}$$

Поскольку толщина листа δ меньше $0,65 d$, расчетной является работа заклепок на смятие.

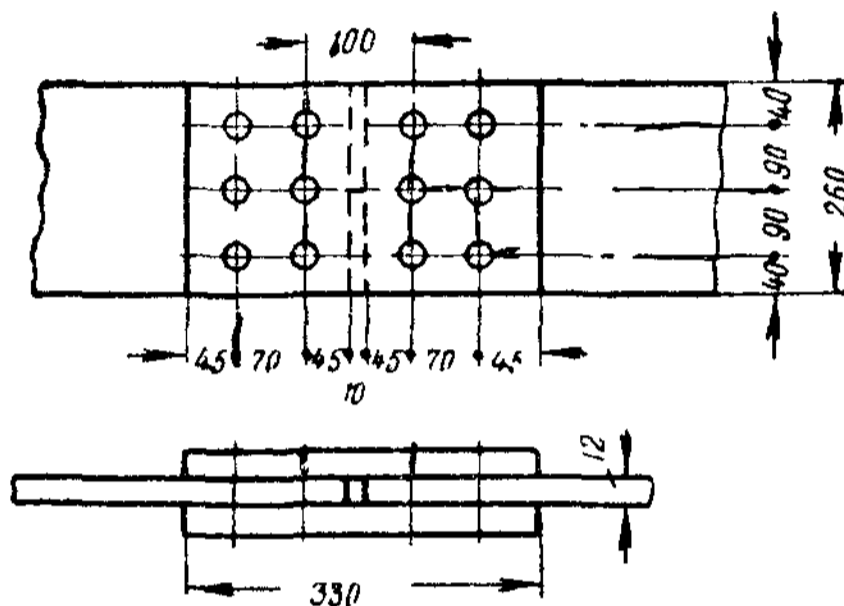


Рис. VI.29. К примеру VI.1

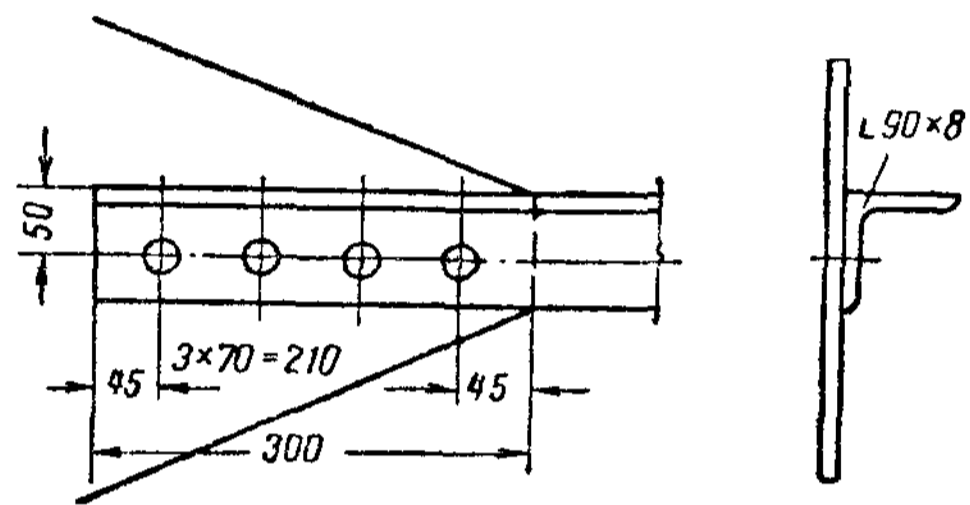


Рис. VI.30. К примеру VI.2

Расчетное сопротивление заклепки смятию в соединениях группы С $R_{см}^{закл} = 3400$ кг/см². Расчетное усилие одной заклепки определяем по формуле (VI.13)

$$N_{см}^{закл} = d \delta R_{см} = 2,3 \cdot 1,2 \cdot 3400 = 9400 \text{ кг.}$$

Требуемое число заклепок по формуле (VI. 14)

$$n = \frac{N}{N_{см}^{закл}} = \frac{47400}{9400} \approx 5.$$

Принимаем 6 заклепок. Поперек листа заклепки можно расположить по трем рискам; расстояние от края листа до первой риски принимаем равным 40 мм и расстояние между рисками (дорожку) — 90 мм (рис. VI. 29). Для уменьшения размеров накладок размещаем заклепки в продольном направлении на минимальных расстояниях, принимая расстояния от края листа и от края накладки до первой риски равными 45 мм (приблизительно $2d$) и шаг заклепок — 70 мм (приблизительно $3d$). Зазор между стыкуемыми листами принимаем равным 10 мм. Общая длина накладок $l_n = 10 + 4 \cdot 45 + 2 \cdot 70 = 330$ мм. Проверяем сечение листов по ослабленному сечению; площадь листа нетто

$$F_{нт} = (26 - 3 \cdot 2,3) 1,2 = 22,92 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение в листе

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} = \frac{47400}{22,92} = 2070 \text{ кг/см}^2 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Пример VI. 2. Требуется рассчитать прикрепление уголка 90×8 мм к листу толщиной 8 мм. Материал — сталь марки Ст. 3; соединения группы В; диаметр заклепок $d = 20$ мм. Усилия в уголке: от постоянной нагрузки $N_p = 10$ т, от снеговой нагрузки $N_q = 6$ т

Коэффициенты перегрузки: постоянной нагрузки $n_p = 1,1$, снеговой $n_q = 1,4$.

Расчетное усилие

$$N = N_p n_p + N_q n_q = 10 \cdot 1,1 + 6 \cdot 1,4 = 19,4 \text{ т.}$$

Расчетное сопротивление заклепки срезу $R_{\text{ср}}^{\text{закл}} = 1800 \text{ кг/см}^2$.

Расчетное усилие одной заклепки (односрезной) определяем по формуле (VI. 6)

$$N_{\text{ср}}^{\text{закл}} = \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}} = \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} 1800 = 5650 \text{ кг.}$$

Требуемое число заклепок по формуле (VI. 7)

$$n = \frac{N}{N_{\text{ср}}^{\text{закл}}} = \frac{19400}{5650} \approx 3,5.$$

Принимаем 4 заклепки.

Размещаем заклепки по уголку, принимая риску на расстоянии 50 мм от обушка, расстояние от края до первой заклепки 45 мм и шаг заклепок 70 мм. Общая длина прикрепления $l = 2 \cdot 45 + 3 \cdot 70 = 300 \text{ мм}$ (рис. VI. 30).

Проверяем сечение уголка; площадь уголка нетто

$$F_{\text{нт}} = 14 - 2 \cdot 0,8 = 12,4 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение в уголке

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{19400}{12,4} = 1570 \text{ кг/см}^2 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

ГЛАВА VII

ОСНОВЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ЧЕРТЕЖАМ, НЕОБХОДИМЫМ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ

1. Состав рабочего проекта

Высококачественное изготовление стальных конструкций, а следовательно, и возведение всего сооружения зависят в первую очередь от правильного оформления чертежей проекта, которые представляют собой основу организации технологического процесса изготовления и служат руководящим материалом при всех операциях. Чертежи должны быть понятны производственному персоналу, который пользуется ими в рабочей обстановке, а потому они должны быть составлены по определенным приемам, выработанным и оправданным практикой. В соответствии с решением Совета Министров СССР о сокращении объема проектной документации институтами Проектстальконструкция и Промстройпроект составлены эталоны оформления рабочих чертежей стальных конструкций.

Как уже отмечено в главе I, рабочий проект стальных конструкций состоит из двух частей:

- а) чертежи КМ (конструкции металлические), разрабатываемые проектными институтами (см. § 4 главы I);
- б) детализировочные чертежи КМД (конструкции металлические, детализировка), разрабатываемые конструкторскими отделами заводов-изготовителей конструкций.

Ниже излагаются основные требования, предъявляемые к чертежам КМД.

Чертежи КМД состоят из изображений заводских изделий (отправочных элементов), по которым производится их изготовление, и монтажных схем, по которым производится монтаж конструкций.

Чертежи КМД разрабатывают на основе проекта КМ, в пояснительной записке и примечаниях к которому указываются: общая характеристика конструкций, а также видов заводских и монтажных соединений, вес конструкций — общий и по отдельным группам (сварные и клепаные), весовые показатели на единицу площади и объема и т. д.

2. Содержание и приемы составления детализировочных чертежей

Детализировочный чертеж (рис. VII.1) включает:

- 1) графическое изображение отправочных марок¹ в масштабе

¹ Отправочная марка — тип отправочного элемента.

$\frac{1}{10}$, $\frac{1}{15}$ или $\frac{1}{20}$ со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки отправочных элементов и их сварки или клепки;

2) геометрическую схему (для решетчатых конструкций);

3) спецификацию деталей для каждой отправочной марки с указанием марки стали;

4) таблицу отправочных элементов, а также таблицу (спецификацию) заводских сварных швов или заклепок;

5) примечания, касающиеся изготовления конструкций

Расположение проекций элемента, принимаемое при разработке детализированных чертежей стальных конструкций, показано на рис. VII.1.

Все детали обозначаются порядковыми числами, помещаемыми в кружках вблизи деталей, и включаются в спецификацию. В тех случаях, когда одна из деталей является зеркальным изображением другой, они обычно обозначаются дополнительно буквами Т («так как изображено на чертеже») и Н («наоборот, т. е. зеркально»), например: 8^Т, 8^Н. Такие детали иногда называют прямыми и обратными или правыми и левыми. Примером могут служить парные уголки с несимметричным расположением отверстий или с несимметрично обрезанными концами, равно как и некоторые другие детали.

Сначала нумеруются основные, более крупные детали, затем второстепенные, более мелкие. При этом необходимо группировать детали по профилям в соответствии со спецификацией стали (см. § 4 главы I).

Размеры деталей в спецификации указываются в окончательном виде, т. е. после обработки. Все размеры в чертежах КМД даются в миллиметрах. Способ редко применяемой обработки (строгание, фрезерование и т. п.) указывается в спецификации против соответствующих деталей. При подсчете веса фасонных деталей из листовой стали учитывается действительная их площадь.

К весу всех деталей отправочного элемента добавляется:

а) в сварных конструкциях — вес наплавленного металла заводских швов в количестве 1,5% от веса всех деталей. Вес наплавленного металла правильнее определять по фактическим поперечным сечениям и длинам швов; объемный вес наплавленного металла можно при этом принимать равным 7,6 при электродах с меловой обмазкой и 7,85 при электродах с толстой обмазкой;

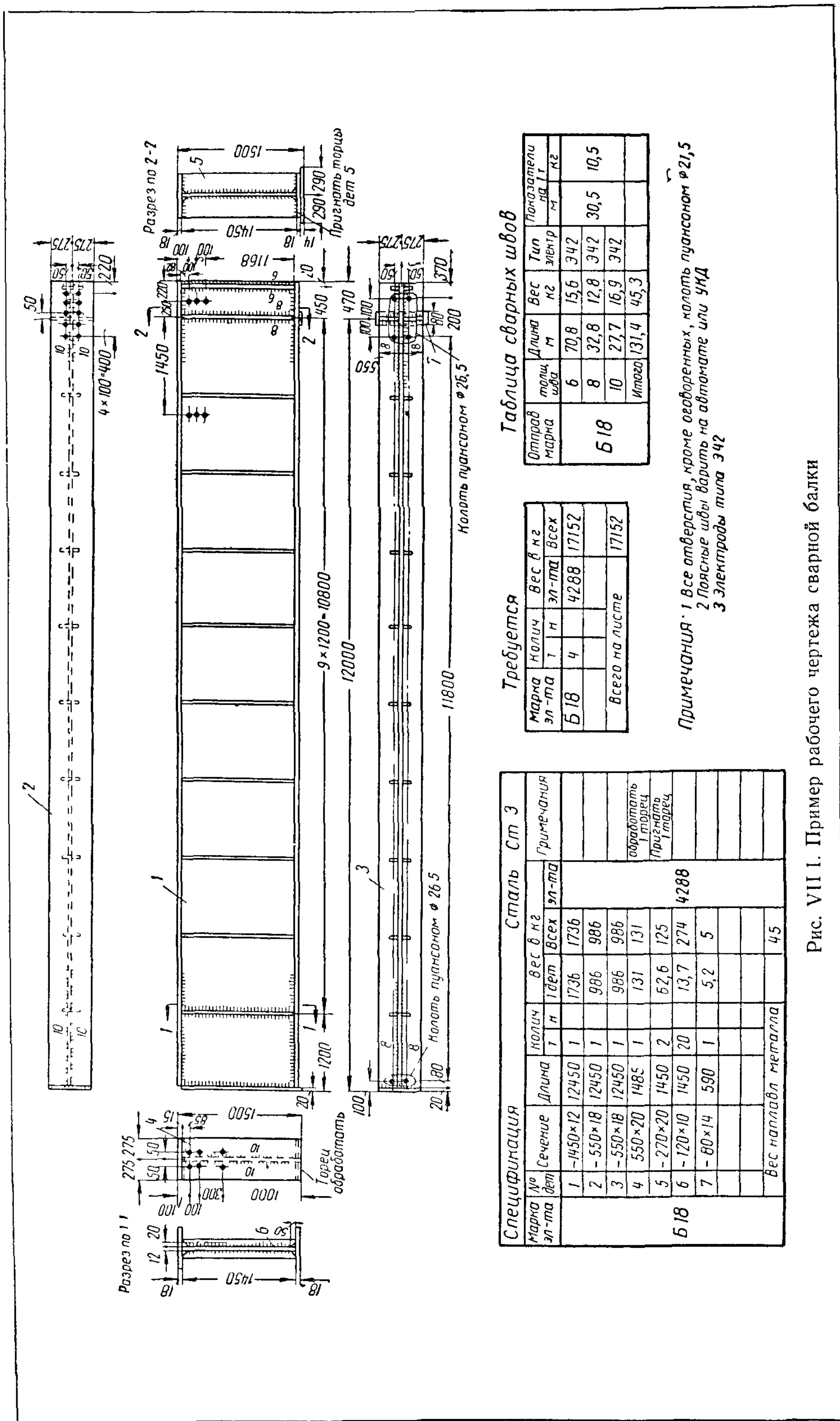
б) в клепаных конструкциях — вес головок заводских заклепок в количестве 2,5% от веса всех деталей.

В примечаниях к детализированным чертежам указываются преобладающие на чертеже толщины швов и диаметры отверстий (размеры остальных швов и отверстий оговариваются на чертеже около соответствующих швов или отверстий), размеры обреза¹ деталей, а также приводятся указания о типах электродов, способах сварки и способах образования отверстий.

При разработке детализированных чертежей следует стремиться к уменьшению числа типов отправочных элементов (отправочных марок) и деталей каждого элемента, а также к уменьшению числа применяемых сортов и профилей прокатной стали (для упрощения заказа металла ускорения процесса изготовления конструкций и удешевления последних).

На детализированном чертеже дается вид готовых отправочных эле-

¹ Обрез — расстояние от обрезанного края или торца детали до ближайшей риски или до центра ближайшего отверстия.



Спецификация		Сталь Ст 3					Примечания
Марка эл-та	№ дет	Сечение	Длина	Колич	Вес в кг		
				т	шт	всех	
Б 18	1	-1450×12	12450	1	1736	1736	обработать торцы Пригнать торцы
	2	-550×18	12450	1	986	986	
	3	-550×18	12450	1	986	986	
	4	550×20	1485	1	131	131	
	5	-270×20	1450	2	62,6	125	
	6	-120×10	1450	20	13,7	274	
	7	-80×14	590	1	5,2	5	
		Вес наплавл металла				45	

Требуется		
Марка эл-та	Колич	Вес в кг
	т	шт
Б 18	4	4288
всего на листе		17152

Отправ марка	толщ шва	Длина м	Вес кг	Тип электр	Показатели	
					м	кг
Б 18	6	70,8	15,6	342	30,5	10,5
	8	32,8	12,8	342		
	10	27,7	16,9	342		
Итого:					131,4	45,3

Примечания: 1 Все отверстия, кроме оговоренных, колоть пунсоном φ 21,5
 2 Поясные швы варить на автомате или УИД
 3 Электроды типа Э42

Рис. VII 1. Пример рабочего чертежа сварной балки

ментов; при этом проставляются только те размеры, которые необходимы для изготовления данных элементов и их увязки с примыкающими конструкциями.

3. Содержание и приемы изображения монтажных схем

Монтажные схемы составляют для каждой группы конструкций, например:

- а) колонн со связями (рис. VII.2);
- б) конструкций покрытия (стропильных и подстропильных ферм, связей, прогонов);
- в) подкрановых балок и т. д.

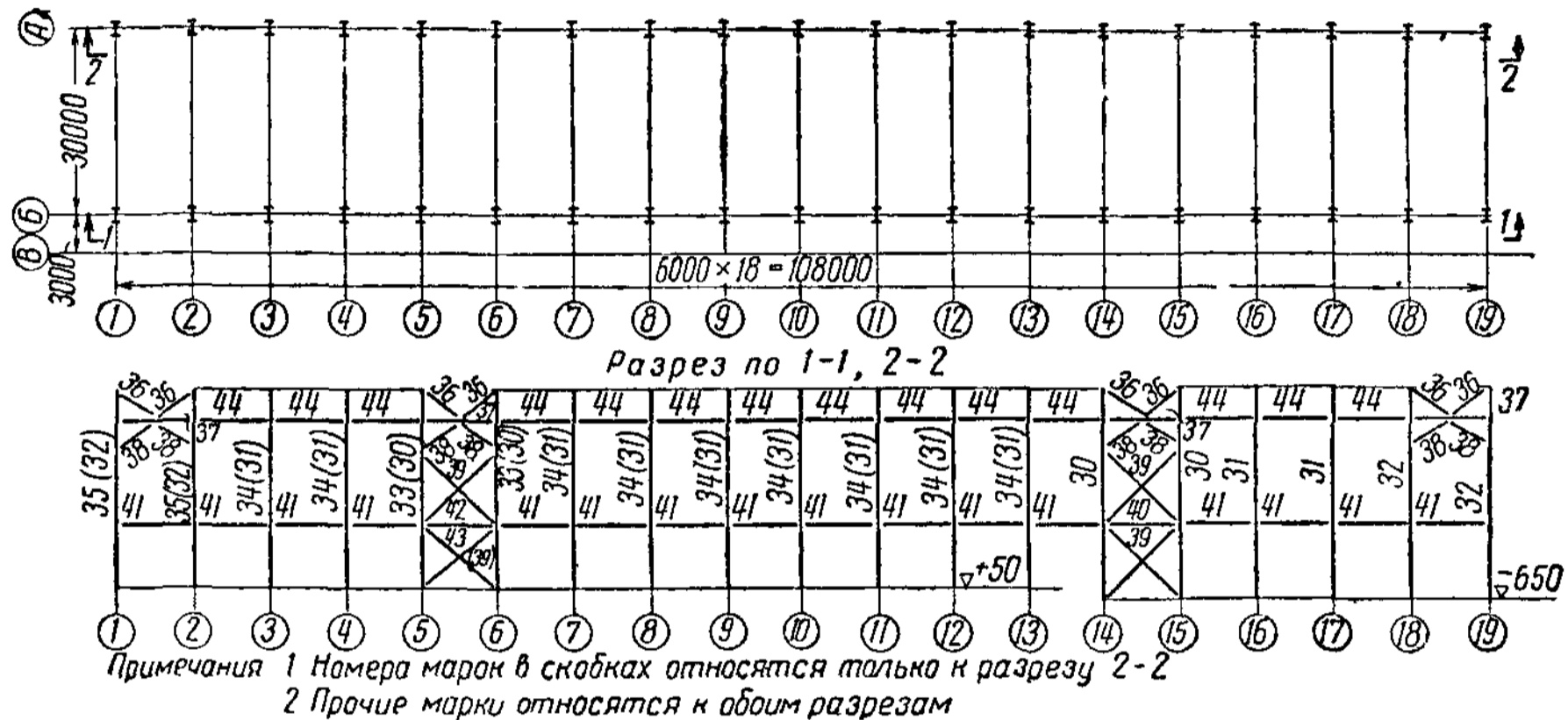


Рис. VII.2. Пример монтажной схемы колонн со связями

На монтажных схемах должны быть показаны: взаиморасположение всех отправочных элементов; все размеры и отметки, необходимые для установки и выверки конструкций; монтажные стыки, узлы и сопряжения. Кроме того, монтажные схемы должны содержать таблицы отправочных элементов, а также монтажных швов, болтов и заклепок.

В примечаниях к монтажным схемам указываются виды монтажных соединений для каждой группы конструкций, принятые способы фиксации положения элементов конструкций при монтаже, маркировка (система буквенных индексов) элементов данной схемы, а также приводится абсолютное значение условной нулевой отметки.

Монтажные схемы вычерчиваются в масштабе $\frac{1}{100} \div \frac{1}{400}$ в зависимости от типа и размеров сооружения.

На монтажной схеме отправочные элементы обозначаются своими марками, соответствующими маркам детализировочных чертежей. Для того чтобы узнать, на каком листе рабочего проекта расположен чертеж искомого отправочного элемента, монтажная схема снабжается соответствующим указателем.

Отправочные элементы часто являются и монтажными элементами. Однако конструкции длиной 24 м и более (стропильные и подстропильные фермы, подкрановые балки, колонны и т. д.) обычно изготавливаются на заводе в виде нескольких отправочных элементов, подвергающихся укрупнительной сборке на стеллажах монтажной площадки. В этом случае на чертеже монтажной схемы даются детали укрупнительных стыков, а на самой схеме для таких элементов добавляется маркировка, обозначающая уже укрупненный, так называемый монтажный элемент.

§ 2. ОБЩАЯ СХЕМА ПРОЦЕССА ИЗГОТОВЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Прокатная сталь с металлургического завода поступает в цех подготовки металла, где ее сортируют и раскладывают по штабелям. При этом сталь принимают по внешнему осмотру и по сертификатам металлургического завода. Далее ее подвергают правке и на нее переносят необходимые размеры с шаблонов, изготовленных в разметной мастерской, или непосредственно с чертежей (при малом количестве деталей). Отсюда сталь поступает в цех обработки, где производятся резка и образование отверстий. В случае необходимости сталь подвергается чистовой обработке кромок (строганию, фрезерованию), холодной гибке, горячей обработке и повторной правке.

Таблица V'11

Средние значения трудоемкости производственных операций при изготовлении стальных конструкций¹

Сварные конструкции		Клепанные конструкции	
операции	трудоемкость в % к общему количеству, чел-час.	операции	трудоемкость в % к общему количеству, чел-час.
Правка стали	4	Правка стали	4
Изготовление шаблонов и разметка на металле	4	Изготовление шаблонов и разметка на металле	7
Наметка деталей	3	Наметка деталей	3
Резка	12	Резка	8
Образование отверстий	2	Образование отверстий	14
Чистовая обработка кромок деталей (строгание, фрезерование)	1	Чистовая обработка кромок деталей (строгание, фрезерование)	2
Гибка	4	Гибка	1
Итого по операциям цехов подготовки и обработки	30	Итого по операциям цехов подготовки и обработки	39
Сборка	30	Сборка	30
Сварка	33	Рассверливание	5
Сверление монтажных отверстий	2	Клепка	17
Фрезерование торцов	1	Сверление монтажных отверстий	4
Огрунтовка отправочных элементов	4	Фрезерование торцов	1
Итого по операциям сварочного цеха	70	Огрунтовка отправочных элементов	4
Всего	100	Итого по операциям клепального цеха	61
		Всего	100

¹ Общая трудоемкость изготовления сварных конструкций на 15—20% меньше, чем клепанных

Из цеха обработки детали поступают на склад полуфабриката, где сортируются по заказам. Далее детали направляют в сва-

рочный или клепальный цех, где производятся сборка отправочных элементов, сварка, рассверливание отверстий, клепка, сверление монтажных отверстий и фрезерование торцов. Принятые отделом технического контроля отправочные элементы поступают в малярно-погрузочный цех, где их окрашивают, маркируют и отгружают для отправки на место монтажа.

Конструкции необходимо изготавливать и отгружать комплектно в соответствии с принятой очередностью монтажа, которая согласовывается с заводом при выдаче заказа на изготовление конструкций.

Перечень основных операций и их средние удельные значения в процессе изготовления стальных конструкций приведены в табл. VII.1 (без учета внутривозовских транспортных операций, составляющих обычно около 30% от общего объема работ).

Как видно из таблицы, наиболее трудоемкими операциями при изготовлении сварных конструкций являются резка, сборка и сварка, а при изготовлении клепаных конструкций — образование отверстий, сборка и клепка.

§ 3. ТРЕБОВАНИЯ ПРОИЗВОДСТВА И МОНТАЖА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ

Существенными для увеличения производительности труда на заводах стальных конструкций, повышения точности изготовления конструкций и поднятия производительности труда при их монтаже являются мероприятия проектировочного характера, в том числе широкое использование типовых решений и унификация конструкций.

Анализ процесса изготовления стальных конструкций на передовых заводах показывает, что широкая типизация конструкций при современной прогрессивной технологии должна дать снижение затрат труда на изготовление единицы веса конструкций не менее чем в 1,6 раза (при одновременном снижении заводской себестоимости конструкций не менее чем на 15%).

Широкая типизация стальных конструкций позволяет перевести современное мелкосерийное их производство на уровень крупносерийного, а в ряде случаев — массового и поточного производства.

Чем выше повторяемость элементов и деталей, тем более совершенные и более дорогие приспособления могут быть эффективно использованы при изготовлении стальных конструкций.

Массовая унификация габаритных (базовых) размеров отдельных конструктивных элементов — ферм, балок, колонн и т. д. — дает возможность сократить число индивидуальных сборочных приспособлений и расширить количество общих (инвентарных) приспособлений.

Типизация стальных конструкций должна производиться с учетом требований наиболее передовых технологических процессов их изготовления: автоматической и полуавтоматической кислородной резки, продавливания отверстий на многоштемпельных прессах, сверления отверстий на многошпиндельных станках, сборки в кондукторах, автоматической и полуавтоматической сварки, фрезерования торцов, машинной клепки и т. д.

Независимо от требований типизации и унификации, создающих наиболее эффективные условия для повышения производительности заводов стальных конструкций, качество и быстрота изготовления в значительной мере зависят от соответствия конструктивной формы изготавливаемых объектов оборудованию завода и его производственным процессам. Здесь прежде всего необходимо отметить значение геометрического соответствия формы конструкций размерам и устройству завод-

ского оборудования. Конструкция должна быть такова, чтобы ее детали легко и быстро можно было обработать и собрать; для этого ее размеры должны отвечать габаритам оборудования (сварочных тракторов, клепальных молотков, скоб и т. д.), форме и размерам сборочных кондукторов и кантователей при сварке, возможностям размещения рисков в соответствии с конструкцией сверлильных или дыропробивных станков (в клепаных конструкциях) и т. д. Поэтому на все эти обстоятельства обращено внимание в дальнейшем изложении.

Для снижения стоимости рационально максимальное количество конструкций изготавливать на инвентарном оборудовании завода, а потому при конструировании необходимо учитывать размеры и условия использования этого оборудования. Весьма важное значение имеет соответствие весов конструктивных элементов крановому оборудованию завода: цехи обработки оборудуются обычно кран-балками в 1—2 т, цехи сборки — кранами 5—10 т для подачи и 20—30 т для вывоза готовой продукции на склад и для ее погрузки. Таким образом, 60 т (исходя из двух кранов по 30 т) следует считать предельным весом готового отправочного элемента, 5—10 т — наибольшим весом заводского промежуточного элемента и 1—2 т — максимальным весом первичных элементов (деталей). Длины элементов должны соответствовать размещению оборудования и пролетам, которые в цехах заводов стальных конструкций достигают 36 м. Для понижения трудоемкости изготовления имеют также значение: сокращение числа первичных элементов в заводском изделии и их укрупнение, уменьшение протяженности заводских швов или числа заводских заклепок и унификация их размеров и размещения, сокращение числа заводских стыков, упрощение раскроя и резки и пр.

Важнейшими условиями повышения производительности труда при монтаже и снижения стоимости монтажа стальных конструкций являются: унификация и типизация монтажных соединений¹, перевод возможно большего числа монтажных соединений на сварку, уменьшение количества отправочных и монтажных элементов, уменьшение объема укрупнительной сборки на строительной площадке, уменьшение числа монтажных болтов на единицу веса конструкций, облегчение установки и закрепления элементов при монтаже, всемерное сокращение операций по выверке геометрических размеров сооружения, отказ от перенесения работ по рассверливанию монтажных отверстий и пригонке на строительную площадку и др.

Необходимо отметить, что требование повышенной точности изготовления стальных конструкций при правильно разработанной технологии и совершенных приспособлениях не увеличивает трудоемкости их изготовления, но приводит к значительному снижению трудоемкости монтажа конструкций².

Как уже отмечалось, в настоящее время прогрессивность конструктивного решения определяется не только целесообразностью статической схемы сооружения и показателями расхода материалов, но и его технологичностью, т. е. эффективностью технологических процессов изготовления конструкций и способов производства работ при их монтаже, условиями транспортировки и пр. В то же время наиболее прогрессивные методы изготовления и монтажа стальных конструкций дают возможность проектировщикам найти ряд эффективных конструктивных реше-

¹ А. С. Чесноков, Одна из предпосылок усовершенствования технологии изготовления стальных конструкций, «Строительная промышленность», № 1, 1953

² А. А. Абарин, Опыт изготовления стальных конструкций с повышенной точностью Сборник «Вопросы применения стальных конструкций в строительстве», Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

ний, позволяющих снизить расход стали и трудоемкость, а также увеличить надежность эксплуатации сооружений. В этой комплексности решений и заключаются особенности советской школы проектирования стальных конструкций.

§ 4. ОСНОВНЫЕ ОПЕРАЦИИ ПО ИЗГОТОВЛЕНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЦЕХАХ ПОДГОТОВКИ И ОБРАБОТКИ

Подготовительными операциями в цехе подготовки являются: правка металла, изготовление шаблонов и перенос размеров с чертежей и шаблонов на сталь (разметка и наметка). Основными операциями в цехе обработки являются резка и образование отверстий, а дополнительными, т. е. такими, которые требуются не всегда, — обработка кромок, торцов и гибка (холодная и горячая). Операции обработки заканчиваются правкой полученных изделий, т. е. исправлением полученных во время обработки ненужных остаточных деформаций и дефектов.

1. Перенесение размеров с чертежа на сталь

Перенос размеров с чертежа на листовую сталь производится путем предварительного вычерчивания в натуральную величину детали на стальном, фанерном или картонном листе, обрезки полученного чертежа детали по контуру и использования его в качестве шаблона для обрезки листов соответствующих деталей конструкции, а также для размещения на них отверстий (при плоских деталях).

Перенос размеров с чертежа на сортовую сталь производится при помощи размеченных деревянных реек.

С закрепленной на детали рейки или шаблона размеры переносятся на металл по угольнику чертилкой. Точки пересечения поперечных линий с продольными рисками обычно являются центрами будущих отверстий. Эти точки кернят (углубляют слесарным керном). В сварных конструкциях намечают начало и конец детали, а также места расположения разных дополнительных частей — прокладок, планок, ребер и т. д.

Работа по вычерчиванию и изготовлению шаблонов называется *разметкой*, а перенос размеров с рейки или шаблона на поверхность детали — *наметкой*. Работы по разметке и наметке дороги, трудоемки и требуют большой точности. Поэтому следует стремиться к уменьшению их объема в процессе изготовления конструкций, применяя различные приспособления — упоры, делительные столы, кондукторы и др.

2. Резка

Резка производится ножницами, пилами или кислородом.

а) **Резка ножницами.** Разрезаемую сталь помещают между двумя ножами: нижний нож наглухо закреплен в станине; верхний может перемещаться в вертикальном направлении (рис. VII.3).

При вдавливании лезвий ножей в сталь напряжения в месте реза сильно увеличиваются и достигают временного сопротивления, вследствие чего металл скалывается после того, как ножи углубятся в сталь приблизительно на $\frac{1}{3}$ толщины. В связи с большими пластическими деформациями, возникающими при вдавливании ножей, сталь при резке наклепывается; область наклепа распространяется на 5—6 мм. Поэтому расстояние от обрезной кромки до ближайшей риски, на которой расположены заклепки или болты, принимается не менее $1,5 d$, в то время как это расстояние от прокатной кромки может быть равно $1,2 d$ (d — диаметр отверстия).

Для резки листовой и широкополосной стали применяются гильотинные ножницы (рис. VII.4) с длинными (1 000—3 000 мм) ножами. Они отличаются высокой производительностью и чистотой реза. На гильотинных ножницах можно обрезать кромки листов, распускать листы на полосы и производить поперечную резку листов. Эти ножницы могут быть использованы для продольной резки листов только на ширину своего вылета (400—1 000 мм).

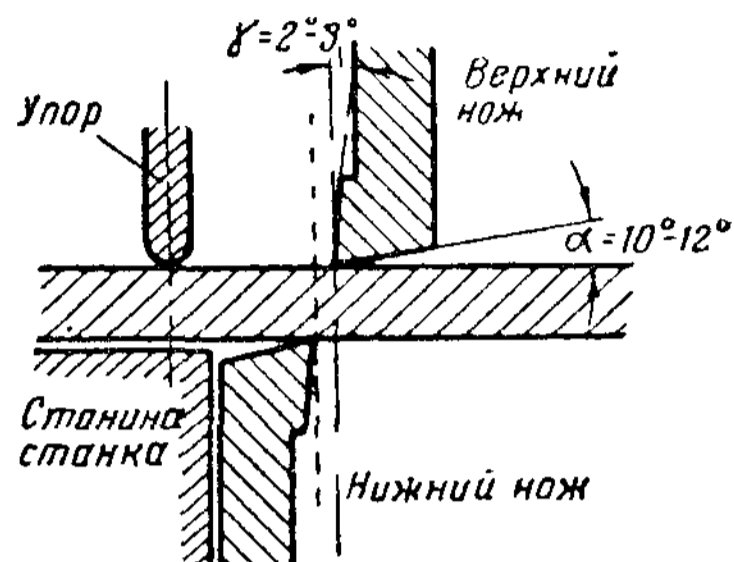


Рис. VII.3. Положение ножей в ножницах

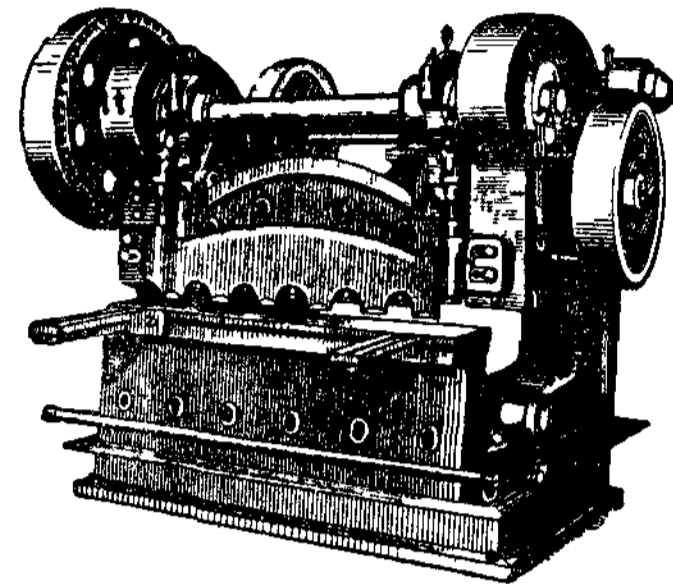


Рис. VII.4. Гильотинные ножницы

Наибольшая толщина разрезаемой на ножницах листовой стали — 25 мм, наибольшая ширина — 3 000 мм. Полосовую сталь и мелкие листовые детали режут на малых пресс-ножницах. Резка угловой стали производится на специальных угловых ножницах.

Для увеличения производительности резки у угловых ножниц устанавливают роликовые столы (со стороны подачи металла) и приемные столы с передвижными упорами (со стороны выхода нарезанных деталей). Упор устанавливают на расстоянии от ножей, равном проектной

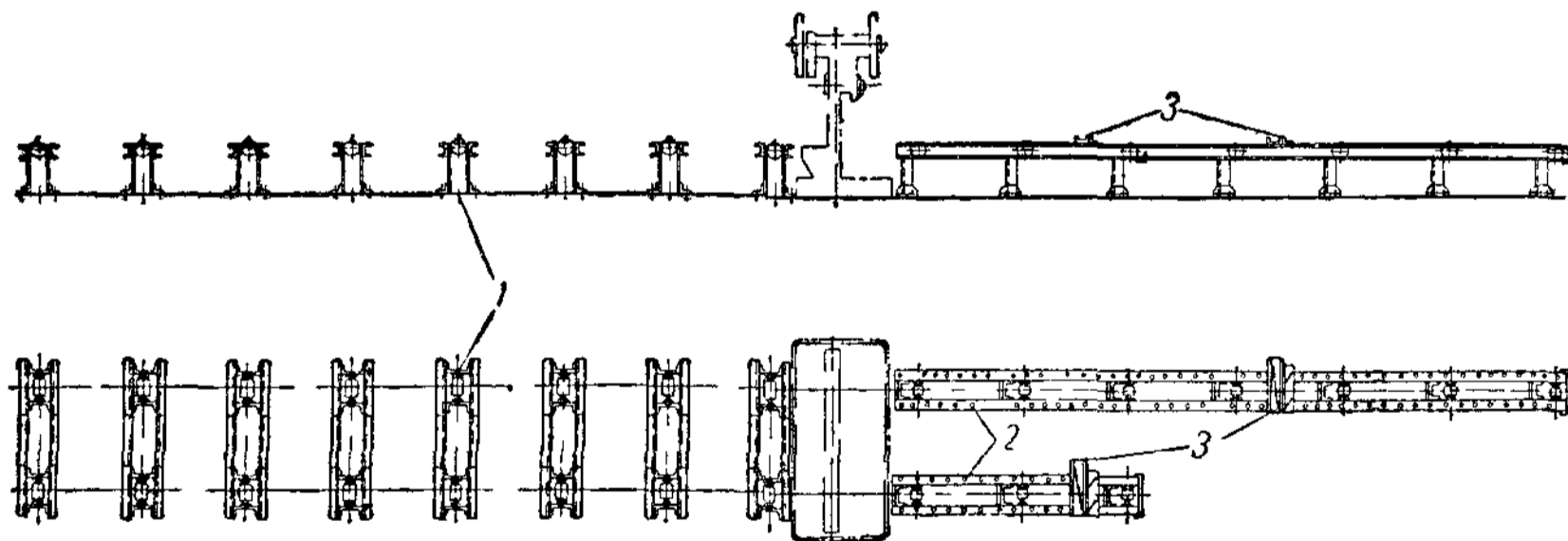


Рис. VII.5. Роликовые столы и упоры к угловым ножницам
1 — роликовый стол; 2 — приемные столы, 3 — упоры

длине уголка (рис. VII.5), и к нему прижимается торец уголка при резке. Упоры у ножниц позволяют производить резку уголков заданной длины без предварительной наметки их («в упор») со значительно большей точностью, чем по наметке.

Косая резка уголков требует наметки и снижает производительность и точность резки, а потому ее следует избегать при проектировании конструкций.

Двутавры и швеллеры разрезаются специальными ножницами. К ним относится и сказанное в отношении резки уголков «в упор».

б) **Резка пилами.** Резка швеллеров, двутавров, а также крупных уголков, труб, квадратной стали и рельсов обычно производится диско-

выми пилами. Они разделяются на пилы с зубчатым диском, производящие резание путем снятия стружки, и фрикционные пилы с накатанным диском, осуществляющие резание путем удаления капель металла, расплавленного трением диска о разрезаемую сталь. Зубчатые пилы малопродуктивны и применяются редко. Фрикционные пилы обладают высокой производительностью и являются основным механизмом для резки крупной профильной стали. Дисконные пилы, как и ножницы, оборудуют роликовым и приемным столами. На приемном столе устанавливают упор для безнаметочной резки.

в) **Кислородная резка.** Техническая и экономическая целесообразность внедрения в производство стальных конструкций кислородной резки тесно связана с широким распространением сварных конструкций. В тяжелых сварных конструкциях применяется сталь большой толщины, резка которой на ножницах требует весьма мощного и тяжелого оборудования. При резке на ножницах листовой стали толщиной более 16 мм в месте резки происходят значительные структурные изменения стали,

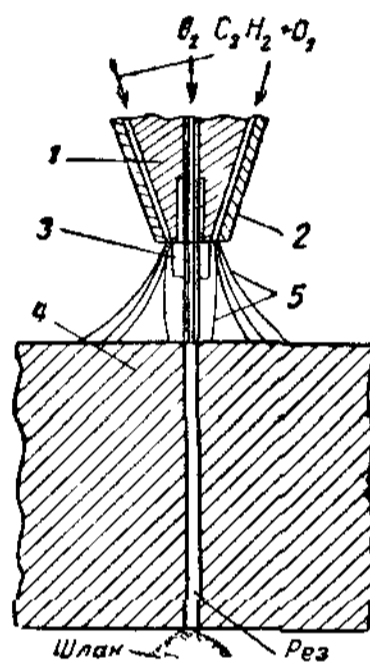


Рис. VII.6. Схема процесса кислородной резки

1 — режущий мундштук, 2 — подогревательный мундштук, 3 — режущий кислород, 4 — разрезаемый металл, 5 — подогревательное пламя

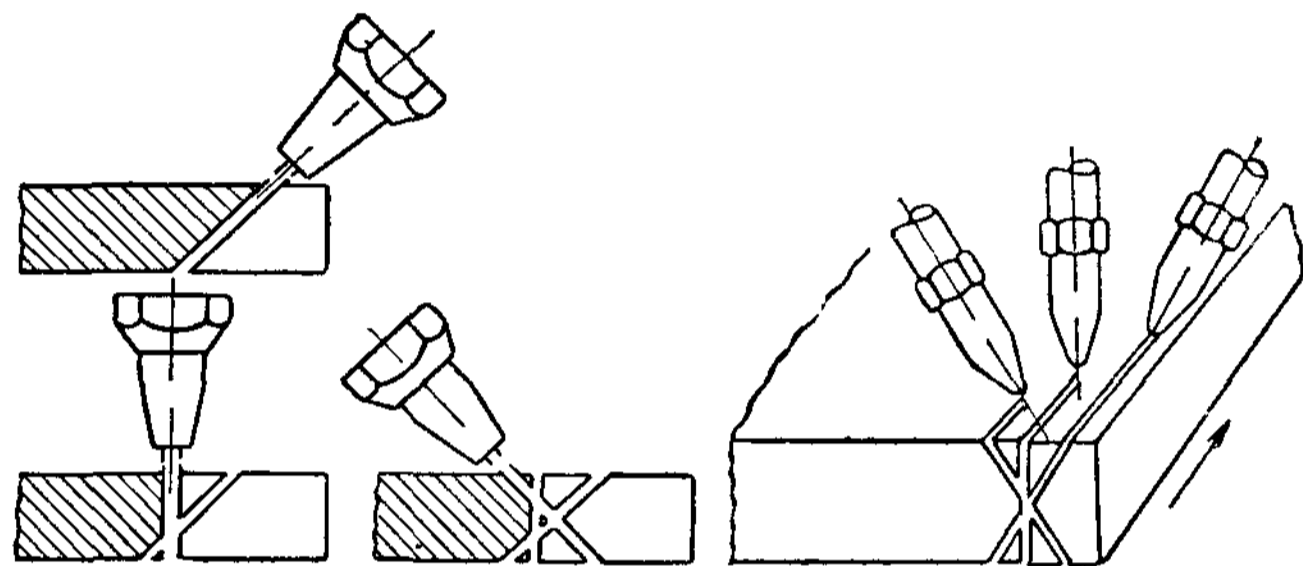


Рис. VII.7. Схема кислородной резки трехрезаковым полуавтоматом

что влечет за собой необходимость строгания таких кромок. При кислородной резке структурные изменения незакаливающихся сталей незначительны и мало зависят от толщины металла. Криволинейная резка возможна только при помощи кислорода.

Механическая кислородная резка автоматическими и полуавтоматическими газорезательными машинами обеспечивает высокую точность и чистоту поверхности реза при любой конфигурации детали. Возможность производить при помощи многорезаковых приспособлений одновременно с резкой подготовку кромок под сварку (с любой разделкой кромок) делает кислородную резку более производительной операцией, чем резка ножницами с последующим строганием кромок на кромкострогальных станках.

Процесс кислородной резки основан на свойстве нагретого до температуры воспламенения металла интенсивно сгорать в струе кислорода (рис. VII.6). Резак для кислородной резки имеет два мундштука (сопла): наружный — кольцевого сечения, по которому поступает горючая смесь (обычно из кислорода и ацетилена), образующая подогревательное пламя, и центральный — круглого сечения, по которому к раскаленному месту под давлением 2—6 кг/см² кислород, сжигающий сталь и выдувающий продукты горения в виде раскаленных капель окислов железа (шлака).

При изготовлении стальных конструкций широкое применение имеют полуавтоматические приборы для кислородной резки с одним, двумя и

даже тремя резаками, обеспечивающие одновременно с резкой односторонний и двухсторонний скос кромок под сварку (рис. VII.7 и VII.8). Скорость резки достигает 1,5 м/мин; толщина разрезаемых листов может быть от 4 до 100 мм.

Для направления движения полуавтомата по прямой применяют направляющую из уголка 40 X 4 мм, уложенного полкой на разрезаемый лист и прикрепленного к нему струбцинами или прихваточными швами. При вырезке деталей по окружности небольшого диаметра пользуются циркульным устройством; при резке по линиям малой кривизны (радиусом более 2 000 мм) применяют специальные шаблоны.

Наиболее высокая механизация и точность кислородной резки достигается при использовании автоматических газорезательных машин. На заводах стальных конструкций наибольшее распространение получила универсальная машина типа АСП-1 (рис. VII.9). Эта машина может поставляться тремя резаками для одновременной резки двух полос или вырезки одновременно до трех одинаковых фигурных деталей. Вырезка фигурных деталей

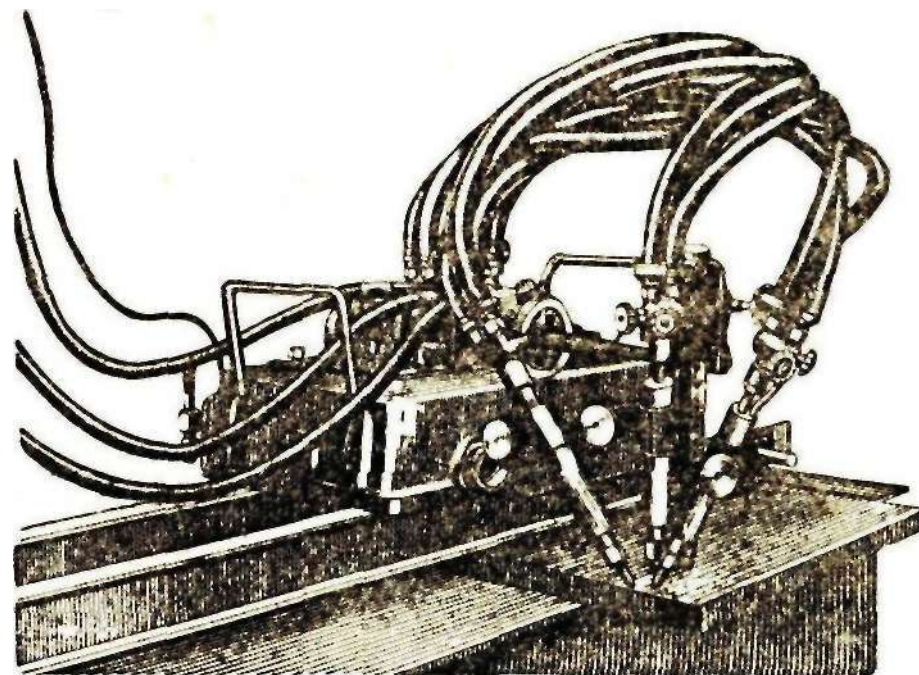


Рис. VII.8. Полуавтомат для кислородной резки

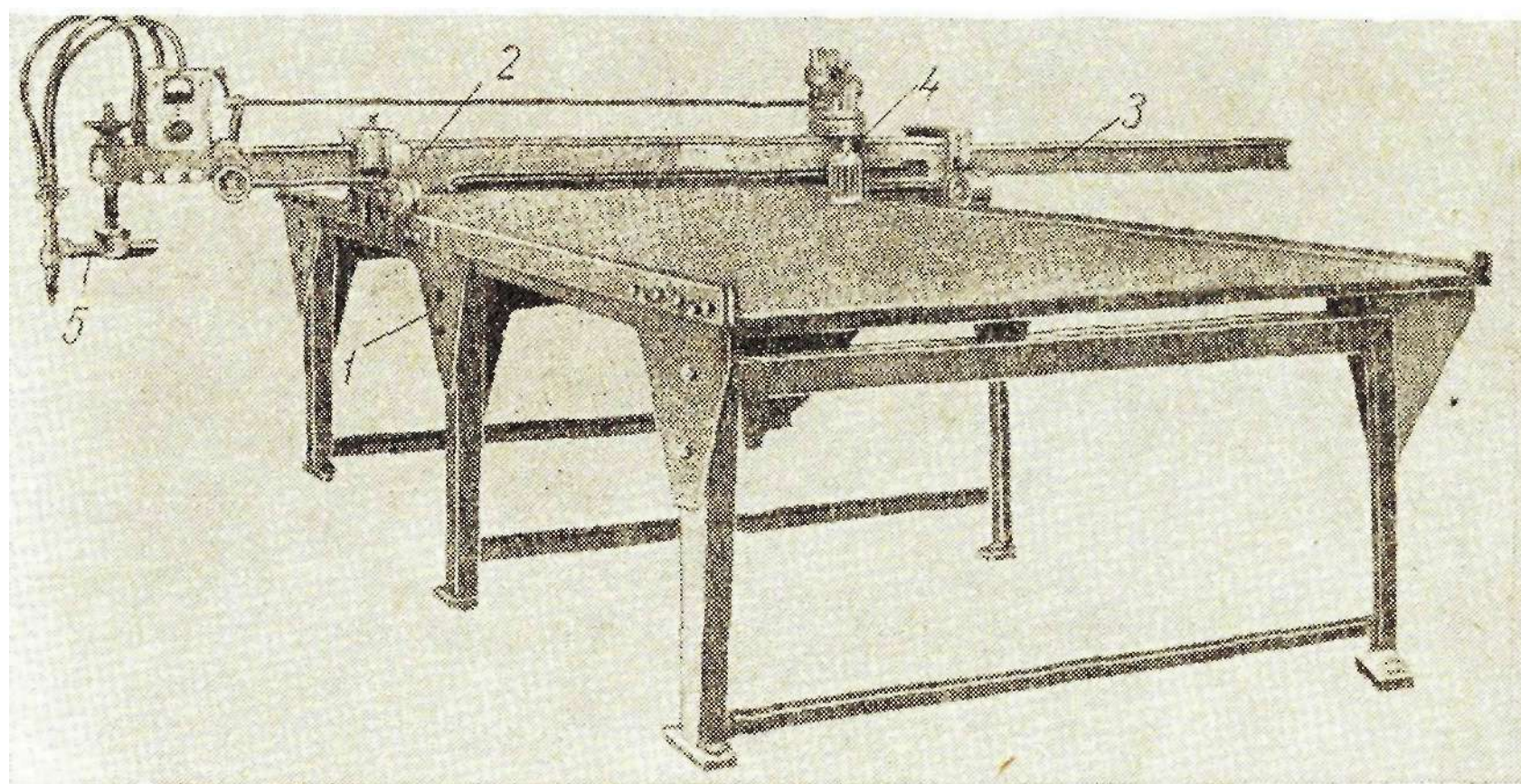


Рис. VII.9. Автоматическая машина для кислородной резки стали
1 — станина; 2 — тележка продольного хода; 3 — хобот; 4 — ведущий механизм; 5 — резак

производится по шаблону при помощи магнитной головки, копирующей очертание шаблона. Машина обеспечивает плавное передвижение ведущего механизма в продольном и поперечном направлениях, что дает возможность вырезать из листовой стали детали любого очертания.

Машиной АСП-1 можно вырезать детали шириной до 1 500 мм и длиной до 9 000 мм.

Для точной резки деталей различной конфигурации с габаритными размерами не более 750 X 1 500 мм применяются специальные машины

шарнирного типа, дающие отклонения от проектной линии реза порядка 0,3 мм.

Толщина стали при ручной кислородной резке может достигать 300 мм, а при автоматической — 500 мм. Так, при изготовлении стальных колонн каркаса высотного здания Дворца культуры и науки в Варшаве, на Днепропетровском заводе имени Бабушкина был выполнен большой объем работ по резке заготовок толщиной 440 мм на мощной газорезательной установке.

При кислородной резке под сварку по шаблону строгания кромок не требуется, так как в процессе сварки науглероженная зона металла подвергается расплавлению и отжигу, причем избыточное количество углерода выгорает.

3. Образование заклепочных и болтовых отверстий

Образование отверстий для заклепок и болтов производится двумя способами: продавливанием и сверлением.

Продавливание возможно только для каждой детали в отдельности при толщине стали до 25 мм и диаметре штемпеля (пуансона) до 26,5 мм при условии, что диаметр продавливаемого отверстия не менее чем на 2 мм превышает толщину стали (иначе резко увеличивается износ штемпелей).

Сверление возможно при любой толщине стали и любом соотношении между диаметром сверла и толщиной стали. В полках двутавров и швеллеров отверстия можно выполнять только путем сверления, поскольку грани полок непараллельны и вторая полка мешает установке детали на дыропробивном прессе. Это же относится к образованию отверстий в гнутых уголках.

Размеры отверстий под заклепки и болты указаны в § 1 главы VI.

Отверстия для заводских заклепок обычно делают диаметром на 3—6 мм меньше проектного и после сборки отправочного элемента рассверливают до проектного диаметра.

К совпадению монтажных отверстий предъявляются более строгие требования. Для обеспечения скоростного монтажа необходима высокая точность образования монтажных отверстий, не требующих рассверливания при монтаже. В тех случаях, когда в отдельных деталях ответственных конструкций нельзя получить необходимую точность расположения монтажных отверстий, их просверливают на заводе в сваренных или выклепанных отправочных элементах по кондукторам — точным стальным шаблонам толщиной 10—12 мм с точно просверленными отверстиями, огражденными запрессованными в них калеными втулками, направляющими сверло (см. рис. VII.36). Благодаря точности сверления монтажных отверстий по кондукторам все одинаковые отправочные элементы получают взаимозаменяемыми.

Сверление заводских отверстий в отдельных деталях в 4—5 раз менее производительно, чем их продавливание. Поэтому при образовании отверстий диаметром $d \leq 26,5$ мм в отдельных деталях толщиной $\delta \leq 25$ мм отверстия следует продавливать.

Процесс продавливания отверстий основан на скалывании металла по поверхности стенок отверстия (рис. VII.10). Деталь 2 помещают между неподвижной матрицей 1 и подвижным штемпелем 3 и включают пресс. Продавливание отверстий аналогично резке на ножницах; сначала штемпель вдавливается в сталь, напряжения увеличиваются, пока не достигнут временного сопротивления срезу, после чего происходит скалывание металла и отделение выкалываемой части (выдавки) от обрабатываемой детали.

Глубина пластического проникания штампея составляет около $\frac{1}{3}$ толщины стали. Продавливание изменяет структуру и свойства стали вблизи стенок отверстия (на глубину 2—3 мм) и ухудшает их вследствие наклепа.

Дыропробивные прессы по своей конструкции бывают одноштемпельные, двухштемпельные, четырехштемпельные и многоштемпельные

При дыропробивных прессах часто устраивают делительные столы, устраняющие необходимость наметки. Простейший делительный стол состоит из расположенной вдоль ролика линейки, на которой (на расстояниях, отвечающих шагам отверстий) располагаются шашки, служащие упорами уголка и фиксирующие его положение под прессом при продавливании отверстия (рис. VII.11).

Многоштемпельные прессы (рис. VII.12) имеют, кроме штампелей, ножи длиной 200 мм, используемые для одновременной продольной резки листов при продавливании в них отверстий; при этом расстояние от обрезанной кромки листа до первой продольной риски может быть только 50 мм, а до второй — не менее 100 мм.

Каждая подача листа при обработке на многоштемпельном прессе производится автоматически, на расстояние, равное шагу отверстий. Остановка производится концевыми выключателями у шпилек, расставленных на требуемых расстояниях вдоль каретки, передвигающей лист.

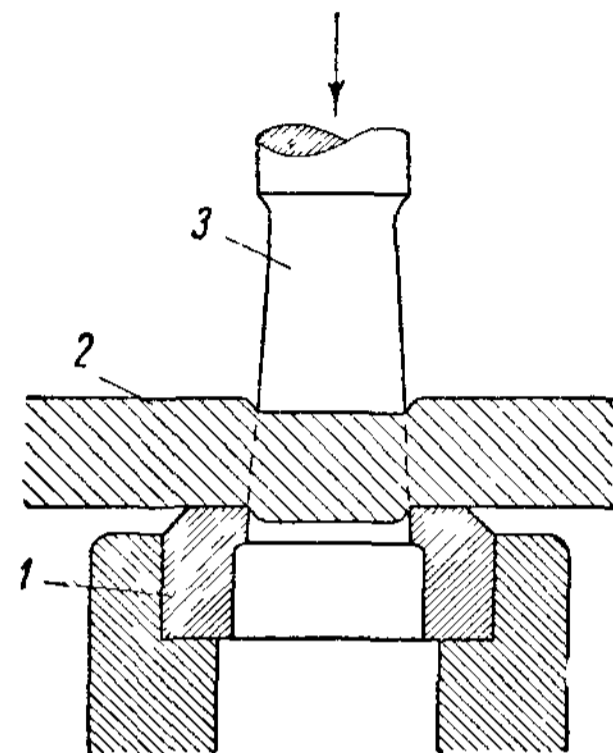


Рис VII.10 Процесс продавливания отверстия в металле на дыропробивном прессе

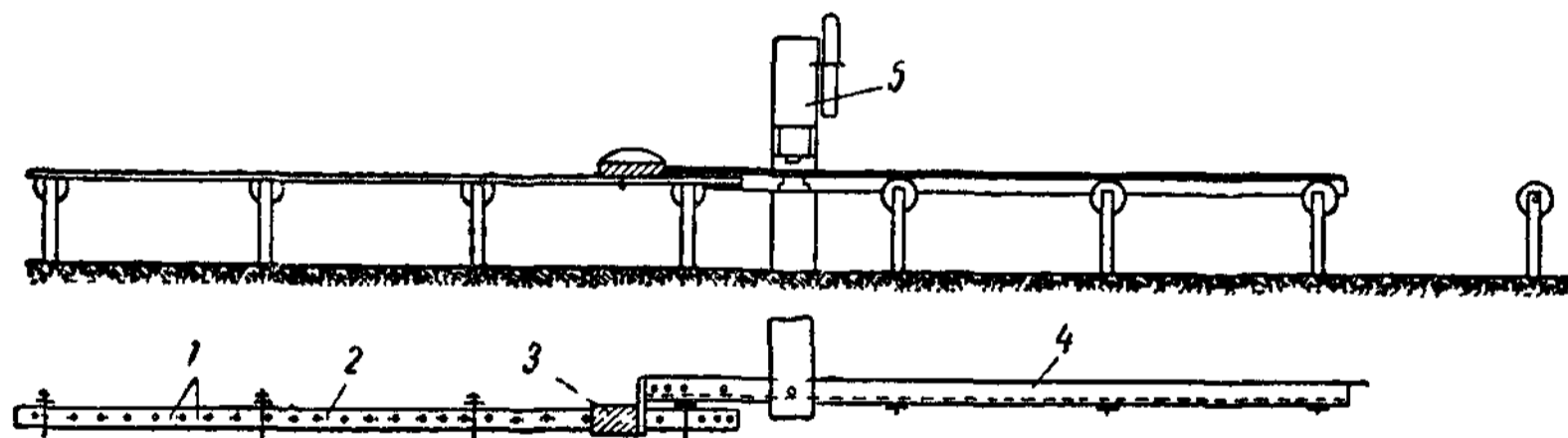


Рис. VII.11. Делительный стол для продавливания отверстий без наметки
1—отверстия, 2—линейка, 3—каретка, 4—обрабатываемая деталь (уголок), 5—пресс

При каждой остановке производится опускание штампелей поворотом рычага или от электромеханизма. В поперечном ряду могут опускаться различные штампели, в соответствии с чем расположение отверстий в рядах может быть различным, но не более чем в четырех комбинациях, что нужно учитывать при конструировании. Пример расположения отверстий при трех комбинациях указан на рис VII.13.

Патроны со штампелями и матрицы можно перемещать по зезу прессы и закреплять на расстояниях, соответствующих продольным рискам листа; поэтому для обработки на многоштемпельном прессе лист должен иметь постоянные продольные риски по всей своей длине. Наименьшее расстояние между соседними рисками определяется диаметром патрона, который в листовом и уголково многоштемпельных прессах равен 50 мм, а в балочном — 57 мм. Расстояние от края до оси первого попе-

речного ряда должно быть не менее 50 мм. Шаги отверстий могут быть любыми, но желательно, чтобы они были равны 80, 100, 160 или 200 мм (с целью их унификации и ускорения изготовления деталей).

При образовании отверстий на многоштемпельных прессах наметка листов не нужна.

Сверление отверстий заключается в постепенном снятии стружки в металле спиральным сверлом. Резание стали происходит при вращательном движении и осевой подаче сверла. Структура металла в зоне сверления не изменяется.

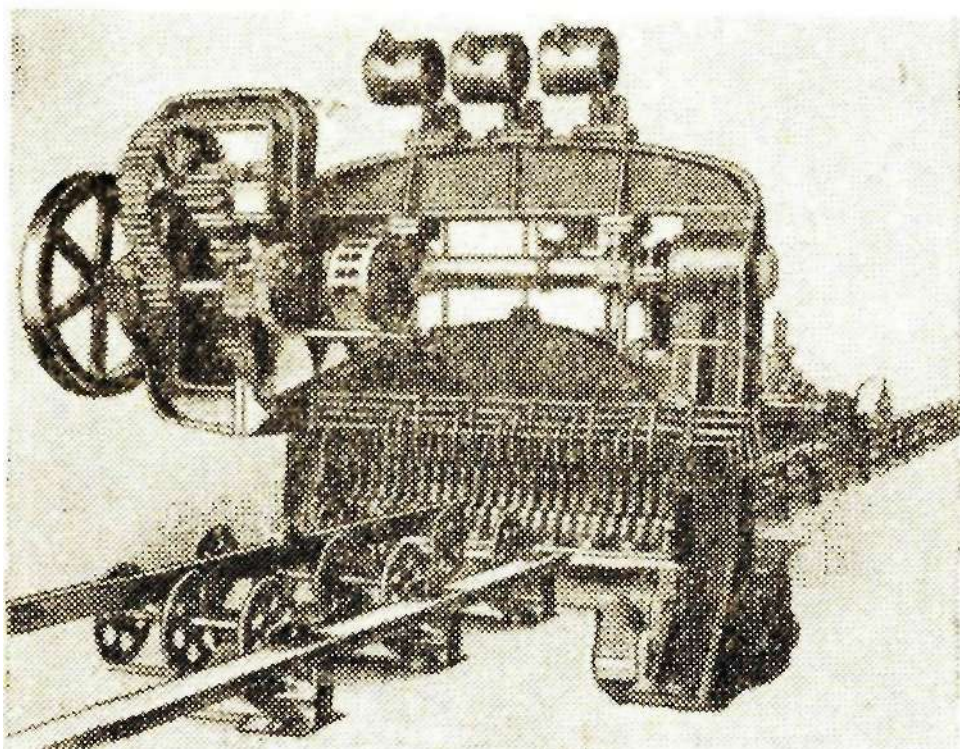


Рис. VI 1.12. Многоштемпельный пресс

На заводах стальных конструкций для сверления отверстий применяют радиально-сверлильные станки (рис. VI 1.14) и многошпиндельные сверлильные станки (рис. VI 1.15). Последние имеют группу шпинделей со сверлами (до 24 шт.), которые могут быть расположены в рядовом порядке на расстояниях, отвечающих шагу отверстий и дорожке.

Многошпиндельные станки делаются с вертикальным (рис. VII.15) или горизонтальным расположением сверл. Вертикальные станки применяются для сверления листовых деталей, а горизонтальные — для образования монтажных отверстий в готовых отправочных элементах.

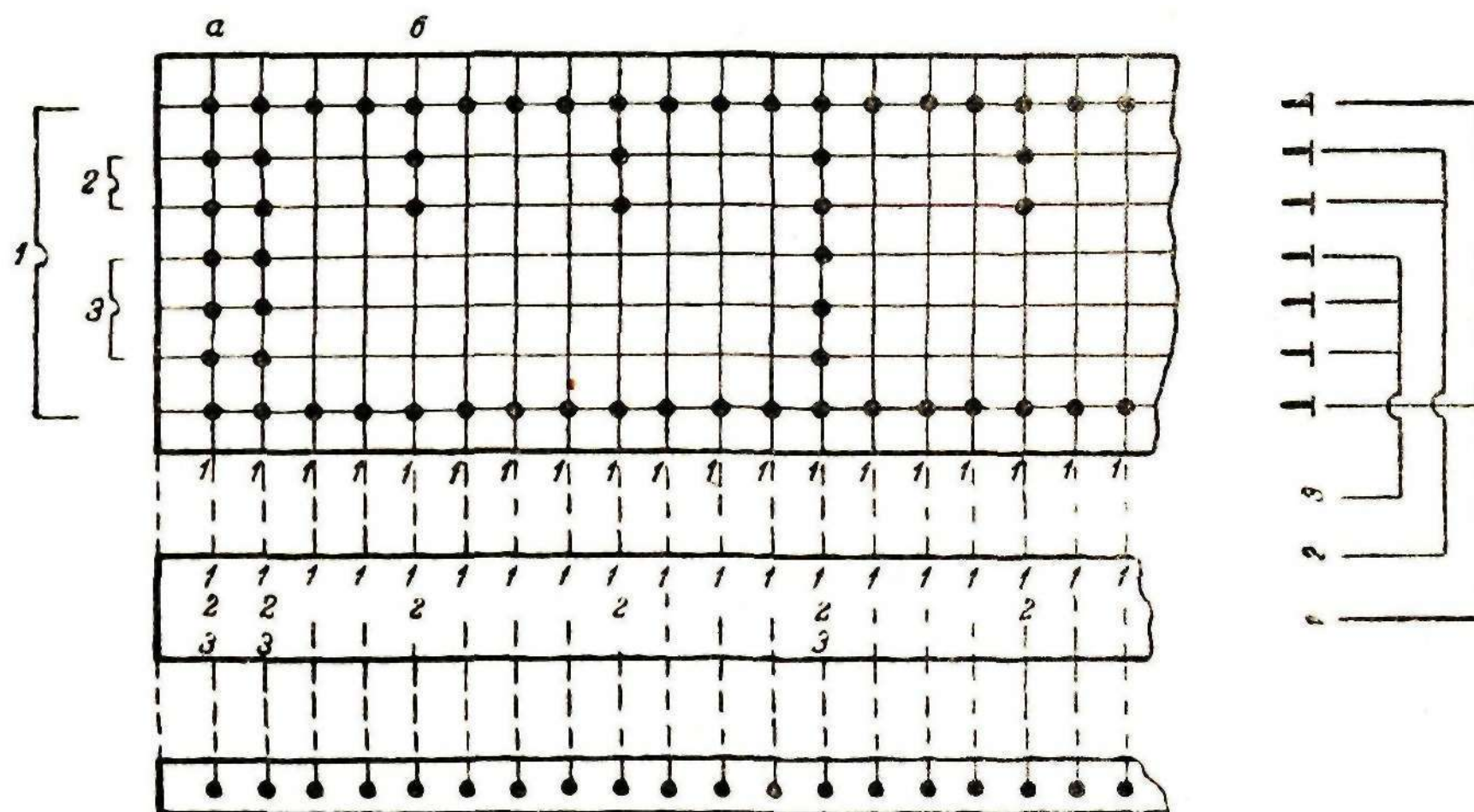


Рис. VII.13. Расположение отверстий при продавливании на многоштемпельном прессе при трех комбинациях расположения отверстий в поперечных рядах

Минимальный шаг шпинделей — 80 мм, наибольший диаметр сверла — 26,5 мм, наибольшее число рядов в продольном и поперечном направлениях — 6. В горизонтальных станках наибольшее расстояние от низа станины до верхнего ряда шпинделей составляет 760 мм. В поперечном направлении шпиндельные патроны могут перемещаться не более

чем на 235 мм. Указанные расстояния нужно учитывать при конструировании.

При отсутствии возможности или нерентабельности использования

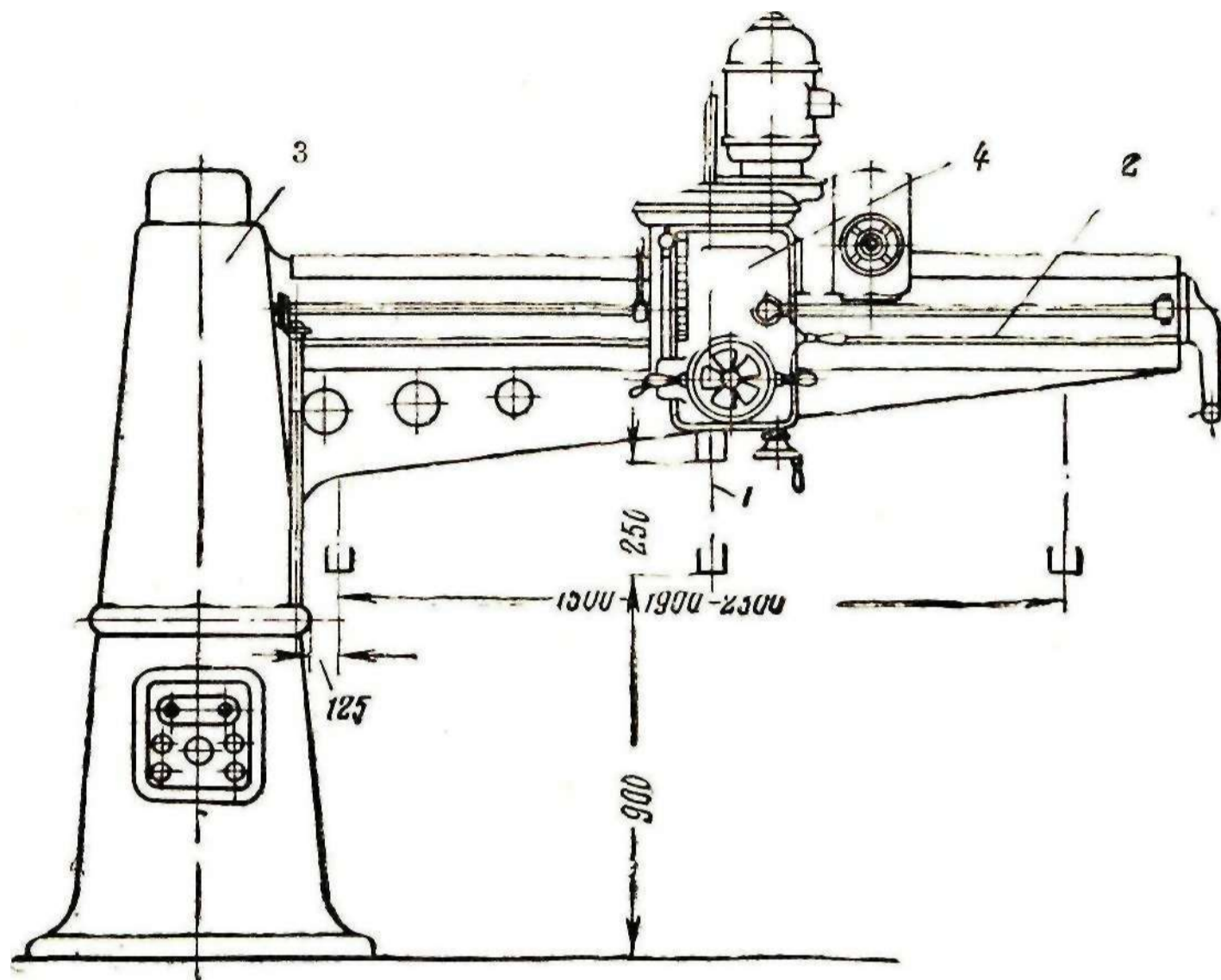


Рис. VII.14. Радиально-сверлильный станок
/ — шпиндель; 2 — хобот (консоль); 3 — стойка; 4 — суппорт (каретка)

сверлильных станков отверстия сверлятся с помощью пневматических сверлильных машинок.

В целях снижения трудоемкости изготовления конструкций, при проектировании следует предусматривать заклепочные и болтовые отверстия: в пределах отправочного элемента — одного диаметра, а в сооружении — не более двух-трех диаметров.

Способ образования отверстий — продавливанием, сверлением на проектный диаметр или продавливанием на меньший диаметр с последующим рассверливанием — должен быть указан в рабочих чертежах конструкций.

Диаметры отверстий, как указано в § 1 главы VI, принимаются на 1,5 мм больше диаметров непоставленных заклепок. То же требование относится к черным болтам диаметром до 22 мм включительно. При больших диаметрах болтов разница между номинальными диаметрами отверстия и черного болта составляет 2,5 мм.

Номинальным диаметром отверстия считается:

а) при выполнении отверстия продавливанием — номинальный диаметр штампея (пуансона);

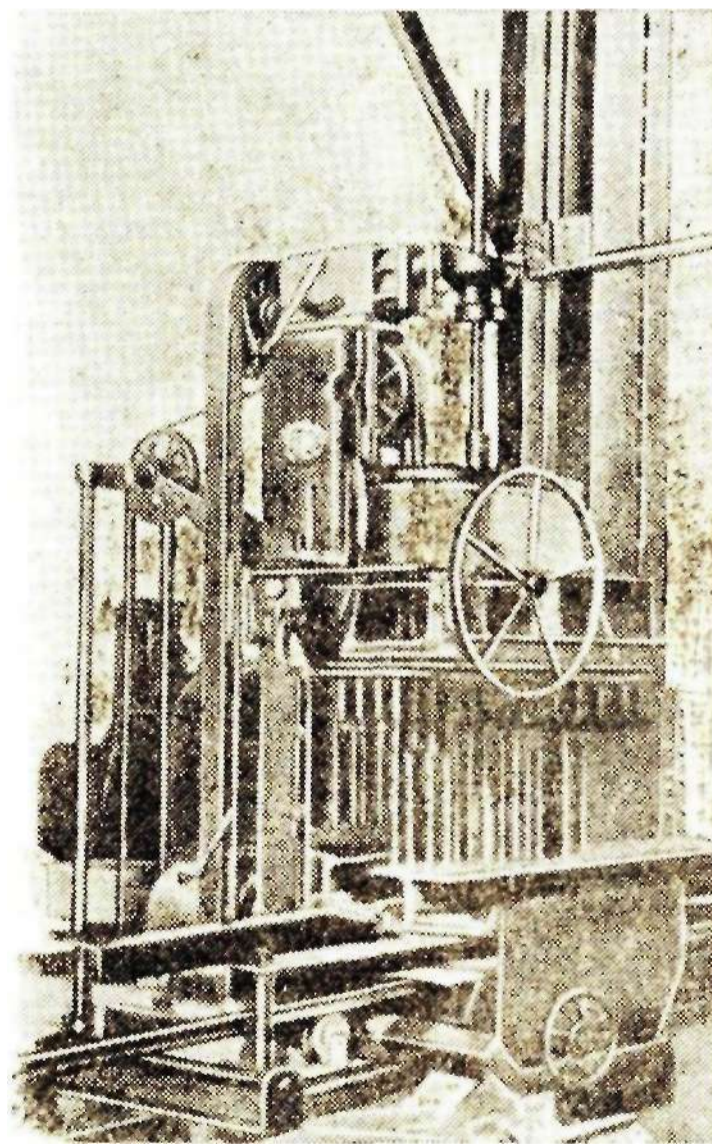


Рис. VI 1.15. Многошпиндельный сверлильный станок

б) при выполнении отверстия сверлением — номинальный диаметр сверла.

Отклонения диаметра отверстий для заклепок и черных болтов допускаются до $+1,7$ мм. Диаметр отверстий под чистые болты принимают равным диаметру болта с допуском $+0,3—0$ для отверстия и $+0—0,3$ мм для диаметра болта. В небольшом количестве допускаются и большие отклонения в несовпадении отверстий (до $1,5$ мм).

Забракованные отверстия могут быть с разрешения главного инженера или конструкторского отдела завода-изготовителя рассверлены на следующий больший диаметр (что должно учитываться при проектировании) или же заварены и просверлены вновь.

Выполнение всех монтажных отверстий на проектный диаметр, как правило, производится предприятием, изготавливающим конструкции.

4. Обработка кромок и торцов деталей

Обработка кромок применяется механическая и газопламенная. Механическая обработка кромок состоит в снятии путем строгания или фрезерования слоя металла глубиной $3—5$ мм с кромок или с торцов деталей в местах, предусмотренных рабочим чертежом.

Строгание или фрезерование под прямым углом к плоскости детали производится в следующих местах:

1) в нижних торцах вертикальных опорных планок балок и ферм — в случаях передачи усилия через эти торцы;

2) в верхних продольных кромках листов, предназначенных для стенок клепаных балок, работающих на подвижную нагрузку;

3) в кромках листовых деталей, обрезанных на ножницах, при толщине металла более 16 мм, если эти кромки не свариваются (для ответственных стальных конструкций).

Торцы деталей из полос, уголков, швеллеров и двутавров подвергаются фрезерованию в случае необходимости плотного прилегания их к смежным взаимно-перпендикулярным деталям. Торцы отправочных элементов конструкций, состоящих из нескольких первичных элементов, фрезеруются в собранном виде, после их сварки или клепки.

Механическую обработку кромок и торцов деталей производят на кромкострогальных, торцестрогальных и торцефрезерных станках (см § 5 настоящей главы).

Длина хода резца на кромкострогальных станках обычно равна $6—8$ м. Поэтому при проектировании клепаных балок, работающих на подвижную нагрузку, и при необходимости строгания верхней кромки стенки не следует применять для стенок листы длиной более 8 м.

Газопламенная обработка кромок применяется в случаях необходимости снятия фасок вдоль криволинейных кромок листовых деталей, снятия обушков у стыковых уголков и др.

5. Холодная гибка

Холодная гибка стали может производиться по кривой и под углом. Холодная гибка стали по кривой называется вальцовкой. Вальцовка применяется преимущественно при изготовлении листовых конструкций (резервуаров, газгольдеров, трубопроводов большого диаметра, кожухов доменных печей и т. п.) и производится в основном на гибочных вальцах. Наиболее удобными для вальцовки листов являются четырехвалковые листогибочные вальцы (рис. VII.16), имеющие дополнительный нижний валок, расположенный на одной вертикальной оси с верх-

ним. Верхний и нижний валки являются приводными, вращаются в разные стороны и перемещают зажатый между ними лист; два боковых холостых валка могут перемещаться по наклонным направляющим. На четырехвалковых вальцах подгибка краев производится одновременно с вальцовкой листа. При горизонтальном положении приводных валков и соответствующей установке боковых валков в наклонном положении на таких вальцах можно вальцевать листы по конической поверхности. Листы шаровых резервуаров, газгольдеров и куполов воздухонагревателей можно также вальцевать на трехвалковых листогибочных вальцах при применении специальных приспособлений. Полезная ширина листогибочных вальцев составляет обычно 3 м.

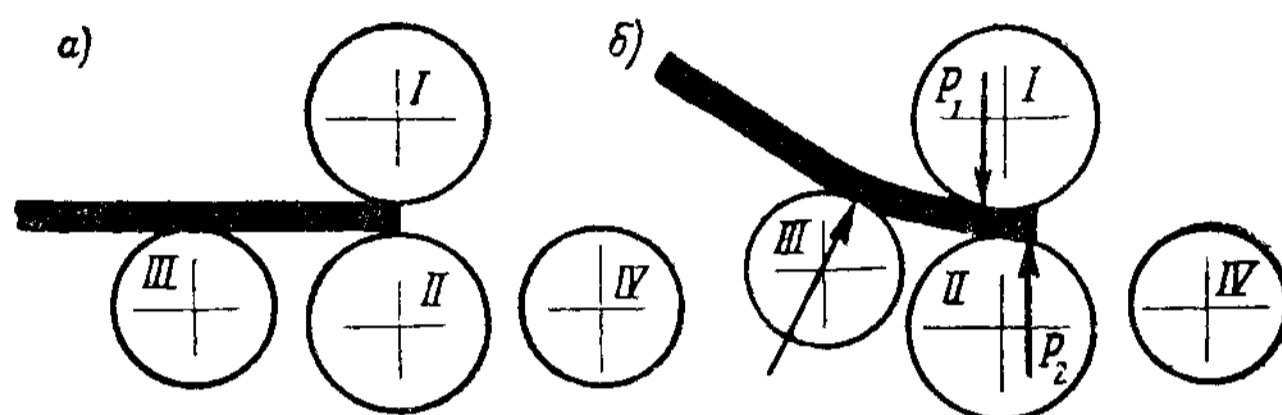


Рис. VII.16. Схема процесса вальцовки листовой стали на четырехвалковых листогибочных вальцах
а — закладка листа в валки, б — подгибка края листа

Вальцовку угловой стали осуществляют на углогибочных вальцах.

Холодную гибку по кривой швеллеров и двутавров производят на горизонтальном правильно-гибочном прессе.

При проектировании следует стремиться к тому, чтобы уголки и швеллеры не приходилось гнуть на перо во избежание выпучивания сжимаемых при вальцовке полок.

Для того чтобы сталь в процессе гибки не потеряла своих пластических свойств, радиус кривизны изгибаемого элемента симметричного сечения должен быть не меньше $25h$, где h — толщина листа или высота (ширина) профиля, перпендикулярная осям валков (роликов). Сказанное справедливо и для швеллера в случае его гибки в плоскости стенки.

При вальцовке в плоскости полок швеллеров и уголков наименьший радиус кривизны равен 45-кратной ширине полки, перпендикулярной осям роликов.

На чертежах стальных конструкций степень гибки иногда определяется не радиусом кривизны, а стрелой прогиба.

Максимальное значение стрелы прогиба при холодной гибке принимается

$$f = \frac{l^2}{200h},$$

где l — длина детали.

При меньших радиусах кривизны и больших стрелах прогиба гибка должна производиться с нагревом стали до температуры светло-желтого каления ($1000—1100^\circ$) и медленным охлаждением. Это обстоятельство необходимо учитывать при проектировании, избегая по возможности применения горячей гибки, являющейся гораздо более трудоемкой и дорогой операцией, чем холодная гибка стали.

Холодная гибка под углом листовой и широкополосной стали может производиться на специальных продольно-гибочных прессах

(рис. VII.17). Уголгиба изменяется от 90° до 180° установкой матриц, соответствующих различным углам штампа. Радиус закругления рабочей части штампа составляет от 1,3 до 1,5 толщины обрабатываемой стали. Указанные прессы развивают давление до 400 т; длина рабочей части штампов - до 6 м. На них можно за один-четыре хода штампа изготов-

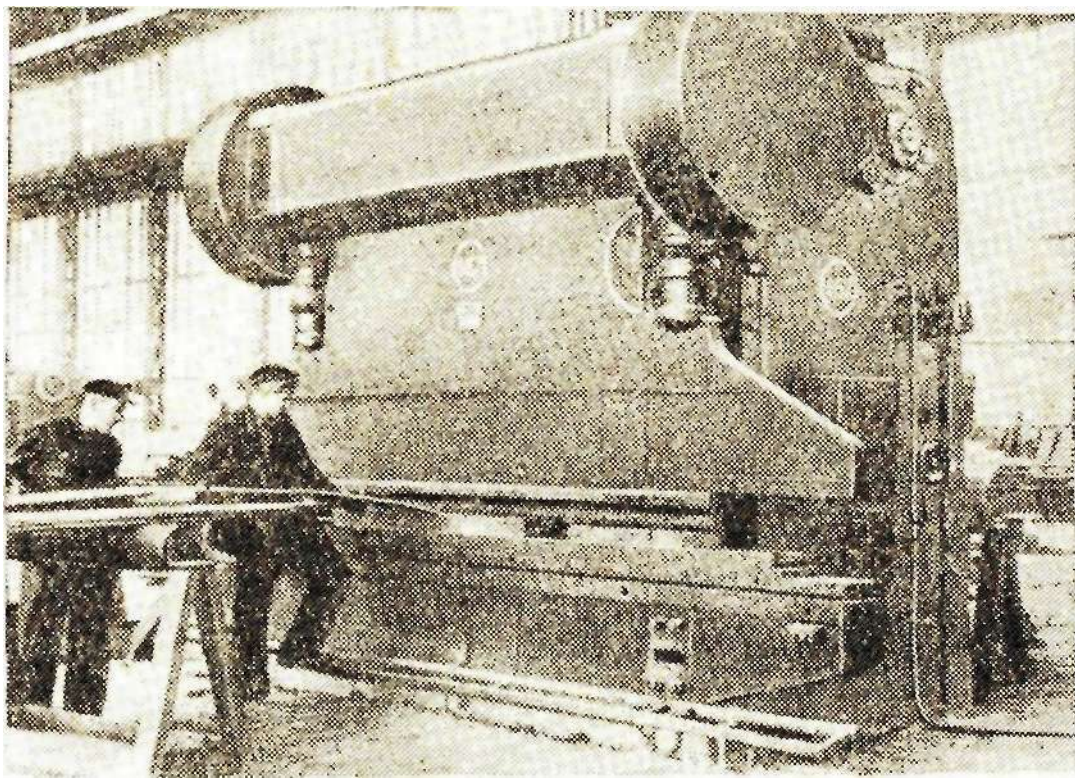


Рис. VII.17. Продольно-гибочный пресс для холодной штамповки деталей из листовой и широкополосной стали

при замене элементов составного сечения одним гнутым профилем две трудоемкие операции — сборка и сварка — заменяются одной, значительно менее трудоемкой операцией — профилировкой универсальной стали в роликогибочном стане.

6. Горячая обработка стали

Операции, которые невозможно выполнить путем холодной гибки, например гибка по кривой прокатной стали при относительно малых радиусах кривизны и больших стрелах прогиба готовых деталей, гибка под углом листовой стали толщиной более 16 мм или при углегиба менее 90° — любой толщины, гибка под углом двутавров и швеллеров в плоскости стенки, смалковка, размалковка и высадка уголков, штамповка и отбортовка эллипсоидальных днищ и т. п., должны производиться в кузнечном цехе с нагревом стали до температуры светло-желтого каляния. Высадка, смалковка и размалковка уголков производятся молотом с помощью специальных штампов, обеспечивающих параллельность полок при высадке и заданный угол между полками при малковке.

Штамповка эллипсоидальных днищ диаметром до 3,8 м осуществляется на четырехколонных гидравлических прессах.

Кузнечные работы нарушают нормальный ход технологического процесса, усложняют и удорожают изготовление стальных конструкций. Поэтому при проектировании следует избегать деталей, требующих горячей обработки, предусматривая их только в тех случаях, когда это технически и экономически обосновано.

7. Обработка деталей на поточных линиях

Все рассмотренные выше станки и приспособления располагаются в цехе по определенным направлениям, называемым «маршрутами», так как деталь, как это было указано в § 2 настоящей главы, при изготовлении конструкции проходит через станки последовательно.

лять детали из листовой или широкополосной стали толщиной до 16 мм, длиной до 6 м.

В специализированных цехах металлургических заводов гнутые профили длиной до 12 м изготавливаются методом холодной гибки металла на высокопроизводительных роликогибочных станах.

Применение в стальных конструкциях гнутых профилей дает экономию металла порядка 10%,

а также значительное снижение трудоемкости и ускорение процесса изготовления, поскольку

Ввиду специализации оборудования таких маршрутов получается достаточно много; так, уголки подвергаются резке на специальных угольных ножах и образованию отверстий на одноштемпельном прессе; листы режутся на гильотинных ножницах (рис. VII.4) и обрабатываются на многоштемпельном прессе (рис. VII.12) и, таким образом, имеют свои маршруты.

Обычно в цехах обработки имеется не менее трех маршрутов: для уголкового, листового и балочного металла. Подача металла к станкам производится нижним транспортом, краны только снимают материал с тележек и передают на станки; все это замедляет производство и отношение машинного времени (времени работы станка) к полному при изготовлении металлических конструкций относительно мало. Для повышения коэффициента использования станков в настоящее время применяются автоматические маршруты, по которым материал движется от

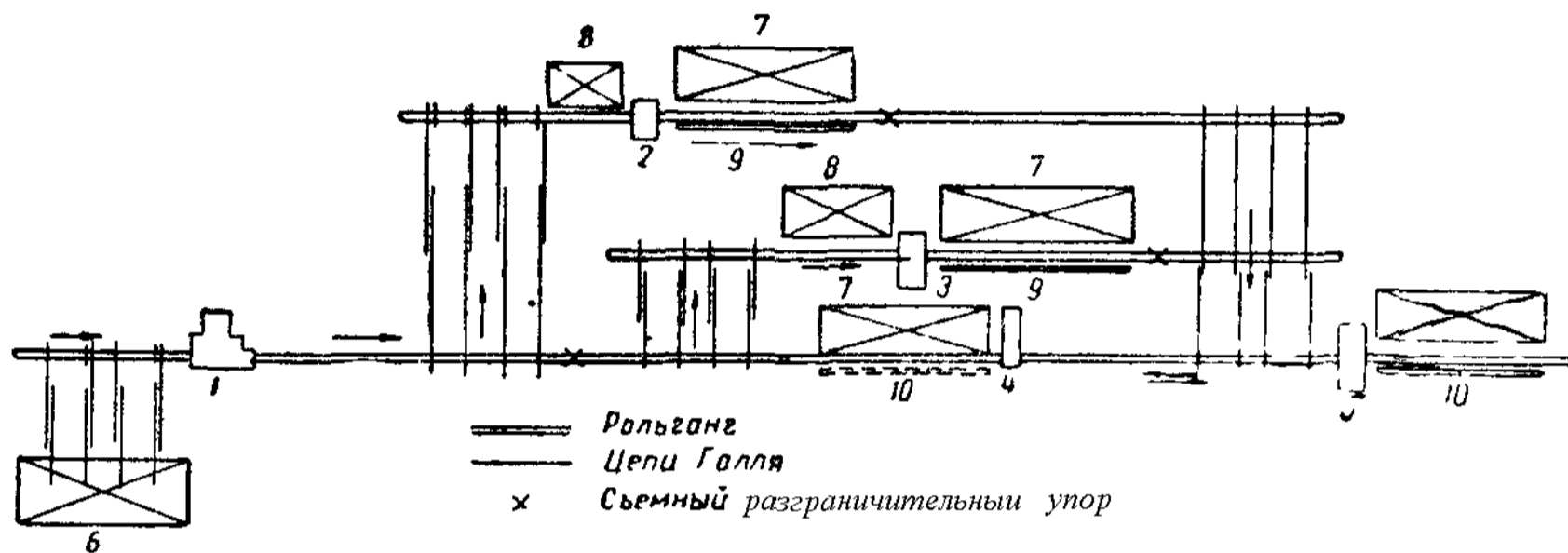


Рис VII 18 Схема поточной линии обработки уголка (Кулебакский завод)
 1 — уголкаправильный станок, 2—ножницы для малых калибров, 3—ножницы для больших калибров, 4 — одноштемпельный пресс; 5 — многошпиндельный сверлильный станок, 6 — загрузочный стеллаж, 7 — стеллаж готовой продукции, 8 — стеллаж для обрезков, 9 — стол для упоров, 10 — делительный стол

станка к станку автоматически, а станки настраиваются для своей работы с помощью программного управления. Такие маршруты называются поточными линиями, так как вследствие своей большой стоимости они выгодны только при большом количестве («потоке») однотипных деталей. Продольное перемещение материала у станков производится по рольгангу; поперечное от одной линии к другой — при помощи движущихся цепей Галля, перемещающих детали.

Наиболее разработаны поточные линии цеха обработки.

Для примера на рис. VII.18 показан автоматический маршрут для обработки уголков. Он начинается с уголкаправильных вальцев 1, около которых устраивается загрузочный стеллаж 6, откуда поперечным механизмом «дозатором» уголки по одному передаются на рольганги вальцев; пройдя правку, они поперечным движением передаются на рольганг угловых ножниц, малые уголки — к ножу 2, большие — к ножу 3. Партии больших и малых уголков должны быть разделены. Резка производится по упору 9, устанавливаемому программным управлением. Обработанные уголки передаются на стеллаж готовой продукции 7, обрезки — на стеллаж обрезков 8. Если в уголке должны быть образованы отверстия, уголок поперечным движением передается на рольганг дыропробивного пресса 4, пробивающего отверстия с помощью делительного стола 10, колки которого точно так же, как перемещение уголка на рольганге, устанавливаются программным управлением.

Каждый станок должен иметь свой рольганг ввиду различия скорости подачи и операций у станка, зависящих от процесса и операции.

Аналогичные линии осуществляются для обработки, сборки и сварки двутавровых балок, котлов и цистерн, газопроводных труб и др.

Автоматические линии резко сокращают количество обслуживающего персонала, значительно повышают производительность труда и съём продукции с тех же производственных площадей (в три-четыре раза).

§ 5. СБОРКА, СВАРКА И КЛЕПКА ОТПРАВОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

После окончания всех операций в цехе обработки детали по каждому заказу комплектно сдают на склад полуфабриката, где производится их приемка, сортировка, хранение и выдача цехам, выпускающим готовую продукцию, — сварочному и клепальному.

1. Сборка сварных конструкций

Сборка стальных конструкций является одной из самых трудоемких операций процесса их изготовления (см. табл. VII.1). Технологический процесс сборки должен обеспечивать размеры конструкций, указанные в рабочих чертежах (КМД).

Сборка стальных конструкций производится на стеллажах или стендах в условиях, исключающих возможность деформации собираемых деталей и конструкций.

Сборка отдельных отправочных элементов состоит из раскладки поданных деталей, собственно сборки и закрепления деталей в проектном положении.

При сборке сварных конструкций применяются различные приспособления, обеспечивающие правильное размещение и закрепление деталей в положении, указанном на рабочем чертеже. Обеспечение заданных размеров сварных конструкций и качества сварных швов в значительной степени зависит от точности изготовления деталей. Поэтому требования, предъявляемые к точности обработки деталей сварных конструкций, выше, чем деталей клепаных конструкций.

Для предотвращения протекания расплавленного металла в щели между деталями сборка конструкций под автоматическую сварку должна выполняться таким образом, чтобы зазоры между кромками и примыкающими поверхностями деталей в соединениях в стык, втавр и внахлестку не превышали 1 мм. Такая точность сборки может быть достигнута только при тщательной правке металла, а также при точной резке и обработке кромок деталей.

При сборке стыковых и тавровых соединений необходимо ставить в конце швов выводные планки (см. рис. V 34).

При сопряжении в стык листов разной ширины следует осуществлять плавный переход от большей ширины к меньшей, что достигается путем газопламенной обработки. То же относится к стыку листов разных толщин.

Для ускорения сборки и уменьшения сварочных напряжений сначала собирают и сваривают отдельные части конструкций (подкрановые консоли, стержни колонн, опорные узлы, плоские фермы пространственных решетчатых конструкций), после чего уже собирают конструкции целиком (колонны, фермы, пространственные решетчатые конструкции).

Сборка решетчатых конструкций производится путем разметки или при помощи различных приспособлений. Сборка по разметке состоит в том, что на ровном стенде разбивается и расчерчивается схема фермы; в узлах, центрируя по намеченным на фасонках осям, располагают узловые фасонки, на них размещают по осям стержни поясов и решетки и

прихватывают их к фасонкам. Сборка по разметке дорога и медленна; поэтому она применяется редко, только при раскладке нижней половины первой фермы (при тавровых поясах из уголков). После выверки и приемки отделом технического контроля ферма переносится на стеллажи и

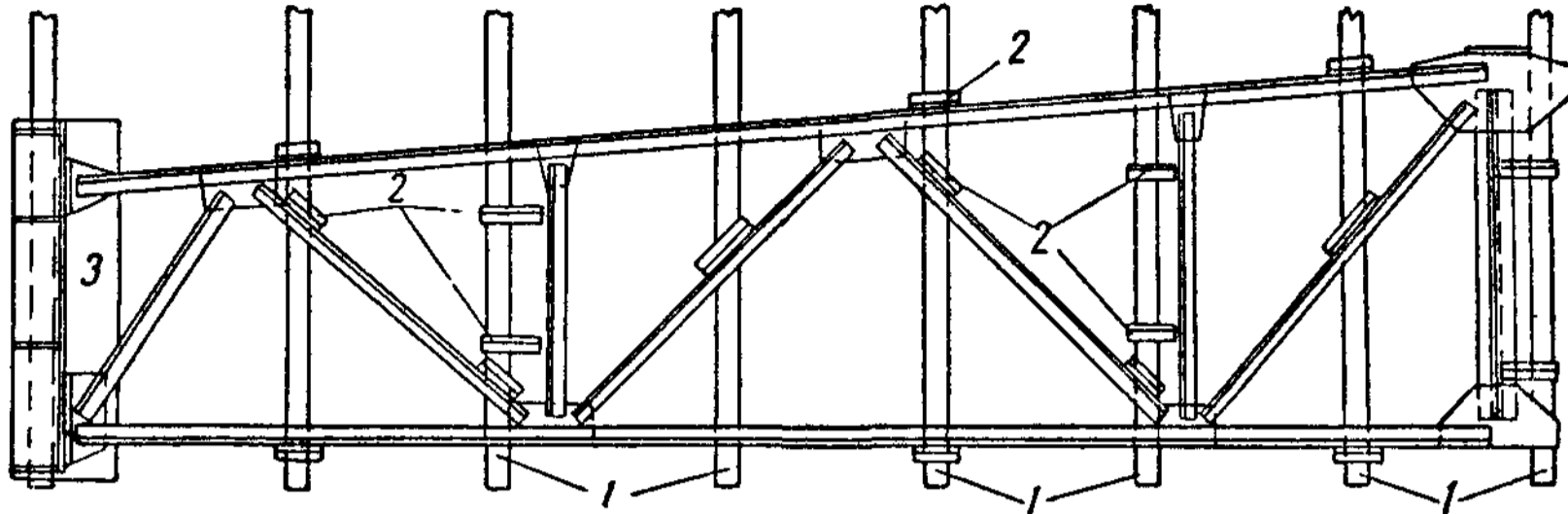


Рис. VII.19. Сборка плоских решетчатых конструкций в простейшем кондукторе из уголковых упоров

1 — стеллажи; 2 — упоры из уголковых коротышей; 3 — съемный кондуктор для сборки опорных узлов ферм

служит образцом, по которому к стеллажам прикрепляют уголковые упоры, определяющие положение стержней всех остальных ферм той же марки. На каждом торце образовавшегося таким образом кондуктора целесообразно расположить съемный кондуктор, точно фиксирующий расположение монтажных отверстий для соединения фермы со смежными элементами (например, колоннами) и делающий все фермы данной марки одинаковыми по расположению монтажных отверстий и взаимозаменяемыми (рис. VII.19).

Можно воспользоваться собранной половиной фермы как образцом (копиром) для остальных ферм и без приварки к стеллажам фиксирующих уголков. Для этого собранную половину фермы устанавливают перьями уголков на стеллажи и на ней собирают совершенно такую же вторую половину (с фасонками). После приварки к фасонкам верхних уголков поясов и раскосов собранную часть фермы кантуют, переносят на соседние стеллажи и на ней раскладывают и приваривают недостающие уголки поясов и раскосов таврового сечения. В это время на копире собирают следующую ферму. Сборка идет быстро, но качество ее хуже из-за возможных неточностей выкладки смежных уголков тавровых сечений фермы (рис. VII.20).

Сплошные конструкции двутаврового, коробчатого, корытного или крестового сечений собирают при помощи инвентарных приспособлений или в кондукторах с винтовыми или пневматическими прижимами.

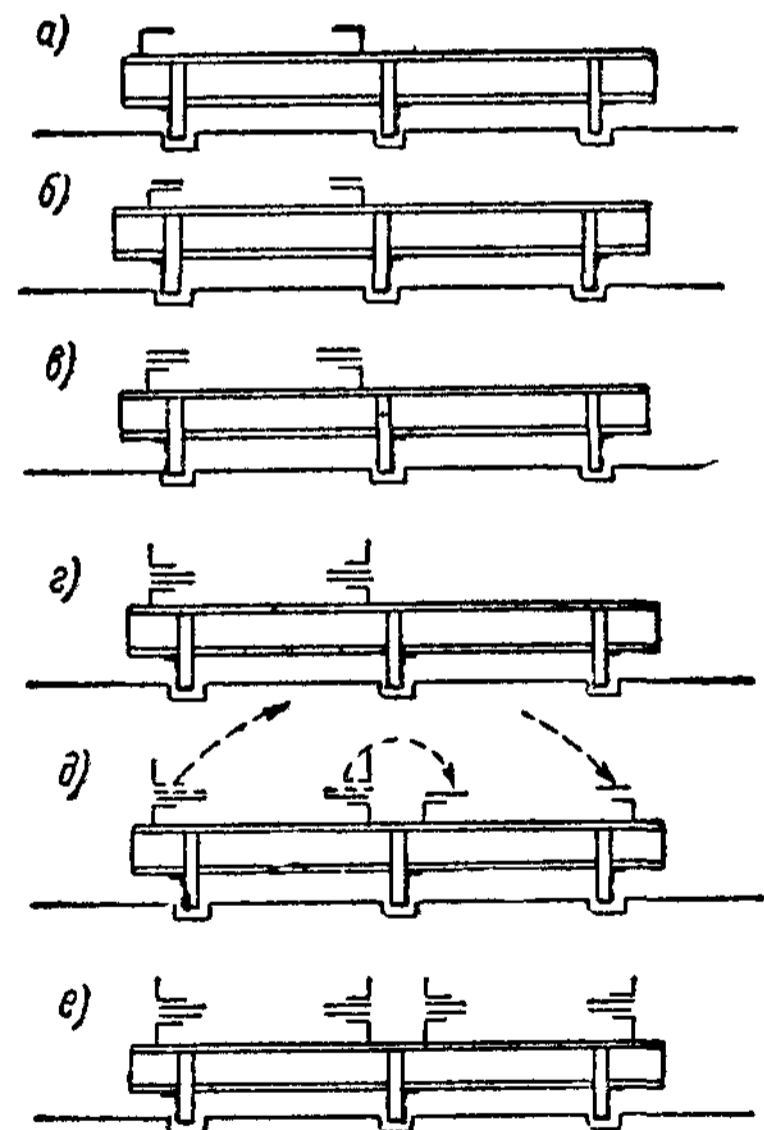


Рис. VII.20. Сборка плоских решетчатых конструкций по копиру
а, б — сборка шаблонного экземпляра конструкции (копира); в, г — сборка конструкции по копиру; д — перекантровка собранной конструкции; е — окончание сборки конструкции и начало сборки следующей фермы

В механизированном кондукторе для сборки элементов двутаврового сечения (рис. VII.21) можно собирать элементы с высотой стенки от 400 до 2000 мм, шириной полок от 200 до 640 мм и длиной до 14 м. Производительность труда при сборке в таком кондукторе повышается в 3—4 раза по сравнению со сборкой без кондуктора. При проектировании сварных элементов двутаврового сечения необходимо учитывать указанные выше габаритные размеры.

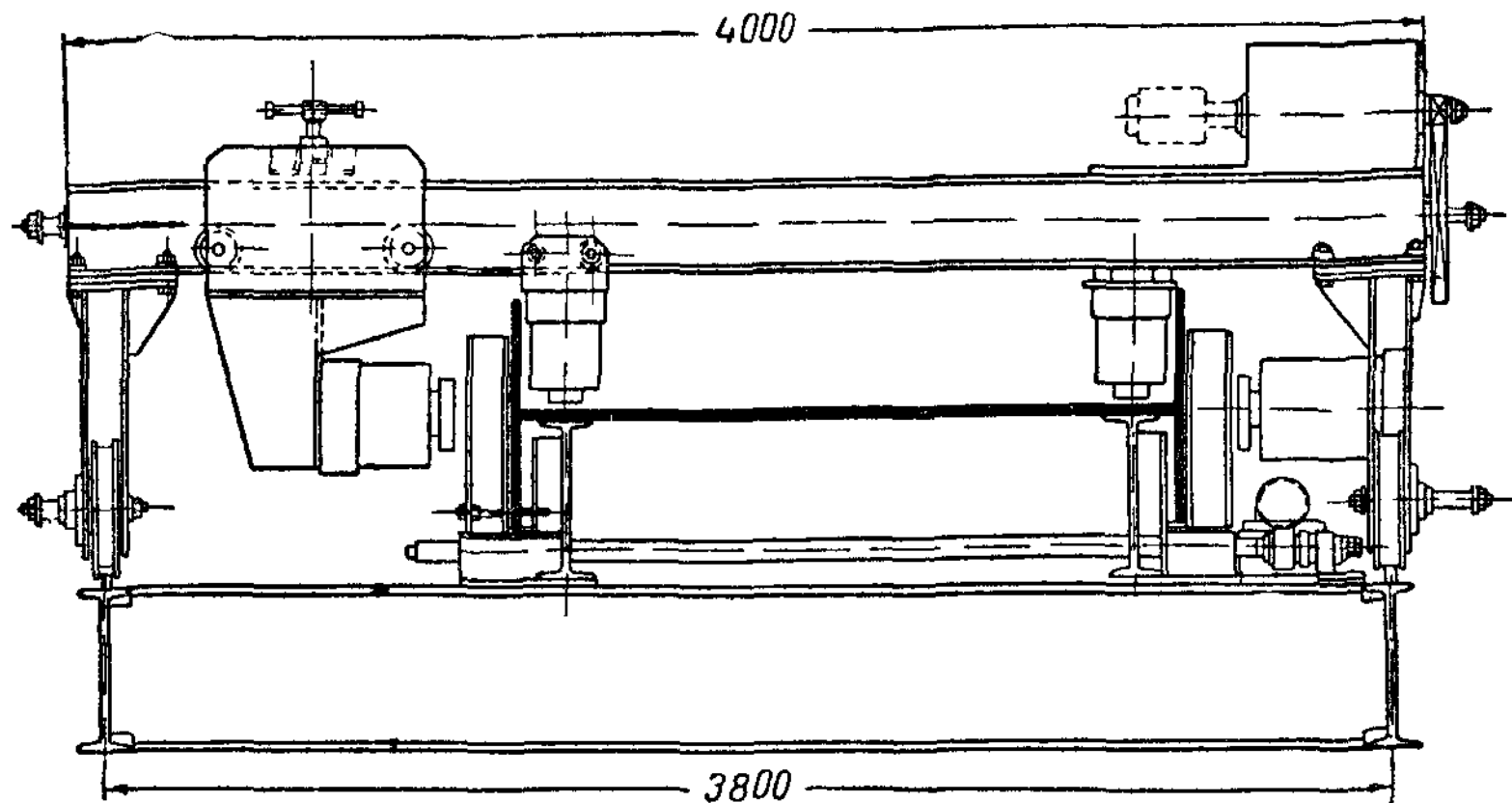


Рис. VII. 21. Механизированный кондуктор с передвижным порталом и пневматическими домкратами для сборки сплошных конструкций двутаврового сечения

Сборочные кондукторы резко повышают производительность труда и точность сборки.

Габаритные цилиндрические конструкции типа горизонтальных резервуаров, газгольдеров постоянного объема, трубопроводов большого

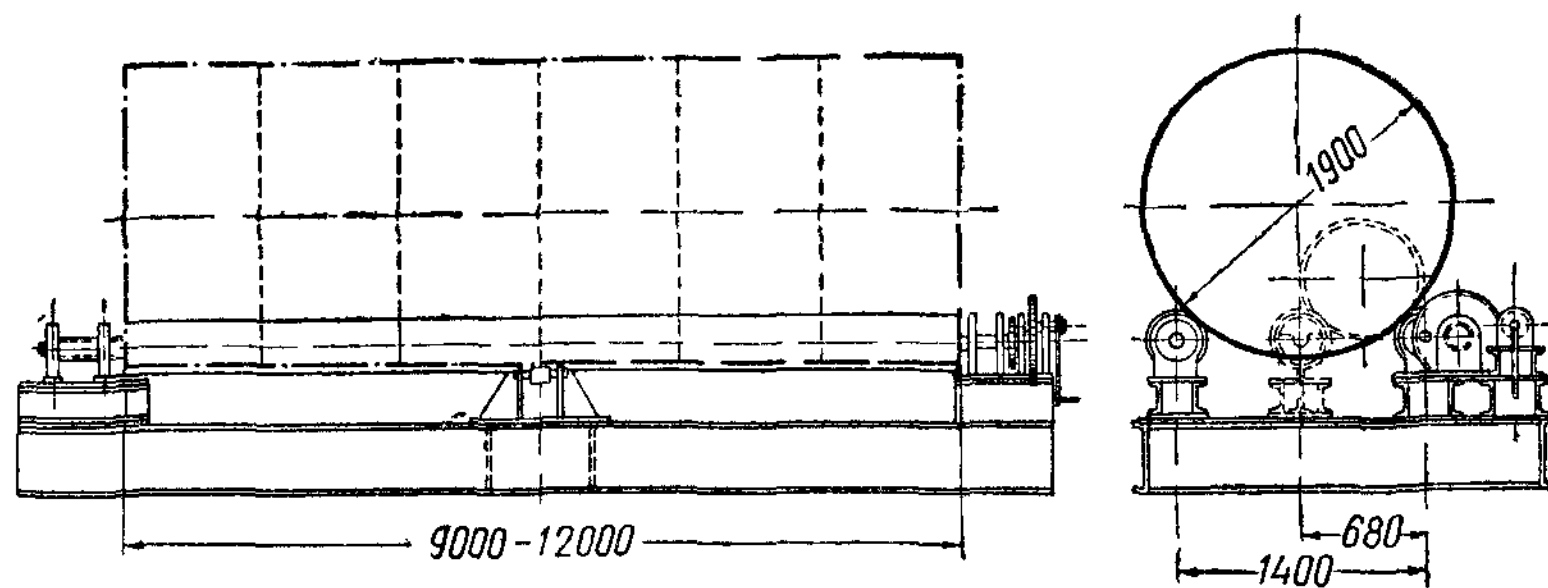


Рис. VII.22. Трубчатый стенд для сборки габаритных цилиндрических конструкций

диаметра собирают из заранее свальцованных обечаек на трубчатых стендах (рис. VII.22), позволяющих вести сборку цилиндрических конструкций диаметром от 1200 до 3250 мм. Заводское изготовление полотнищ корпуса и днища вертикальных цилиндрических резервуаров емкостью 100—5000 м³ конвейерным способом¹ производится на специальном двухъярусном стенде (рис. VII.23). Ширина такого стенда несколько больше высоты резервуара и равна 12,8 м, а длина превышает 30 м. На одном конце стенда установлен холостой барабан² диаметром

¹ Предложено Г. В. Раевским (Институт электросварки им. Е. О. Патона Академии наук УССР) В 1958 г. за разработку и внедрение этого метода группе работников присуждена Ленинская премия.

3300 мм, а на втором — сворачивающее устройство, состоящее из двух планшайб 4 и 8, которые могут вращаться от электропривода. На таком стенде производится полная сборка и сварка листов, составляющих полотно корпуса, площадь которого равна поверхности стенки резервуара.

Сборка листов производится на нижнем ярусе стенда. Для этого листы 9 из пачек, расположенных вблизи стенда, по монорельсу 1 ко-

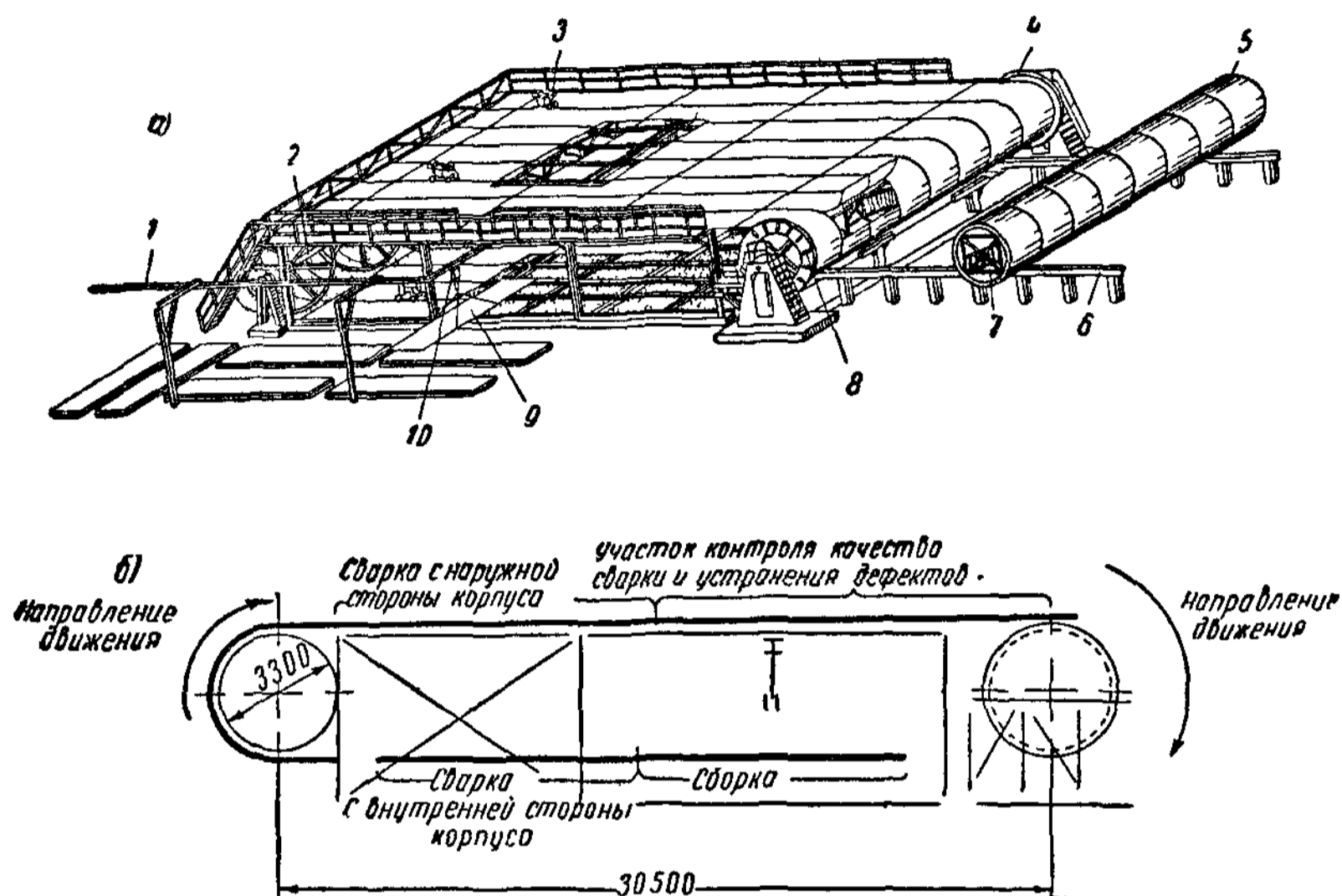


Рис. VII.23 Двухъярусный стенд для изготовления негабаритных цилиндрических резервуаров способом рвлонирования
а — общий вид, б — схема ведения работ

кой 10 подают на стенд. Здесь их соединяют и производят подварку швов. Собираемое полотно по мере присоединения к нему листов перетягивается сворачивающим устройством на верхний ярус стенда, огибая холостой барабан. Теперь становится доступной другая поверхность полотна, на которой сварочными тракторами 3 производится автоматическая сварка швов (рис. VII.23).

К планшайбам сворачивающего устройства прикрепляется шахтная лестница 7 резервуара, на которую наворачивается полотно. Законченный изготовлением рулон 5 отсоединяют от полотна следующего резервуара (процесс ведется непрерывно), снимают со стенда, скатывают по эстакаде 6 и отгружают.

Аналогичным способом изготавливают плоские днища резервуаров в виде двух половин.

Для удобства изготовления резервуаров конвейерным способом необходимо при проектировании предусматривать кольцевые соединения корпуса стыковыми (кроме верхних поясов толщиной 4—5 мм), а также совмещение всех стыков листов в отдельных поясах в одну линию.

2. Сварка отправочных элементов

Сварка за последние годы стала основным технологическим процессом соединения деталей в стальных конструкциях.

Сварка отправочных элементов может производиться только после проверки правильности их сборки. Места сварки непосредственно перед

наложением шва должны быть тщательно очищены. Виды сварки, применяемые в стальных конструкциях, схема процесса сварки и типы сварных швов указаны в курсе технологии сварки и § 1 и 2 главы V.

На сварку затрачивается больше 30% от общей суммы затрат труда на изготовление стальных конструкций. Поэтому дальнейшее повышение производительности труда на этой операции имеет решающее значение для снижения трудоемкости изготовления стальных конструкций в целом.

Основным средством повышения производительности труда при сварке является применение автоматической сварки под слоем флюса. Практика применения автоматической сварки при изготовлении стальных кон-

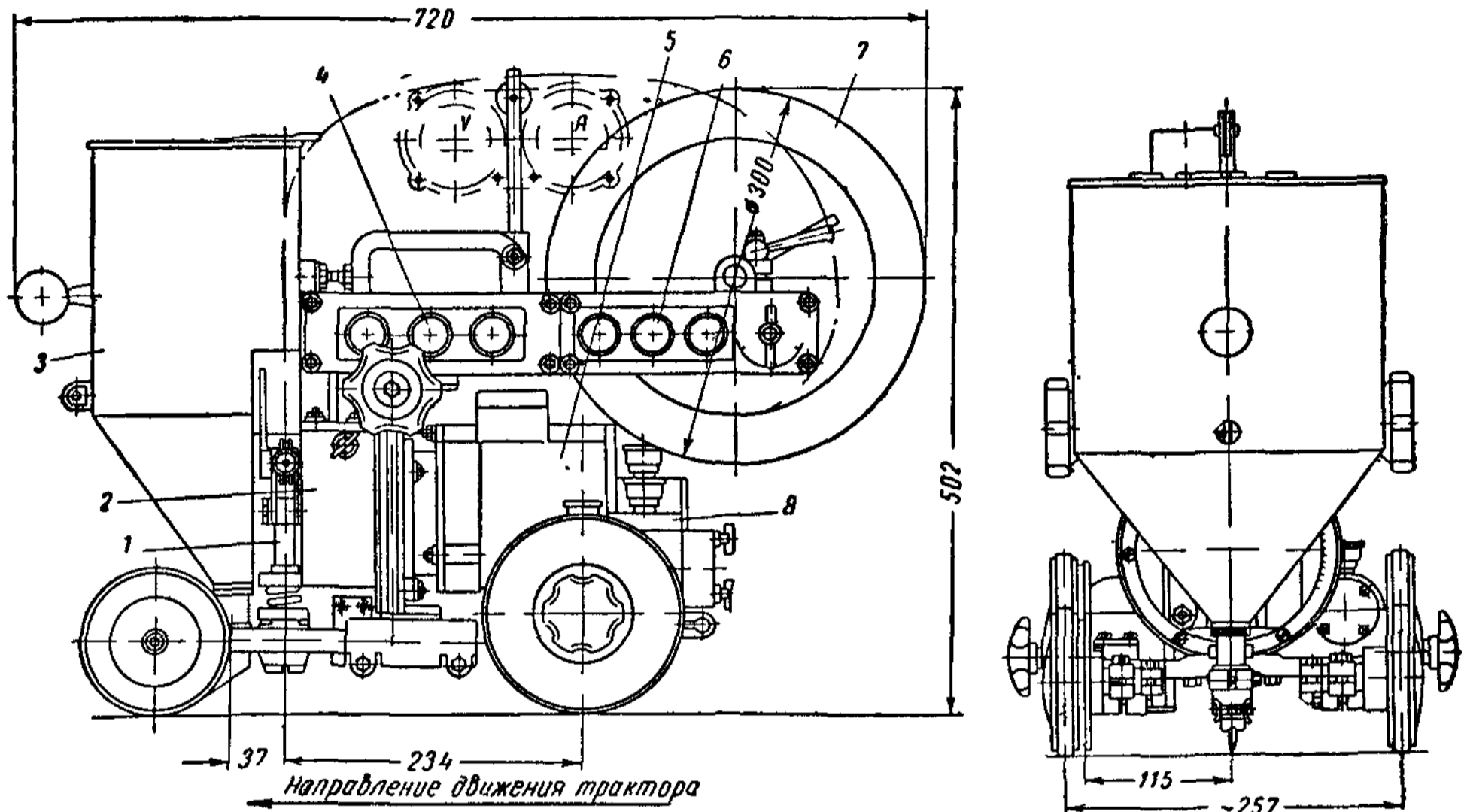


Рис. VII.24. Сварочный трактор типа ТС-17М (схема)

1 — мундштук для электродной проволоки, 2 — механизм для подачи проволоки, 3 — бункер для флюса, 4, 6 — пульты управления, 5 — электродвигатель, 7 — катушка для электродной проволоки; 8 — механизм для передвижения трактора вдоль шва

струкций показывает, что автоматические сварочные машины должны быть достаточно универсальными для того, чтобы они могли производить сварку элементов различных сечений и габаритов.

Наиболее универсальными машинами для автоматической сварки стальных конструкций являются сварочные тракторы¹ типа ТС-17 и ТС-17М (рис. VII.24). Эти тракторы, являющиеся переносными самоходными сварочными автоматами, допускают однопроходную сварку угловых швов с катетом до 14 мм и двухстороннюю сварку в стык листов толщиной до 30 мм в нижнем положении.

Наименьшие размеры элемента двутаврового сечения из трех листов, который может быть сварен трактором: высота стенки — 370 мм, ширина пояса — 180 мм.

Тракторами можно сваривать в нижнем положении стыковые и угловые швы цилиндрических и сферических оболочек снаружи и внутри при наименьшем радиусе кривизны 1 200 мм. Для повышения эффективности использования трактора кантовка свариваемых элементов должна производиться не мостовыми кранами, а специальными кантователями.

Кантователи для автоматической сварки горизонтальных резервуа-

¹ Д. П. Шиловец, Изготовление стальных конструкций, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

ров, газгольдеров постоянного объема, труб большого диаметра и аналогичных листовых конструкций представляют собой механизированные роликовые стенды, аналогичные изображенному на рис. VII.22.

Автоматическая сварка листовых цилиндрических конструкций долгое время производилась с предварительной подваркой шва вручную. В 1950 г. ГПИ Проектстальконструкция была разработана и внедрена установка для сварки на флюсовой подушке, формирующей тыльную поверхность шва без ручной подварки продольных прямолинейных швов цилиндрических конструкций; при этом сварка производится трактором, помещаемым внутри конструкции. Дальнейшим усовершенствованием процесса автоматической сварки является сварка на флюсовой подушке кольцевых швов цилиндрических конструкций. Производительность такой сварки с принудительным формированием тыльной поверхности шва в 1,8—2 раза выше производительности автоматической сварки с ручной подваркой.

При соединении в стык относительно тонких листов применяется автоматическая сварка на остающейся стальной подкладке (см. § 2 главы V).

В этом случае при проектировании предусматривается зазор в 2—3 мм и подкладка шириной 30—50 мм, толщиной 3 мм, предохраняющая от протекания расплавленного металла.

Одним из способов повышения производительности труда при ручной сварке является применение электродов, имеющих высокий коэффициент наплавки.

В 1950 г. в Швейцарии разработан метод автоматической сварки с применением намагничивающегося флюса¹. Этот метод основан на способности специального флюса, имеющего в своем составе стальные порошки, намагничиваться и притягиваться к голой проволоке при прохождении по ней сварочного тока, в результате чего вокруг конца проволоки создается покрытие из порошкообразного флюса, а процесс сварки уподобляется сварке открытой дугой при помощи электродов с качественным покрытием.

В 1955 г. в ГПИ Проектстальконструкция разработана конструкция специального приспособления к держателю электродной проволоки и флюса для полуавтоматической сварки, позволяющая применять намагничивающийся флюс, а также разработаны техника и режимы полуавтоматической сварки с намагничивающимся флюсом².

Схема сварки с намагничивающимся флюсом приведена на рис. VII.25.

В разработанной конструкции приспособления у выходного отвер-

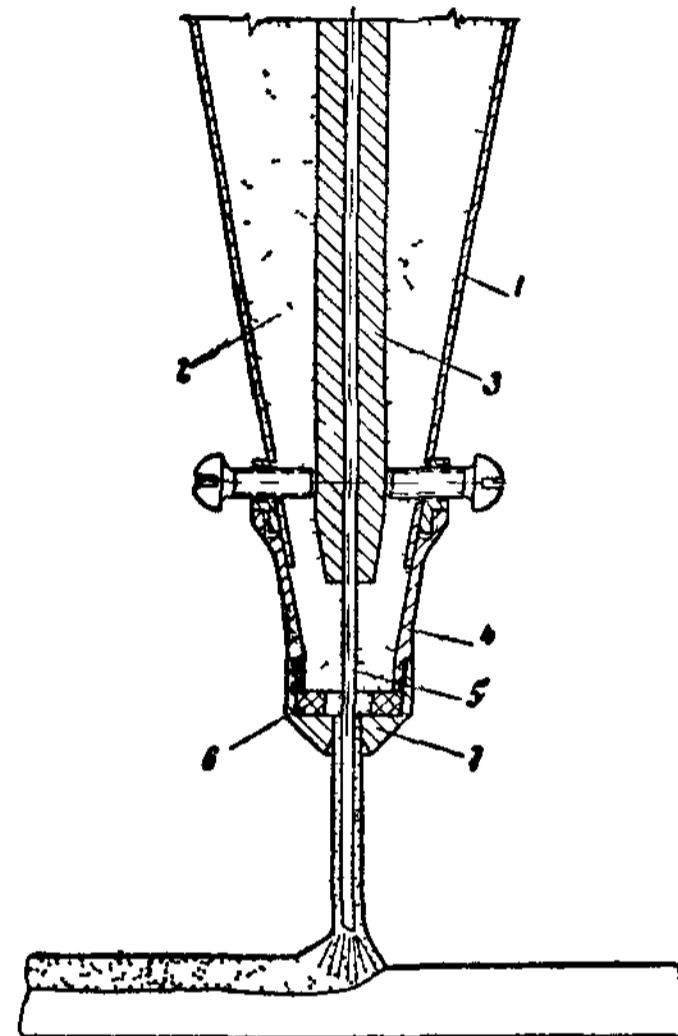


Рис VII.25 Схема полуавтоматической сварки с намагничивающимся флюсом с применением специального приспособления

1—бункер держателя ДШ-5, 2—намагничивающийся флюс, 3—токоподводящая трубка, 4—корпус приспособления, 5—сварочная проволока диаметром 2 мм; 6—постоянный магнит 7—медная калибрующая втулка с отверстием диаметром 6,5 мм

¹ Braun Boveri Rev (July), 1950

² ГПИ Проектстальконструкция Разработка намагничивающегося флюса и наставки для полуавтоматической сварки стали марки Ст 3, М, 1956, вып № 1621-И

стия бункера, в который насыпается флюс, расположен электромагнит, оставляющий небольшой кольцевой зазор вокруг электрода для выхода флюса. Флюс притягивается к магниту и закрывает зазор, однако во время сварки, при пропуске тока через электрод, магнитное поле электрода погашает поле электромагнита и флюс притягивается к электроду, обволакивает его и выходит вместе с ним, образуя защитное покрытие электрода. При прекращении сварки магнитное поле электрода перестает действовать и зазор автоматически закрывается. Таким образом, флюс выходит только во время сварки, расход флюса незначителен, уборки флюса после сварки не требуется. При сварке с намагничивающимся флюсом дуга открыта, что обеспечивает возможность наблюдения за процессом сварки и формирования шва.

Шланговым полуавтоматом можно производить сварку под слоем флюса стыковых и угловых швов любой длины в нижнем положении при силе сварочного тока от 200 до 600 а. Производительность полуавтоматической сварки в 2—3 раза больше производительности обычной ручной сварки.

Ручная сварка короткой дугой с глубоким проплавлением (см. § 1 главы V и рис. V.2) широко применяется в настоящее время при производстве стальных конструкций. Около половины всех швов сваривается этим способом, особенностью которого является плотное опирание электрода торцом покрытия на свариваемые детали после возбуждения дуги, которая горит в кольцевом козырьке из тугоплавкой обмазки и концентрированно передает тепло изделию.

При сварке короткой дугой повышение производительности труда достигается главным образом за счет сокращения объема наплавленного металла и большего расплавления основного. Наиболее эффективна сварка с глубоким проплавлением угловых швов толщиной 5—6 мм, эквивалентных по прочности швам толщиной 6—8 мм при обычном способе сварки (см. § 5 главы V).

За последнее время при сварке элементов большой толщины с успехом стали применять электрошлаковый способ (рис. V.4). При этом способе сварки между свариваемыми изделиями оставляется довольно широкий зазор (1—1,5 см), закрываемый сбоку охлаждаемыми медными ползунками, а снизу — доннышком, который заполняется наплавленным металлом.

Электрошлаковая сварка весьма производительна и очень проста по своему технологическому процессу.

В последнее время в практику изготовления стальных конструкций вошел новый тип сварного соединения — электрозаклепками под слоем флюса (рис. V.19) или при помощи проплавления (рис. V.20). Электрозаклепки применяются при соединении внахлестку двух или трех деталей, в частности при соединении в пакет широких и толстых листов.

При толщине верхней детали 25 мм и диаметре отверстия 23,5 мм продолжительность постановки одной электрозаклепки составляет 15 сек.

Способом проплавления можно приваривать верхние листы к нижним без образования отверстий.

Сварка в защитной струе газа может выполняться либо неплавящимся электродом (вольфрам в случае аргона и графит в случае углекислого газа), либо плавящимся электродом (см. § 1 главы V).

Аргонодуговая сварка получила распространение при изготовлении конструкций из алюминиевых сплавов.

Под защитой углекислого газа можно сваривать углеродистые и низколегированные стали. Производительность сварки в струе углекислого газа при одинаковых режимах выше производительности полуавтомати-

ческой сварки под флюсом. Стоимость 1 кг металла, направленного полуавтоматом под защитой углекислого газа, на 10—20% ниже, чем при сварке под флюсом.

Типовая конструкция горелки (пистолета) для полуавтоматической сварки плавящимся электродом в струе углекислого газа показана на рис. V.5.

3. Контроль качества сварки

Контроль качества сварных швов производится следующими методами в зависимости от типа конструкции.

1) *Контроль качества прочных швов:*

а) наружным осмотром, устанавливающим, соответствуют ли фактические размеры шва требованиям проекта и имеются ли в швах видимые дефекты — подрезы, непровары, поры, шлаковые включения, трещины, незаплавленные кратеры;

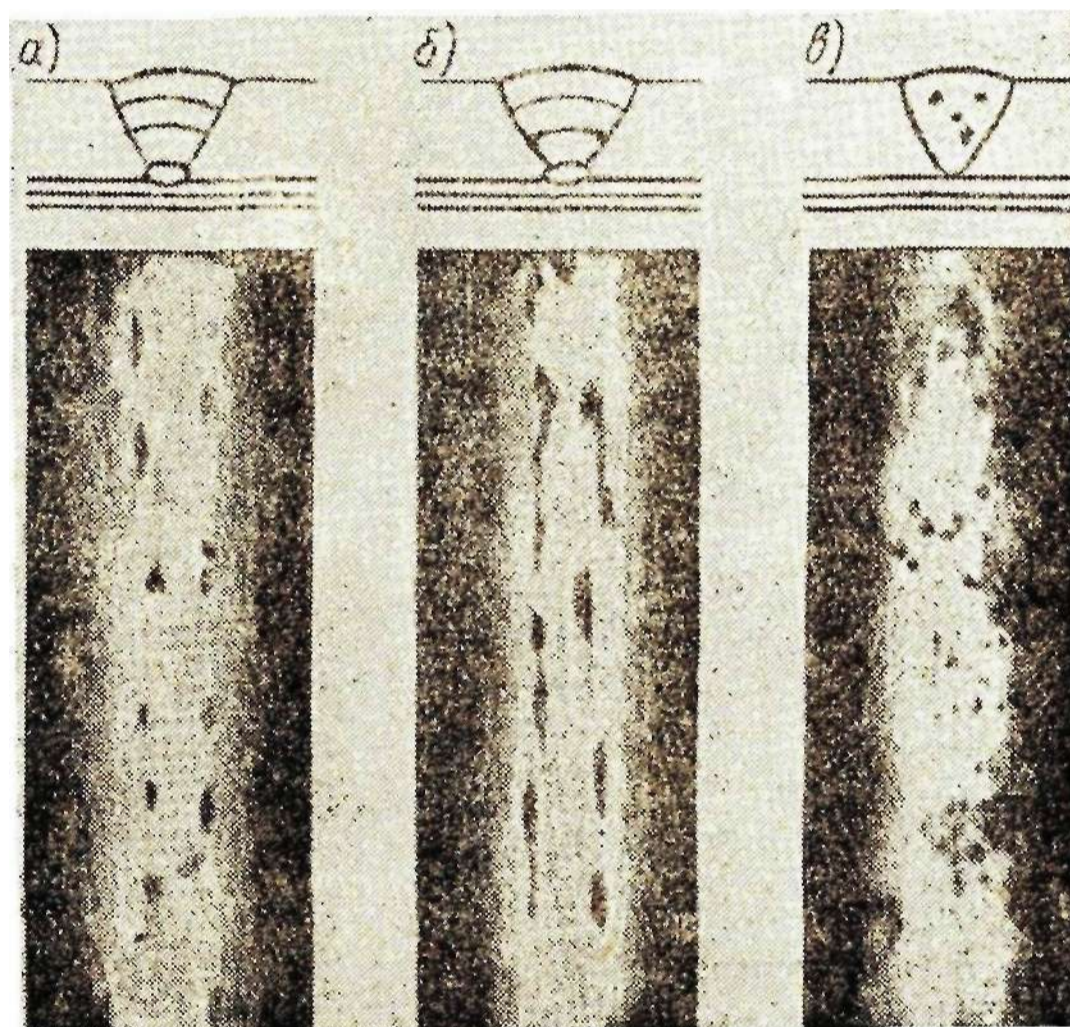


Рис. VII.26. Рентгенограмма внутренних дефектов шва
а, б — непровары; в — пористость

б) засверливанием с последующим травлением вскрытой поверхности металла с целью установления степени провара корня шва и обнаружения внутренних дефектов;

в) механическим испытанием образцов, вырезанных из сварного соединения и наплавленного металла;

г) просвечиванием лучами Рентгена и гамма-лучами, электромагнитным и ультразвуковым методами, при помощи которых обнаруживаются внутренние дефекты шва. Внутренние дефекты на рентгенограмме (рис. VI 1.26) и гаммаграмме имеют вид темных точек и черточек.

2) *Контроль качества плотно-прочных швов:*

а) наружным осмотром;

б) засверливанием с последующим травлением вскрытой поверхности металла;

в) проверкой швов на плотность гидравлическим или вакуумным испытанием, а также наблюдениями за просачиванием через шов керосина и других подвижных жидкостей;

г) механическим испытанием образцов, вырезанных из сварного соединения и наплавленного металла;

д) физическими методами, указанными в п. 1 «г».

Образцы для испытания должны вырезаться с учетом наименьшего ослабления конструкции, причем места выреза должны быть затем заварены.

4. Сборка клепаных конструкций

Сборка под клепку может производиться как всего сооружения в целом, так и отдельных его отправочных элементов. В настоящее время ввиду повышения точности выполнения монтажных соединений применяется почти исключительно сборка отдельными элементами.

При сложных сечениях сначала формируются отдельные части сечения, так как они более доступны и более легко перемещаемы, чем элемент в целом; при этом их не только собирают, но и склепывают, а

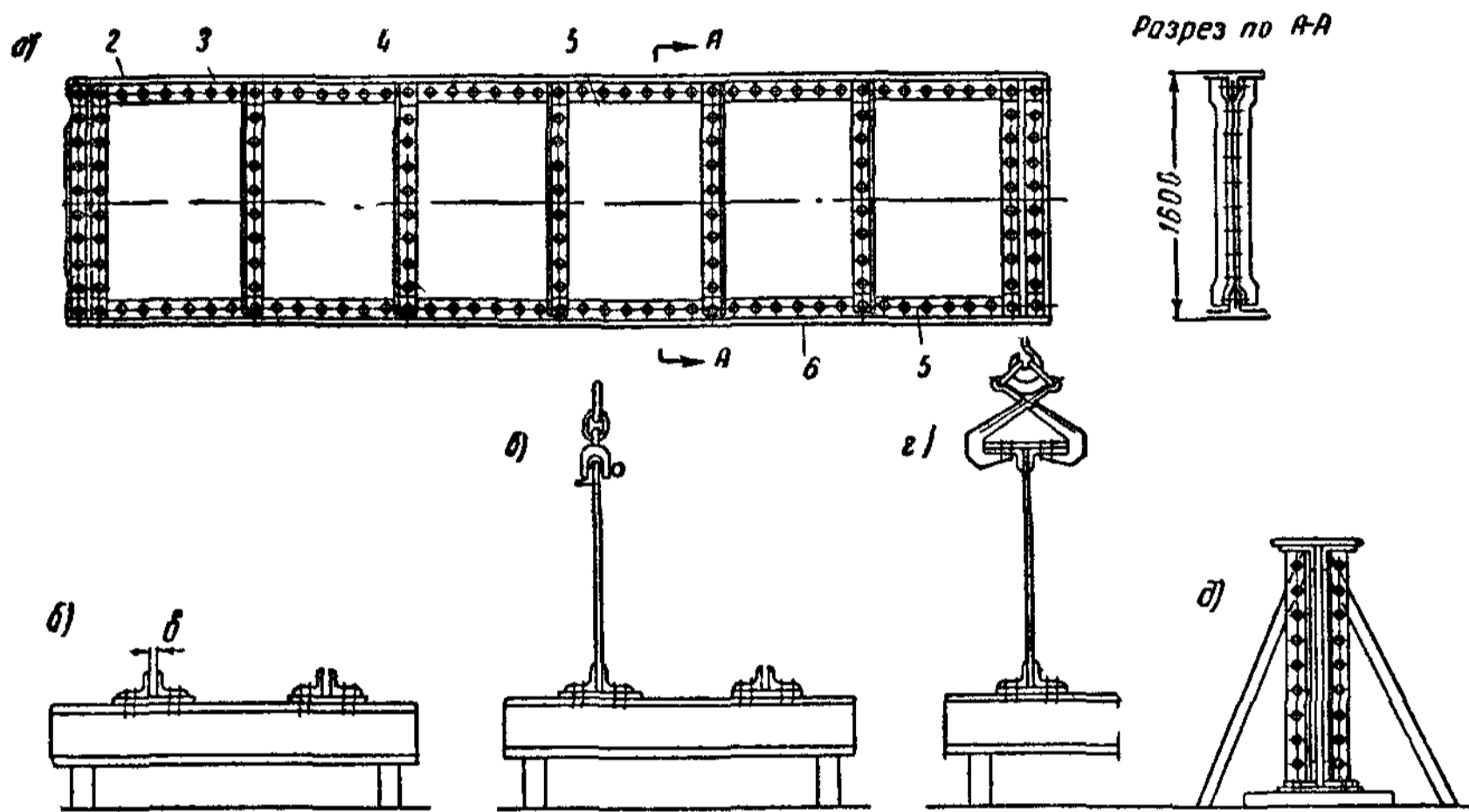


Рис. VII.27. Сборка клепаной балки

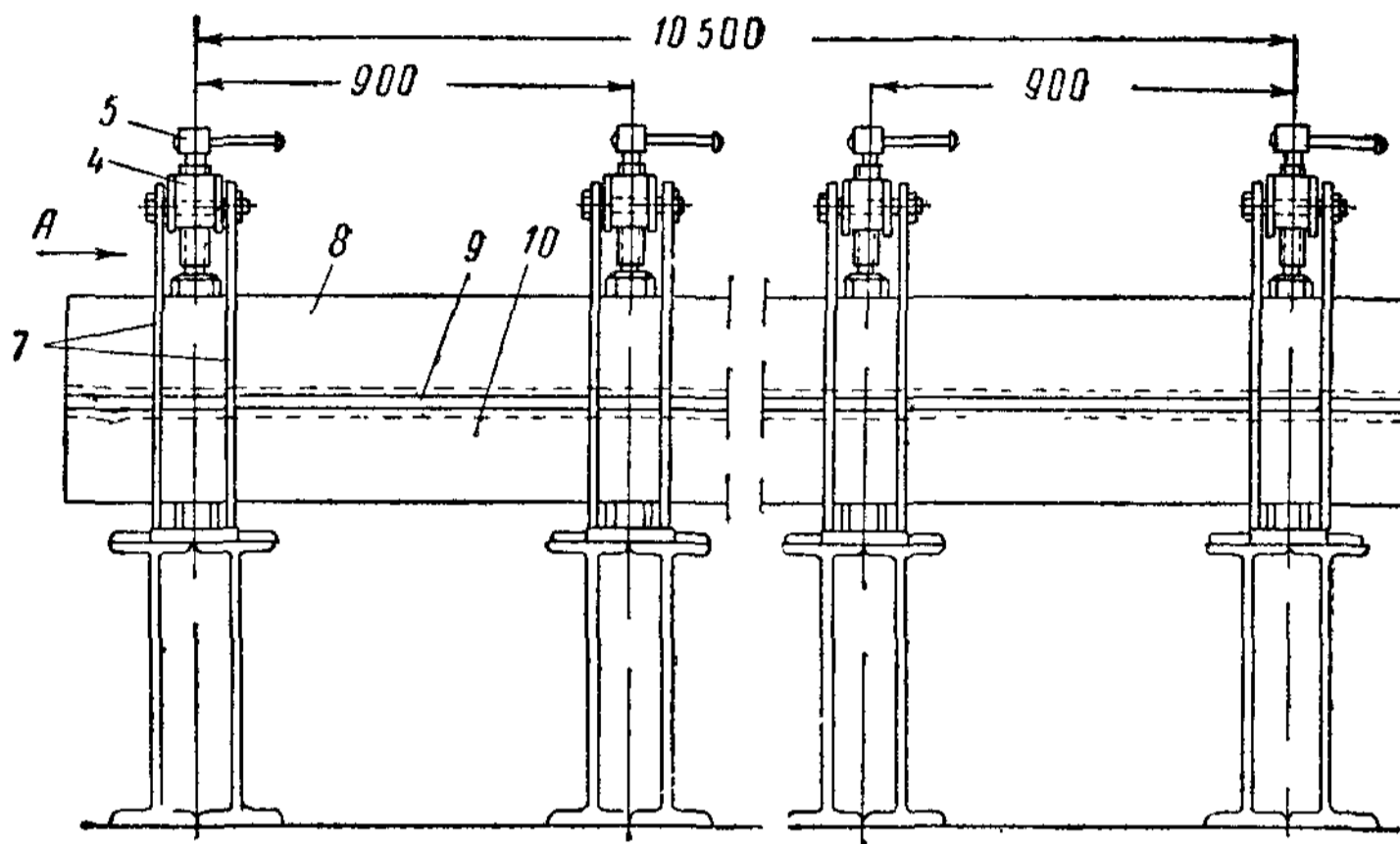
затем уже соединяют в цельный элемент. Таким образом, при изготовлении клепаных конструкций операции сборки, рассверливания отверстий и клепки перемежаются друг с другом.

Размеры отдельных частей клепаного сечения должны быть по возможности такими, чтобы соединение их можно было осуществить клепкой на скобе, что следует учитывать при конструировании. Так, сборка тяжелой балки (рис. VII. 27, а) обычно состоит из трех этапов; сначала собирают пояса (листы и поясные уголки) и выклепывают их (рис. VII.27, б); затем в зазор между поясными уголками нижнего пояса вставляют стенку с приболченными уголками жесткости и заклепывают нижние поясные уголки (рис. VII.27, в); после этого стенку покрывают верхним поясом и заклепывают верхние поясные уголки (рис. VII. 27, г). Уголки жесткости в высоких балках выклепывают в крайних частях скобой (одновременно с выклепкой поясных уголков) и в средней части по высоте клепальными молотками (рис. VII.27, д) Правильность зазоров при сборке фиксируется постановкой временных прокладок.

При сборке коробчатого пояса тяжелой фермы, состоящего из двух стенок и поясного пакета, сначала оформляют и выклепывают отдельно

стенки и пояс, затем ставят диафрагмы, связывающие стенки, наконец, стенки покрывают поясным пакетом и выклепывают поясные уголки.

При изготовлении клепаных элементов Н-образного и П-образного сечений для серийных конструкций в последнее время применяется принципиально новый метод бездырной сборки, заключающийся в том, что сборка производится из деталей, не имеющих отверстий, в кондукторе (рис. VII. 28), аналогичном кондуктору для сборки сварных элементов указанных сечений; отверстия просверливают сразу на проектный диаметр в собранных элементах.



Вид по стрелке А

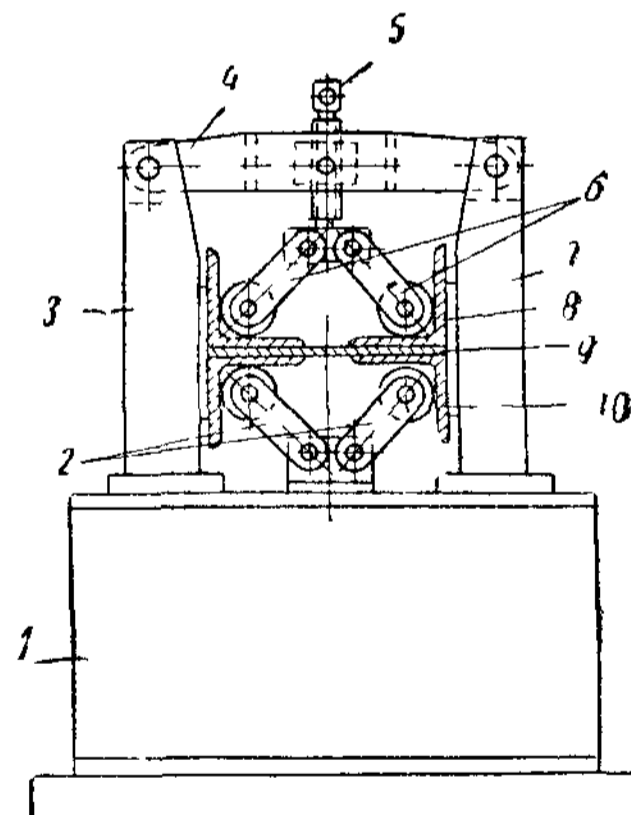


Рис. VII.28. Кондуктор для бездырной сборки элементов Н-образного сечения клепаных конструкций

1 — отрезки двутавра, прикрепленные к фундаменту; 2 — нижние распорные прижимы; 3, 7 — стойки; 4 — траверса, шарнирно соединенная со стойками; 5 — нажимной винт; 6 — верхние распорные прижимы; 8 — уголки, ставящиеся последними по ходу сборки; 9 — стенка (или соединительные планки); 10 — уголки, с которых начинается сборка

Центры заклепочных отверстий кернят через фанерные шаблоны на горизонтальных полках уголков 8, после чего на радиально-сверлильных станках производят сверление отверстий всего пакета на проектный диаметр. По мере образования отверстий сборщики ставят пробки и плотно стягивают детали болтами. Когда все отверстия просверлены, отвинчивают винты 5, отбрасывают траверсы 4 и вынимают элементы из сборочного кондуктора.

При бездырной сборке балок трудоемкость изготовления элементов снижается в два раза и более за счет сокращения разметочных и наметочных работ, исключения операции перестановки болтов при расверливании заклепочных отверстий и снижения затрат времени на образование отверстий.

Бездырная сборка связана с изготовлением специальных сборочных кондукторов, затраты на которые окупаются лишь при изготовлении большого количества одинаковых отправочных элементов. Поэтому бездырная сборка выгодна только для серийных конструкций.

5. Рассверливание заклепочных отверстий

После окончания сборки отправочного элемента в нем производят рассверливание заклепочных отверстий до проектного диаметра, так как отверстия, как правило, продавливаются или просверливаются сначала на меньший диаметр (см. § 4 настоящей главы). Начальный и конечный диаметры отверстия до и после рассверливания указываются на рабочих чертежах.

При рассверливании устраняется несовпадение отверстий и удаляется наклепанный слой металла, расположенный у стенок отверстия (в случае продавливания).

Рассверливание отверстий производится трехканальной разверткой (режущим инструментом, снимающим стружку своей боковой поверхностью), вставленной в патрон пневматической сверлильной машинки или сверлильного станка.

Рассверленные заклепочные отверстия должны иметь правильную цилиндрическую форму с гладкими стенками, перпендикулярными плоскости соединяемых деталей,

6. Клепка отправочных элементов

Клепка может быть горячей и холодной. Процесс горячей клепки состоит из нагрева заклепок, подачи их, постановки в отверстия и осаживания стержня заклепки пневматическим клепальным молотком или клепальной скобой с формированием замыкающей головки. При холодной клепке нагрев заклепок исключается, что приводит к экономии топлива и повышению производительности труда. Однако следует иметь в виду, что холодная клепка заклепок $d = 16—25$ мм возможна только машинным способом, а при диаметре заклепок более 25 мм вовсе не допустима.

Типы применяемых заклепок указаны в § 1 главы VI. Требуемая длина стержня заклепки с полукруглой замыкающей головкой

$$L \approx 1,18(l + d),$$

где l — толщина склепываемого пакета (захват);

d — диаметр отверстия (поставленной заклепки).

Нагрев заклепок при клепке пневматическим молотком практически производится до температуры $1000—1100^\circ$ (светло-желтый цвет), а при клепке скобой — до температуры $650—670^\circ$ (буро-красный цвет).

Пневматический клепальный молоток со вставленной в него обжимкой изображен на рис. VII.29.

При работе пневматическим молотком головка заклепки формируется быстрыми ударами бойка молотка, имеющего углубление, соответствующее форме замыкающей головки. Длина молотка примерно $460—510$ мм, требуемый габарит для работы молотком приблизительно 600 мм.

Машинная клепка производится пневматической клепальной скобой, позволяющей значительно увеличить производительность, облег-

чить труд клепальщиков и улучшить качество клепки. Клепальная скоба (рис. VII.30) состоит из массивной полурамы, на открытых концах которой располагаются с одной стороны неподвижная поддержка,

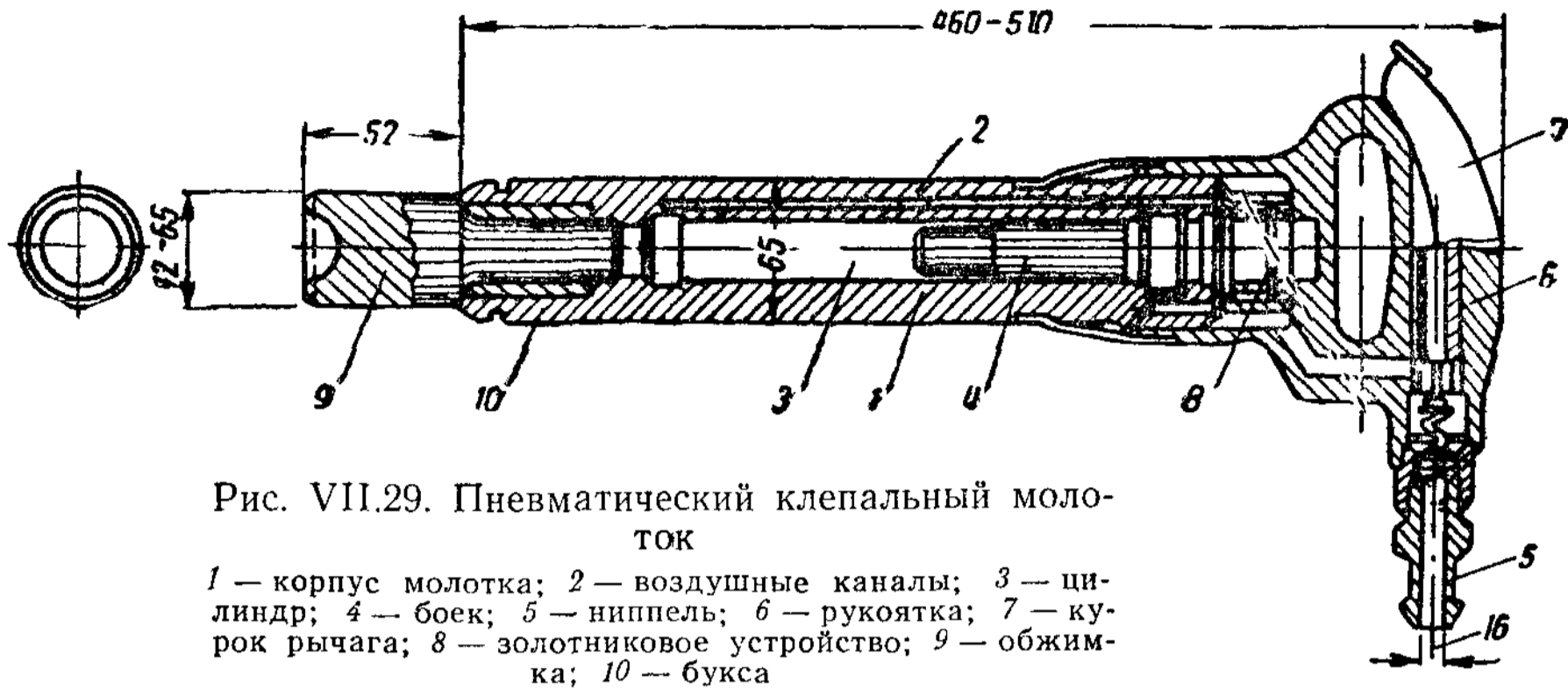


Рис. VII.29. Пневматический клепальный молоток

1 — корпус молотка; 2 — воздушные каналы; 3 — цилиндр; 4 — боек; 5 — ниппель; 6 — рукоятка; 7 — курок рычага; 8 — золотниковое устройство; 9 — обжимка; 10 — буква

а с другой — подвижной штемпель с обжимкой, давлением которого осаживается стержень и формируется замыкающая головка. Скоба либо подвешивается на таях к неподвижной раме, а выклепываемый элемент перемещается на вагонетках, либо сама перемещается краном вдоль элемента.

Вылет клепальной скобы равен 1 000—1 200 мм при высоте зева 500—600 мм, что должно учитываться при конструировании. Так, например, при ширине пояса балки более 600 мм и расположении продольного стыка стенки на расстоянии от края, большем 1 200 мм, машинная клепка невозможна; в балке высотой более 2 400 мм клепка скобой возможна только в том случае, если продольный стык стенки расположен несимметрично — на расстоянии не более 1 200 мм от одного из продольных краев балки.

Клепка является после сборки самой дорогой и трудоемкой операцией в процессе изготовления клепаных конструкций и поглощает около 20% общего количества затрачиваемых человеко-часов (см. табл. VII.1). Поэтому уменьшение количества заклепок крайне важно, тем более, что при этом уменьшается также объем операций по образованию отверстий, сборке конструкций и рассверливанию отверстий.

Для снижения стоимости и ускорения изготовления конструкций при проектировании следует в пределах отправочного элемента применять заводские заклепки одного диаметра, а в сооружении — не более двух-трех диаметров.

Качество заклепок, поставленных в горячем или холодном состоянии, проверяется осмотром и проверкой заклепочных головок шаблоном, а также остукиванием их молотком весом 0,3 кг (слабо поставленные заклепки дрожат). Подчеканка дрожащих заклепок и неплотно прилегающих заклепочных головок запрещается; такие заклепки подлежат замене.

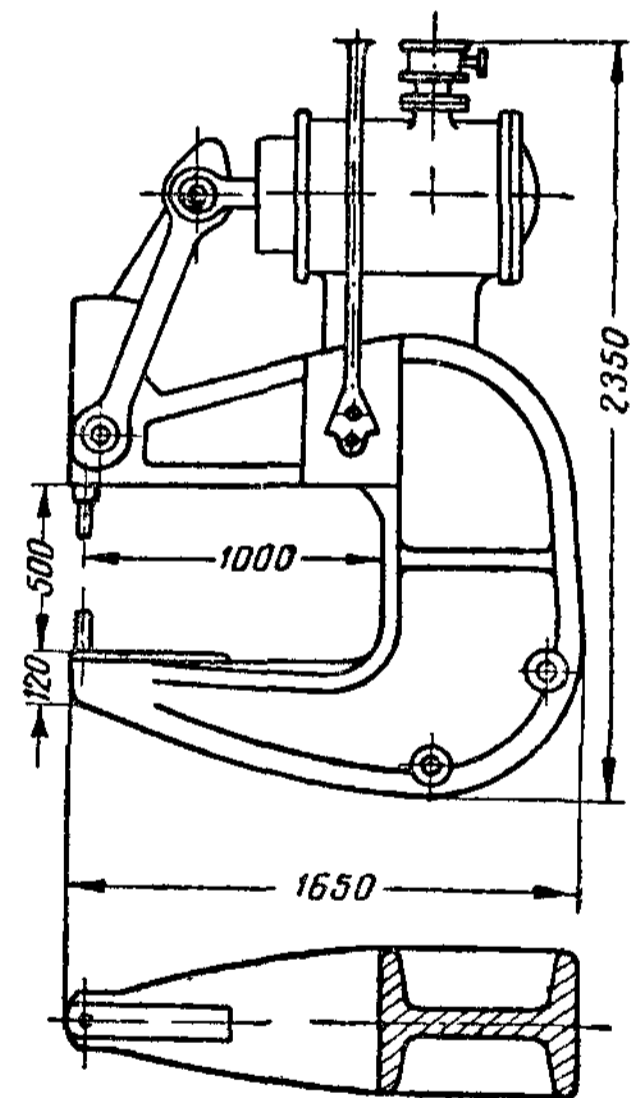


Рис. VII.30. Пневматическая клепальная скоба

7. Фрезерование торцов сваренных или выклепанных отпавочных элементов

Фрезерование торцов сжатых и внецентренно сжатых элементов стальных конструкций позволяет:

- а) обеспечить повышенную точность генеральных размеров отпавочных элементов, что важно с точки зрения ускорения монтажных работ;
- б) уменьшить протяженность монтажных швов или количество монтажных заклепок в стыке на 40—50%;
- в) получить экономию металла на 6—10% за счет стыковых деталей.

Для фрезерования торцов применяются станки разных систем с фрезерной головкой диаметром до 1 600 мм. Эти станки позволяют обрабатывать с двух концов элементы длиной 6—14 м, сечением до 1 600×3 400 мм. Припуск на фрезерование каждого торца дается от 6 до 8 мм.

После фрезерования обоих торцов длина элемента не должна отличаться от проектной более чем на 2 мм. Величина зазора между фрезерованной поверхностью и наложенной на нее в любом направлении стальной линейкой должна быть не более 0,3 мм. Тангенс угла отклонения фрезерованной поверхности от ее проектного положения не должен превышать $1/1\,500$.

8. Образование монтажных отверстий в отпавочных элементах

Существуют следующие способы образования монтажных отверстий:

- 1) продавливание или сверление отверстий на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим их рассверливанием в процессе общей сборки;
- 2) сверление отверстий на проектный диаметр по кондукторам и шаблонам в отдельных отпавочных элементах;
- 3) сверление отверстий на проектный диаметр многошпиндельными станками в отдельных отпавочных элементах.

Рассверливание монтажных отверстий во время общей сборки применяется только при изготовлении единичных тяжелых конструкций, имеющих разнотипные монтажные соединения.

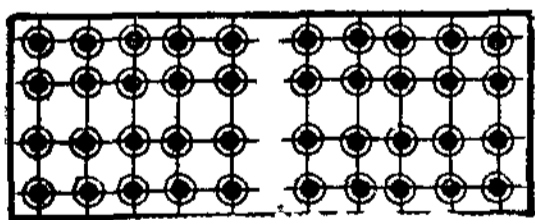


Рис VII 31. Накладной плоский кондуктор

При сверлении в серийных конструкциях монтажных отверстий по кондукторам повышается производительность труда, а также обеспечиваются совпадение отверстий и взаимозаменяемость одинаковых отпавочных элементов, что необходимо для скоростного монтажа. Сверление монтажных отверстий по кондукторам производится в готовых элементах, на точно фиксированных расстояниях, соответствующих геометрической схеме сооружения и не зависящих от погрешностей изготовления элемента, благодаря чему эти погрешности не отражаются на положении элемента в целом.

Для сверления монтажных отверстий могут применяться накладные плоские кондукторы (накладываемые на элемент, рис. VII. 31) и стационарные объемные кондукторы (в которые элемент устанавливается, рис. VII.32).

Накладные кондукторы бывают частные, т. е. охватывающие группу монтажных отверстий, расположенных на одном элементе в одной

плоскости, и общие, т. е. охватывающие несколько групп отверстий в узле и представляющие собой сумму частных кондукторов, как, например, кондуктор для узловой фасонки ферм (рис. VII. 33). Для того

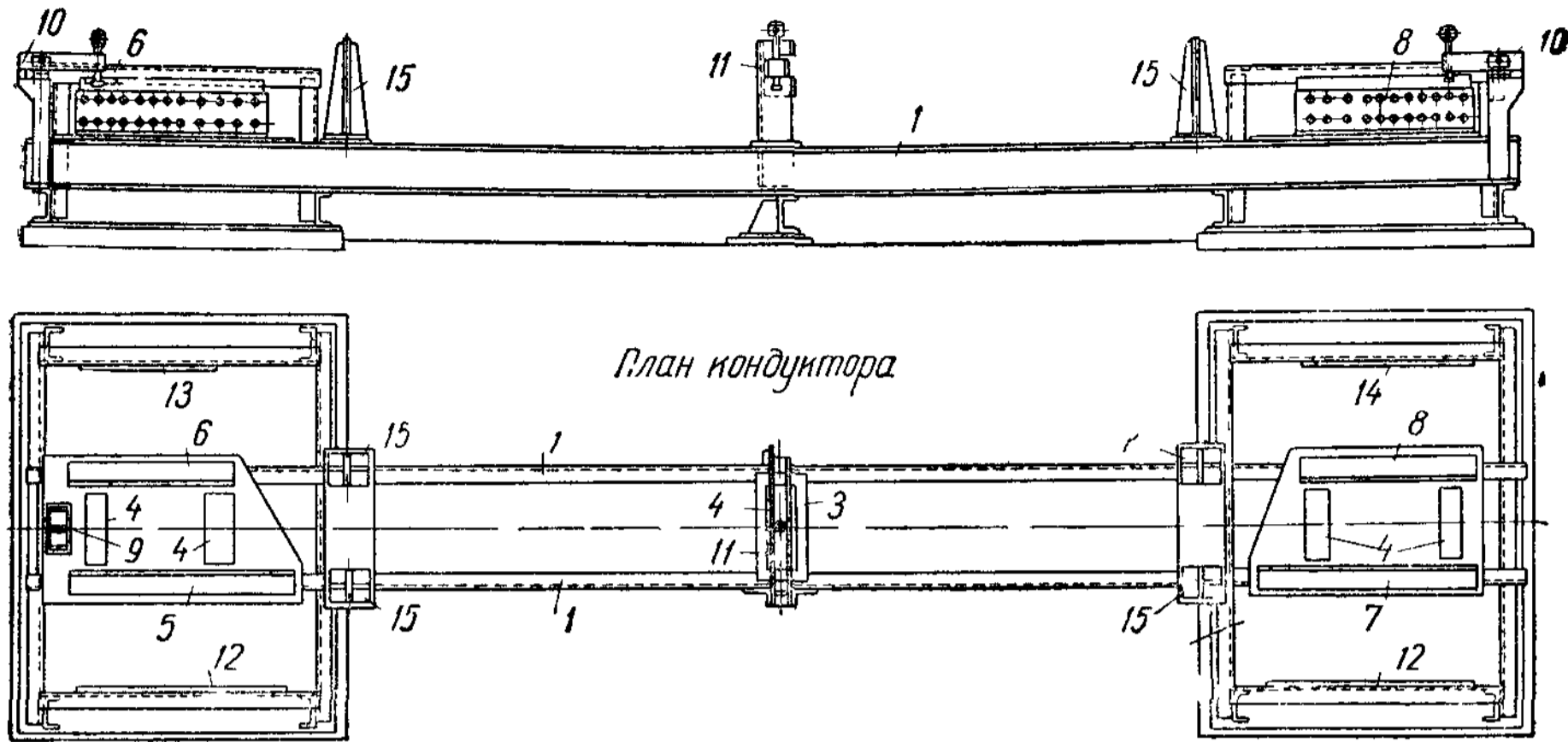


Рис. VII.32. Стационарный кондуктор для сверления монтажных отверстий
1 — рама; 2, 3 — плиты; 4 — подкладки, 5, 6, 7, 8 — кондукторы; 9 — упор; 10 — концевые прижимы; 11 — промежуточный прижим; 12, 13, 14 — упорные плиты; 15 — направляющие

чтобы была обеспечена необходимая точность сверления, отклонения от номинальных расстояний между центрами смежных втулок в кондукторе не должны превышать 0,25 мм.

Установка накладных плоских кондукторов на элемент может производиться:

1) по предварительно нанесенным на элементе осям с использованием разметочных плит (рис. VII.34) или без них;

2) без разметки осей на элементе:
а) по габаритным размерам (рис. VII.35);
б) в упор к фрезерованному торцу (рис. VII.36);
в) по ранее просверленным отверстиям.

Точность размещения накладных кондукторов обеспечивается точностью размещения их центров на боковых поверхностях элемента. Для повышения точности определения расстояния между центрами кондукторов на обоих концах элемента полезно пользоваться

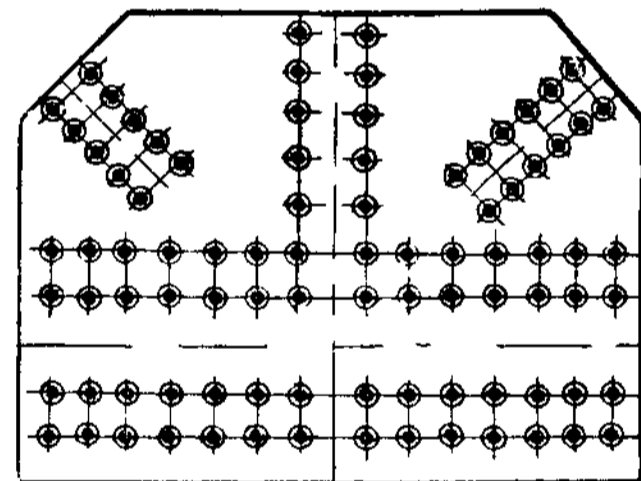


Рис. VII.33. Общий кондуктор

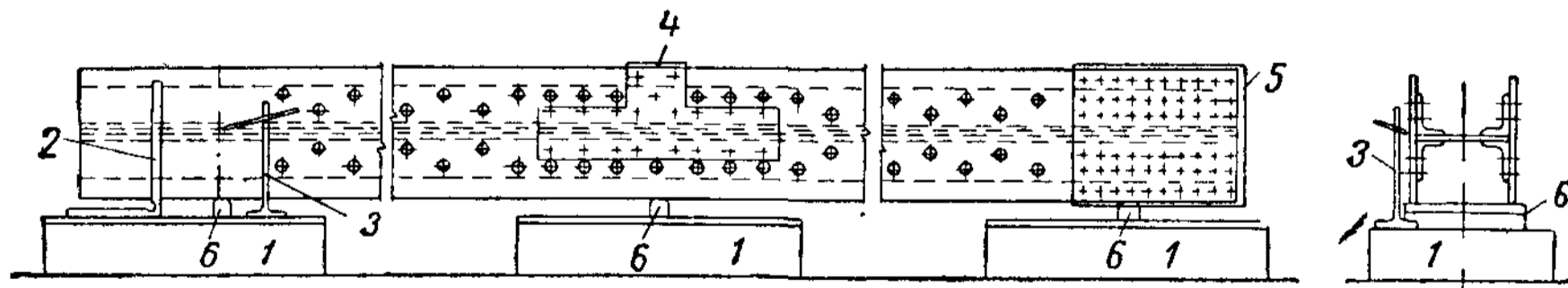


Рис. VII.34. Разметка осей накладных кондукторов на разметочных плитах
1 — разметочные плиты, 2 — стальной угольник; 3 — слесарный рейсмус; 4, 5 — группа монтажных отверстий по середине и на конце элемента; 6 — прокладки (кружками показаны заводские заклепки, крестиками — монтажные отверстия)

разметочными плитами с нанесенными на них одинаково направленными координатными сетками, расстояния между осями которых точно фиксированы. На эти плиты кладется размечаемый элемент (рис. VII.34),

Тогда положение центров кондукторов определяется отсчетом от осей координатных сеток на плитах, что может быть сделано значительно более точно, нежели непосредственным промером по длине элемента рулеткой или проволокой. Отсчеты производятся точным угольником с делениями, который перемещается по плитам.

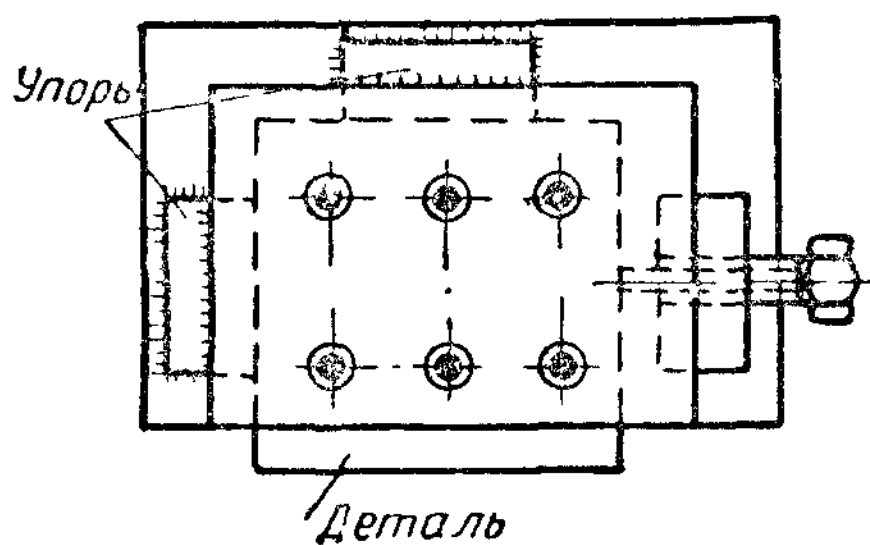


Рис. VII 35 Кассета для сверления отверстий в накладках

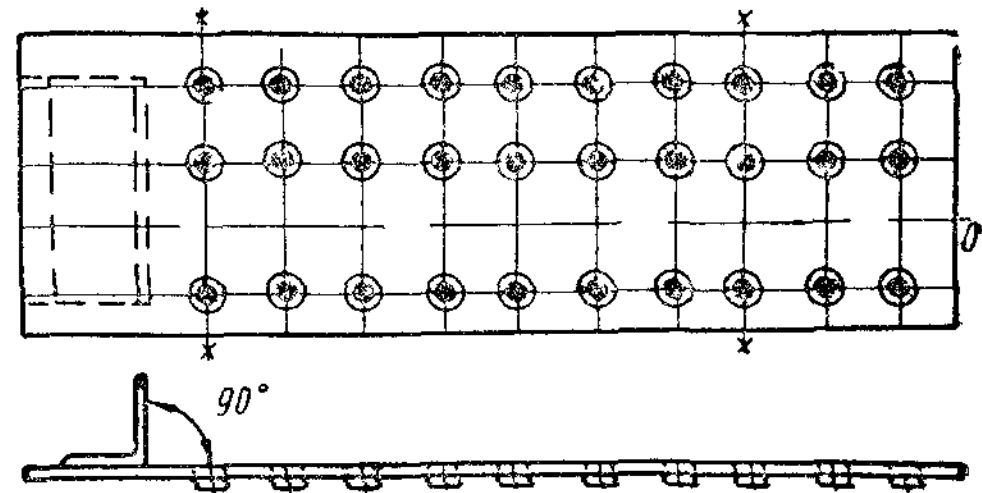


Рис. VII 36 Кондуктор для сверления отверстий в торцовых планках подстропильных ферм

Если торцы элемента фрезерованы и расстояние между ними точно известно, то положение центра кондуктора может быть фиксировано относительно торца элемента.

При наличии кондукторов в разных плоскостях они жестко связываются между собой специальными связями.

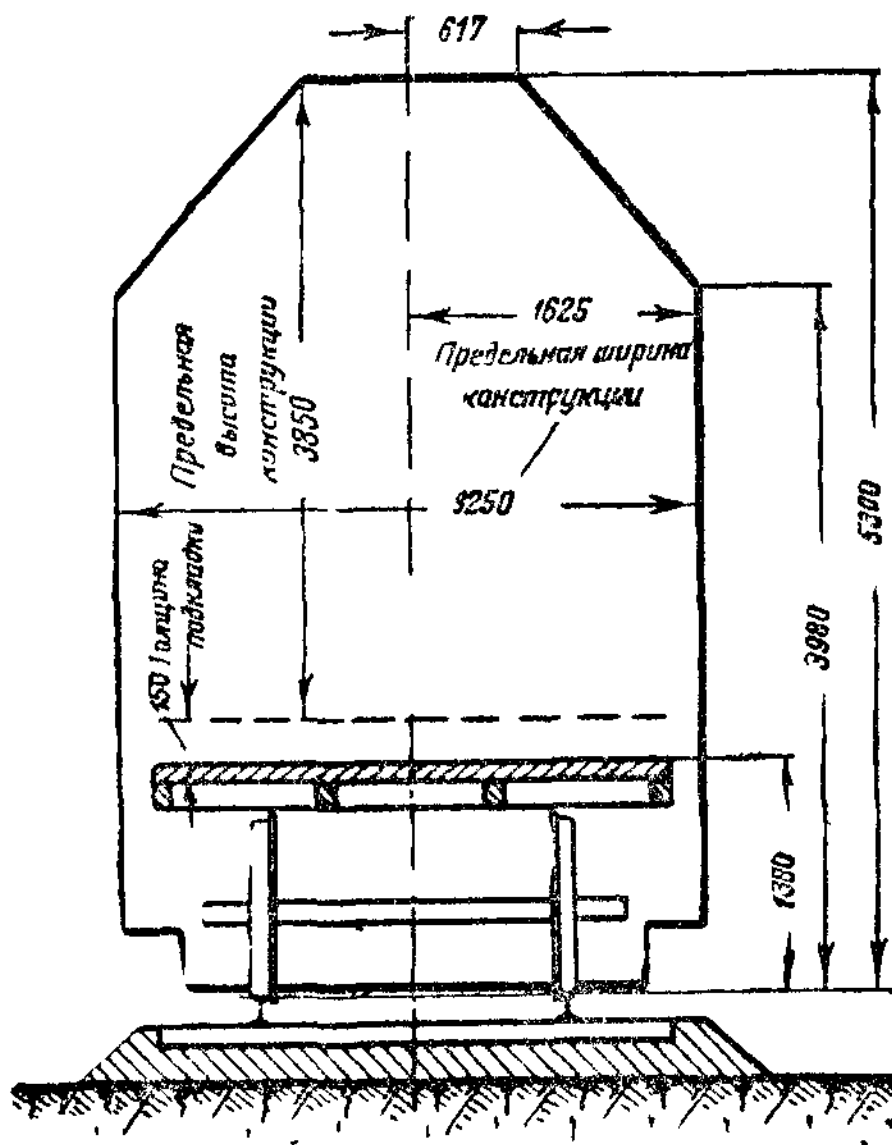


Рис. VII 37. Провозной железнодорожный габарит

В целях достижения максимальной эффективности применения кондукторов для сверления монтажных отверстий необходимо при проектировании стальных конструкций учитывать следующие требования:

1) компоновка всего сооружения в целом и отдельных его конструкций должна обеспечивать максимальную повторяемость одинаковых элементов;

2) размещение отверстий в стыках и креплениях должно быть таким, чтобы максимальное число соединений могло быть обеспечено одним кондуктором;

3) размеры первичных элементов (деталей) и элемента конструкции в целом должны обеспечить возможность размещения кондукторов и производства кондукторного сверления.

Во избежание смещения монтажных отверстий в результате погрешностей сборки или из-за сварочных деформаций сверление этих отверстий в колоннах и балках составного сечения (за исключением отверстий в торцовых планках и ребрах жесткости балок) должно производиться, как было отмечено выше, по окончании сварки или клепки и фрезерования торцов готовых отправочных элементов.

Монтажные отверстия в элементах крепления стропильных и подстропильных ферм к колоннам, а также стропильных ферм к подстропильным, в торцовых планках и ребрах жесткости балок, в элементах опор линий электропередачи и опор подвесных дорог, во фланцах элементов радиомачт и т. п. должны быть просверлены по специальным кондукторам в отправочных элементах. Установка таких деталей при сборке должна производиться с применением специальных шаблонов, обеспечивающих проектное положение деталей.

Марки кондукторов, по которым следует сверлить монтажные отверстия, должны указываться на рабочих чертежах отправочных элементов.

9. Погрузка готовых отправочных элементов

После приемки, окраски и маркировки законченных отправочных элементов производится их погрузка на железнодорожные платформы и отправка на монтажную площадку.

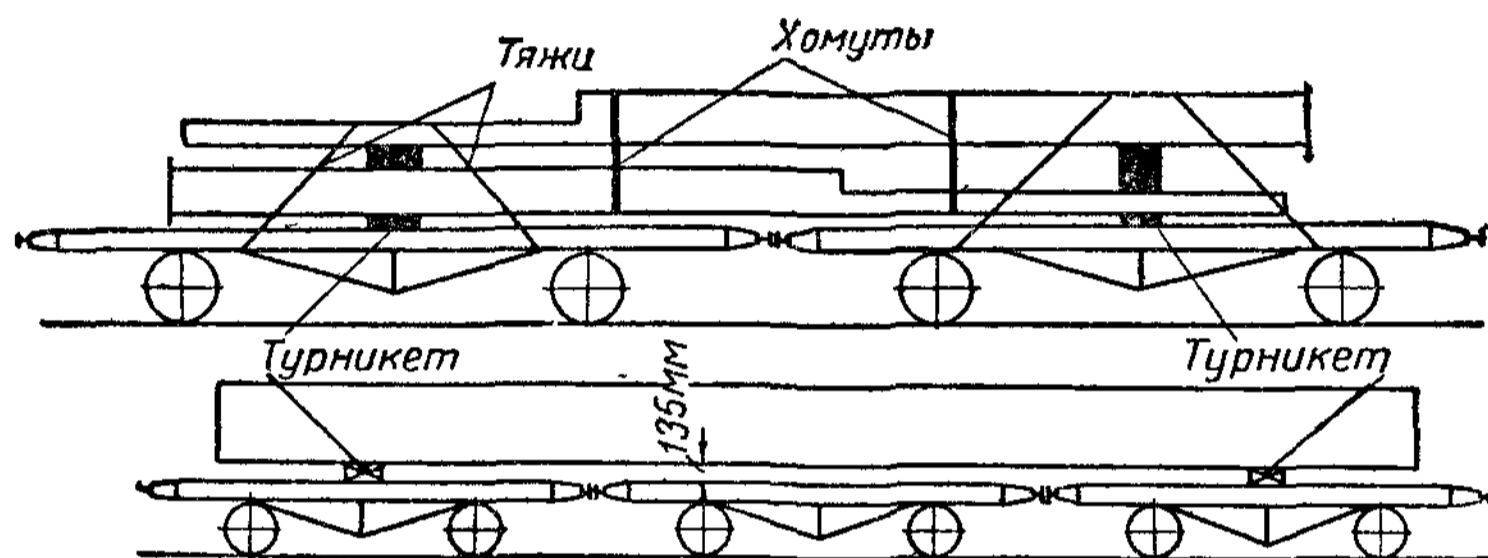


Рис. VII.38. Погрузка отправочных элементов на сцеп из двух и трех платформ

Нормальный провозной железнодорожный габарит приведен на рис. VII. 37. В отдельных случаях, по согласованию с Управлением движения Министерства путей сообщения, возможна перевозка негабаритных конструкций; при этом может быть увеличена только ширина габарита, а высота его остается постоянной. Так, при высшей степени негабаритности диаметр перевозимых на платформах цилиндрических конструкций достигает 3,8 м (вместо 3,25 м при нормальном габарите).

Длина отправочного элемента при погрузке на одну двухосную платформу не должна превышать 9,5 м, при погрузке на сцеп из двух двухосных платформ — 19 м; при погрузке на сцеп из трех двухосных платформ длина элемента может достигать 28,5 м. Соответствующие длины при погрузке на четырехосные платформы увеличиваются примерно на 40%.

При отправке длинных элементов на сцепе из нескольких платформ необходимо проверять, вписываются ли они в провозной габарит при проходе по кривым наименьшего радиуса (300 м); на крайних платформах отправочные элементы опираются на турникетные устройства (рис. VII. 38), допускающие повороты конструкций на кривых.

Вес конструкций не должен превышать грузоподъемности платформ, которая составляет для двухосной платформы 16,5—20 т, а для четырехосной — 50—60 т.

Длинные конструкции, вес которых не превышает грузоподъемности платформы, грузят на одну платформу с платформами прикрытия с каждой стороны (рис. VII. 39).

Погрузка конструкций должна производиться с максимальным использованием провозного габарита и грузоподъемности платформ. При отправке на место установки готовых конструкций одновременно с ними

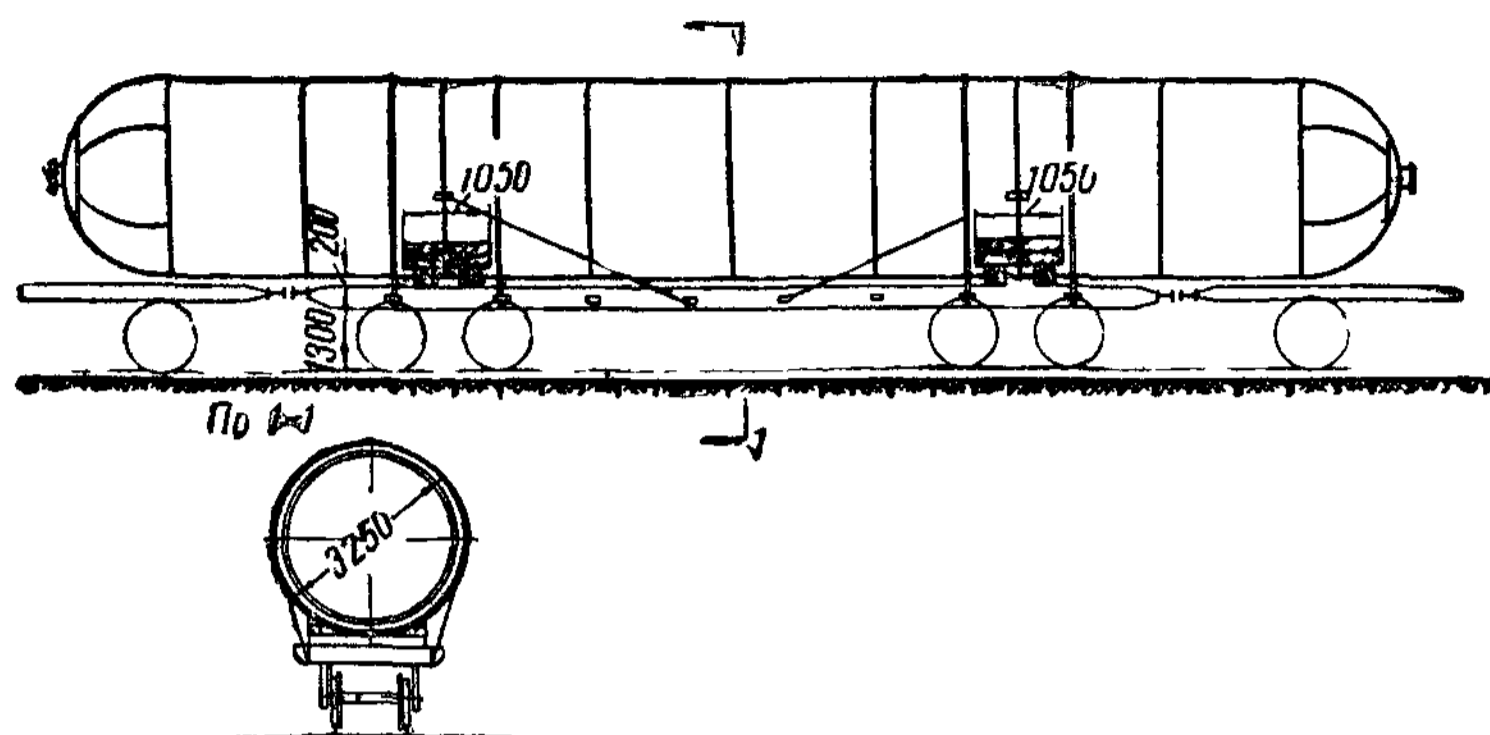


Рис. VII.39 Погрузка газгольдера постоянного объема на четырехосную платформу с двухосными платформами прикрытия с каждой стороны

направляют: 1) монтажные схемы сооружения; 2) перечень отправочных элементов с указанием их марок, количества и веса; 3) ведомость монтажных болтов, заклепок и электродов; 4) заводские накладные с наименованием отправляемых элементов, их количества и веса.

ГЛАВА VIII

БАЛОЧНЫЕ КЛЕТКИ И БАЛКИ

§ 1. ТИПЫ БАЛОК

Балки являются основным элементом конструкций, работающим на изгиб; они широко применяются во всякого рода перекрытиях, конструкциях промышленных зданий (подкрановые балки, балки рабочих площадок), мостах, а также в других сооружениях. Балки применяются как при малых, так и при больших нагрузках, например под краны грузоподъемностью 300 т. Пролеты сплошных балок могут быть более 100 м (например, пролетное строение Ново-Арбатского моста в Москве). Имеются технические возможности делать балки под большие пролеты. Так, в Белграде (Югославия) имеется балочный мост с пролетами 75+261+75 м.

По статической схеме балки могут быть разрезные, неразрезные и консольные. Для однопролетных балок, как правило, применяются балки, свободно (без защемления) лежащие на опорах.

По затрате металла консольные и неразрезные балки выгоднее разрезных, однако по затрате труда на изготовление и монтаж выгоднее последние.

В целях получения экономии металла, повышения жесткости балок и лучшей компоновки их сечений в последнее время стали применять регулирование напряжений в процессе монтажа, предварительное напряжение с использованием материалов высокой прочности (см. § 9 настоящей главы), а также включение в совместную работу с балками металлического или железобетонного настила (коробчатые или комплексные балки).

Металлические балки чаще всего проектируют двутаврового сечения, являющегося наиболее экономным по затрате материала (для изгибаемых элементов) и удобным в конструктивном отношении. Реже применяют двухстенчатые балки, имеющие две близко расположенные стенки. Малые балки иногда делают швеллерного сечения.

В зависимости от величины нагрузки и пролета балки двутаврового сечения применяют: 1) из цельного профиля прокатные стальные (рис. VIII. 1, а) или прессованные из алюминиевых сплавов (рис. VIII. 1, а, н); 2) составные сварные либо из листов стали или алюминиевых сплавов (рис. VIII. 1, б — д), либо из стальных гнутых профилей (рис. VIII. 1, м, н); 3) составные клепаные либо из стальных прокатных или гнутых профилей (рис. VIII. 1, е — з, м, н), либо из прокатных и прессованных профилей из алюминиевых сплавов (рис. VIII. 1, е — з, р). Балки составного сечения применяют в тех случаях, когда балки из цельного профиля не удовлетворяют условиям прочности, жесткости или

устойчивости, а также когда применение балок цельного сечения связано со значительными конструктивными осложнениями или перерасходом металла.

Составные балки, как правило, делают сварными. Клепаные балки по сравнению со сварными требуют повышенного расхода металла (примерно на 15%) и более трудоемки в изготовлении (примерно на 10—20%). Однако стальные балки под большую подвижную нагрузку (подкрановые балки под краны большой грузоподъемности и т. п.), имеющие

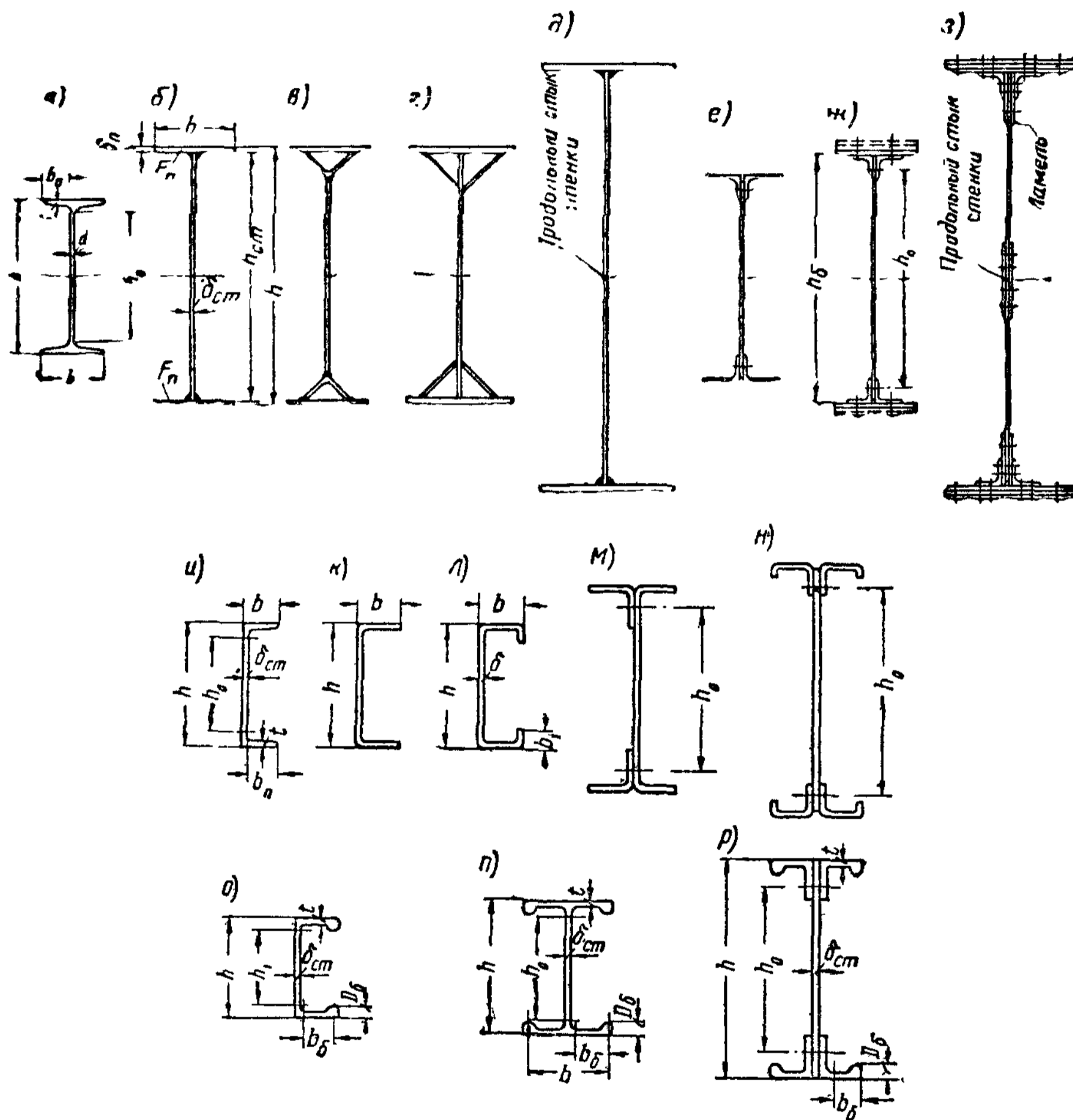


Рис VIII.1. Типы сечений балок: а — и — стальные или из алюминиевых сплавов; к — л — стальные из гнутых профилей; о — р — прессованные из алюминиевых сплавов

большое сечение поясов, которые трудно осуществить в сварке, часто конструируют клепаными.

Балки составного сечения из алюминиевых сплавов делают сварными преимущественно из сплавов АМг6, АДЗЗТ1, АВТ1 и др. и клепаными — из сплавов АДЗЗТ1, АВТ1, Д16Т и др. Балки швеллерного сечения могут быть: стальные прокатные (рис. VIII, 1, и) или гнутые из полосы (рис. VIII. 1, к, л) и прессованные из алюминиевых сплавов (рис. VIII.1, о, р).

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ БАЛОК

1. Строительная и конструктивная высоты перекрытия. Высота балки

Предельная высота балки определяется строительной высотой перекрытия $h_{\text{стр}}$, равной разности отметок верха перекрытия и верха габарита помещения под перекрытием, устанавливаемой проектом сооружения (здания) в целом (рис. VIII. 3 и VIII. 4).

Расстояние h_k от верха перекрытия до нижней грани, поддерживающей его балки или перекрытия (например, при подвесном потолке), называется конструктивной высотой перекрытия (рис. VIII. 3). Эти высоты определяют высоту всей конструкции перекрытия и тем самым также предельную высоту балок.

В пределах строительной и конструктивной высот перекрытия высоту балки определяют из условий: 1) жесткости, 2) экономии металла, 3) конструкции перекрытия и правильных соотношений между размерами элементов балки.

2. Определение высоты сечения балки из условия жесткости

Прогиб разрезной балки при равномерно распределенной нагрузке

$$f = \frac{5}{384} \frac{(\Sigma p^H + \Sigma q^H) l^4}{EJ}, \quad (\text{VIII.1})$$

где p^H , q^H — постоянная и полезная нормативные нагрузки.

Подставляя значения

$$\frac{(\Sigma p^H + \Sigma q^H) l^2}{8} = M_H; \quad J = W \frac{h}{2}; \quad \frac{M_H}{W} = \sigma_H,$$

определим высоту сечения балки, при которой будет обеспечена заданная жесткость

$$h_{\text{мин}} = \frac{5}{24} \frac{\sigma_H l^2}{E [f]} \approx \frac{\sigma_H l^2}{10^7 [f]}, \quad (\text{VIII.2})$$

где $[f]$ — предельный (допускаемый) прогиб.

Поскольку проверка жесткости относится к расчету по второму предельному состоянию, напряжения σ_H меньше расчетных сопротивлений, по которым производится подбор сечения балки; они могут быть приняты как часть расчетного сопротивления R , пропорциональная отношению нормативной нагрузки к расчетной, т. е.:

$$\sigma_H = R \frac{\Sigma p^H + \Sigma q^H}{\Sigma p + \Sigma q}, \quad (\text{VIII.3})$$

где $p = p^H n_p$, $q = q^H n_q$ — постоянная и полезная расчетные нагрузки, полученные путем умножения нормативных нагрузок на соответствующие коэффициенты перегрузки n .

Итак, наименьшая высота сечения балки, удовлетворяющая условию жесткости, может быть определена по формуле

$$h_{\text{мин}} = \frac{l^2}{10^7 [f]} R \frac{\Sigma p^H + \Sigma q^H}{\Sigma p + \Sigma q}. \quad (\text{VIII.4})$$

Формулой (VIII. 4) можно пользоваться и при других видах нагрузки, для которых эпюра изгибающих моментов близка к эпюре от равномерно распределенной нагрузки.

Высота балки, найденная из условия жесткости, представляет собой наименьшую возможную ее высоту; при меньшей высоте балки про-

гибы будут превышать величины, установленные нормами. Если балка при такой высоте выходит за пределы заданной строительной высоты перекрытия, то ее приходится подбирать с пониженными напряжениями, т. е. с перерасходом металла.

3. Определение высоты сечения балки из условия экономии металла

При увеличении высоты сечения балки вес поясов g_n уменьшается, а вес стенки $g_{ст}$ увеличивается (рис. VIII. 2). Полный вес балки $g_б$ имеет минимальное значение при оптимальной высоте сечения, увеличиваясь при отклонении высоты сечения от оптимальной в ту или другую сторону.

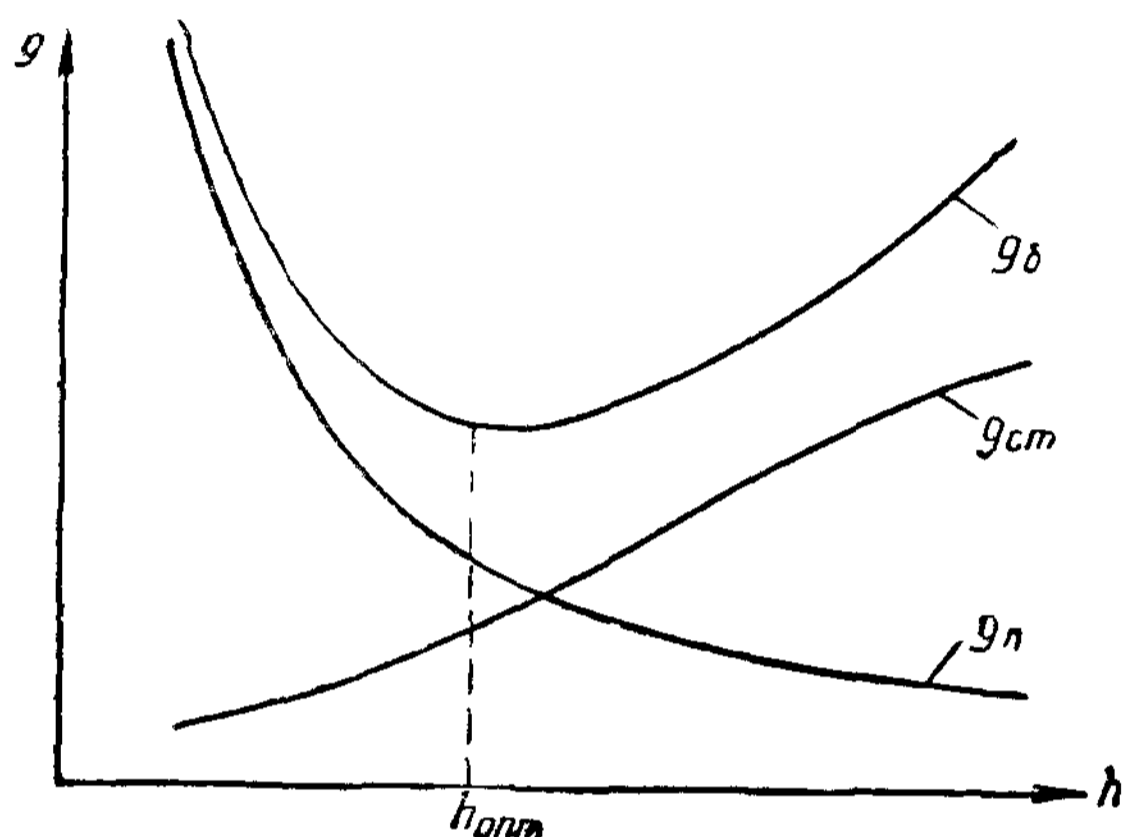


Рис. VIII.2. Изменение веса балки в зависимости от высоты ее сечения

Определим оптимальную высоту сечения балки, при которой вес балки будет минимальным.

Вес балки, равный сумме веса двух поясов и веса-стенки, на 1 пог. м

$$g_б = g_n + g_{ст} = \frac{2Mc}{hR} \gamma \psi_n + h \delta_{ст} \gamma \psi_{ст}. \quad (\text{VIII.5})$$

Здесь M — изгибающий момент от расчетной нагрузки;
 h — высота стенки, условно отождествляемая с высотой балки;
 $\frac{Mc}{h}$ — усилие в одном поясе, где $c < 1$ — коэффициент, указывающий, какая часть изгибающего момента воспринимается поясами (остальная часть момента воспринимается стенкой);
 R — расчетное сопротивление прокатной стали изгибу;
 $\delta_{ст}$ — толщина стенки балки;
 γ — удельный вес стали;
 $\psi_n, \psi_{ст}$ — конструктивные коэффициенты пояса и стенки, указывающие, во сколько раз фактический вес поясов (из-за наличия накладок и других деталей) и фактический вес стенки (из-за наличия стыковых накладок и ребер жесткости) больше их теоретического веса.

Конструктивные коэффициенты зависят от конструкции балки и имеют значения, приведенные в табл. VIII.1.

В сварных балках значение коэффициента ψ_n получается меньшим единицы, так как сечение поясов к опоре уменьшается, в то время как теоретический вес балки вычисляется по наибольшему сечению.

Толщину стенки $\delta_{ст}$ часто принимают по конструктивным соображениям или исходя из наличного металла постоянной, независимой от высоты.

Приравнявая нулю производную по h , получим из выражения (VIII. 5)

$$\frac{dg_6}{dh} = -\frac{2Mc\gamma\psi_n}{R} \frac{1}{h^2} + \delta_{ст} \gamma\psi_{ст} = 0, \quad (\text{VIII.6})$$

откуда

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{2c\psi_n}{\psi_{ст}} \frac{M}{R\delta_{ст}}} = k \sqrt{\frac{M}{R\delta_{ст}}} = k \sqrt{\frac{W}{\delta_{ст}}}, \quad (\text{VIII.7})$$

где W — момент сопротивления балки брутто;

k — коэффициент, равный $\sqrt{\frac{2c\psi_n}{\psi_{ст}}}$ (значения k приведены в табл. VIII. 1).

Из выражения (VIII. 6) следует, что при оптимальной высоте сечения балки вес поясов равен весу стенки. Этот вывод не вполне точен, так как он получен в предположении постоянства коэффициента c . На самом деле коэффициент c меняется в зависимости от соотношения размеров стенки и поясов. Если учесть это обстоятельство, оптимальная высота балки получается несколько большей. Кроме того, толщина стенки балки не является постоянной, меняясь от $1/80$ — $1/120$ высоты стенки для малых балок до $1/200$ — $1/250$ и меньше — для больших. Толщину стенки в общем виде можно принять

$$\delta_{ст} = \nu h^t, \quad (\text{VIII.8})$$

где ν — коэффициент пропорциональности.

Тогда

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt[t+2]{\frac{W}{\nu(t+1)}}, \quad (\text{VIII.8'})$$

где

$$k = \sqrt[t+2]{\frac{2c\psi_n}{\psi_{ст}}}.$$

Исходя из данных практики, обычно t беруг равным $1/2$, т. е.

$$\delta_{ст} = \nu \sqrt{h}; \quad (\text{VIII.9})$$

в этом случае

$$\nu = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{13} \right) \text{см}^{\frac{1}{2}},$$

и

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt[5/2]{\frac{W}{1,5\nu}}, \quad (\text{VIII.9'})$$

где $k = \sqrt[5/2]{\frac{2c\psi_n}{\psi_{ст}}}$. Поскольку степень $5/2$ весьма близка 2, в формуле (VIII.9') может быть поставлен квадратный корень и значения k могут быть также приняты по табл. VIII.1.

При $t=1/2$, $g_n=3/2 g_{ст}$, т. е. материал сечения балки распределяется между поясами и стенкой в отношении 3:2.

Можно считать, что для балок малой и средней высоты ($h \leq 2$ м) наиболее правильно исходить из постоянства толщины стенки и опреде-

лять оптимальную высоту по формуле (VIII. 7), а для высоких балок — по формуле (VIII. 9'), т. е. при $t = 1/2$.

Т а б л и ц а VIII.1

Значения коэффициентов ψ и k в формулах (VIII.7) и (VIII.9')

Тип балки	постоянного сечения			переменного сечения		
	$\psi_{п}$	$\psi_{ст}$	k	$\psi_{п}$	$\psi_{ст}$	k
Сварная	1	1,2	1,1	0,8	1,2	1
Клепаная	1,3	1,3	1,25	1	1,3	1,1

Оптимальная высота балки по весу является наибольшей рациональной высотой балки. Делать балку выше невыгодно, так как при этом увеличивается ее вес и усложняется конструкция. Высоту балки обычно принимают между наибольшей, оптимальной по весу, и наименьшей, найденной из условия жесткости, в соответствии с конструкцией перекрытия и строительной высотой. При этом следует отметить, что достаточно большие отступления от оптимальной по весу высоты (до 15—20%) лишь незначительно отражаются на весе балки, поскольку численное значение функций около их минимума обычно меняется слабо (рис. VIII. 2).

§ 3. КОМПОНОВКА БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

Систему несущих балок перекрытий, площадок, проезжей части мостов и других конструкций, состоящую из перекрестных балок, называют балочной клеткой.

Балки, передающие полезную нагрузку и нагрузку от собственного веса на опоры, называются главными. Балки, опирающиеся на главные, называются вспомогательными; на последние может опираться еще одна система вспомогательных балок, располагающихся параллельно главным. Таким образом, вспомогательные балки в зависимости от их расположения по отношению к главным могут быть поперечными и продольными (рис. VIII. 3).

1. Типы балочных клеток

В практике применяются следующие три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный (рис. VIII. 3).

В балочных клетках упрощенного типа имеются балки только одного направления—главные балки. В таких клетках имеет место двухступенная передача полезной нагрузки: нагрузка, воспринимаемая настилом, передается на главные балки (первая ступень) и с главных балок — на опоры (вторая ступень).

В балочных клетках нормального типа имеются две системы балок — главные и вспомогательные (поперечные). Здесь имеет место трехступенная передача полезной нагрузки: с настила на вспомогательные балки (первая ступень), с вспомогательных балок на главные (вторая ступень) и с главных балок на опоры (третья ступень).

В усложненном типе балочных клеток имеется три системы балок — главные, вспомогательные поперечные и вспомогательные продольные. В таких клетках — четырехступенная передача полезной нагрузки.

2. Основные размеры балочной клетки

Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте: полная длина L , полная ширина A , расстояния в свету между стенами или опорами в продольном и поперечном направлениях $l_{св}$ и $a_{св}$, высота помещения в свету H и строительная высота перекрытия $h_{стр}$ (рис. VIII. 3)

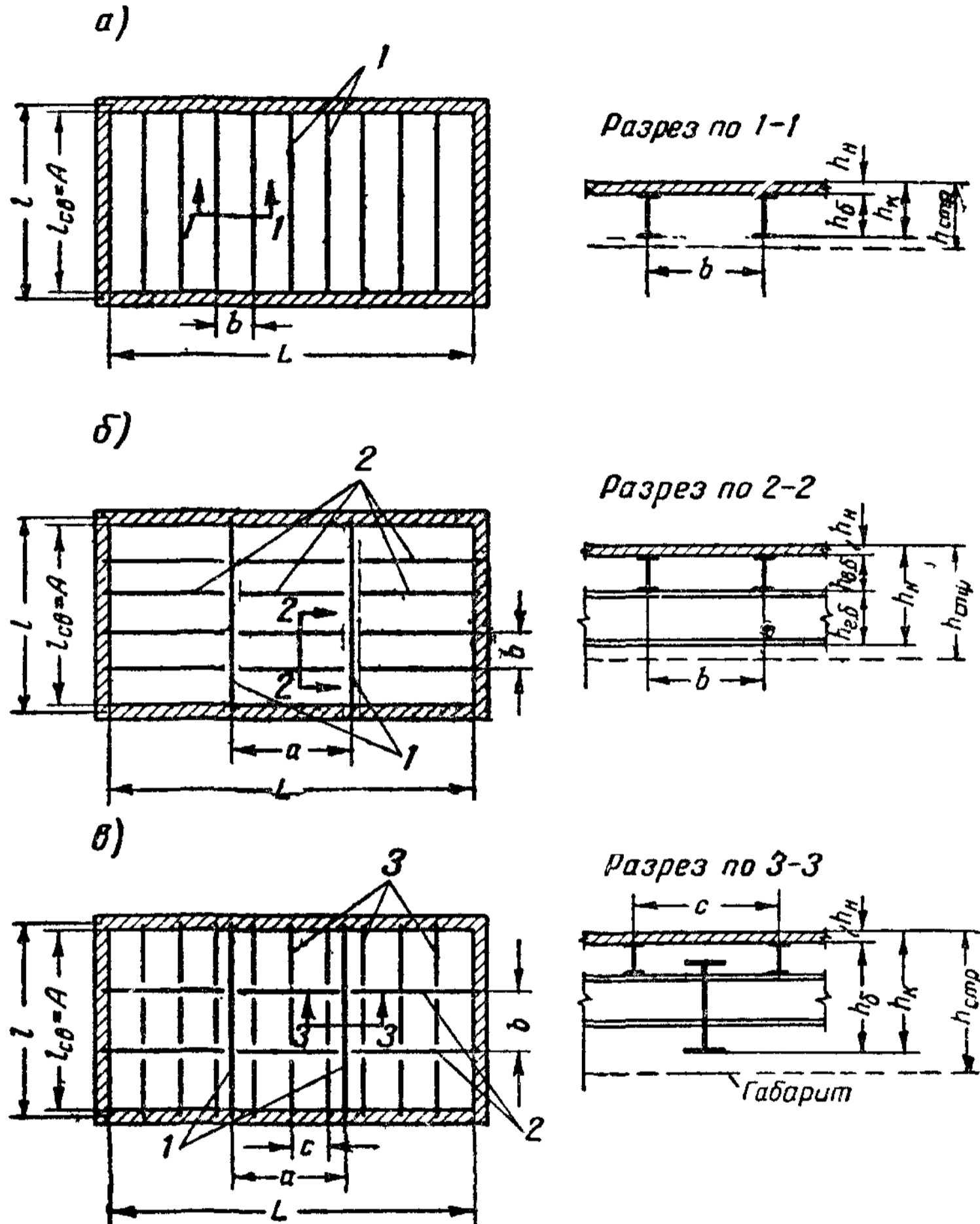


Рис. VIII.3. Типы балочных клеток

a — упрощенный; $б$ — нормальный; $в$ — усложненный; 1 — главные балки; 2 — вспомогательные поперечные балки; 3 — вспомогательные продольные балки

и VIII. 4) задаются технологами или архитекторами, исходя из требований размещения оборудования и удобной эксплуатации помещений. Главные балки обычно располагаются параллельно меньшему размеру перекрытия (рис. VIII. 3). В протяженных перекрытиях ставятся промежуточные колонны. Тогда главные балки размещаются в плоскостях колонн, и шаг колонн a определяет расстояние между ними (рис. VIII.4). Расстояния между вспомогательными балками устанавливает конструктор, исходя из экономических и технических соображений.

В ряде случаев задаются только общие размеры: длина L , ширина A и высота H балочной клетки. Тогда конструктор сам устанавливает выгодные с точки зрения технико-экономических показателей расстоя-

ния между колоннами — пролеты главных и вспомогательных поперечных балок, а также расстояния между вспомогательными продольными балками.

а) *Определение оптимального шага балок в балочной клетке упрощенного типа* (рис. VIII.3, а). Оптимальным шагом балок будет такой, при котором стоимость перекрытия будет минимальной.

Для определения оптимального шага балок надо выразить стоимость настила и балок на 1 м^2 перекрытия через шаг балок b и найти минимум этого выражения.

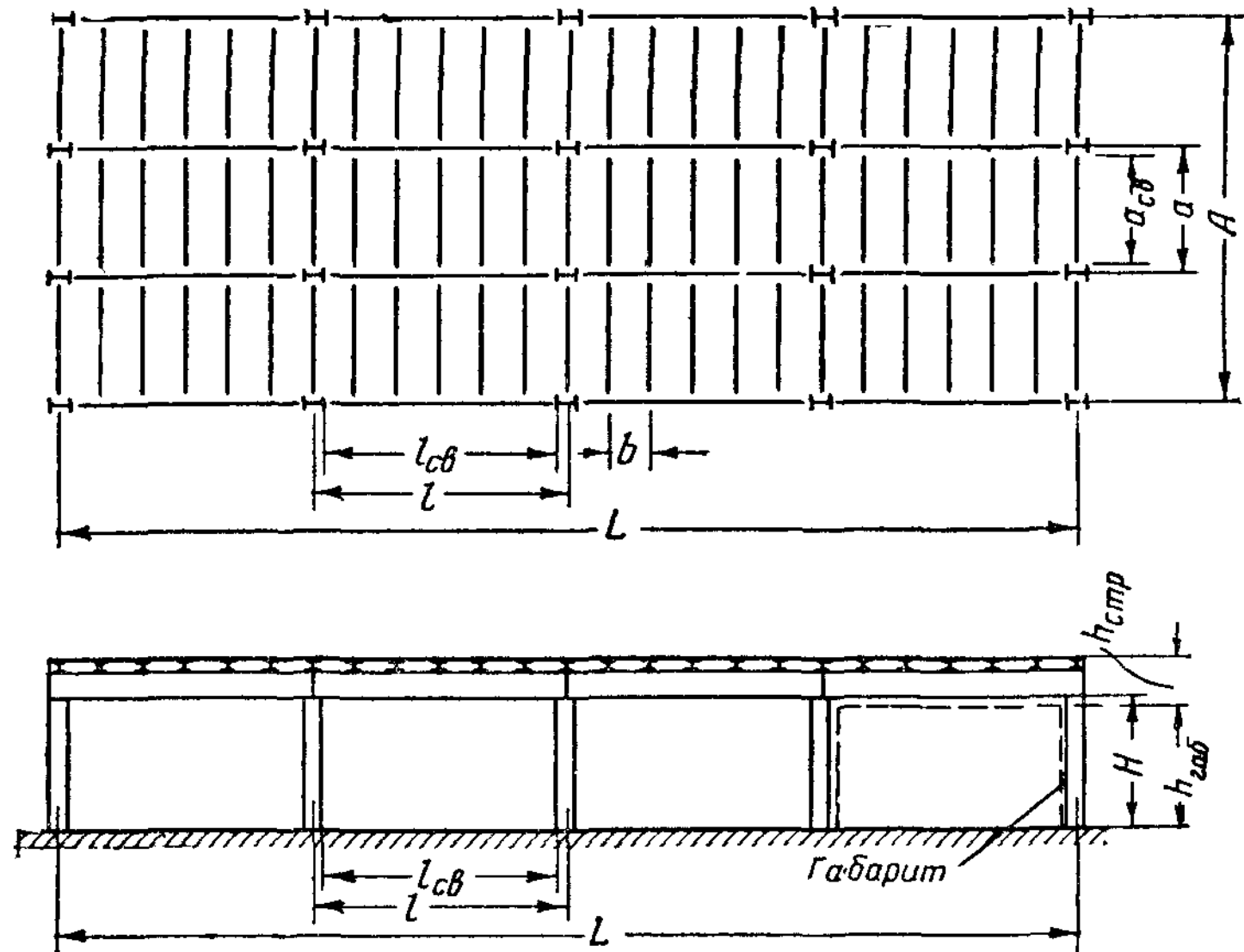


Рис. VIII.4. Генеральные размеры перекрытия балочной клетки

Решение этой задачи (при настилах, работающих на изгиб, железобетонном, деревянном и т. п.) показывает, что оптимальным шагом балок будет такой, при котором стоимость балок равна удвоенной стоимости настила.

Полученное значение оптимального шага округляют до ближайшего, отвечающего размеру типовых плит настила.

б) *Определение оптимального шага главных балок в балочной клетке нормального типа при заданном пролете главных балок.* При заданном пролете главных балок в балочной клетке нормального типа (рис. VIII.3, б) шагом вспомогательных балок обычно задаются, исходя из стандартных размеров плит настила. Шаг главных балок определяют, исходя из минимальных затрат на устройство балочной клетки.

Определим стоимость вспомогательных балок на 1 м^2 перекрытия

$$C_{в.б} = c_{в.б} g_{в.б}, \quad (\text{VIII.10})$$

где $c_{в.б}$ — стоимость 1 т вспомогательных балок;

$g_{в.б}$ — вес вспомогательных балок на 1 м^2 перекрытия.

Принимая, что вес поясов балки равен весу стенки [см. формулу (VIII.6)], получим момент сопротивления балки

$$W = \frac{\delta_{ст} h^2}{6} + F_{п} h = F_{ст} \frac{h}{6} + F_{п} h = F_{б} \frac{h}{12} + F_{б} \frac{h}{4} = F_{б} \frac{h}{3},$$

откуда

$$F_6 = \frac{3W}{h}.$$

Подставляя в эту формулу значение оптимальной высоты балки из формулы (VIII. 7), найдем площадь сечения балки

$$F_6 = \frac{3\sqrt{\delta_{ст}}}{k} \sqrt{W} = k_6 \sqrt{W}$$

где

$$k_6 = \frac{3\sqrt{\delta_{ст}}}{k}.$$

Соответственно вес балки на 1 м² перекрытия составит

$$g_6 = \frac{F_6 \gamma \psi_6}{b} = \frac{k_6 \gamma \psi_6}{b} \sqrt{W} = \frac{k_6 \gamma \psi_6}{b} \sqrt{\frac{M}{R}}. \quad (\text{VIII.11})$$

Подставляя в выражение (VIII. 10) значение веса вспомогательных балок, $g_{в.б.}$, определяемое по формуле (VIII. 11), и

$$M = \frac{(\Sigma p + \Sigma q) b a^2}{8},$$

получим

$$C_{в.б.} = \frac{c_{в.б.} \alpha_{в.б.} a}{\sqrt{b}} \quad (\text{VIII.12})$$

где

$$\alpha_{в.б.} = k_{в.б.} \gamma \psi_{в.б.} \sqrt{\frac{\Sigma p + \Sigma q}{8R}};$$

p и q — постоянная и полезная расчетные нагрузки на 1 м² перекрытия. Аналогичным путем найдем стоимость главных балок перекрытия на 1 м²

$$C_{г.б.} = \frac{c_{г.б.} \alpha_{г.б.} l}{\sqrt{a}}, \quad (\text{VIII.13})$$

где

$$\alpha_{г.б.} = k_{г.б.} \gamma \psi_{г.б.} \sqrt{\frac{\Sigma p + \Sigma q}{8R}}.$$

Стоимость 1 т главных и вспомогательных балок может быть не одинаковой, так как главные балки обычно проектируют составными, а второстепенные — прокатными.

Полная стоимость перекрытия на 1 м² составит

$$C = C_{н.} + C_{в.б.} + C_{г.б.} = C_{н.} + \frac{c_{в.б.} \alpha_{в.б.} a}{\sqrt{b}} + \frac{c_{г.б.} \alpha_{г.б.} l}{\sqrt{a}}. \quad (\text{VIII.14})$$

Из этого выражения следует, что при увеличении шага a главных балок стоимость главных балок уменьшается, а вспомогательных — растет.

Взяв производную по a и приравняв ее нулю, получим оптимальный шаг главных балок

$$a_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\left(\frac{c_{г.б.} \alpha_{г.б.}}{2c_{в.б.} \alpha_{в.б.}}\right)^2 b l^2}. \quad (\text{VIII.15})$$

Из выражения (VIII.14) можно установить, что при постоянной толщине стенки балки $2C_{в.б} = C_{г.б}$, т. е. при оптимальном шаге главных балок в балочной клетке нормального типа, стоимость вспомогательных балок должна равняться половине стоимости главных. Если толщины стенок главных и вспомогательных балок задать по формуле (VIII. 9), т. е. приняв $t = 1/2$, и проделать соответствующие вычисления, то окажется, что при наивыгоднейшем шаге главных балок вес второстепенных балок должен равняться $1/3$ веса главных.

Полученный шаг необходимо согласовать с полной длиной перекрытия L так, чтобы он уложился по длине целое число раз и соответствовал типовым размерам элементов настила, а также принятым значениям модулей перекрытия.

в) *Определение оптимального пролета l главных балок в балочной клетке нормального типа* (рис. VIII. 3, б). При отсутствии габаритных стеснений пролет главных балок устанавливают на основании технико-экономических соображений. Наивыгоднейшее расстояние между балками зависит от пролета. Однако зависимость эта ниже линейной, что позволяет задаться шагом a и определить соответствующий ему пролет l .

Полная стоимость перекрытия

$$C = C_n + C_{в.б} + C_{г.б} + C_{оп}. \quad (\text{VIII.16})$$

Стоимости настила C_n и вспомогательных балок $C_{в.б}$ при постоянном шаге главных балок a не зависят от пролета главных балок и могут считаться постоянными. Переменными являются стоимость главных балок $C_{г.б}$ и стоимость опоры (колонны) $C_{оп}$; сечение и стоимость опоры зависят от величины пролета. При увеличении пролета размеры опоры увеличиваются.

При небольших пролетах размеры опоры не могут быть неограниченно малыми, так как они зависят от конструктивных возможностей. В соответствии с этим вес опоры в функции пролета может быть выражен

$$g_{оп} = g_{оп}^0 + g'_{оп} l,$$

где $g_{оп}^0$ — вес конструктивно наименьшей по размерам опоры;
 $g'_{оп}$ — дополнительный вес опоры, отнесенный к одному метру пролета главных балок.

Соответственно стоимость опоры может быть выражена

$$C_{оп} = C_{оп}^0 + C'_{оп} l. \quad (\text{VIII.17})$$

Стоимость опоры и главных балок на 1 м^2 перекрытия (при расстоянии между колоннами a)

$$C_1 = \frac{C_{оп}^0}{la} + \frac{C'_{оп}}{a} + C_{г.б} = \frac{C_{оп}^0}{la} + \frac{C'_{оп}}{a} + \frac{c_{г.б} \alpha_{г.б} l}{\sqrt{a}}. \quad (\text{VIII.18})$$

Взяв производную по l и приравняв ее нулю,

$$\frac{dC}{dl} = -\frac{C_{оп}^0}{al^2} + \frac{c_{г.б} \alpha_{г.б}}{\sqrt{a}} = 0, \quad (\text{VIII.18'})$$

получим наивыгоднейший пролет

$$l_{оп1} = \sqrt{\frac{C_{оп}^0}{c_{г.б} \alpha_{г.б} \sqrt{a}}}. \quad (\text{VIII.19})$$

Из выражения (VIII. 18') также следует, что

$$\frac{C_{\text{оп}}^0}{al^2} = \frac{c_{\text{г.б}} \alpha_{\text{г.б}} l}{\sqrt{a}},$$

т. е. при оптимальном пролете и при постоянной толщине стенки балки стоимость конструктивно наименьшей опоры на 1 м^2 должна равняться стоимости главных балок, также отнесенной к 1 м^2 перекрытия.

Если толщину стенки главной балки задать по формуле (VIII. 8), приняв $t = 1/2$, и проделать соответствующие вычисления, то окажется, что при оптимальном пролете стоимость конструктивно наименьшей опоры на 1 м^2 перекрытия должна равняться 0,8 стоимости главных балок на 1 м^2 .

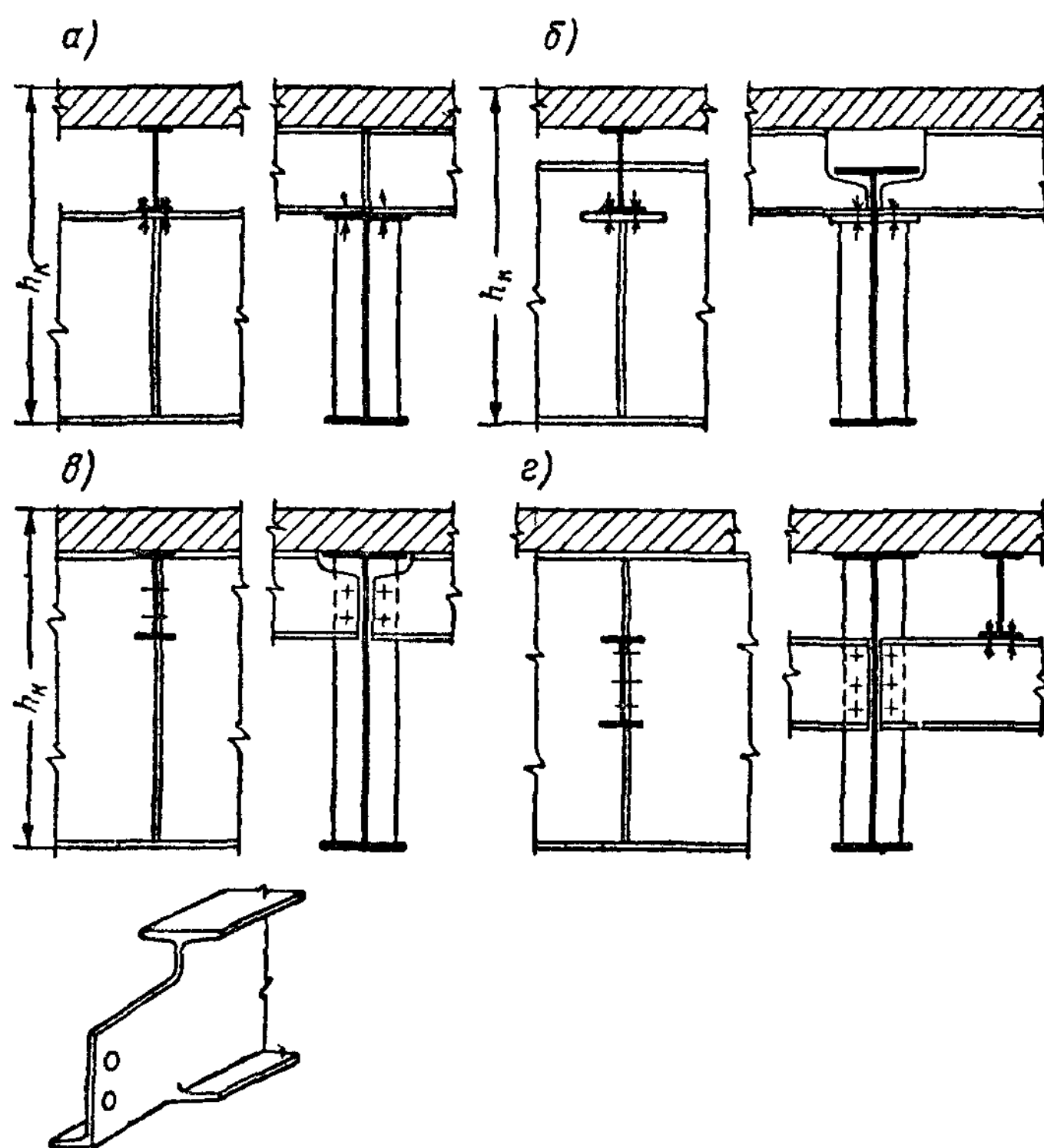


Рис. VIII.5. Типы сопряжения балок

а — этажное, б — повышенное; в — в одном уровне; г — пониженное

Оптимальный пролет зависит от величин $C_{\text{оп}}^0$ и $g_{\text{оп}}^0$, т. е. от веса и размеров конструктивно наименьшей опоры — величин весьма небольших; в результате оптимальный пролет получается относительно малым, что нерационально с точки зрения строительства в целом. Поэтому на практике пролеты берут большими, чем оптимальные, исходя из габаритных условий или общих конструктивных соображений.

3. Сопряжение балок

Сопряжения балок применяют следующих типов.

а) Этажное сопряжение (рис. VIII. 5, а) — когда вспомогательные балки опираются на главные.

Этот тип сопряжения наиболее удобен для изготовления и монтажа, но требует наибольшей конструктивной высоты.

б) **Повышенное сопряжение** (рис. VIII. 5, б) — когда вспомогательные балки примыкают к главным таким образом, что отметка верхней полки вспомогательной балки располагается выше, чем главной. Для пропуска главных балок на опорных участках вспомогательных балок предусматриваются вырезы.

Такое сопряжение по сравнению с этажным более трудоемко, но имеет меньшую конструктивную высоту перекрытия и дает возможность увеличить высоту главных балок.

в) **Сопряжение в одном уровне** (рис. VIII. 5, в) — когда верхние полки вспомогательных и главных балок располагаются в одном уровне. В этом случае настил может опираться по четырем сторонам.

г) **Пониженное сопряжение** (рис. VIII. 5, г) — когда вспомогательные балки примыкают к стенке главной балки в пределах ее высоты, но ниже ее верха. Такое сопряжение применяют в балочной клетке усложненного типа для осуществления возможности этажного сопряжения продольных и поперечных вспомогательных балок, а также в балочной клетке нормального типа при толстом настиле.

4. Общие соображения по компоновке балочных клеток

В процессе компоновки балочной клетки первым и вместе с тем основным в технико-экономическом отношении этапом работы является правильный выбор ее типа.

Как правило, следует принимать наиболее простой тип балочной клетки с наиболее коротким путем передачи нагрузки на опоры; к более сложным типам следует переходить только при экономической или технической целесообразности перехода.

Простейшим типом балочной клетки является упрощенный тип. Основная область применения балочных клеток этого типа — перекрытия малых пролетов (преимущественно в тех случаях, когда балки могут быть выполнены из прокатных двутавров). Однако поскольку балочные клетки этого типа обладают большими конструктивными и производственными преимуществами, их применяют и для перекрытий больших пролетов, используя составные балки и включая в совместную с последними работу железобетонные или стальные настилы. В настоящее время балочные клетки упрощенного типа являются наиболее распространенными.

При невозможности использования мощных настилов и при достаточно больших шагах главных балок, не перекрываемых настилом, целесообразно применять балочную клетку нормального типа. При значительных пролетах главных балок и большом шаге их, когда поперечные балки получаются весьма мощными, возможен переход на балочную клетку усложненного типа.

Поскольку определение области рационального применения балочной клетки того или другого типа зависит от многих факторов, четко разграничить эти области весьма трудно. Поэтому целесообразность выбора типа балочной клетки для данных конкретных условий должна быть установлена на основе сравнения возможных вариантов конструктивного решения.

§ 4. НАСТИЛЫ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

1. Типы настилов

Настилы, перекрывающие балочные клетки перекрытий, могут быть весьма разнообразными в зависимости от назначения перекрытия. Обычно они состоят из нижнего, несущего, настила, работающего как конструкция между балками перекрытия, и верхнего, защитного.

С конструктивной точки зрения настилы прежде всего различаются по виду материала.

Основным типом несущих настилов является железобетонный (рис. VIII. 6, а), особенно при включении его в работу поддерживающих балок. Деревянные настилы (рис. VIII. 6, б) применяются редко ввиду их малой капитальности. Стальные настилы (рис. VIII. 6, в) запрещены

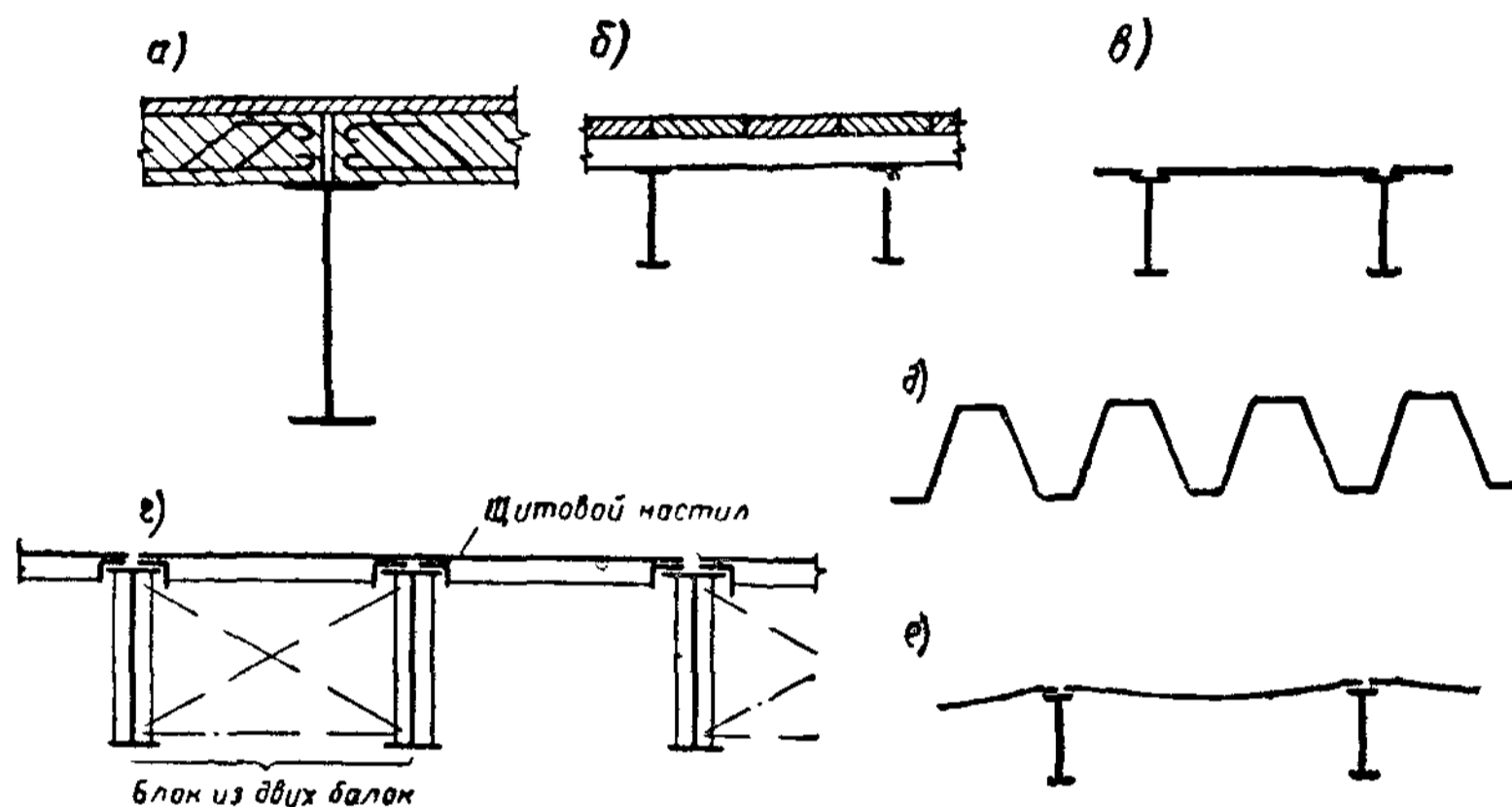


Рис. VIII.6. Типы настилов

«Техническими правилами по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве», за исключением площадок металлургических и химических цехов, где их применение необходимо по технологическим соображениям. Однако использование стальных настилов весьма целесообразно при условии включения их в совместную работу с балками (рис. VIII. 7). Это дает экономию металла.

2. Стальной настил

В рабочих площадках производственных зданий металлургической промышленности обычно применяют плоский стальной настил, состоящий из листов, прикрепленных (приваренных) к балкам (рис. VIII. 6, в).

Для сокращения работ на монтаже в последнее время начали применять блоки в виде спаренных балок, соединенных связями и приваренным настилом. Между блоками укладывают щитовой настил, укрепленный ребрами (рис. VIII. 6, г).

При больших пролетах плоский настил укрепляют ребрами или переходят на складчатый (рис. VIII. 6, д) или висячий (рис. VIII. 6, е).

Металлический настил очень легкий и прочен, что является его большим преимуществом, но зато он требует большого расхода стали.

Приваренные к балкам листы плоского настила работают на изгиб и растяжение. Соотношение между работой настила на изгиб и на растяжение зависит от толщины листа δ : при толстых листах $\left(\frac{l}{\delta} < 50\right)$, где

l — пролет настила) влиянием продольной силы можно пренебречь и рассчитывать настил только на поперечный изгиб; очень тонкие настилы ($\frac{l}{\delta} > 300$) можно рассчитывать только на продольную силу. Настилы средней толщины рассчитывают на изгибающий момент и продольную силу.

Вследствие наличия продольной растягивающей силы изгибающий момент в настиле меньше, чем в простой балке и может быть принят равным

$$M_{\text{н}} = \frac{ql^2 \psi}{8}, \quad (\text{VIII.20})$$

где q — соответствующая расчетная нагрузка на 1 м^2 настила;

ψ — коэффициент, меньший единицы.

Аналогично прогиб настила

$$f_{\text{н}} = f_{\delta} \psi, \quad (\text{VIII.21})$$

где f_{δ} — прогиб настила как балки пролетом l от нормативной нагрузки $q^{\text{н}}$.

При $\frac{l}{f_{\delta}} = 100$ значения ψ составляют 0,5—0,3 (первое — при $\frac{\delta}{l} \approx \frac{1}{100}$, второе — при $\frac{\delta}{l} \approx \frac{1}{300}$).

Значение нормальной растягивающей силы можно определить из соотношения

$$\Delta l = \frac{Nl}{E\delta} = l_1 - l,$$

где l_1 — длина изогнутого настила;

l — длина настила до деформации.

Разность $l_1 - l$ зависит от прогиба настила $f_{\text{н}}$.

Исходя из указанного, сила N может быть представлена в виде

$$N = \frac{E\delta^3}{12l^2} u, \quad (\text{VIII.22})$$

где u — коэффициент, равный $\sim 3 \div 4$ (первое — при $\frac{\delta}{l} \approx \frac{1}{100}$, второе — при $\frac{\delta}{l} \approx \frac{1}{300}$).

При определении момента и продольной силы нагрузки должны быть взяты с соответствующими коэффициентами перегрузки (расчет по первому предельному состоянию); при определении прогиба — без коэффициентов перегрузки (расчет по второму предельному состоянию).

Напряжение в настиле

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{\delta} + \frac{6M}{\delta^2} \leq R. \quad (\text{VIII.23})$$

Предельная мера прогиба настила — $\frac{l}{100}$.

Прикрепление настила к балкам должно быть проверено на продольную силу N .

Приваренный к балке настил может работать совместно с балкой как усиление верхнего пояса; при достаточной толщине он может заменить верхние пояса балки. В этом случае настил приваривается непосредственно к стенке балки (рис. VIII.7). Такого вида конструкции

применяют в настилах рабочих площадок, гидротехнических конструкциях, мостах и др.

Для обеспечения устойчивости настил, работающий совместно с

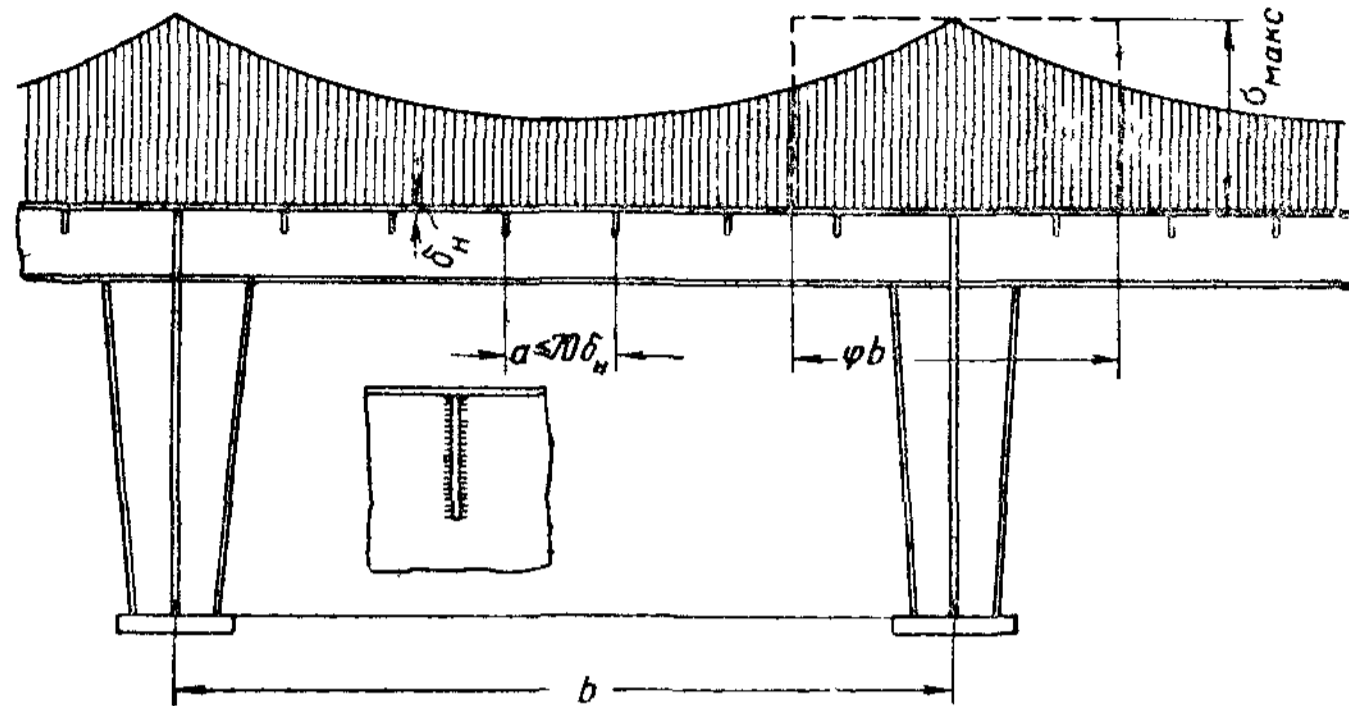


Рис. VIII.7. Распределение напряжений в настиле, работающем совместно с балками

балками, укрепляют продольными ребрами, расстояние между которыми не должно превышать 70 толщин настила. Напряжения по ширине настила распределяются неравномерно, убывая к середине (рис. VIII.7). Ширина настила (рабочая), которая в предположении равномерного распределения напряжений по ней эквивалентна работе настила с неравномерным распределением, может быть определена по графику (рис. VIII.8). Ребра, укрепляющие настил, входящие в пределы рабочей ширины, могут быть включены в сечение пояса балки.

Расчет настила, укрепленного ребрами, желательно производить как единой системы в виде ортотропной пластинки с учетом пространственной работы. При проверке напряжений в ребрах должна учитываться их совместная работа с настилом, т. е. приниматься тавровое сечение.

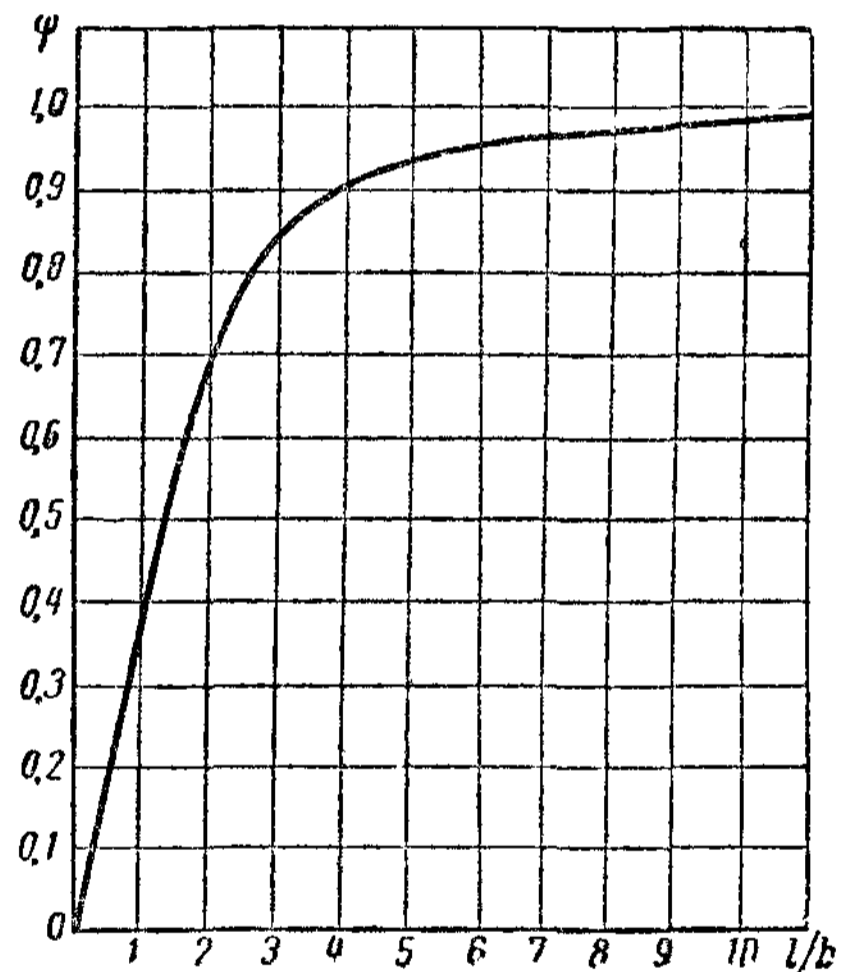


Рис VIII.8. График для определения рабочей ширины стального настила: l — пролет главной балки; b — шаг балок; ψb — рабочая ширина настила, вводимая в расчет (рис. VIII. 7).

§ 5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК

1. Общие сведения по работе балок под нагрузкой и их конструкции

Под воздействием внешней нагрузки балка, работая на изгиб, может: 1) потерять несущую способность вследствие развития пластических деформаций по всему сечению (см. § 7 главы II); 2) потерять общую устойчивость (см. § 9 главы II и рис. VIII.18); 3) получить деформации из-за потери местной устойчивости сжатыми поясами или стенкой (рис. VIII.19); 4) получить прогибы, превышающие предельные.

Несущую способность по прочности и жесткость балок обеспечивают соответствующим подбором сечений и проверяют расчетом на прочность (первое предельное состояние) и жесткость (второе предельное состояние).

Общую устойчивость балок обеспечивают приданием сечению балки соответствующих размеров, при которых она хорошо сопротивляется скручиванию, и в случае необходимости путем постановки связей между балками (связями служат и вспомогательные поперечные балки). Местную устойчивость элементов балки также обеспечивают назначением соответствующего соотношения размеров элемента (полки, стенки) или путем укрепления стенки ребрами жесткости (рис. VIII.20). Обеспеченность как общей, так и местной устойчивости проверяется расчетом (первое предельное состояние). В прокатных балках толщина стенки и поясов назначена такой, что не приходится опасаться потери местной устойчивости их. Исключение составляют тонкостенные профили, которые иногда необходимо укреплять поперечными ребрами жесткости (рис. VIII.28).

В месте передачи нагрузки с балки на опору стенку укрепляют опорными ребрами жесткости (рис. VIII.20).

В целях экономии металла пояса составных балок часто делают переменного сечения, большего — в середине, меньшего — у опор (в разрезных балках, рис. VIII.20).

Составные балки большого пролета стыкуют, чтобы получить необходимую длину элемента. Стыками разделяют балки на отдельные части по длине для того, чтобы облегчить перевозку и монтаж в соответствии с имеющимися грузоподъемными средствами.

2. Статический расчет балок на изгиб; проверка их прочности и жесткости

Расчет прокатных и сварных балок по первому предельному состоянию — на прочность — согласно Техническим условиям производится в ряде случаев с учетом развития пластических деформаций. Предпосылками такого расчета, как уже было указано в главах II и III, являются следующие условия: на балку воздействует статическая нагрузка, значение касательных напряжений сравнительно невелико ($\tau < 0,3\sigma$); приняты необходимые меры для предотвращения потери балкой общей и местной устойчивости (согласно указаниям пп. 5 и 6 настоящего параграфа); сечения балки по длине постоянны.

При указанных ограничениях разрешается не учитывать влияние касательных напряжений на развитие шарнира пластичности и рассчитывать балку (разрезную) на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{пл}} \leq R, \quad (\text{VIII.24})$$

где M — расчетный изгибающий момент (с учетом коэффициентов перегрузки);

$W_{пл}$ — пластический момент сопротивления, равный, как известно, $W_{пл} = 2 S$, где S — статический момент половины площади сечения балки относительно оси, проходящей через центр тяжести (см. § 7 главы II).

Для стальных прокатных профилей пластический момент сопротивления можно принимать равным $W_{пл} = kW$; при изгибе в плоскости стенки $k = 1,12$ — для двутавров (ГОСТ 8239-56) и $k = 1,13$ — для швеллеров (ГОСТ 8240-56); при изгибе перпендикулярно стенке соответственно 1,5 и 1,8.

Как указано в главе III, при наличии в балке участков чистого изгиба, например при симметричной нагрузке (рис. VIII.9), расчет ведется по среднему значению момента сопротивления между упругим и пластическим:

$$\sigma = \frac{M}{W_1} \leq R, \quad (\text{VIII.25})$$

где

$$W_1 = \frac{W_{\text{пл}} + W_{\text{упр}}}{2}.$$

Неразрезные прокатные и сварные балки постоянного сечения разрешается при соблюдении вышеуказанных условий рассчитывать по схеме выравненных моментов после появления шарниров пластичности в точках максимальных моментов.

Неразрезная балка как статически неопределимая система может потерять свою неизменяемость и несущую способность лишь после выпадения нескольких связей — появления нескольких шарниров пластичности (в соответствии с числом статической связности), после образования которых балка превращается в статически изменяемую систему.

Так, в крайнем пролете неразрезной балки, загруженной возрастающей нагрузкой, первый шарнир пластичности образуется в сечении с наибольшим изгибающим моментом в пролете (рис. VIII.10, *a*—1). В этом сечении момент раньше всего достигает своей предельной величины, после чего его развитие останавливается. Однако система не теряет при этом своей несущей способности, она только превращается в консольную систему; нагрузка может возрасти и в прочих сечениях моменты могут увеличиваться. Вторым шарниром пластичности образуется в следующем сечении с наибольшим моментом на опоре; тогда, при наличии в пролете двух шарниров — на опоре и посередине пролета, — крайний пролет потеряет свою неизменяемость и несущую способность (рис. VIII.10, *a*—2). Таким образом, крайний пролет требует образования двух шарниров для своей изменяемости и представляет собой двухсвязную систему. В предельном состоянии при образовании двух шарниров пластичности, как это видно из эпюры моментов, моменты удовлетворяют равенству

$$M_{\text{пр}} + M_{\text{пр}}^0 \frac{a}{l} = M_{\text{разр}},$$

где $M_{\text{пр}}$ — предельный момент в пролете;

$M_{\text{пр}}^0$ — предельный момент на опоре;

$M_{\text{разр}}$ — момент разрезной балки.

В балке постоянного сечения $M_{\text{пр}}^0 = M_{\text{пр}}$ и, таким образом:

$$M_{\text{пр}} = \frac{M_{\text{разр}}}{1 + \frac{a}{l}}. \quad (\text{VIII.26})$$

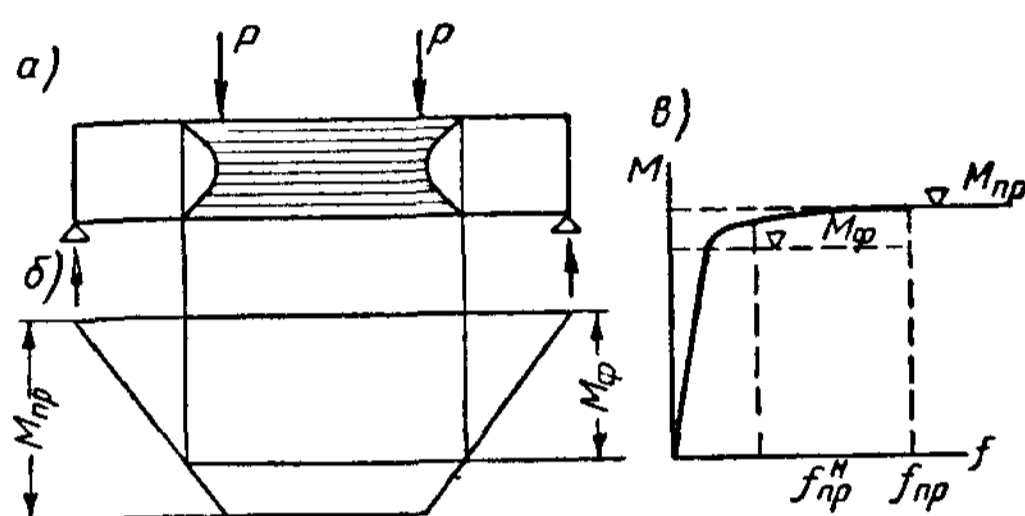


Рис. VIII.9 Работа балки в упруго-пластической области при чистом изгибе
a — зона пластичности; *b* — эпюра моментов, *в* — диаграмма прогибов

Если первый шарнир пластичности в пролете образовался посредине пролета, то

$$M_{\text{пр}} = \frac{2}{3} M_{\text{разр}}. \quad (\text{VIII.27})$$

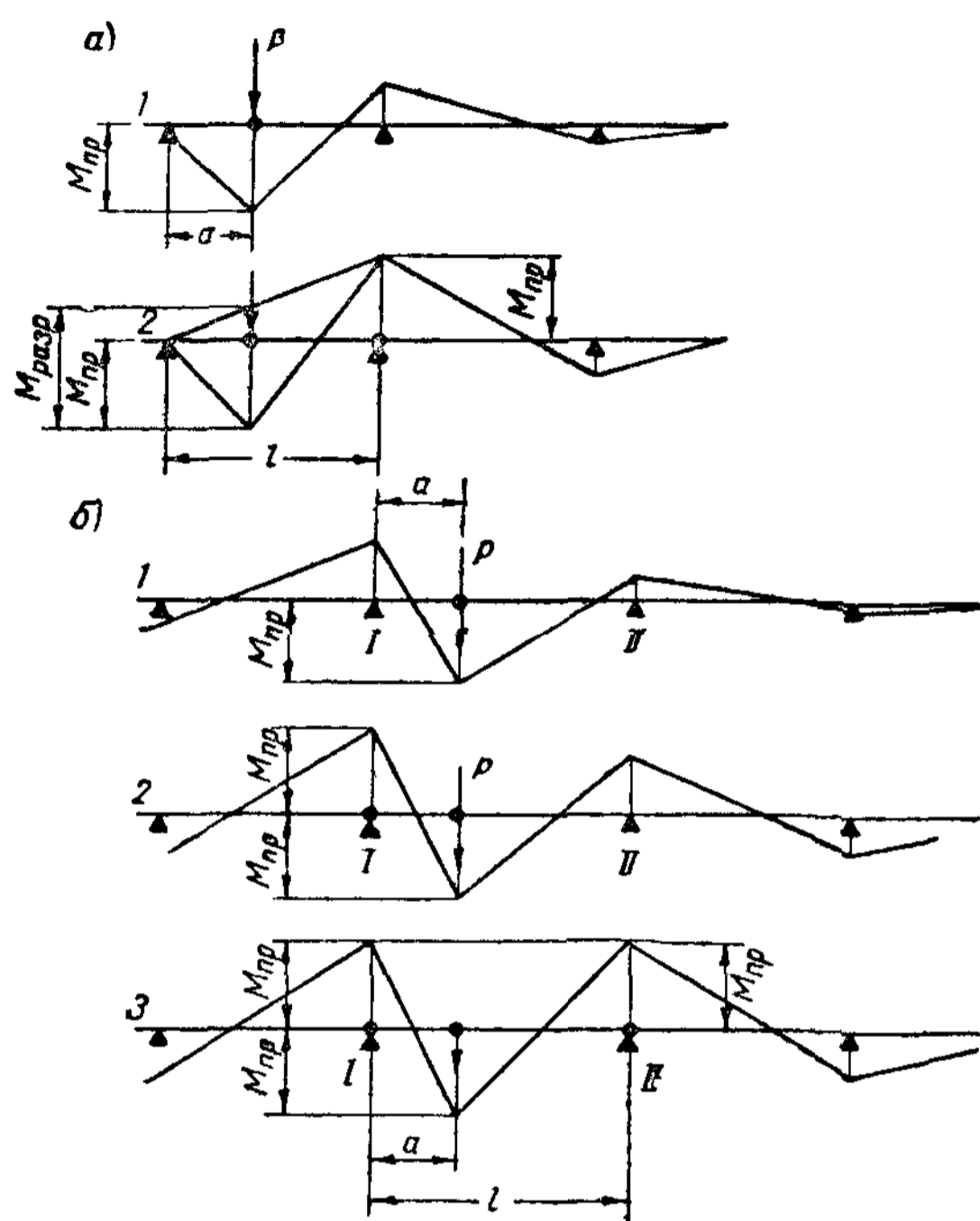


Рис. VIII.10. К расчету неразрезных балок по схеме выравненных моментов

Аналогично в среднем пролете балки, нагруженной возрастающей нагрузкой, первый шарнир пластичности образуется в пролете (рис. VIII.10, б—1), что не нарушает неизменяемости системы; второй шарнир образуется на опоре, где опорный момент или напряжение больше (рис. VIII.10, б—2), но и второй шарнир не приводит к изменению — система только превращается в консольную. Появление третьего шарнира на другой опоре делает систему изменяемой (рис. VIII.10, б—3). Таким образом, система является трехсвязной (требуется образование 3 шарниров).

Как видно из эпюры моментов, в этом случае моменты удовлетворяют равенству

$$M_{\text{пр}} + M_{\text{пр}}^{0I} \frac{a}{l} + M_{\text{пр}}^{0II} \frac{l-a}{l} = M_{\text{разр}}.$$

При постоянном сечении балки все предельные моменты одинаковы, и тогда

$$M_{\text{пр}} = \frac{M_{\text{разр}}}{2}. \quad (\text{VIII.28})$$

Следовательно, для балок постоянного сечения с равными пролетами расчетным является предельный момент первого пролета.

Таким образом, в неразрезных балках после развития пластических деформаций выравненные моменты получают более благоприятные значения, что позволяет существенно повысить нагрузку (на 33%).

Если пролеты неразрезной балки неодинаковы, то возможно, что изгибающий момент будет наибольшим не в первом, а в средних пролетах. Поэтому формулой (VIII.27) для определения расчетного момента можно пользоваться только в тех случаях, когда пролеты отличаются не более чем на 20%.

При большем отличии в размерах пролетов необходима проверка как крайних, так и средних пролетов по формулам (VIII.27) и (VIII.28).

Проверку прочности неразрезной прокатной или сварной балки производят по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\text{пр}}}{W} \leq R, \quad (\text{VIII.29})$$

в которой значение момента сопротивления исчисляются по упругой стадии работы. Объясняется это тем, что в опорных сечениях неразрезных балок действуют одновременно большие изгибающие моменты и поперечные силы.

Расчет неразрезных балок переменного сечения производят по упругой стадии как ввиду большой вариантности мест расположения шарниров пластичности, так и потому, что при обычном подборе сечений таких балок в сечениях с наибольшими моментами возникают одинаковые напряжения, которые одновременно достигают предельных значений.

Значения касательных напряжений от поперечных сил в балках, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, можно определять так же, как и в балках, работающих в упругой стадии, т. е. по формуле

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{J_{бр} \delta_{ст}} \leq R_{ср}, \quad (\text{VIII.30})$$

где $S_{бр}$ — статический момент брутто сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси;

$J_{бр}$ — момент инерции брутто сечения балки;

$\delta_{ст}$ — толщина стенки.

Коэффициенты условий работы m для балок принимают равными единице за исключением балок перекрытий под залами театров, клубов, кино, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов при весе перекрытий, равном полезной нагрузке или большем, для которых принимается $m = 0,9$.

При достаточно больших значениях касательных напряжений ($\tau > 0,4 \sigma$), как было указано в § 7 главы II, несущая способность балки при образовании шарнира пластичности может быть проверена по формуле

$$\sigma'_{пр} = \sqrt{0,75 \sigma^2 + 3 \tau^2 \left(1 - \frac{0,5 \sigma^2}{R^2}\right)} \leq R. \quad (\text{VIII.31})$$

В главах II и III отмечено, что основной расчет балок по упруго-пластической стадии ведут в предположении, что они работают как идеальные упруго-пластические тела. В основном это предположение достаточно хорошо подтверждается на опыте: хотя закон плоских сечений в сварных балках вследствие влияния сварочных напряжений и неравномерности распространения пластических деформаций несколько нарушается¹, все же образование шарниров пластичности в достаточной мере соответствует теории как при действии одних нормальных напряжений, так и при совместном действии нормальных и касательных напряжений².

Клепаные балки как разрезные, так и неразрезные рассчитывают на прочность по упругой стадии работы материала (учитывая податливость заклепочных соединений), причем момент сопротивления W берут с учетом ослабления сечения заклепочными отверстиями.

Расчет балок по второму предельному состоянию — по деформациям (проверка жесткости) — производят на воздействие нормативных нагрузок (без учета коэффициентов перегрузки). Величину прогибов

¹ Г. А. Шапиро, Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов, Стройиздат, 1952.

² Меламент, Исследования работы металлических рам в упруго-пластической стадии, Сборник ЦНИПС, Расчет металлических конструкций с учетом пластических деформаций, Госстройиздат, 1938.

определяют по упругой стадии работы материала методами, изложенными в курсах строительной механики.

Расчет по деформациям производят без учета ослабления сечения заклепочными и болтовыми отверстиями.

Отношение предельного прогиба к пролету, согласно Техническим условиям, принимают:

для балок рабочих площадок	1/250—1/600
для балок междуэтажных перекрытий	1/250—1/400
для балок чердачных перекрытий	1/250
для прогонов и обрешетки	1/200

При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий от полезной нагрузки не должен превышать $1/350$ пролета.

3. Балки цельного сечения — прокатные, холодноформованные и прессованные

Балки цельного сечения делают как стальные путем прокатки в горячем состоянии или холодной формовки из полосы (холодной прокаткой или гнутьем), так и из алюминиевых сплавов путем прессования.

Размеры стальных горячекатаных профилей установлены исходя из обеспечения местной устойчивости стенки и полки, а также возможностей производства проката. Сортамент профилей стандартизован и приводится со всеми необходимыми размерами сечений и расчетными характеристиками (площадь, момент инерции, момент сопротивления, радиусы инерции и др.) в соответствующих стандартах (см. главу IV).

Подбор сечений таких профилей производят достаточно просто: по найденному значению изгибающего момента определяют требуемое значение момента сопротивления из формул (VIII.24), (VIII.25) или (VIII.29), по которому в сортаменте находят соответствующий номер профиля; далее для незакрепленных балок проверяют общую устойчивость согласно указаниям, изложенным в п. 5 настоящего параграфа, и, наконец, производят проверку жесткости балки (расчет по второму предельному состоянию).

Сортамент профилей стальных балок, изготавливаемых холодной формовкой, не разработан. Поэтому компоновать профиль приходится конструктору самому. Толщину профиля, исходя из коррозионной стойкости, желательно назначать не менее 3 мм. При изготовлении профилей на 300-т прессе толщину профиля следует принимать в пределах до 12 мм. При наличии более мощных прессов возможно гнуть профили из полос толщиной до 16 мм.

Высоту профиля h (рис. VIII.1, $к$, $л$), исходя из условия обеспечения устойчивости, следует принимать не более 70δ , а ширину полки b (рис. VIII.1, $к$) — не более 15δ (п. 6 настоящего параграфа).

При необходимости развития сечения приходится развивать полки, причем для повышения устойчивости в уширенных полках делают отгибы (рис. VIII.1, $л$). Соотношение размеров b и b_1 определяют по указаниям, приведенным в главе III.

Сортамент профилей прессованных балок из алюминиевых сплавов также недостаточно разработан и профили приходится компоновать конструктору. При изготовлении на распространенных прессах размеры профиля должны быть такими, чтобы он укладывался в окружность диаметром 300—350 мм; большие размеры профиля должны быть согласованы с заводом-изготовителем.

Предельные соотношения размеров прессованных профилей определяются условиями обеспечения местной устойчивости (табл. VIII. 2).

Таблица VIII.2

Предельные соотношения размеров прессованных профилей из алюминиевых сплавов

Схема профиля	Отношения	Предельные соотношения $\frac{b_{\text{п}}}{t}$, $\frac{b_{\text{б}}}{t}$ и $\frac{h_{\text{о}}}{\delta_{\text{ст}}}$ для сплавов			
		АМг	АМг6	АВТ1	Д16Т
	$\frac{b_{\text{п}}}{t}$	11,0	10	11,0	7,5
	$\frac{b_{\text{б}}}{t}$	13,5	13,0	13,5	9,5
	$\frac{h_{\text{о}}}{\delta_{\text{ст}}}$	80,0	60,0	70,0	45,0

4. Балки составного сечения

а) **Компоновка и подбор сечения балок.** Составные балки имеют обычно двутавровое сечение, состоящее из стенки и двух поясов. В сварных балках пояса наиболее целесообразно делать из одиночных листов универсальной стали, приваривая их к стенке поясными швами (рис. VIII.1, б). Делать пояса из нескольких листов (рис. VIII.11) менее рационально, так как при этом повышается трудоемкость изготовления, увеличиваются внутренние напряжения, а главное — напряжения между листами распределяются неравномерно, что ухудшает работу балки.

В мощных сварных балках пояса делают из одиночных листов толщиной до 40 мм. При применении более толстых листов следует иметь в виду, что вследствие меньшего обжатия при прокатке толстые листы имеют пониженные значения предела текучести и потому пониженные расчетные сопротивления (см. § 2 главы III).

Кроме того, более толстые листы затруднительно править при помощи имеющегося на заводах стальных конструкций оборудования.

Иногда для рассредоточения передачи усилия со стенки на пояс и увеличения жесткости последнего против кручения, пояса делают из листа и уголка, привариваемого к поясному листу по перьям, а к стенке по обушку (рис. VIII. 1, в) или усиливают пояса приваркой наклонных листов (рис. VIII. 1, г). Однако при такой конструкции трудоемкость изготовления балок резко возрастает. Поэтому применять подобные решения следует только в том случае, если в процессе эксплуатации балки

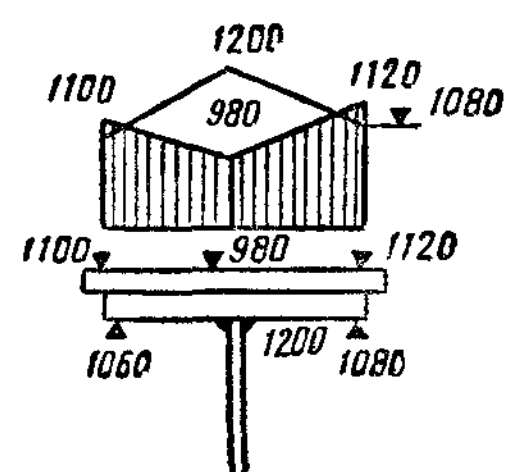


Рис. VIII.11. Распределение напряжений между поясными листами сварной балки

возможна работа пояса на скручивание вследствие эксцентричного приложения нагрузки.

В клепаных балках сечение составляется из стенки и приклепанных к ней уголков (рис. VIII.1, *е*). При больших нагрузках и пролетах сечение развивается путем приклепывания поясных листов (рис. VIII.1, *ж*). В целях снижения трудоемкости изготовления число поясных листов более трех обычно не принимают.

Поясные листы рационально брать шириной не более 600 мм для того, чтобы можно было выклепывать пояса на скобе. В мощных клепаных балках, особенно при наличии местной нагрузки (например, в подкрановых балках), стенку около поясов усиливают продольными полосами — ламелями, которые помещают между стенкой и поясными уголками (рис. VIII.1, *з*).

При подборе сечения в первую очередь необходимо установить основной размер — высоту балки, от которого зависят все остальные размеры сечения. Высоту балки устанавливают согласно указаниям § 2 настоящей главы.

Высоту балки следует согласовывать с размерами листов по сортаменту. Максимальная ширина листовой стали, которую можно получить без больших доплат, составляет 2 000—2 400 мм, а потому нужно стремиться к назначению высоты балки в указанных пределах; при необходимости получить балки большей высоты приходится предусматривать в стенке продольный стык (рис. VIII.1, *д* и *з*).

Высота сечения балки h (рис. VIII.1, *б*, *ж*) определяется шириной листа, из которого делается стенка. В клепаных балках лист обычно утапливают за обушки уголков на 5 мм для скрывания неровностей кромок (рис. VIII.12, *а*). Иногда требуется заканчивать стенку вверху на одном уровне с обушками уголков для передачи местной нагрузки (например, в подкрановых балках); в этом случае стенку выпускают вверху за поясные уголки на 5 мм и затем сострагивают (рис. VIII.12, *б*).

Толщину стенки назначают из условий обеспечения прочности на срез и местной устойчивости.

Наименьшую толщину стенки из условия сопротивления срезу (без учета работы поясов) определяют по формуле

$$\delta_{ст} = 1,5 \frac{Q}{R_{ср} h_{ст}}. \quad (VIII.32)$$

Стенки высоких балок делают достаточно тонкими и укрепляют против потери местной устойчивости поперечными ребрами жесткости, а в необходимых случаях дополнительно и продольным ребром. Предельные отношения высоты стенки к ее толщине $\frac{h_0}{\delta_{ст}}$, при которых еще не требуется укрепления стенки ребрами, указаны в табл. VIII.3.

Обозначения, принятые в табл. VIII.3:

h_0 — расчетная высота стенки, принимаемая в сварной балке, равной полной высоте, а в клепаной — расстоянию между внутренними рисками поясных уголков (рис. VIII.1, *ж*);

$\delta_{ст}$ — толщина стенки.

Толщину стенки стальных балок для практических целей можно назначить по формуле (VIII.9) или по формуле

$$\delta_{ст} = 7 + 3h \text{ мм}, \quad (VIII.33)$$

где h — высота балки в м;
 $\delta_{ст}$ — толщина стенки в мм.

Для балок из алюминиевых сплавов толщину стенки назначают несколько большей (на 2—10 мм).

Таблица VIII.3

Наибольшие отношения высоты стенки к ее толщине в балках составного сечения, при которых не требуется укрепления ребрами жесткости

Марка стали или алюминиевого сплава		Наибольшее отношение $\frac{h_0}{\delta_{ст}}$, при котором не требуется ставить ребра жесткости			
		поперечные		продольные	
		в балках			
		сварных	клепаных	сварных	клепаных
Стальные балки	Ст. 3	70		160	
	Ст. 5	65		140	
	14Г2, 15ГС, 15ХСНД	60		130	
Балки из алюминиевых сплавов	АМг	60	—	150	—
	АМг6	60	80	115	125
	АВТ1	70	75	105	115
	Д16Т	45	55	—	90

Необходимую площадь поясов балки устанавливают из условия, чтобы фактический момент сопротивления балки отвечал требуемому моменту сопротивления.

Требуемый момент сопротивления равняется

$$W_{тр} = \frac{M}{R}, \quad (\text{VIII.34})$$

где M — изгибающий момент от расчетной нагрузки.

Требуемый момент инерции всего сечения балки

$$J_{тр} \approx W_{тр} \frac{h}{2} = \frac{Mh}{2R}. \quad (\text{VIII.35})$$

Требуемый момент инерции поясных листов в сварных балках

$$J_{п.тр} = J_{тр} - J_{ст} = J_{тр} - \frac{\delta_{ст} h^3}{12}. \quad (\text{VIII.36})$$

Момент инерции поясных листов может быть определен по формуле (рис. VIII. 1, б).

$$J_{п} \approx 2F_{п} \left(\frac{h}{2} \right)^2. \quad (\text{VIII.37})$$

Приравнивая его значение величине $J_{п.тр}$, найдем требуемую площадь сечения одного пояса

$$F_{п} = \frac{2J_{п.тр}}{h^2}. \quad (\text{VIII.38})$$

Для того чтобы балка не потеряла общей устойчивости досрочно, ширина сжатого пояса должна быть достаточно велика и должна соответствовать величинам, указанным в табл. VIII.4 и VIII.5.

Таблица VIII.4

Наибольшие отношения l/b , при которых не требуется проверки устойчивости двутавровых балок из стали марки Ст. 3

Тип балки	$\frac{h}{b}$	$h/\delta_1 = 100$			$h/\delta_1 = 50$		
		при нагрузке, приложенной		при наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки	при нагрузке, приложенной		при наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки
		к верхнему поясу	к нижнему поясу		к верхнему поясу	к нижнему поясу	
Сварные	2	18	28	22	19	30	23
	4	16	26	19	18	27	21
	6	15	24	18	16	25	19
Клепаные	2	21	30	24	30	42	33
	4	18	28	21	25	35	27
	6	16	25	19	21	32	24

Примечание. Для балок из стали других марок указанные значения l/b умножаются на $\sqrt{\frac{2,1}{R}}$ (где R в $т/см^2$).

Таблица VIII.5

Наибольшие отношения l/b , при которых не требуется проверки устойчивости двутавровых балок из алюминиевых сплавов (при $h/b=3-5$)

Тип балки	Марка алюминиевого сплава	При нагрузке, приложенной		При наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки
		к верхнему поясу	к нижнему поясу	
Сварные и прессованные	АМг	13,0	20,0	16,0
	АМг6	9,0	15,0	11,0
	АВТ1, АДЗТ1	11,0	17,0	13,0
Клепаные	АМг6, АДЗТ1	11,0	17,0	13,0
	АВТ1	10,0	16,0	12,0
	Д16Т	8,0	12,0	9,0

Обозначения, принятые в табл. VIII.4 и VIII.5:

l — свободная длина сжатого пояса балки, равная расстоянию между точками его закрепления от поперечных смещений (узлы продольных связей, точки опирания жесткого настила) или между поперечными связями, препятствующими повороту сечения балки; при отсутствии закреплений l — пролет балки;

b, δ_1 — ширина и толщина сжатого пояса;

h — полная высота сечения балки.

Обычно ширину пояса принимают в пределах $1/3—1/5 h$. При очень широких поясах напряжения распределяются неравномерно по ширине пояса; очень узкие балки требуют частого закрепления связями и потому невыгодны.

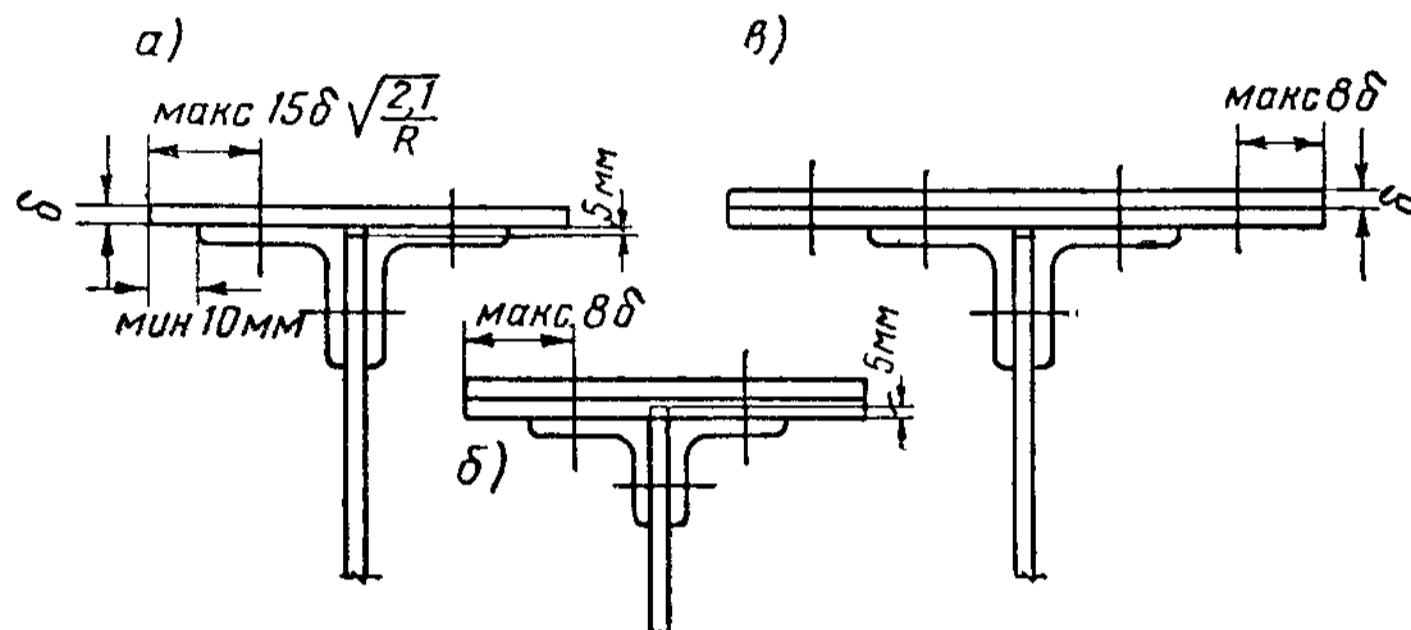


Рис. VIII.12. Наибольшие допустимые свесы поясных листов в клепаных балках

Задавшись шириной пояса b , находят необходимую его толщину

$$\delta = \frac{F_{\text{п}}}{b}. \quad (\text{VIII.39})$$

По условиям местной устойчивости ширина свеса сжатого пояса стальной балки не должна быть больше $15 \delta \sqrt{\frac{2,1}{R}}$, где δ — толщина свеса, R — расчетное сопротивление в т/см^2 . В сварных балках свес равен $1/2$ ширины пояса; в клепаных балках — расстоянию от крайней поясной заклепки до края листа (рис. VIII.12). Для балок из алюминиевых сплавов ширину свеса принимают по табл. VIII.2.

На основании указанных соображений устанавливают ширину и толщину поясного листа в пределах сортамента.

В клепаных балках поясные уголки обычно делают равнобокими. В случае устройства балок без поясных листов (рис. VIII.1, e) поясные уголки делают неравнобокими и прикрепляют к стенке узкими полками.

Ширину (калибр) уголков принимают примерно для средних балок $b_{\text{уг}} = \frac{h}{10}$, повышая ее для больших балок до $b_{\text{уг}} = \frac{h}{20}$ (h — высота балки).

Поскольку ширина уголков определяет ширину пояса, калибр уголков в известной степени устанавливают на основании соображений, приведенных выше в отношении ширины пояса.

Толщину поясных уголков удобно принимать равной толщине стенки, так как это облегчает устройство монтажных стыков.

В клепаных балках с поясными листами для лучшей передачи усилия со стенки на поясные листы и большей концентрации материала

у стенок желательно, чтобы площадь сечения двух поясных уголков составляла не менее 30% от площади сечения всего пояса.

Как и в сварных балках, площадь поясных листов определяют из условия, чтобы сечение балки имело достаточный момент сопротивления, равный в клепаных балках

$$W_{\text{тр}}^{\text{бр}} = 1,2W_{\text{нт}} = \frac{1,2M}{R}.$$

Требуемый момент инерции поясных листов

$$J_{\text{л.тр}}^{\text{бр}} = \frac{1,2M}{R} \cdot \frac{h}{2} - J_{\text{ст}}^{\text{бр}} - J_{\text{уг}}^{\text{бр}},$$

где 1,2 — коэффициент увеличения требуемого момента инерции за счет ослабления сечения отверстиями;

$J_{\text{ст}}^{\text{бр}}$, $J_{\text{уг}}^{\text{бр}}$ — моменты инерции брутто стенки и уголков.

Требуемую площадь листов одного пояса $F_{\text{л}}$ определяют по формуле (VIII.38).

Установив ширину пояса, определяют суммарную толщину листов $\varepsilon \delta_{\text{л}} = \frac{F_{\text{л}}}{b_{\text{л}}}$ и по ней, задавшись толщиной листа (обычно равной толщине стенки), число листов. В случае необходимости, если суммарная толщина листов не совпадает с величиной $\Sigma \delta_{\text{л}}$, несколько изменяют ширину листов.

В многолистовом пакете расстояние от края поясных листов до ближайшей риски заклепок из условия обеспечения плотности клепки должно быть для стальных балок не более 8δ (рис. VIII.12, б, в), а для балок из алюминиевых сплавов — не более 6δ . Наименьшую ширину поясных листов устанавливают такой, чтобы свес их с уголков был не менее 10 мм с каждой стороны (рис. VIII.12, а).

Установив сечение балки, проверяют ее прочность на изгиб и на срез.

Пример VIII.1. Для площадки промышленного цеха требуется подобрать сечение разрезной клепаной балки из стали марки Ст.3 по данным: пролет балки $l = 10$ м; высота балки не более 110 см; нормативные нагрузки — временная $q^{\text{н}} = 11$ т/м, собственный вес конструкции — $p^{\text{н}} = 2$ т/м; коэффициенты перегрузки: временной нагрузки $n_q = 1,3$ и собственного веса $n_p = 1,1$ (соответственно расчетные нагрузки $q = q^{\text{н}} n_q = 11 \cdot 1,3 = 14,3$ т/м; $p = p^{\text{н}} n_p = 2 \cdot 1,1 = 2,2$ т/м); предельный прогиб $[f] = \frac{l}{400} = 2,5$ см; коэффициент условий работы $m = 1$.

1) Определяем расчетный изгибающий момент и поперечную силу:

$$M = \frac{(p + q) l^2}{8} = \frac{(2,2 + 14,3) \cdot 10^2}{8} = 206,25 \text{ тм};$$

$$Q = (p + q) \frac{l}{2} = (2,2 + 14,3) \frac{10}{2} = 82,5 \text{ т}.$$

2) Определяем требуемый момент сопротивления по формуле (VIII.34)

$$W_{\text{тр}}^{\text{нт}} = \frac{M}{R} = \frac{20\,625\,000}{2\,100} = 9\,820 \text{ см}^3.$$

3) Определяем высоту балки:

а) из условия обеспечения необходимой жесткости (прогиба) по формулам (VIII.3) и (VIII.2):

$$\sigma_{\text{н}} = R \frac{p^{\text{н}} + q^{\text{н}}}{p + q} = 2\,100 \frac{2 + 11}{2,2 + 14,3} = 1\,650 \text{ кг/см}^2;$$

$$h_{\text{мин}} = \frac{\sigma_{\text{н}} l^2}{10^7 [f]} = \frac{1\,650 \cdot 10\,000^2}{10^7 \cdot 2,5} = 66 \text{ см};$$

б) из условия экономии металла по формуле (VIII.7) при $k = 1,1$ и $\delta_{ст} = 10$ мм

$$h_{опт} = k \sqrt{\frac{W}{\delta_{ст}}} = 1,1 \sqrt{\frac{9820}{1}} \approx 110 \text{ см.}$$

Высоту стенки балки принимаем в пределах, заданных габаритов $h_{ст} = 100$ см и высоту балки по обушкам уголков $h_б = 101$ см (рис. VIII. 1, ж), что удовлетворяет заданным габаритам, а также условиям жесткости и экономии металла.

4) Определяем наименьшую толщину стенки по формуле (VIII.32)

$$\delta_{ст} = 1,5 \frac{Q}{R_{ср} h_{ст}} = 1,5 \frac{82500}{1300 \cdot 100} = 0,95 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta_{ст} = 1$ см.

5) Назначаем сечение поясных уголков

$$b_{уг} = \frac{h}{10} = \frac{101}{10} \approx 10 \text{ см;}$$

$\delta_{уг} = \delta_{ст} = 1$ см, т. е. принимаем уголки 100×10 мм.

б) Определяем размеры поясных листов, для чего предварительно вычисляем:

а) требуемый момент инерции полного сечения

$$J_{тр}^{бр} = 1,2 W_{нт} \left(\frac{h_б}{2} + \sum \delta_{л} \right) = 1,2 \cdot 9820 \left(\frac{101}{2} + 2 \right) = 618700 \text{ см}^4,$$

где $\sum \delta_{л} = 2$ см, предполагаемая суммарная толщина листов одного пояса балки;

б) требуемый момент инерции поясных листов

$$J_{л.тр}^{бр} = J_{тр}^{бр} - J_{ст}^{бр} - J_{уг}^{бр} = J_{тр}^{бр} - \frac{\delta_{ст} h_{ст}^3}{12} - 4 (J'_{уг} + F_{уг} y^2) =$$

$$= 618700 - \frac{1 \cdot 100^3}{12} - 4 (179 + 19,2 \cdot 47,67^2) = 360800 \text{ см}^4,$$

где $J'_{уг}$ — момент инерции уголка относительно своего центра тяжести;

$F_{уг}$ — площадь сечения одного уголка;

y — расстояние от нейтральной оси балки до центра тяжести уголка (рис. VIII. 13).

Площадь поясных листов (формула VIII.38).

$$F_{л} = \frac{2J_{л.тр}^{бр}}{h^2} = \frac{2J_{л.тр}^{бр}}{\left(h_б + \frac{\sum \delta_{л}}{2} \right)^2} = \frac{2 \cdot 360800}{\left(101 + \frac{2}{2} \right)^2} \approx$$

$$\approx 70 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 листа толщиной по 12 мм; тогда требуемая ширина листов

$$b = \frac{F_{л}}{\sum \delta_{л}} = \frac{70}{2 \cdot 1,2} \approx 29 \text{ см.}$$

Если бы мы приняли листы толщиной по 10 мм, то их ширина была бы 35 см, и тогда расстояние от кромки листа до риски заклепок было бы $\frac{35 - 12}{2} = 11,5$ см, т. е. больше, чем это допустимо из условия обеспечения плотности клепки (88).

7) Проверяем несущую способность подобранного сечения по прочности.

а) Проверка на изгиб. Определяем момент инерции брутто подобранного сечения, для чего вычисляем:

$$J_{ст} = \frac{\delta_{ст} h_{ст}^3}{12} = \frac{1 \cdot 100^3}{12} = 83300 \text{ см}^4;$$

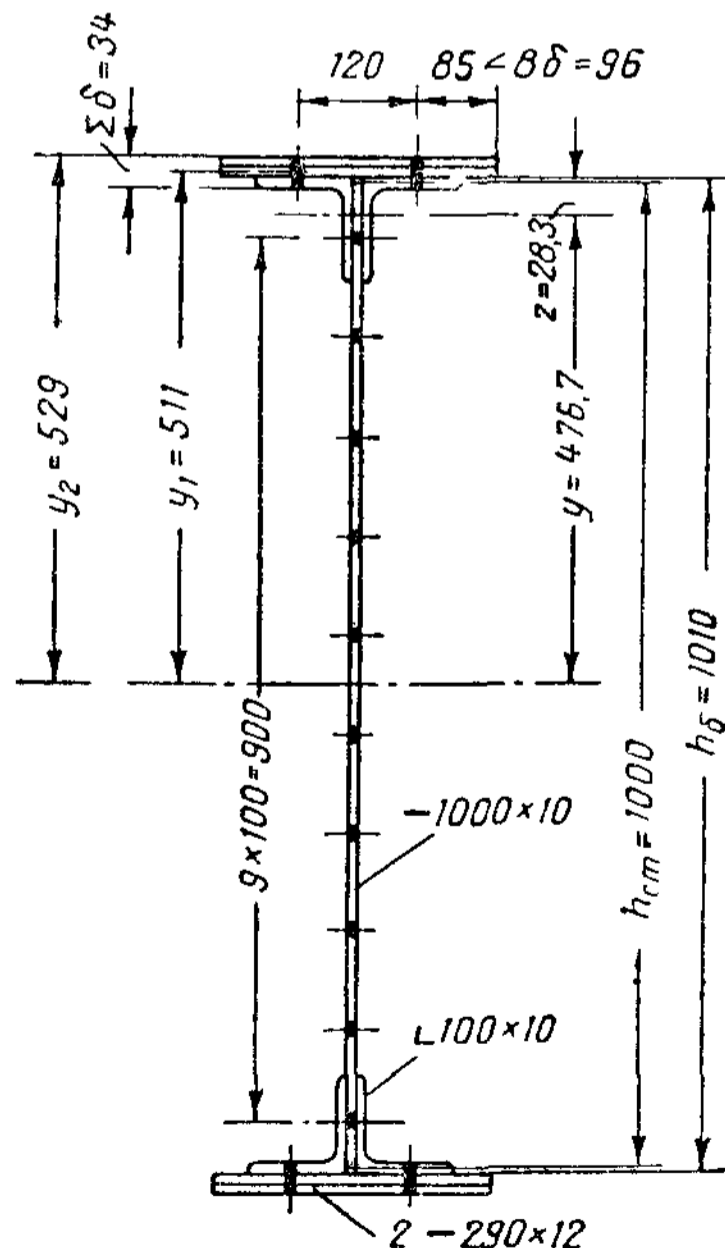


Рис. VIII.13. Сечение клепаной балки (к примеру VIII.1)

$$J_{yг} = 4(J_x + F_{yг} y^2) = 4(179 + 19,2 \cdot 47,67^2) = 174\,500 \text{ см}^4;$$

$$J_{л} = 2F_{л} \left(\frac{h_6}{2} + 1,2 \right)^2 = 2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 29(50,5 + 1,2)^2 = 372\,000 \text{ см}^4;$$

$$J_{бр} = J_{ст} + J_{yг} + J_{л} = 83\,300 + 174\,500 + 372\,000 = 629\,800 \text{ см}^4.$$

Для определения ослабления стенки задаемся расположением заклепок, как показано на рис. VIII. 13. Диаметр отверстий для заклепок принимаем $d = 20 \text{ мм}$. Тогда момент инерции ослабления стенки

$$J_{осл.ст} = 2 \cdot 1 \cdot 2(5^2 + 15^2 + 25^2 + 35^2 + 45^2) = 16\,500 \text{ см}^4.$$

Вместо точного определения момента инерции ослабления стенки можно принимать $J_{осл.ст} = 0,15 J_{ст}$, что в данном примере составит $J_{осл.ст} = 0,15 \cdot 83\,300 = 12\,500 \text{ см}^4$.

Ослабление в поясах принимаем только от вертикальных заклепок (так как в вертикальных и горизонтальных полках уголков заклепки поставлены в шахматном порядке)

$$J_{осл.п} = 4d \sum \delta y_i^2 = 4 \cdot 2 \cdot 3,4 \cdot 51,1^2 = 71\,000 \text{ см}^4.$$

Отсюда находим:

момент инерции ослабленного сечения балки

$$J_{нт} = J_{бр} - J_{осл.ст} - J_{осл.п} = 629\,800 - 16\,500 - 71\,000 = 542\,300 \text{ см}^4;$$

момент сопротивления ослабленного сечения балки

$$W_{нт} = \frac{J_{нт}}{y_2} = \frac{542\,300}{52,9} = 102\,400 \text{ см}^3.$$

Проверяем несущую способность балки по изгибу, определяя нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} = \frac{20\,625\,000}{102\,400} = 2\,020 \text{ кг/см}^2 < 2\,100 \text{ кг/см}^2,$$

г. е. несущая способность балки по изгибу обеспечена.

б) Проверка стенки на срез. Балку проектируем переменного сечения; поэтому опорное сечение будет состоять из стенки и поясных уголков.

Проверку стенки на срез производим у опоры по формуле (VIII. 30), для чего вычисляем

$$J_{бр} = J_{ст} + J_{yг} = 83\,300 + 174\,500 = 257\,800 \text{ см}^4;$$

$$S_{бр} = \delta_{ст} \frac{h_{ст}}{2} \frac{h_{ст}}{4} + 2F_{yг} y = 1 \frac{100^2}{8} + 2 \cdot 19,2 \cdot 47,67 \approx 1\,960 \text{ см}^3.$$

Касательное напряжение

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{J_{бр} \delta_{ст}} = \frac{82\,500 \cdot 1\,960}{257\,800 \cdot 1} = 625 \text{ кг/см}^2 < 1\,300 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. несущая способность балки по срезу стенки обеспечена.

Таким образом, обе проверки (по M и по Q) показывают, что условия расчета балки по первому предельному состоянию удовлетворены.

8) Проверяем жесткость подобранного сечения балки.

Такая проверка представляет собой расчет по второму предельному состоянию. Поэтому расчет ведем по нормативным нагрузкам (без учета коэффициентов перегрузки)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(p^{\text{II}} + q^{\text{II}}) l^4}{\alpha EJ_{бр}} = \frac{5}{384} \frac{(110 + 20) 1\,000^4}{0,8 \cdot 2\,100\,000 \cdot 629\,800} = 1,6 \text{ см} < \frac{l}{400} = 2,5 \text{ см},$$

где $\alpha = 0,8$ — коэффициент, учитывающий переменность сечения балки.

Таким образом, условие расчета по второму предельному состоянию также удовлетворено.

Подбор сварной балки производится совершенно так же, как клепаной, однако он более прост, поскольку сварная балка не имеет поясных уголков.

б) **Определение мест изменения сечения составной балки.** Очертание балки весьма часто принимают с различными на разных участках сечениями поясов в соответствии с эпюрой наибольших изгибающих моментов. Последняя строится по правилам строительной механики и представляет собой кривую или ломаную линию в зависимости от вида

нагрузки. При подвижной нагрузке строят огибающую значений наибольших моментов, определяемых по линиям влияния для разных сечений (обычно через $1/10$ пролета).

Изменение сечения пояса сварной балки, состоящего из одного листа, можно осуществить путем изменения ширины или толщины листа.

При постоянной ширине поясного листа меняют его толщину. Однако переменная толщина поясного листа в сварных балках менее удобна, чем постоянная ввиду концентрации напряжения в стыках, необходимости строжки листов и т. д. (рис. VIII. 20). Поэтому рациональнее изменять сечение пояса сварной балки за счет его ширины. Изменение сечения поясов балки только в одном месте (по одну сторону от середины пролета) дает экономию стали 10—12% по сравнению с балкой постоянного сечения. Изменение сечения поясов еще в одном месте дает дополнительную экономию, равную всего лишь 3—4%, и потому оно малорационально.

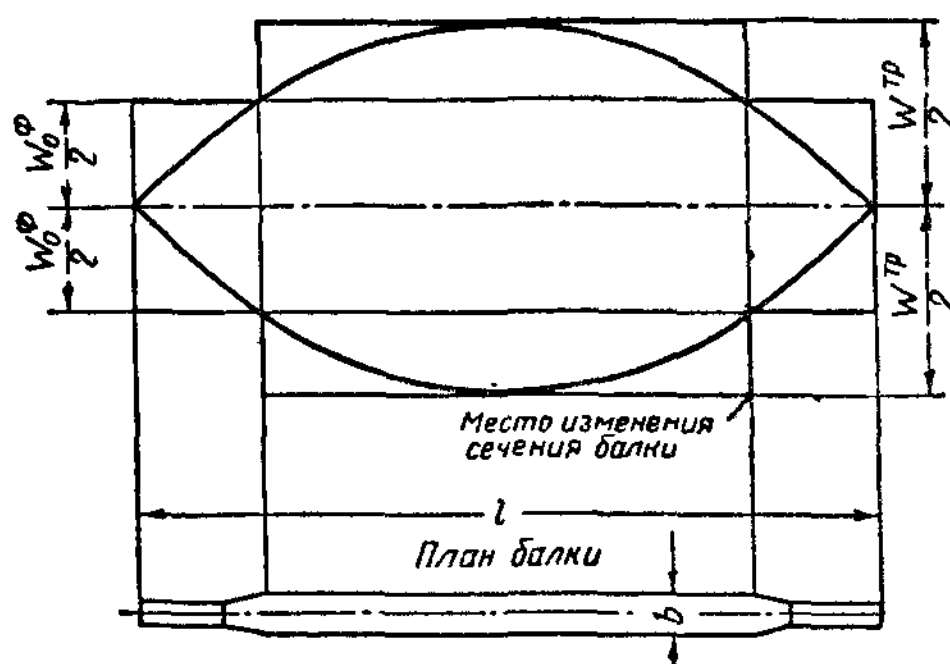


Рис. VIII.14. Определение мест изменения сечения поясов сварной балки

Места изменения сечения пояса балки определяют, приравнивая изгибающий момент, действующий в данном месте балки, изгибающему моменту, соответствующему сечению балки с более узкими (тонкими) поясами. Место изменения сечения пояса можно найти и графически, построив эпюру требуемых моментов сопротивления $W^{TP} = \frac{M}{R}$ (по обе стороны оси абсцисс, рис. VIII. 14), определив далее фактическое значение момента сопротивления W_{ϕ}^{ϕ} уменьшенного сечения и проводя на эпюре прямые на расстоянии $\frac{W_{\phi}^{\phi}}{2}$ от оси абсцисс.

В сварных балках площадь сечения поясного листа в концевой части балки обычно назначают равной около $1/2$ площади сечения, принятой для среднего участка.

В месте изменения сечения располагают стык пояса. Косой стык как равнопрочный может находиться непосредственно у места изменения сечения; прямой стык может находиться в месте изменения сечения нижнего пояса только при повышенных способах контроля качества сварки (см. § 5 главы V).

При обычных способах контроля стык приходится передвинуть до сечения, где напряжение в балке равняется R_p^{cb} .

В клепаной балке изменение сечения осуществляют путем обрыва поясных листов (рис. VIII. 15). Для определения возможных мест обрыва сначала вычисляют значение фактических моментов сопротивления

$W_{нт}^{\phi}$ для части сечения балки с поясными уголками (без поясных листов), затем с одной-двумя парами листов и больше, после чего проводят прямые, параллельные оси абсцисс, с расстояниями между ними, равными соответствующим значениям $W_{нт}^{\phi}$.

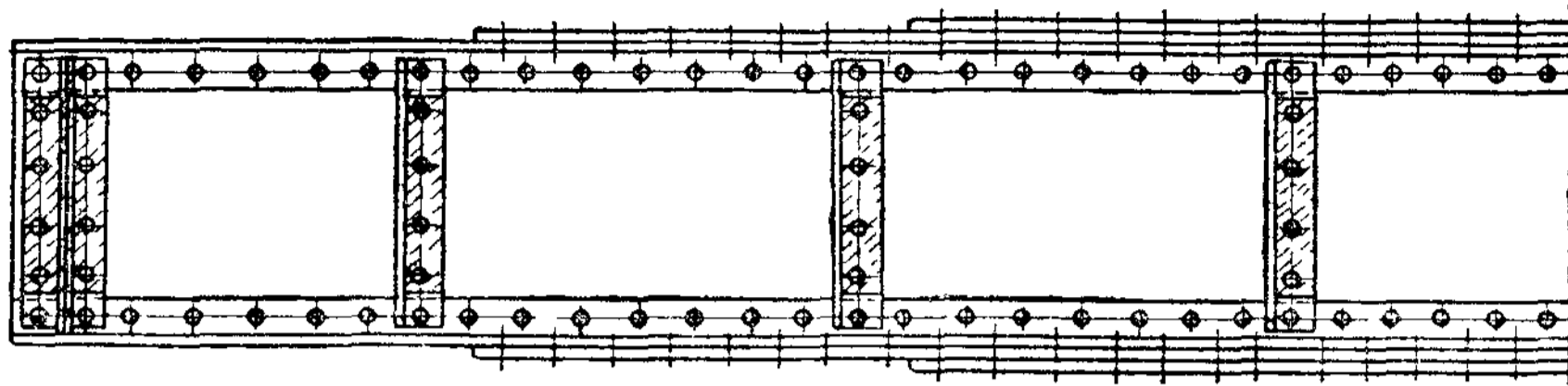


Рис. VIII.15. Клепаная балка переменного сечения

Пересечение этих прямых с эпюрой $W_{нт}^{тр}$ (рис. VIII.16) определяет положение тех сечений, в которых

$$W_{нт}^{\phi} = W_{нт}^{тр}.$$

За каждым из этих пересечений по направлению к середине пролета $W_{нт}^{\phi} < W_{нт}^{тр}$ и поэтому, начиная с этого места, необходимо иметь следующую пару поясных листов.

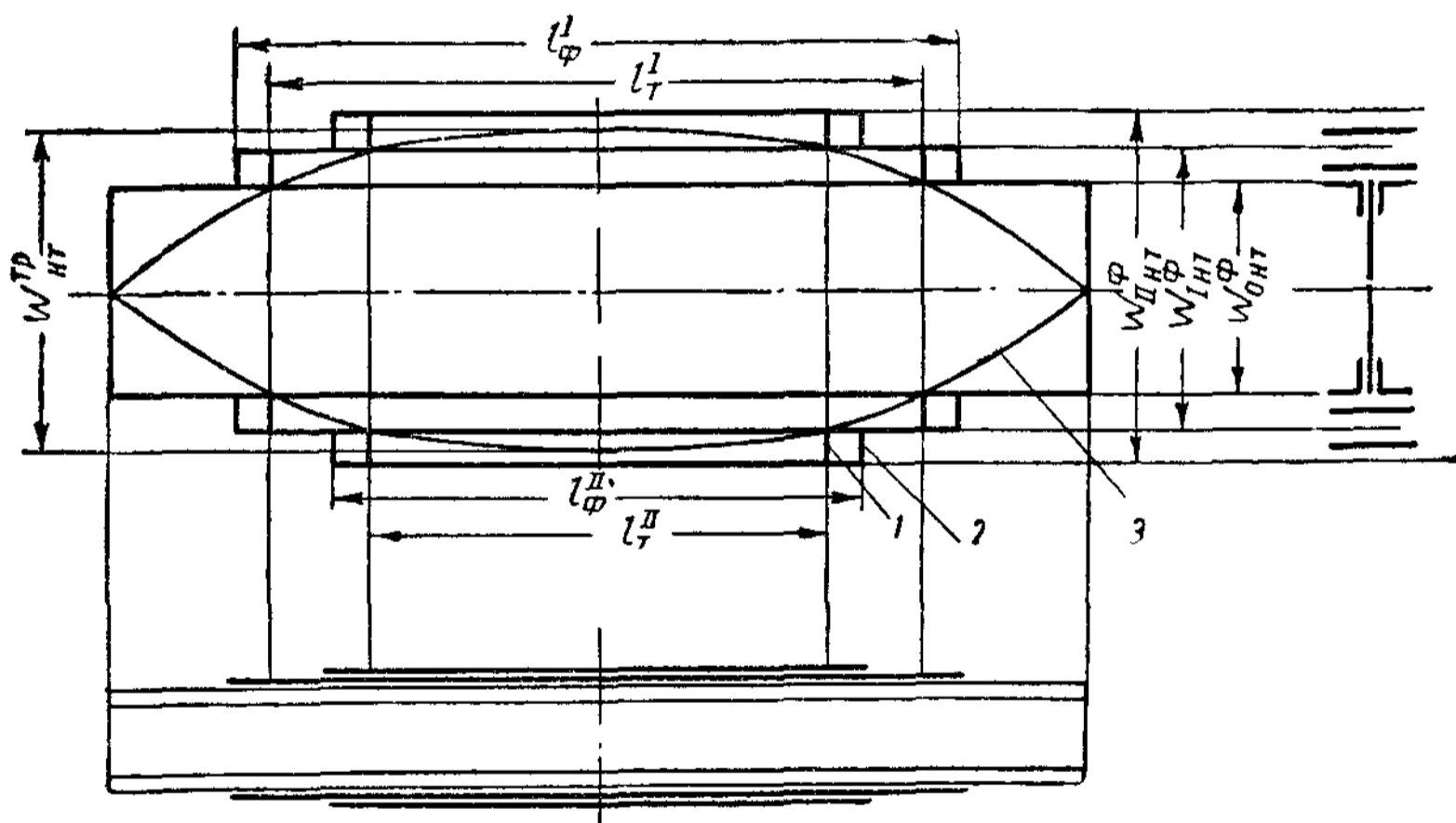


Рис. VIII.16. Определение мест изменения сечения клепаной балки
1 — место теоретического обрыва; 2 — место фактического обрыва; 3 — эпюра $W_{нт}^{тр}$

Для того чтобы в месте теоретического обрыва поясной лист включился в работу полностью, следует продолжить его к опоре на длину, необходимую для его прикрепления. Ввиду того что новый лист около места обрыва не будет работать с полным напряжением, считается возможным для уменьшения фактической длины листа определять число заклепок n , необходимых для его прикрепления, по половине площади его сечения

$$n = \frac{1}{2} \frac{F_{нт} R}{[N]_{ср}^{закл}}, \quad (\text{VIII.40})$$

здесь $F_{нт}$ — расчетная площадь сечения поясного листа (с учетом ослабления заклепочными отверстиями);

$[N]_{\text{ср}}^{\text{закл}}$ — расчетное усилие заклепки по срезу, вычисляемое согласно указаниям § 5 главы VI.

Во всяком случае заклепок, прикрепляющих поясной лист, должно быть не меньше двух в каждом ряду. Каждый лист на участке между действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа должен быть прикреплен из расчета на полную площадь сечения листа.

В местах фактического изменения сечения поясов наибольшие нормальные напряжения близки к расчетным сопротивлениям; весьма часто здесь большие значения имеют также касательные напряжения. Поэтому стенку балки в этих местах следует проверить на совместное действие нормальных и касательных напряжений; такую проверку производят при расчете по упругой стадии работы балки по приведенному напряжению $\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ на уровне поясных швов или внутренних рисок поясных заклепок, а при расчете с учетом развития пластических деформаций — по формуле (VIII.31).

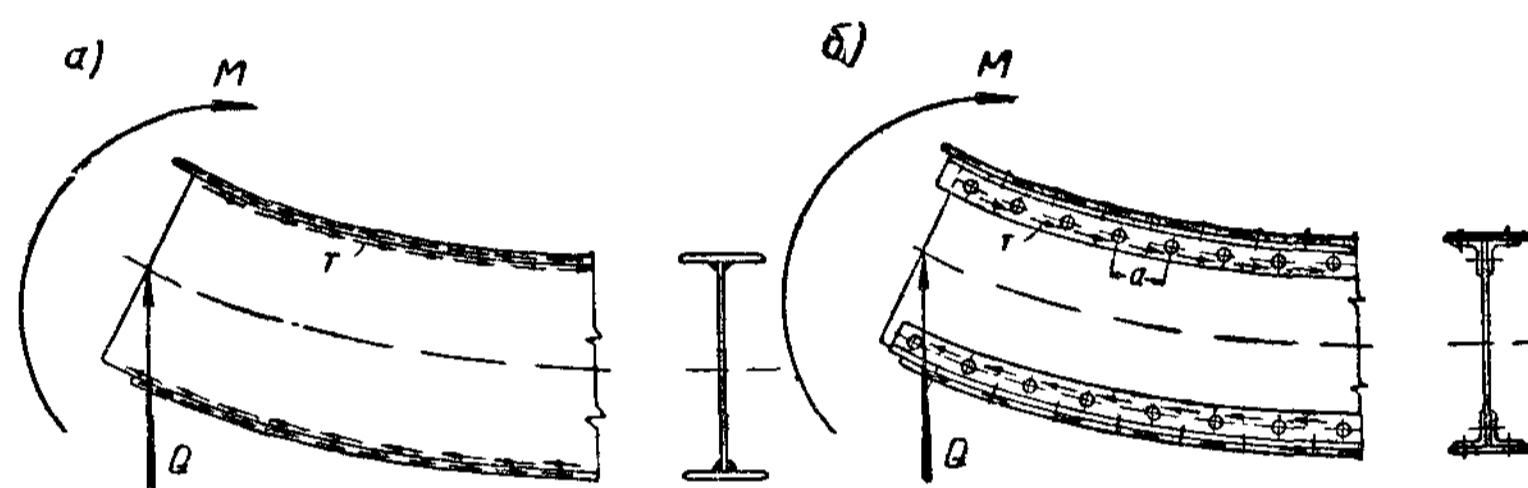


Рис. VIII.17. Работа поясных швов и заклепок

в) **Расчет соединения поясов со стенкой.** Соединение поясов составной балки со стенкой осуществляют в сварных балках поясными швами (рис. VIII. 17, а), в клепаных — поясными заклепками (рис. VIII. 17, б). Соединение поясов со стенкой воспринимает сдвигающие усилия, возникающие при изгибе балки и стремящиеся сдвинуть пояс относительно стенки.

Поясные швы следует делать сплошными. Наименьшую толщину шва (по катету) $h_{\text{ш}}$ можно принимать равной $1/2$ толщины стенки.

Сопротивление двух сплошных поясных швов (на длине 1 пог. см) должно быть равно или больше сдвигающего усилия T , возникающего на 1 пог. см по длине балки, между поясом и стенкой, т. е.

$$T = \frac{QS_{\text{п}}}{J_{\text{бр}}} \leq 2 \cdot \beta h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}},$$

где Q — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении (с учетом коэффициентов перегрузки);

$S_{\text{п}}$ — статический момент пояса относительно нейтральной оси балки;

$J_{\text{бр}}$ — момент инерции сечения балки;

β — коэффициент, зависящий от вида сварки (значения β приведены на стр. 178);

$h_{\text{ш}}$ — толщина шва (по катету);

$R_{\text{у}}^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление угловых швов срезу.

Отсюда определяют требуемую толщину шва

$$h_{\text{ш}} \geq \frac{T}{2 \cdot \beta R_{\text{у}}^{\text{св}}}. \quad (\text{VIII.41})$$

Аналогично рассчитывают поясные заклепки в клепаных балках. Сдвигающее усилие, приходящееся на одну заклепку, при шаге a равно

$$T a = \frac{Q S_{\Pi}}{J_{бр}} a.$$

Это усилие не должно превышать расчетного усилия заклепки $[N]^{закл}$. Таким образом, шаг поясных заклепок определяют по формуле

$$a \leq \frac{[N]^{закл} J_{бр}}{Q S_{\Pi}}. \quad (VIII.42)$$

Расчетное усилие заклепки $[N]^{закл}$ обычно берут по смятию $[N]_{см}^{закл} = d \delta R_{см}$.

Только при очень толстой стенке это усилие отвечает работе заклепки на двойной срез. Тогда

$$[N]_{ср}^{закл} = \frac{2 \pi d^2}{4} R_{ср}^{закл}.$$

Во избежание отставания полок поясных уголков от стенки в сжа-

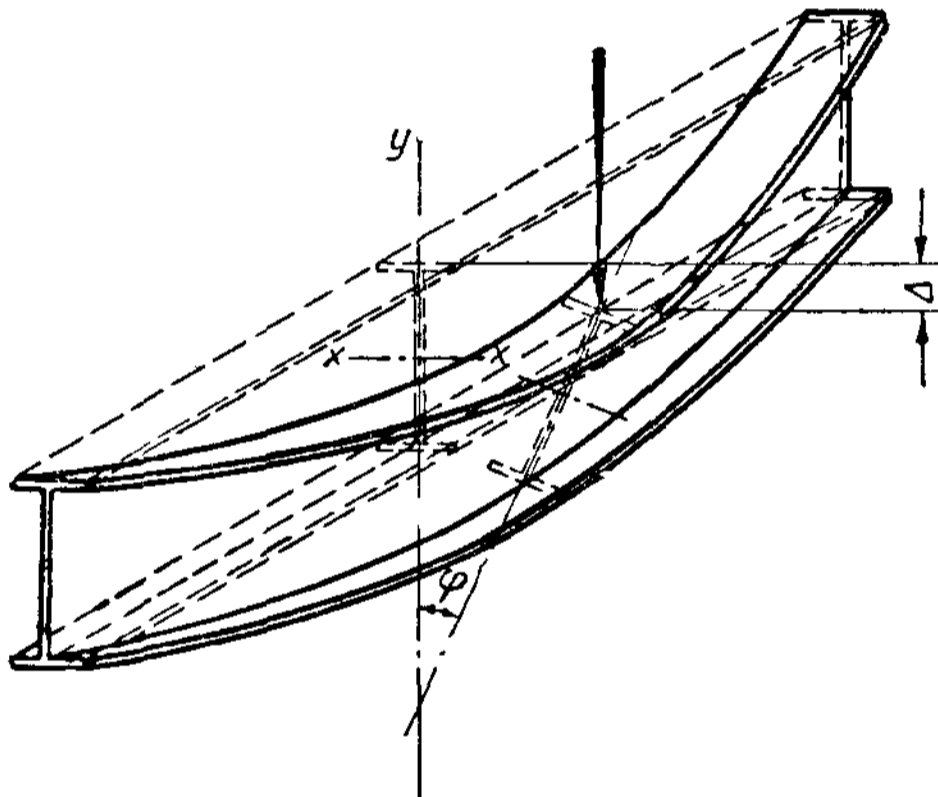


Рис. VIII 18 Схема деформации балки при потере общей устойчивости

том поясе шаг заклепок, скрепляющих уголки со стенкой, не должен превышать 12 диаметров заклепки или 18 толщин полки уголка. Шаг заклепок, прикрепляющих поясные листы к уголкам, получается по расчету большим, чем шаг заклепок, скрепляющих уголки со стенкой. Однако назначать этот шаг по расчету не имеет смысла как по соображениям удобства изготовления, так и потому, что поясные листы при большем шаге заклепок сильно деформируются от расслоения пакета; поэтому его назначают одинаковым с шагом заклепок, прикрепляющих уголки к стенке.

5. Проверка общей устойчивости балок

Высокие и узкие балки под действием нагрузки, расположенной в плоскости балки, деформируются в плоскости изгиба лишь до момента превышения нагрузкой определенной величины, после чего они могут потерять устойчивость и скрутиться (рис. VIII. 18).

Проверку устойчивости балки производят по формуле (см. § 4 главы III)

$$\sigma = \frac{M}{W_{бр}} \leq \varphi_6 R. \quad (VIII.43)$$

Здесь φ_6 — коэффициент уменьшения напряжений при проверке общей устойчивости балки, равный

$$\varphi_6 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \cdot 10^3, \quad (VIII.44)$$

где ψ — коэффициент, зависящий от положения нагрузки и геометрических соотношений балки и являющийся функцией коэффи-

циента

$$\alpha = 8 \left(\frac{l \delta_n}{bh} \right)^2 \left(1 + \frac{d \delta_{ст}^3}{b \delta_n^3} \right). \quad (\text{VIII.45})$$

В формулах (VIII.44) и (VIII.45):

l — свободная длина сжатого пояса балки (см. стр. 275);

h — полная высота балки;

b — ширина пояса балки;

δ_n — толщина пояса (включая горизонтальные полки уголков в клепаных балках);

$\delta_{ст}$ — толщина стенки (включая вертикальные полки уголков в клепаных балках);

d — половина высоты балки $\left(d = \frac{h}{2} \right)$ в сварных балках и высота пояса (включая вертикальные полки поясных уголков) — в клепаных.

Зависимость коэффициентов ψ от коэффициента α дана на рис. III.6 и III.7 для балок из стали и алюминиевых сплавов.

Коэффициенты φ_6 , полученные по формуле (VIII.44), отвечают работе балок в упругой области. При значениях $\varphi_6 > 0,85$ для стальных балок и $\varphi_6 > 0,667$ для балок из алюминиевых сплавов АМг, АМгб и Д16Т надлежит учитывать развитие пластических деформаций, для чего в формулу (VIII.43) вместо φ_6 подставляют значения φ'_6 , указанные на рис. III.6 и III.7.

Несимметричные балки при большой асимметрии имеют несколько отличные коэффициенты ψ ; они указаны в § 4 главы III.

Потеря устойчивости возможна в следующих случаях, для которых должна быть произведена проверка:

а) в свободно лежащих на опорах отдельных балках при расположении нагрузки по верхнему поясу (наиболее неблагоприятный случай) или по нижнему поясу; для таких балок свободной (расчетной) длиной l является пролет балки;

б) в балках, находящихся в системе балочной клетки и связанных между собой поперечными балками или связями; свободная длина таких балок равняется расстоянию между их сечениями, закрепленными от поворота или горизонтального смещения. Наиболее опасными для таких балок являются средние участки, на протяжении которых изгибающий момент имеет наибольшее более или менее постоянное значение; можно считать, что такие балки теряют устойчивость под действием чистого изгиба.

Если на балках лежит настил, препятствующий горизонтальному смещению верхнего пояса, балка может считаться закрепленной от потери устойчивости и не проверяться на устойчивость.

Весьма часто нагрузка бывает приложена к балке с эксцентриситетом, что снижает устойчивость балки. Расчет в этом случае может быть сделан по указаниям § 4 главы III. Однако этот расчет не вошел в Технические условия ввиду трудности учета закручивающего момента при наличии связей, препятствующих закручиванию.

Основным мероприятием, повышающим устойчивость свободно лежащей балки при расположении нагрузки по верхнему поясу, является развитие последнего. Поэтому несимметричные балки с широко развитым верхним поясом устойчивее симметричных.

Устойчивость балок в балочных клетках обеспечивается должным размещением связей. Чтобы коэффициент φ_6 был достаточно близок к единице, расстояние между закрепленными сечениями балки (узлами

связей), как было указано выше, не должно быть больше величин, указанных в табл. VIII.4 и VIII.5; в этом случае общую устойчивость балок можно не проверять.

Как показывают исследования, потеря общей устойчивости балок в балочных клетках происходит весьма редко, но для свободных балок она имеет весьма существенное значение.

6. Проверка местной устойчивости балок

Стенки и пояса балок при недостаточной их толщине могут потерять устойчивость и выпучиться (рис. VIII. 19) раньше, чем произойдет потеря общей устойчивости и прочности балки в целом; это явление

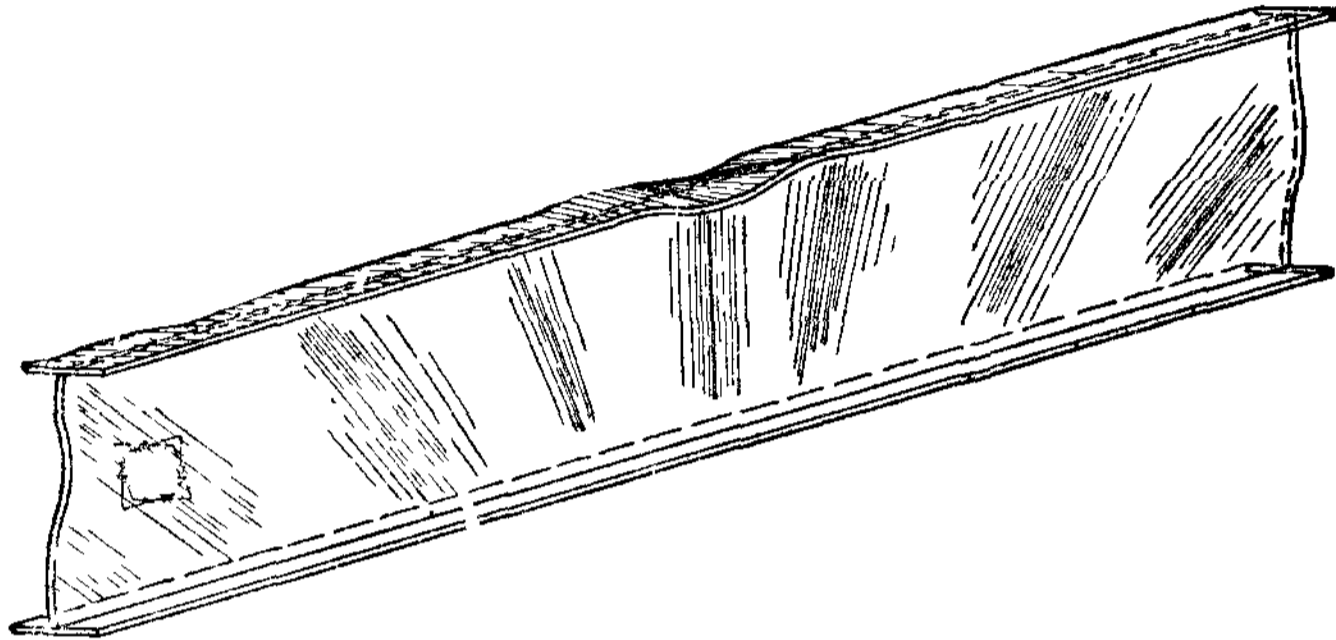


Рис. VIII. 19. Схема деформации сжатого пояса и стенки балки при потере местной устойчивости

носит название потери местной устойчивости. Потеря местной устойчивости стенки балки не является особенно опасной, так как элемент выключается из работы, а напряжения перераспределяются по оставшейся части сечения. Однако при этом изменяется форма оставшейся

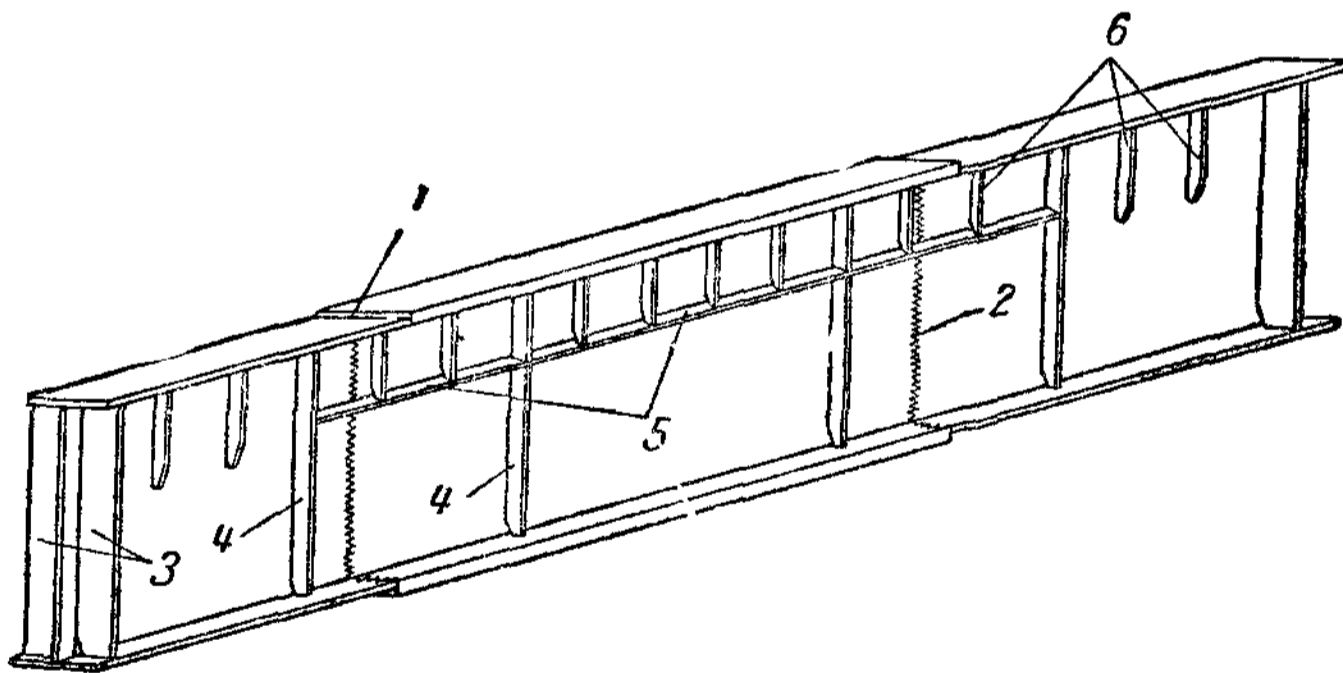


Рис VIII.20. Схема сварной балки составного сечения

1 — стык поясного листа; 2 — стык стенки; 3 — опорные ребра жесткости, 4 — поперечные ребра жесткости, 5 — продольное ребро жесткости, 6 — промежуточные ребра жесткости

рабочей части сечения: сечение становится несимметричным, центр изгиба уже не совпадает с центром тяжести, и балка относительно легко закручивается, что может привести к более ранней потере общей устойчивости.

Элементы балки (листы) могут потерять устойчивость под действием нормальных (σ_n), касательных (τ) или, при больших сосредоточенных нагрузках, сминающих напряжений (σ_v), а также от совместного действия тех и других. При этом они выпучиваются по поверхностям, зависящим от характера силовых воздействий. Для повышения сопротивления выпучиванию усиливают жесткость элемента, для чего либо увеличивают толщину листа, либо укрепляют его ребрами (рис. VIII.20). Последнее требует меньшей затраты материала; поэтому балки обычно делают с тонкими стенками, укрепленными ребрами жесткости.

Ребра при потере устойчивости стенки не выпучиваются, а остаются прямыми; таким образом, они делят стенку на отсеки (пластинки), которые теряют устойчивость независимо один от другого.

Критическое напряжение при потере устойчивости пластинки зависит от силовых воздействий¹; при действии равномерно распределенных нормальных напряжений (рис. VIII. 21, а) оно в пределах упругости может быть выражено формулой (см. § 9, п. 5 главы II)

$$\sigma_{кр} = k \left(\frac{\delta}{a} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2, \quad (\text{VIII.46})$$

где k — коэффициент, зависящий от закреплений пластинки; δ и a — толщина и ширина пластинки.

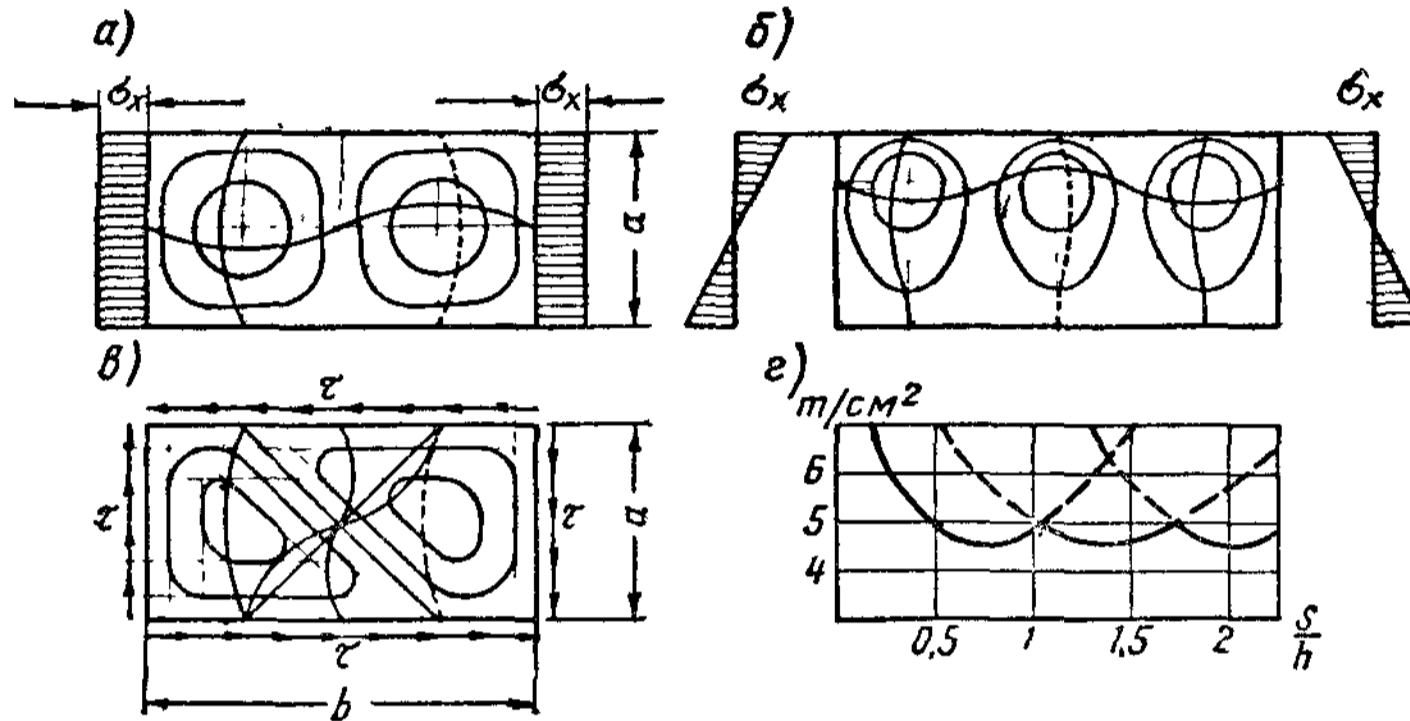


Рис. VIII.21. Поверхности выпучивания балки при потере устойчивости

а — при равномерном сжатии; б — при изгибе; в — при действии касательных напряжений; г — изменение критических напряжений изгиба при увеличении $\frac{s}{h}$

Для узкой пластинки, заземленной только с одной стороны, например для свеса пояса балки $b_{п}$:

$$k = 81$$

и

$$\sigma_{кр} = 81 \left(\frac{\delta}{b_{п}} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2.$$

Отношение ширины свеса $b_{п}$ к его толщине, при котором потеря устойчивости не будет более опасной, чем исчерпание несущей способности по прочности в балках, где возможно поднятие напряжения до предела текучести можно найти, приравнявая $\sigma_{кр}$ пределу текучести $\sigma_{т}$, т. е. по формуле

$$\text{макс } \frac{b_{п}}{\delta} = 100 \sqrt{\frac{k}{\sigma_{т}}}, \quad (\text{VIII.47})$$

что дает для свеса $\frac{b_{п}}{\delta} = 18$ (для стали 3).

Учитывая возможные погнутости, неблагоприятно влияющие на устойчивость, обычно предельное отношение для свеса принимают $\frac{b_{п}}{\delta} = 15$.

¹ Задача о проверке устойчивости пластинок решена С. П. Тимошенко и развита Б. М. Броуде; см. Б. М. Броуде, «Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций», Машстройиздат, 1949; Б. М. Броуде, «Предельные состояния стальных балок», Госстройиздат, 1953

При применении низколегированных сталей эти величины следует умножить на квадратный корень из отношения соответствующих расчетных сопротивлений, т. е. на величину $\sqrt{\frac{2,1}{R}}$, что дает $\frac{b_{\text{п}}}{\delta} = 13$.

Для профилей из алюминиевых сплавов отношение $\frac{b_{\text{п}}}{\delta}$ приведено в табл. VIII. 2.

Свес (выступ) при потере устойчивости выпучивается по ряду конусообразных волн с постепенно уменьшающейся стрелкой (см. рис. II.50).

Как было указано в § 9 главы II, коэффициент k зависит от защемления стенки соседними элементами, а также от распределения нормальных напряжений по пластинке, т. е. от коэффициента

$$\alpha = \frac{\sigma_{\text{макс}} - \sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}, \quad (\text{VIII.48})$$

где $\sigma_{\text{макс}}$ и $\sigma_{\text{мин}}$ — напряжения на краях пластинки (см. рис. II.51).

Для стенок балок, работающих на изгиб, $\alpha = 2$. При защемлении стенки в поясах обычной мощности $k = 6300$ (для опертой пластинки $k = 4540$). Однако в ряде случаев мы имеем значительно более жесткие пояса (например, в подкрановых балках, комплексных балках и т. д.); тогда коэффициенты k могут быть еще повышены (табл. VIII.6). Мерой защемления может служить коэффициент γ_0 , зависящий от жесткости на кручение пояса и стенки, равный

$$\gamma_0 = c_0 \frac{b}{h_0} \left(\frac{\delta_{\text{п}}}{\delta_{\text{ст}}} \right)^3, \quad (\text{VIII.49})$$

где b — ширина пояса балки (рис. VIII.1, б);

h_0 — расчетная высота стенки;

$\delta_{\text{п}}$ — толщина пояса балки;

$\delta_{\text{ст}}$ — толщина стенки балки;

c_0 — коэффициент, равный: при непрерывном опирании на сжатый пояс жестких плит $c_0 = \infty$, в прочих случаях $c_0 \approx 0,8$.

Таблица VIII 6

Значения коэффициента k

γ_0	0	0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10	≥ 30
k	4540	6300	6620	7000	7270	7320	7370	7460

Подставляя в формулу (VIII. 46) значение k согласно табл. VIII. 6 и заменяя ширину пластинки на расчетную высоту стенки балки h_0 , получаем формулу для определения критических нормальных напряжений устойчивости стенки балок

$$\sigma_{\text{кр}} = k \left(\frac{\delta_{\text{ст}}}{h_0} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (\text{VIII.50})$$

Здесь k — коэффициент, определяемый для стальных сварных балок по табл. VIII.6; для клепаных балок $k = 7000$; для балок из алюминиевых сплавов $k = 2100$.

Приравнявая $\sigma_{\text{кр}}$ по формуле (VIII. 50) пределу текучести, получаем соотношение размеров стенки, при которых потеря устойчивости по-

следней будет возможна только при достижении напряжениями предела текучести. Эти предельные отношения с округлением приведены в табл. VIII. 3.

Отсюда следует, что только очень тонкие стенки оказываются недостаточно устойчивыми при действии нормальных напряжений изгиба.

При изгибе пластинка в случае потери устойчивости выпучивается по волнам, имеющим наибольшие стрелки в области сжимающих напряжений и разделенным узловыми линиями перпендикулярно направлению напряжений (рис. VIII.21, б).

Критические напряжения, определяемые по формуле (VIII. 50), отвечают длине волны, равной 0,7 ширины пластинки (высоты стенки); при более коротких волнах (т. е. при более узких пластинках) критические напряжения быстро растут. Для более длинных пластинок они увеличиваются медленнее (рис. VIII. 21, г) вследствие появления при этом нескольких волн; если нет специальных препятствий, вторая волна появляется при $\frac{s}{h} \approx 1$, где s — длина волны. Поскольку поперечные ребра жесткости ближе, чем на $0,7 h$ друг от друга ставить невыгодно, можно с достаточной для практических целей точностью принимать минимальное значение критического напряжения, определяемое по формуле (VIII. 50).

Под воздействием касательных напряжений пластинка (отсек стенки) перекашивается и выпучивается по волнам, разделенным наклонными узловыми линиями. При этом пластинка может потерять устойчивость по направлению сжатой диагонали (рис. VIII. 19 и VIII. 21, в).

Критическое касательное напряжение потери местной устойчивости стенки балки при укреплении ее поперечными ребрами жесткости зависит от двух аргументов: отношения μ большей стороны отсека, образованного поясами и смежными ребрами жесткости, к меньшей стороне, и отношения толщины стенки к меньшей стороне отсека $\frac{\delta_{ст}}{d}$.

При учете защемления стенки в поясах обычной мощности критическое касательное напряжение составляет:

для стальных балок

$$\tau_{кр} = \left(1250 + \frac{950}{\mu^2}\right) \left(\frac{\delta_{ст}}{d}\right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2; \quad (\text{VIII.51})$$

для балок из алюминиевых сплавов

$$\tau_{кр} = \left(420 + \frac{320}{\mu^2}\right) \left(\frac{\delta_{ст}}{d}\right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2, \quad (\text{VIII.52})$$

где d — меньшая из сторон отсека.

Устойчивость стенки против действия только одних касательных напряжений проверяют по формуле

$$\tau = \frac{Q}{\delta_{ст} h_{ст}} \leq \tau_{кр}. \quad (\text{VIII.53})$$

Здесь Q — поперечная сила, вычисленная от расчетных нагрузок.

Предельную толщину стенки, при которой не требуется ее укрепление поперечными ребрами, можно определить по формуле (VIII. 51), приравняв критическое напряжение касательному при начале пластичности ($\tau_T = 0,6 \sigma_T$) и принимая длинную сторону отсека равной бесконечности. Это дает:

$$\text{для стали } 3 \frac{d}{\delta_{ст}} = 95,$$

$$\text{для низколегированной стали } \frac{d}{\delta_{ст}} = 80$$

С учетом возможной погнутости стенок в наших Технических условиях эта величина соответственно снижена до 70 и 60 (табл. VIII. 3). В табл. VIII.3 даны также предельные отношения для балок из алюминиевых сплавов.

При квадратном отсеке ($\mu = 1$) критическое напряжение

$$\tau_{кр} = 2\,200 \left(\frac{\delta_{ст}}{d} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (\text{VIII.54})$$

Приравнявая $\tau_{кр}$ величине $\tau_r = 0,6\sigma_r$, получим предельное отношение $\frac{d}{\delta_{ст}}$, одинаковое по условиям потери устойчивости и прочности:

$$\text{для стали } 3 \frac{d}{\delta_{ст}} \approx 120,$$

$$\text{для низколегированной стали } \frac{d}{\delta_{ст}} \approx 100.$$

При меньших толщинах ребра нужно ставить на расстояниях, меньших высоты; при больших — на расстояниях, больших высоты и тогда $d = h_0$. Также можно получить отношение $\frac{d}{\delta_{ст}}$ при квадратном отсеке и для балок из алюминиевых сплавов.

В балках нормальные и касательные напряжения действуют одновременно и потому потеря устойчивости происходит от совместного действия тех и других. Очевидно, критические напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений будут меньше, чем от действия одного из них, так как совместное воздействие ухудшает устойчивость. Поэтому обозначив через $\sigma_{кр}^\tau$, $\tau_{кр}^\sigma$ критические напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений, можем записать

$$\frac{\sigma_{кр}^\tau}{\sigma_{кр}} < 1; \quad \frac{\tau_{кр}^\sigma}{\tau_{кр}} < 1.$$

При потере устойчивости эти соотношения находятся в определенной зависимости, которая на основании соображений, изложенных в § 7, п. 5 главы II, может быть выражена уравнением окружности

$$\left(\frac{\sigma_{кр}^\tau}{\sigma_{кр}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{кр}^\sigma}{\tau_{кр}} \right)^2 = 1. \quad (\text{VIII.55})$$

Фактические напряжения σ и τ в целях обеспечения необходимой безопасности не должны превышать критических, т. е. $\sigma \leq \sigma_{кр}^\tau$; $\tau \leq \tau_{кр}^\sigma$.

На этом основании, заменяя в уравнении (VIII. 55) критические напряжения $\sigma_{кр}^\tau$ и $\tau_{кр}^\sigma$ фактическими, получим формулу проверки устойчивости стенки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}} \right)^2} \leq u. \quad (\text{VIII.56})$$

Здесь $\sigma = \frac{M}{W}$ — краевое сжимающее напряжение;

$\tau = \frac{Q}{h_{ст}\delta_{ст}}$ — среднее касательное напряжение;

$h_{ст}$ — высота стенки балки;

$\sigma_{кр}$ — критическое нормальное напряжение, определяемое по формуле (VIII. 50);

$\tau_{кр}$ — критическое касательное напряжение, определяемое по формулам (VIII. 51) и (VIII. 52).

Для стальных балок и балок из сплавов АВТ1 и АД33Т1 принимается $u = 1$.

Для балок из сплавов АМг, АМг6, Д16Т, если отношение приведенного напряжения $\sigma_l = \sqrt{\left(\frac{2}{3}\sigma\right)^2 + 3\tau^2}$ к расчетному сопротивлению находится в интервале $\frac{2}{3} \leq \frac{\sigma_l}{R} \leq 1$, величину u принимают по табл. VIII. 7.

Таблица VIII.7

Значения величин u

$\frac{\sigma_l}{R}$	$\frac{2}{3}$	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
u	1,000	0,974	0,922	0,866	0,788	0,703	0,607	0,500

Примечание. Значения $\frac{\sigma_l}{R} > 1$ для сплавов не допускаются

Условие потери устойчивости (VIII. 56) отвечает работе в упругой стадии, что имеет место в тонких стенках.

В некоторых случаях, например в подкрановых балках, при наличии больших сосредоточенных нагрузок приходится вводить еще третий компонент — местное сминающее напряжение σ_y . Соответствующие формулы расчета приведены в § 2 главы XVI.

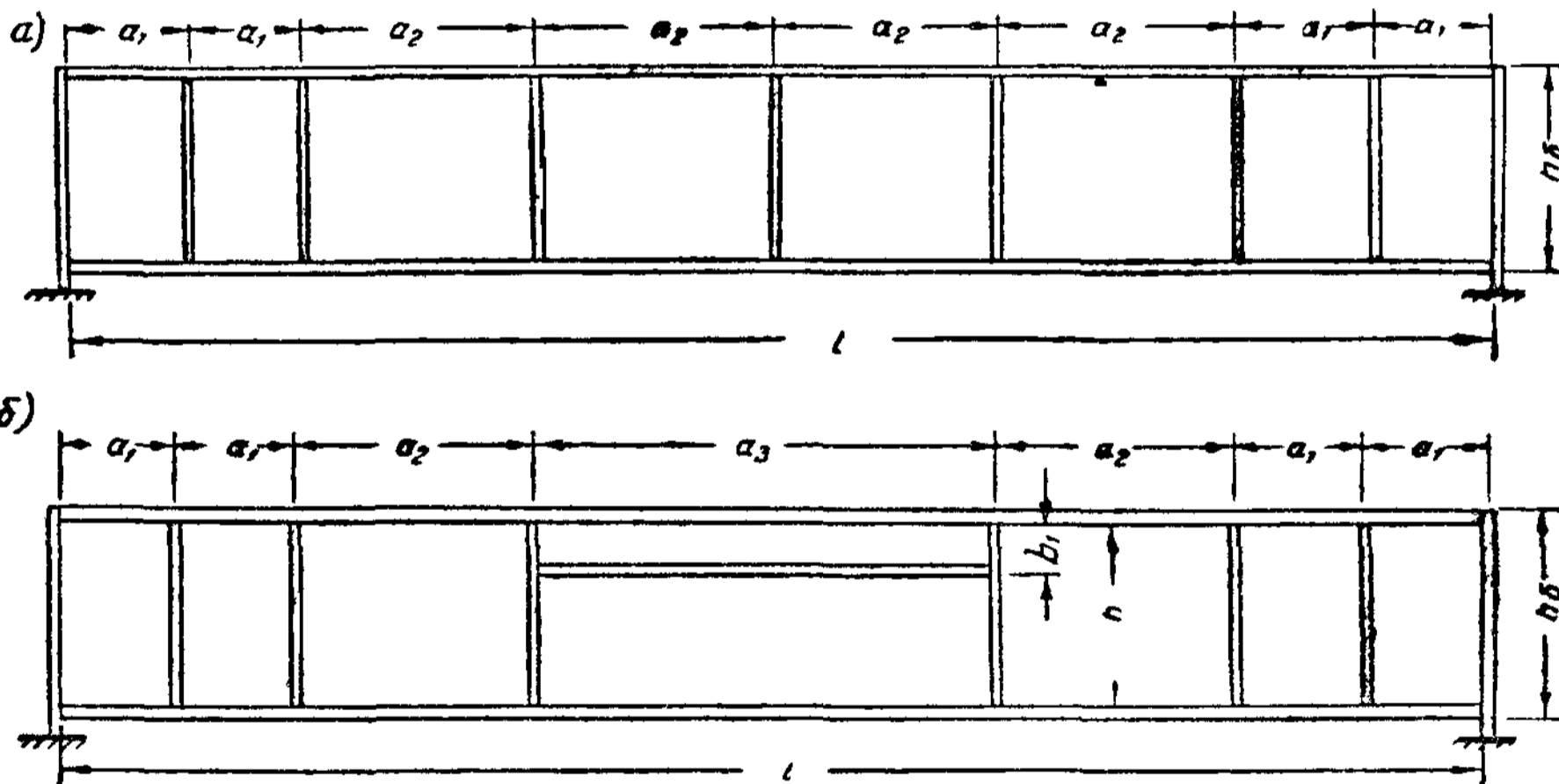


Рис. VIII.22 Типовое расположение ребер жесткости
 a — поперечных, b — поперечных и продольных

Тонкие стенки, кроме обычного укрепления поперечными ребрами (рис. VIII.22, a), иногда приходится укреплять и продольными (рис. VIII. 22, b), поскольку такие стенки под воздействием нормальных напряжений выпучиваются по волнам, разделенным поперечными узловыми линиями (рис. VIII. 21, b).

Обычно ставят одно продольное ребро в сжатой зоне балки, разделяющее отсек на две части — узкую, работающую на неравномерное сжатие и поперечные силы, и более широкую, работающую на неравномерное растяжение и поперечные силы (рис. VIII. 23).

Если пластинка теряет устойчивость в результате совместного воздействия равномерно распределенных нормальных напряжений (или нормальных напряжений, имеющих небольшую неравномерность,

что имеет место в узкой части стенки между поясом и продольным ребром) и касательных напряжений, функция связи между отношениями напряжений, выражающая условие потери устойчивости, имеет вид параболы

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{кр}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}} \right)^2 \leq u, \quad (\text{VIII.57})$$

где σ_c — среднее напряжение на узком участке, равное

$$\sigma_c = \frac{\sigma (h_0 - b_1)}{h_0} = \sigma \left(1 - \frac{b_1}{h_0} \right);$$

$\sigma_{кр}$ — критическое напряжение при равномерном сжатии (или при небольшой неравномерности).

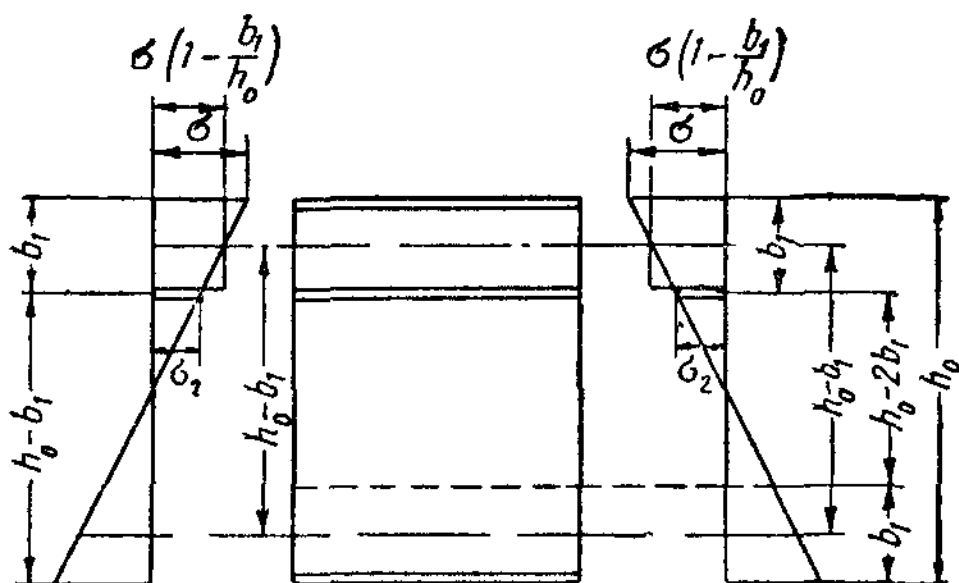


Рис. VIII.23. Работа участков балки, разделенных продольным ребром

При равномерном сжатии с учетом защемления в поясах обычной мощности критическое напряжение для стальных балок

$$\sigma_{кр} \approx 1000 \left(\frac{\delta}{b} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда (немного в запас прочности) среднее критическое напряжение по оси рассматриваемого участка может быть принято равным

$$\sigma_{кр} = \frac{1000}{1 - \frac{b_1}{h_0}} \left(\frac{\delta}{b_1} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2, \quad (\text{VIII.58})$$

где b_1 — ширина участка от пояса до продольного ребра (рис. VIII.23).

Соответственно критическое напряжение для балок из алюминиевых сплавов

$$\sigma_{кр} = \frac{320}{1 - \frac{b_1}{h_0}} \left(\frac{\delta}{b_1} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (\text{VIII.59})$$

Критические касательные напряжения $\tau_{кр}$ определяют по формулам (VIII.51) или (VIII.52) с соответствующей подстановкой размеров пластинки сжатого отсека.

Величину u , так же как и в формуле (VIII.56) для стальных балок и балок из сплавов АВТ1 и АДЗЗТ1, принимают равной 1, а для балок из сплавов АМг, АМг6 и Д16Т по табл. (VIII.7) в функции отношения $\frac{\sigma_i}{R}$, но при этом приведенное напряжение определяют для среднего участка отсека, т. е.

$$\sigma = \sqrt{\left(1 - \frac{b_1}{h_0} \right)^2 \sigma^2 + 3 (0,9\tau)^2}. \quad (\text{VIII.60})$$

Нижний, более широкий участок балки работает на неравномерное растяжение (рис. VIII.23). Очевидно, устойчивость этого участка больше той, которую имеет стенка балки высотой $h_0 - 2b_1$, так как большая величина растянутой зоны рассматриваемого участка повышает его устойчивость. Следовательно, с запасом, этот участок можно про-

верить по условию потери устойчивости балки высотой $h_0 - 2b_1$, работающей на изгиб, т. е. по условию (VIII. 56).

Напряжение на краю условно выделенной части балки

$$\sigma_2 = \sigma \frac{h_0 - 2b_1}{h_0}.$$

Критическое нормальное напряжение для выделенной части стенки стальной балки (поскольку стенка ее не закреплена на краях)

$$\sigma_{кр} = 4540 \left(\frac{\delta_{ст}}{h_0 - 2b_1} \right)^2 \cdot 10^4 = \frac{4540}{4 \left(\frac{0,5h_0 - b_1}{h_0} \right)^2} \left(\frac{\delta_{ст}}{h_0} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2$$

или

$$\sigma_{кр} \approx \frac{1140}{\left(0,5 - \frac{b_1}{h_0} \right)^2} \left(\frac{\delta_{ст}}{h_0} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (\text{VIII.61})$$

Соответственно для балок из алюминиевых сплавов

$$\sigma_{кр} \approx \frac{380}{\left(0,5 - \frac{b_1}{h_0} \right)^2} \left(\frac{\delta_{ст}}{h_0} \right)^2 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2. \quad (\text{VIII.62})$$

Эти напряжения подставляют в формулу (VIII. 56).

Поскольку касательные напряжения равномерно распределяются по сечению стенки $\left(\tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}} \right)$, критическое напряжение $\tau_{кр}$ определяют по формуле (VIII. 51) или (VIII. 52) в соответствии с размерами рассматриваемого участка стенки.

Необходимо, кроме того, убедиться, что на напряженном участке стенки балки не могут появиться пластические деформации, для чего производят проверку по формуле (VIII. 60).

Проверку устойчивости и прочности стенки производят: на опоре; в местах изменения сечения поясов; в местах действия больших изгибающих моментов и поперечных сил, а в тонких стенках — также в середине пролета.

В целях более рационального использования материала в изгибаемых элементах большую часть материала помещают в полках. Однако их ширина, как было показано, ограничивается условиями обеспечения устойчивости.

Повысить устойчивость свеса полки (выступа) в холодноформованных профилях можно отгибая (отбортовывая) полки (рис. VIII. 1, л) или образуя бульбы на концах полок в прессованных профилях из алюминиевых сплавов (рис. VIII. 1, о — р). Критические напряжения для выступов с такими усилениями (в пределах упругости) указаны в § 9, п. 5 главы II [формула (II. 41)]. В § 5, п. 2 главы III указан вытекающий из этих формул коэффициент перехода от размеров выступов без отгибов (бульб) к размерам выступов с отгибами. Зная предельные размеры выступа (без отгибов), можно с помощью этого коэффициента определить размеры (отношение $\frac{\delta}{b}$) при наличии отгибов или бульб

7. Укрепление стенки балки ребрами жесткости

а) Укрепление стенки балки в пролете. Как указывалось, тонкие стенки балок для обеспечения их устойчивости укрепляют поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки (рис. VIII. 22, а), а в случае необходимости и продольным ребром, проходящим в сжатой зоне стенки (рис. VIII. 22, б).

Направления ребер определяются направлением волн выпучивания стенки и удобствами изготовления.

Размещение ребер жесткости зависит от общей конструкции балки и расположения нагрузки; это проверяют расчетом стенки на устойчивость, согласно указаниям п. 6 настоящего параграфа.

Поперечные ребра жесткости ставят в местах примыкания вспомогательных поперечных балок, там где расположены большие сосредоточенные грузы или поперечные связи, а также в промежутках между ними, если это требуется по расчету. Предельное расстояние между поперечными ребрами жесткости, согласно Техническим условиям, не долж-

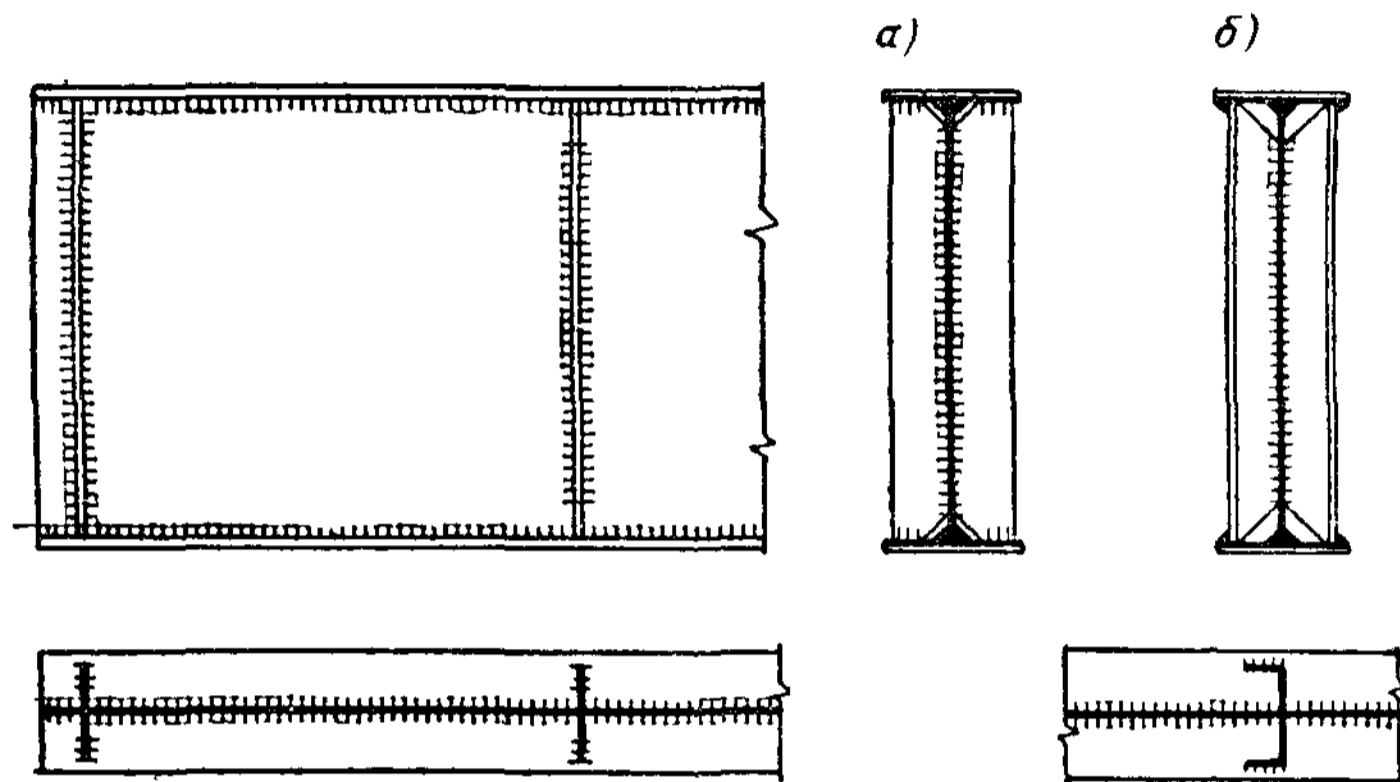


Рис VIII 24 Прикрепление ребер жесткости в сварной балке

но превышать двух высот балки при $\frac{h_0}{\delta_{ст}} > 100$ и 2,5 высот балки при $\frac{h_0}{\delta_{ст}} \leq 100$.

При небольших поперечных силах поперечные ребра жесткости ставят обычно по всей длине балки на одинаковых расстояниях. В балках большого пролета при больших поперечных силах принимают два шага ребер: меньший — у опор, больший — в средней части балки (рис. VIII. 22, а).

Продольное ребро обычно располагают на расстоянии $b_1 = 1/5 — 1/4$ высоты балки от сжатого пояса, с тем чтобы разделить стенку на два равноустойчивых отсека. Продольное ребро в местах пересечения с поперечными прерывают для пропуска последних по всей высоте балки.

В сварных балках ребра жесткости делают из полос (рис. VIII. 24, а) или, в крупных балках, из уголков, привариваемых к стенке пером (рис VIII. 24, б), а также из других профилей.

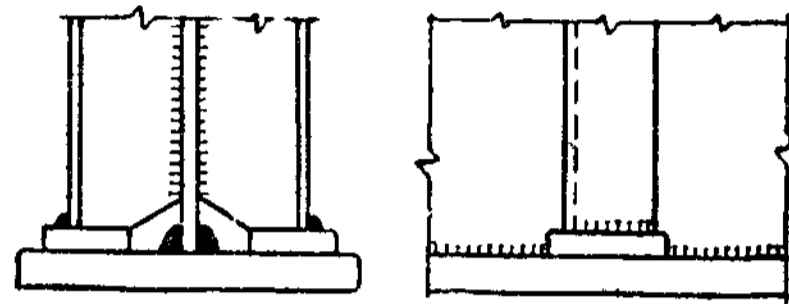
Для пропуска поясных швов и избежания пересечения их со швами, прикрепляющими ребра жесткости, а также в целях снижения внутренних напряжений, вызываемых сваркой, углы ребер жесткости срезают, как это показано на рис. VIII. 24. Если через ребра жесткости не передается нагрузка на балку, их приваривают к стенке швами минимального размера (обычно $h_{ш} = 6$ мм).

Места приварки ребер к поясам, особенно к растянутому, являются очагами внутренних напряжений, вызванных сваркой, и местами концентрации напряжений, что приводит к существенному снижению вибрационной прочности балки (см. § 4 главы V). Для уменьшения

сварочных воздействий необходимо в этих местах сокращать участки приварки ребер к поясам, предусматривая в ребрах вырезы (рис. VIII. 24, б) и тщательно обрабатывая швы приварки. Возможна также забивка между ребром и поясом клиньев, к которым приваривают укороченные ребра (рис. VIII. 25).

В клепаных балках стенку укрепляют уголками жесткости, которые следует ставить по всей высоте стенки и накладывать на поясные уголки (рис. VIII. 26); при этом под уголки кладут выравнивающие

Рис VIII.25. Сопряжение ребер жесткости с нижним поясом в сварных балках, воспринимающих вибрационную нагрузку



подкладки (рис. VIII. 26, а). В высоких балках для экономии металла в уголках жесткости иногда делают высадку (выгиб) в горячем состоянии (рис. VIII. 26, б).

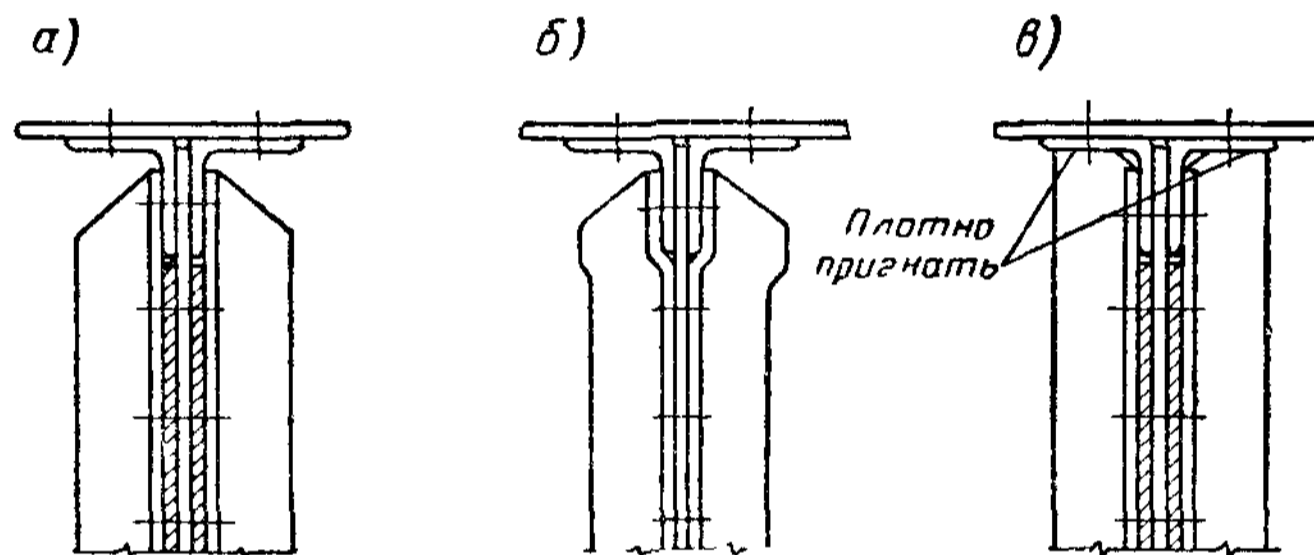


Рис. VIII.26. Сопряжение уголков жесткости с поясом в клепаных балках

Уголки жесткости не доводят до выкружки в уголках на 2—3 мм. В местах приложения к поясу сосредоточенной нагрузки для передачи ее на стенку выступающую полку уголка жесткости плотно пригоняют к горизонтальной полке поясного уголка, а вторую полку срезают, не доводя ее до выкружки (рис. VIII. 26, в). При ширине выступающей полки более 90 мм уголки жесткости делают из неравнобоких уголков, приклепывая их к стенке узкой полкой.

Как в сварных, так и в клепаных балках в стенке, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, размер выступающей части парного симметричного ребра должен быть не менее $b_p = \left(\frac{h}{30} + 40\right) \text{ мм}$. Толщина ребра должна составлять не менее $\frac{1}{15}$ ширины выступа.

При наличии продольного ребра необходимый момент инерции сечения поперечного ребра определяют по формуле

$$J = 3h_0 \delta_{ст}^3 \quad (\text{VIII.63})$$

Необходимый момент инерции сечения продольного ребра жесткости определяют по формуле

$$J = \left(2,5 - 0,5 \frac{a}{h_0}\right) \frac{a^2}{h_0} \delta_{ст}^3 \quad (\text{VIII.64})$$

и принимают не менее $1,5 h_0 \delta_{ст}^3$ и не более $7 h_0 \delta_{ст}^3$.

При расположении ребер с одной стороны стенки момент инерции их сечения берут относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

б) **Укрепление стенки балки над опорой.** В случае опирания балки на опору конец балки укрепляют в сварных балках опорными ребрами (рис. VIII. 27, а, б), а в клепаных — опорными уголками жесткости (рис. VIII. 27, в), считая при этом, что вся опорная реакция передается с опоры на балку через эти ребра (уголки) жесткости. При этом опорная реакция A передается через нижние торцы ребер жесткости и далее на стенку через угловые швы (или заклепки), прикрепляющие ребро (уголок) к стенке. Для передачи опорной реакции торец ребер жесткости либо плотно пригоняют к нижнему поясу балки (рис. VIII. 27, а, в), либо строгают для непосредственной передачи опорного давления на стальную опору (рис. VIII. 27, б). Наиболее слабое место ребра жесткости в отношении передачи опорной реакции должно быть проверено на сжатие

$$\frac{A}{F} \leq R, \quad (\text{VIII.65})$$

где F — наименьшая площадь сечения ребра жесткости.

Эти сечения заштрихованы на разрезах по 1—1 на рис. VIII. 27. В сварных балках в это сечение входит часть ребер жесткости по месту ослабления, а в клепаных балках только часть выступающей полки уголка, так как вторую полку срезают, чтобы она не попала на выкружку поясного уголка¹

В сварных балках пригонка торца опорного ребра жесткости к нижнему поясу балки может быть заменена соответствующей приваркой, рассчитанной на передачу всей опорной реакции.

Поскольку опорная часть балки сжата, ее проверяют на устойчивость. Проверку на устойчивость производят весьма приближенно по формуле

$$\frac{A}{\varphi F} \leq R, \quad (\text{VIII.66})$$

где F — площадь сечения стенки и ребра, вводимая в расчет на устойчивость;

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по гибкости, вычисленной относительно оси $z—z$ (рис. VIII. 27), как для шарнирно закрепленного по концам стержня длиной, равной высоте стенки h .

В расчетную площадь сечения F включают: в сварных балках — ребро жесткости и часть стенки по $15 \delta_{ст}$ с каждой стороны; в клепаных балках — площадь сечения уголков жесткости, прокладок, полосу стенки под уголками жесткости и по $15 \delta_{ст}$ с каждой стороны уголков жесткости. Эти площадки сечений заштрихованы на разрезах по 2—2 (рис. VIII. 27).

Поскольку через опорные ребра (уголки) жесткости передается опорная реакция, их делают по сравнению с промежуточными ребрами (уголками) жесткости более мощными.

В тонкостенных прокатных профилях в местах приложения местной нагрузки и на опорах возможно разрушение стенки от сжатия, а также потеря устойчивости ее, что должно быть учтено расчетом. Проверку прочности стенки на сжатие следует производить в горизонтальном сечении у начала выкружки (рис. VIII. 28, а) по формулам:

¹ По Техническим условиям нижние торцы опорных ребер жесткости разрешается проверять на смятие,

а) для сечения в пролете балки

$$\sigma = \frac{P}{(b + 2k) \delta_{ст}} \leq R; \quad (\text{VIII.67})$$

б) для сечения на опоре

$$\sigma = \frac{A}{(b + k) \delta_{ст}} \leq R, \quad (\text{VIII.68})$$

где b — длина распределения местного давления;
 k — расстояние от наружной грани полки до начала выкружки;
 $\delta_{ст}$ — толщина стенки балки.

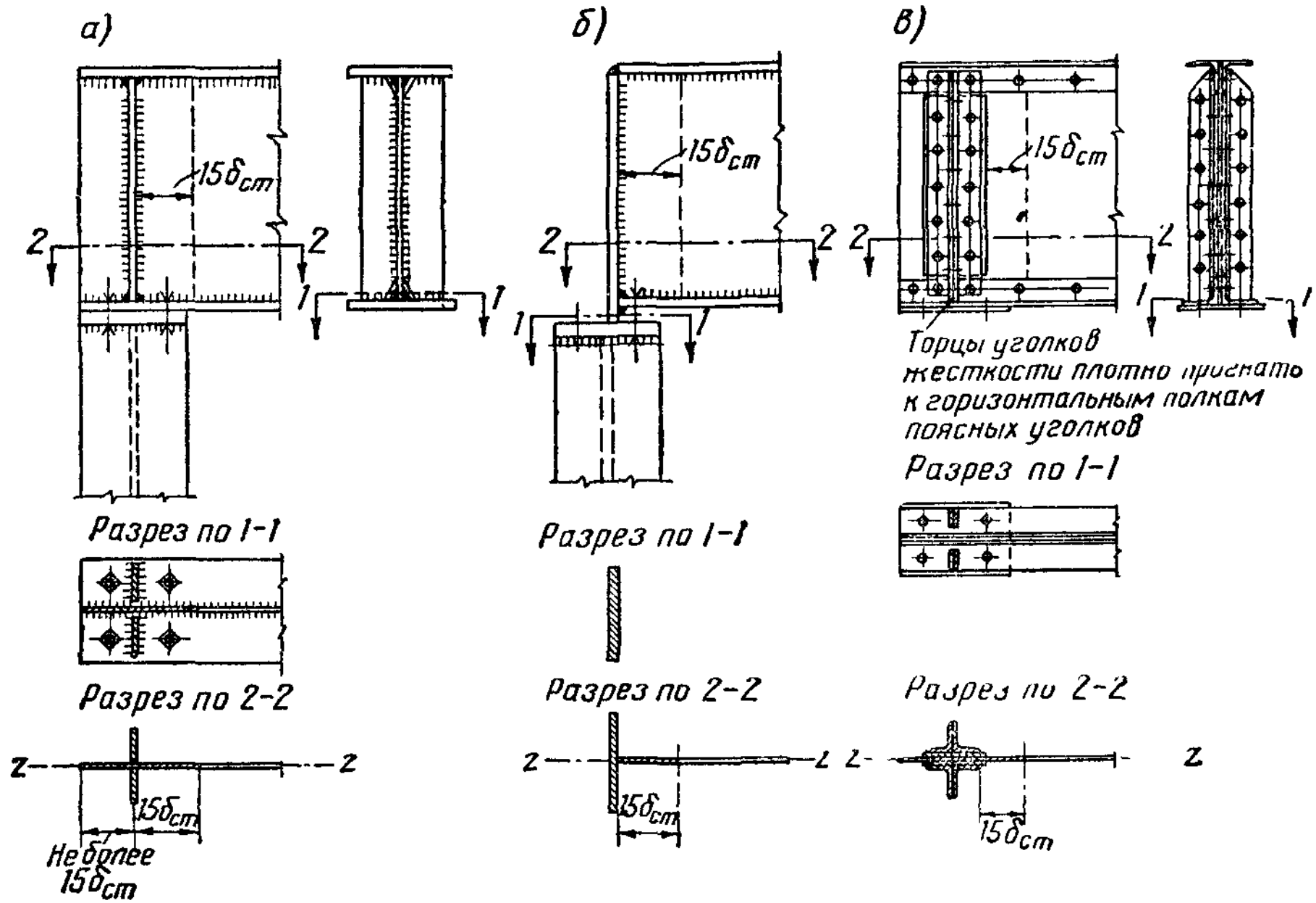


Рис. VIII.27. Опорные ребра жесткости
 а и б — в сварных балках; в — в клепаных балках

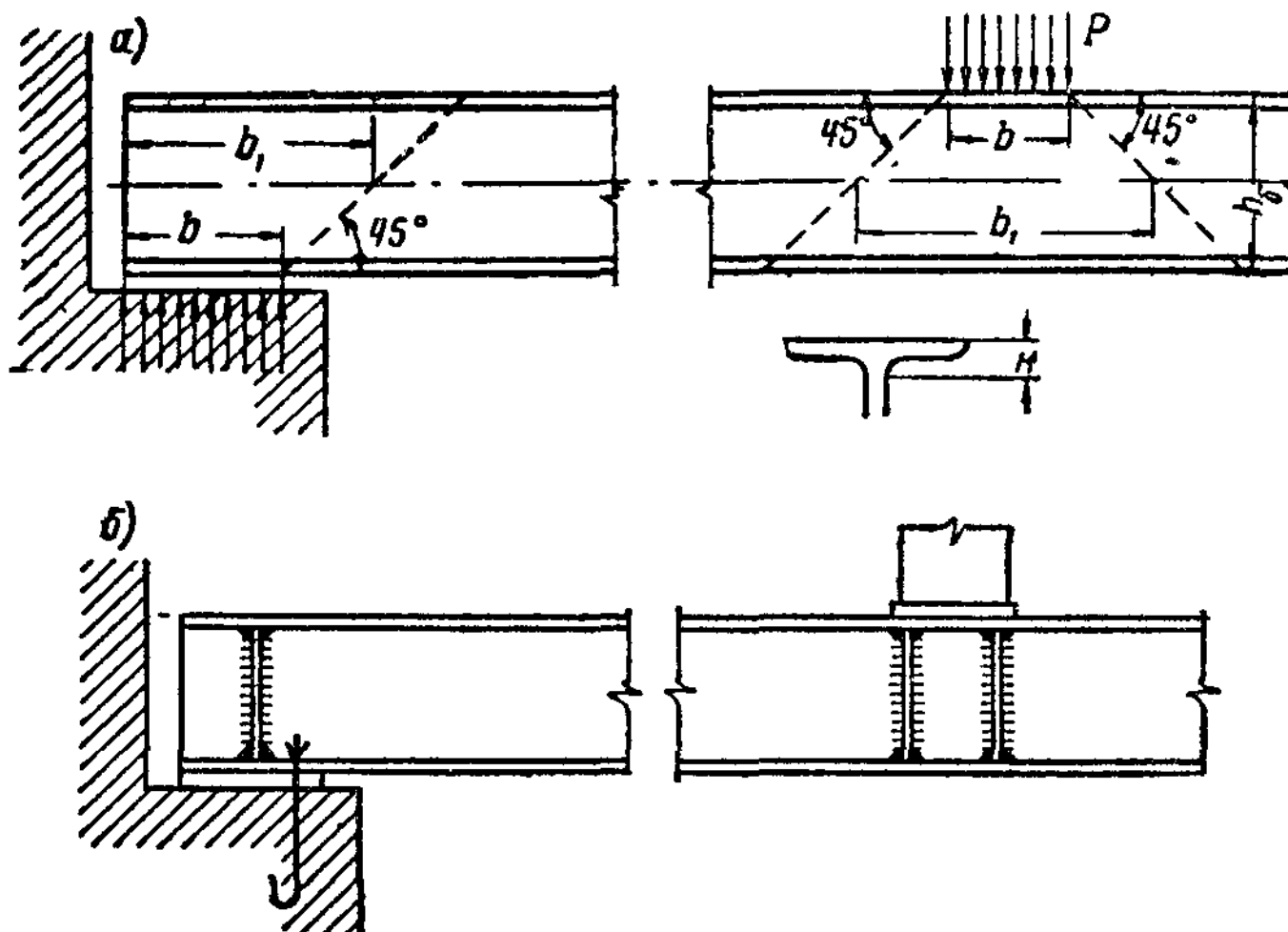


Рис. VIII.28. К проверке стенки прокатной балки на сжатие и укрепление ее ребрами

Проверку устойчивости стенки таких балок на воздействие местной нагрузки можно производить, пользуясь приближенной формулой

$$\sigma = \frac{P}{\varphi b_1 \delta_{ст}} \leq R, \quad (\text{VIII.69})$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый как для центрально сжатой стойки по гибкости

$$\lambda = \frac{h}{0,29 \delta_{ст}};$$

b_1 — длина распределения местного давления по оси балки.

Если стенка окажется неустойчивой, ее следует укрепить ребрами, как показано на рис. 28, б.

§ 6. СТЫКИ БАЛОК

1. Расположение и конструкция стыков

Стыки делятся на заводские и монтажные.

Заводские стыки служат для соединения отдельных элементов балки (листов стенки, поясных уголков и листов пояса), когда размеры отправочного элемента больше размеров имеющегося проката.

Монтажные стыки необходимы тогда, когда вес и размеры конструктивного элемента настолько велики, что он не может быть в целом виде изготовлен или привезен на место постройки; тогда на монтаже приходится его соединять из отдельных отправочных элементов, применяя монтажные стыки.

Расположение заводских стыков обуславливается длиной проката по сортаменту, а также конструктивными соображениями (стык не должен совпадать с местом примыкания вспомогательных балок, с ребрами жесткости и т. п.). В целях упрощения разметки, изготовления шаблонов, а отсюда и изготовления балки в целом, следует стремиться к тому, чтобы в балке было как можно меньше разных деталей. Для этого желательно располагать стыки симметрично относительно середины балки, хотя стыки стенки, поясных уголков и поясных листов могут при этом и не совпадать. Пример размещения заводских стыков приведен на рис. VIII. 29, а.

Монтажные стыки должны быть предусмотрены в таких местах, чтобы балка оказалась расчлененной на отдельные отправочные элементы, наиболее удобные для перевозки и монтажа имеющимися средствами. При этом вес отдельных отправочных элементов должен быть примерно одинаковым.

Для удобства транспортирования и сборки все элементы на монтаже стыкуются в одном сечении балки. При этом стык проектируется так, чтобы протяженность монтажных соединений была минимальной и чтобы, по возможности, не было свисающих элементов (рис. VIII. 29, б).

2. Конструкция стыков сварных балок

Основным типом заводских сварных соединений листов являются соединения в стык.

Листы стыкуют до сборки их в балку, а затем балку собирают из сваренных листов.

Как указано в § 5 главы V, при автоматической сварке, а также при ручной сварке качественными электродами с применением повышенных методов контроля качества сварки, расчетное сопротивление для свар-

ных соединений в стык, работающих как на сжатие, так и на растяжение, принимают таким же, как и для основного металла. В этом случае стыки как в стенке, так и в поясах делают прямыми (рис. VIII. 30, а) и располагают их в любом месте по длине балки. При этом начало и конец сварных швов должны выводиться на подкладки, как об этом говорилось в § 5 главы V (рис. V. 34).

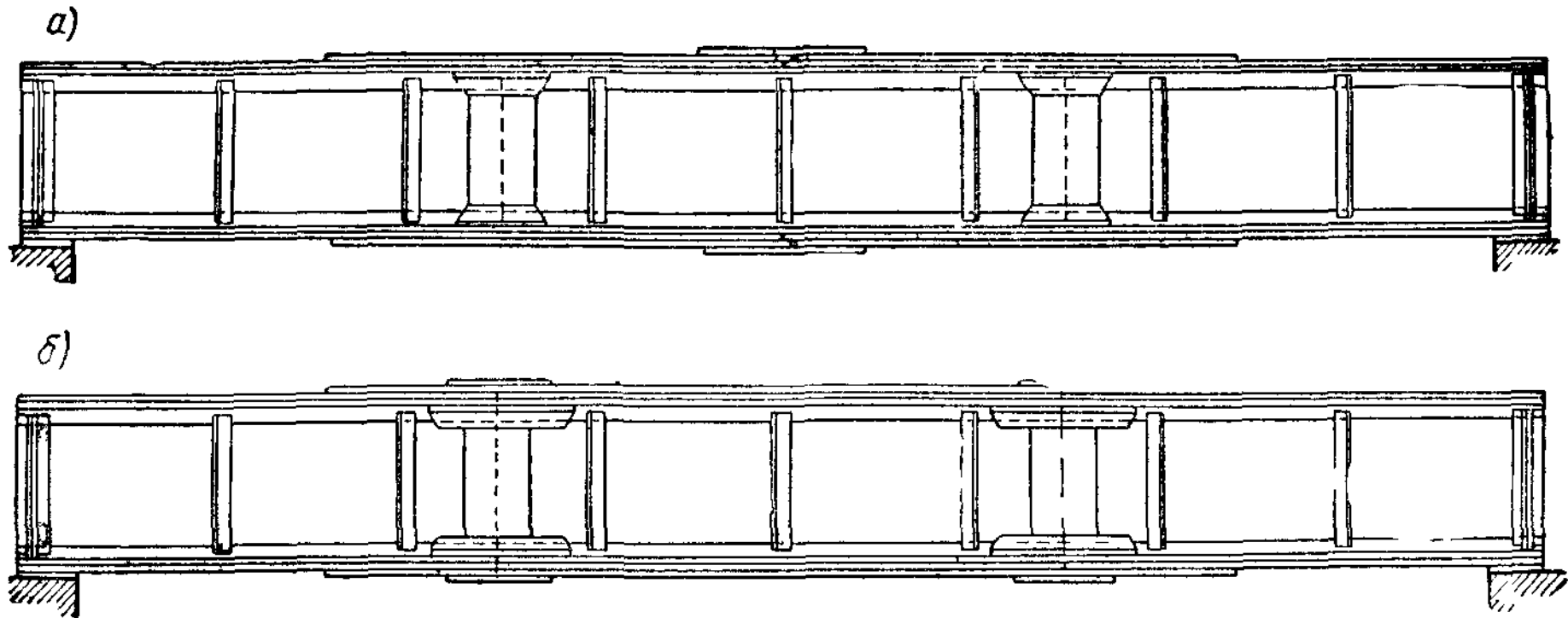


Рис. VIII.29. Пример размещения стыков балки
а — заводских; б — монтажных

При ручной сварке и обычных методах контроля расчетные сопротивления для сварных соединений в стык, работающих на растяжение, несколько ниже, чем для основного металла. В этом случае прямые стыки элементов балки можно располагать только в тех местах, где

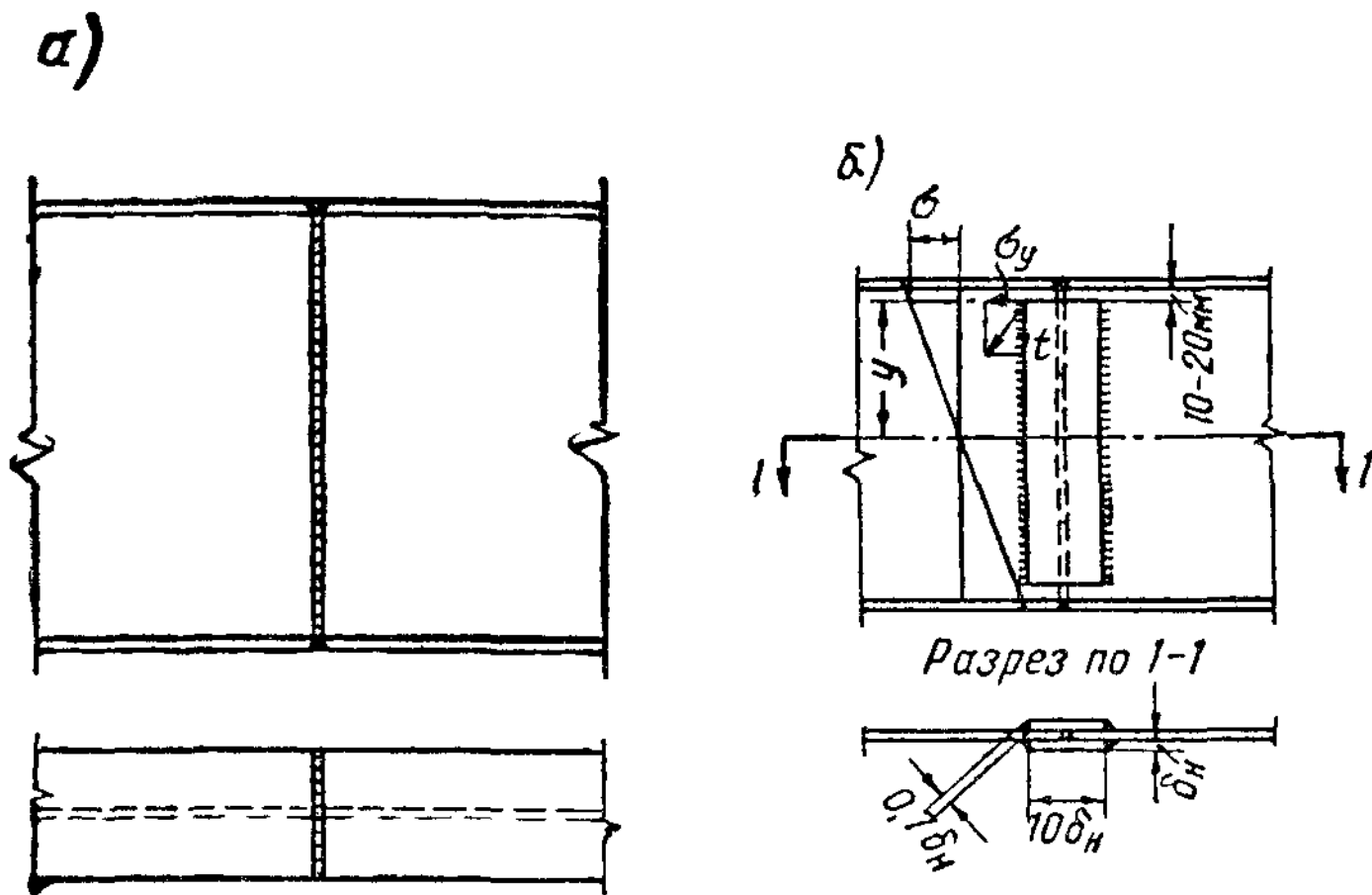


Рис. VIII.30 Типы стыков стенки сварных балок

напряжения не превышают расчетного сопротивления растяжению, установленному для сварных соединений в стык. В противном случае приходится либо применять косые стыки, что обычно и делают в поясах, либо усиливать пояса балки в месте стыка (с тем, чтобы получить достаточный момент сопротивления). Усиление стенок накладками нецелесообразно.

При изготовлении конструкций в полевых мастерских иногда нет возможности обработать торцы листов под сварку. В этом случае стыки можно перекрывать парными накладками во всю ширину листа

стенки без сварки стенки в стык (рис. VIII. 30, б). Толщина накладок обычно принимается равной толщине стенки. Такое решение может быть использовано только в конструкциях, воспринимающих статическую нагрузку.

Прочность стыка стенки, перекрытого сплошными накладками, определяется прочностью сварного шва в наиболее напряженном месте (точка *a* на рис. VIII. 30, б). Напряжения в точке *a* от изгиба и от среза равны (приближенно)

$$\sigma_y = \frac{M}{J_b} y; \quad \tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}},$$

где $h_{ст}$ и $\delta_{ст}$ — высота и толщина стенки балки.

Соответственно равнодействующее усилие, передающееся на 1 пог. см сварного шва:

$$S = \delta_{ст} \sqrt{\sigma_y^2 + \tau^2}$$

и напряжение в сварном шве

$$\tau_{равн} = \frac{\delta_{ст} \sqrt{\sigma_y^2 + \tau^2}}{2 \cdot 0,7 h_{ш}} \leq R_{св.} \quad (VIII.70)$$

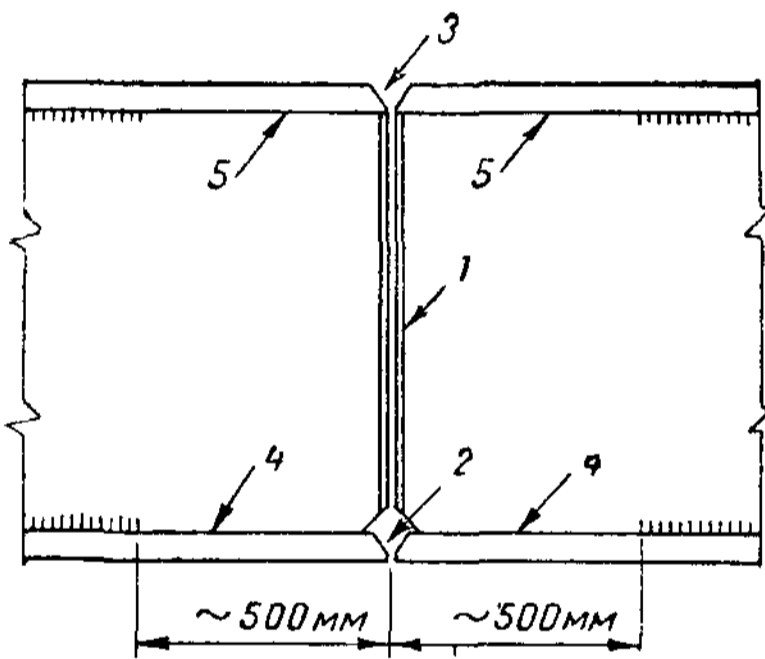


Рис. VIII.31. Монтажный стык сварной балки, выполняемой без кантовки балки наверху

Конструкция сварных монтажных стыков отличается от конструкции заводских только тем, что стыки поясных листов и стенки сосредоточены в одном месте (рис. VIII.31).

Сварку стыка следует производить так, чтобы внутренние напряжения были минимальны. Для этого сварку стыков в верхнем и нижнем поясах и в стенке лучше всего производить одновременно. Однако это не всегда возможно, и потому в большинстве случаев сварку стыков производят в порядке, указанном на рис. VIII.31; в последнюю очередь доваривают участки

поясных швов 4 и 5 по обе стороны стыка, оставленные незаваренными для большей свободы деформации свариваемых поясных листов и стенки.

3. Конструкция стыков клепаных балок

Заводские стыки поясных уголков перекрывают уголковыми накладками такого же сечения, как и поясные уголки (рис. VIII. 32), для чего сострагивают обухи уголковых накладок.

Заводские стыки стенок клепаных балок могут быть с неполным (рис. VIII. 33, а) или полным (рис. VIII. 33, б) перекрытием стенки. При неполном перекрытии стенки накладками, расположенными между уголками, поясные уголки перенапрягаются. Поэтому такие стыки можно делать только в слабо напряженных местах балки.

При полном перекрытии стенки, помимо накладок между уголками, ставятся накладки на уголках, причем толщину накладок стенки берут одинаковой с толщиной уголков; тогда стык равнопрочен с целым сечением и его можно делать в любом месте балки.

В монтажном стыке клепаной балки, как уже указывалось, желательно все элементы балки стыковать в одном месте так, чтобы за торец каждого отправочного элемента балки никакие детали не свешивались.

В обычном решении монтажного стыка поясные уголки прерывают для пропуска стыковых накладок стенки, которые проходят по всей ее высоте и имеют толщину, равную толщине полки поясных уголков (рис. VIII.34). Поясные уголки перекрывают уголковыми накладками, которые проходят по концам поясных уголков и по вершине стыковых накладок стенки.

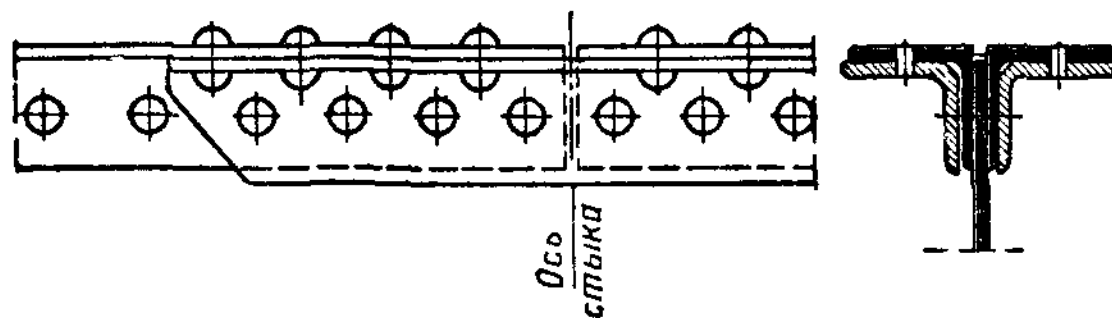


Рис. VIII.32. Заводской стык поясных уголков клепаной балки

Поясной лист стыкуют в том же месте, где и стенку, и перекрывают накладкой такого же сечения, как и стыкуемый поясной лист. Получающийся зазор между поясным листом и горизонтальной полкой уголковых накладок заполняют прокладкой из двух полос, располагаемых по обе стороны стенки (прокладки на рис. VIII.34 заштрихованы).

В тех случаях, когда поясной пакет состоит из двух листов, указанные прокладки используют как накладки для перекрытия стыка

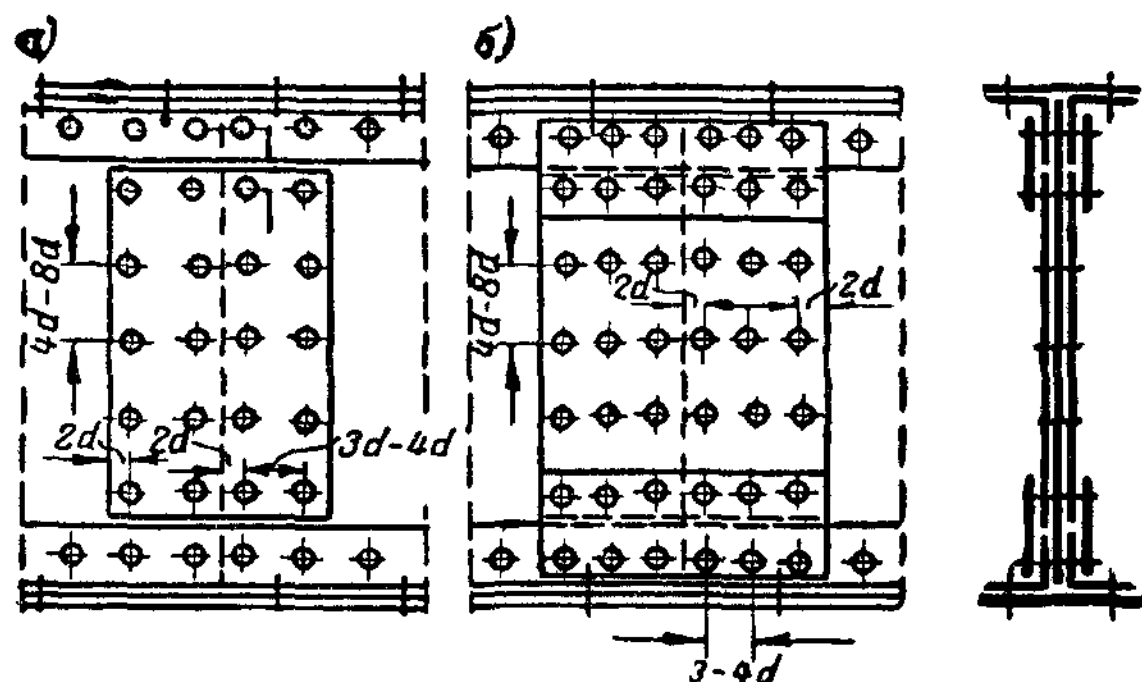


Рис. VIII.33. Типы заводских стыков стенки клепаной балки

внутреннего поясного листа, а стык внешнего поясного листа перекрывают накладкой, располагаемой снаружи (рис. VIII.35). С этой целью поясные уголки доводят до внутренней накладки, длину которой определяют расчетным числом заклепок. Получающиеся зазоры между вертикальными полками уголковых накладок и стенкой заполняют полосовыми прокладками.

Если поясной пакет имеет более двух листов, монтажный стык удобнее всего konstruировать расширенным (рис. VIII.36).

Расширенный стык симметричен и не имеет деталей, выступающих за торец отправочного элемента; однако он требует на монтаже большего количества клепальных работ. Для уменьшения количества этих работ стык поясных листов иногда делают ступенчатым (рис. VIII.37, а). При этом получают свисающие за торец отправочного элемента детали. Для избежания заводки частей балки в вилку ступенчатые стыки в верхнем и нижнем поясах располагаются по диагонали (рис. VIII.37, б).

Обычно стыки отдельных элементов балки рассчитывают независимо друг от друга.

Число заклепок для прикрепления стыковой накладки поясных листов обычно рассчитывают по площади, исходя из условия обеспечения равнопрочности:

$$n = \frac{F_{нл} R}{[N]_{ср}^{закл}}, \quad (VIII.71)$$

где $F_{нт}$ — площадь нетто поясного листа.

При устройстве ступенчатого стыка (рис. VIII. 38) усилие с накладки передается на нижний лист через промежуточные листы,

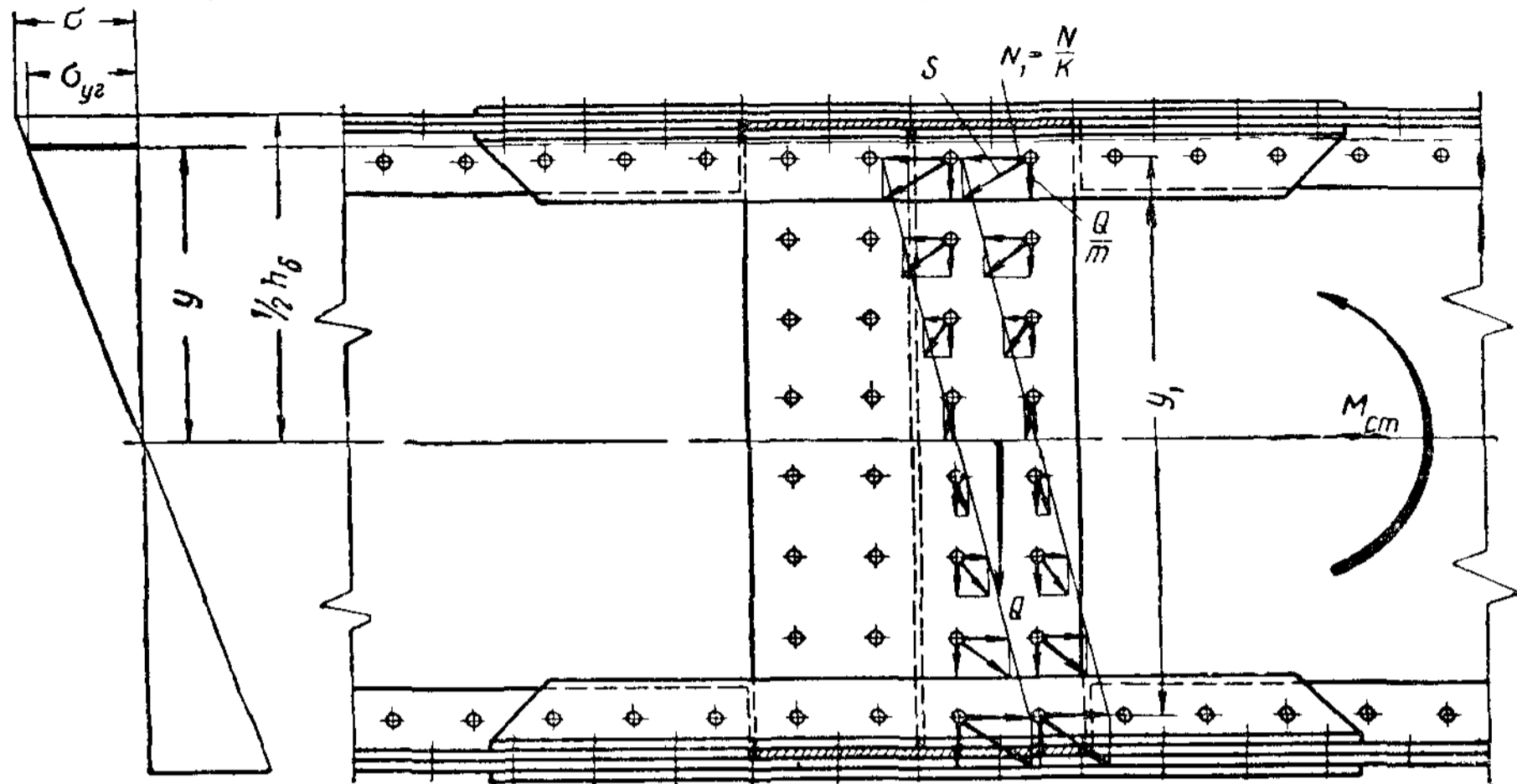


Рис. VIII.34. Монтажный стык клепаной балки с одной парой поясных листов

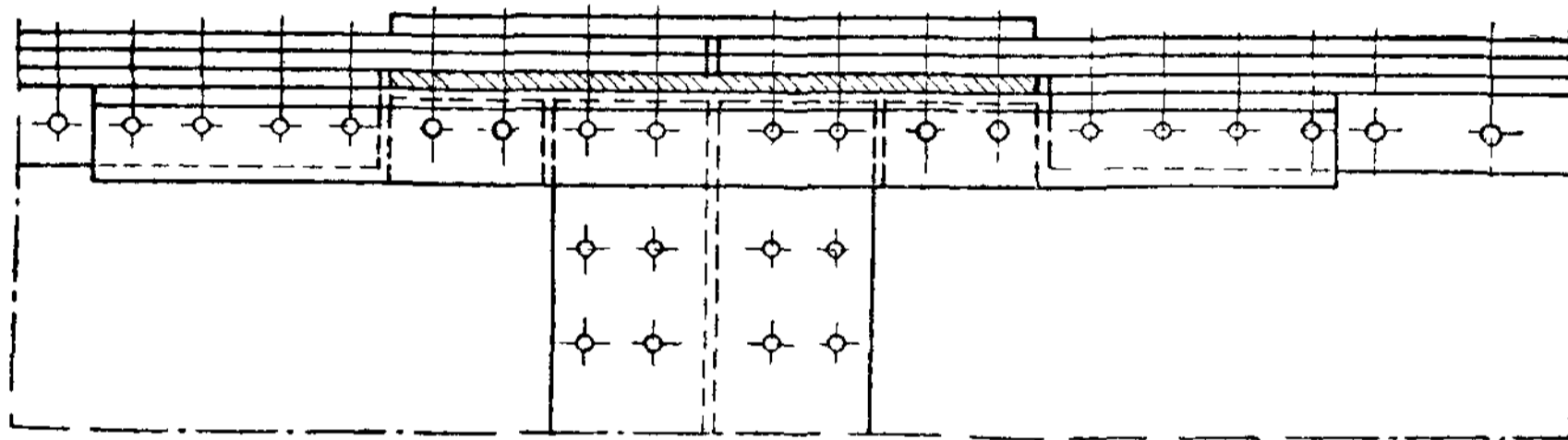


Рис. VIII.35. Монтажный стык клепаной балки с двумя парами поясных листов

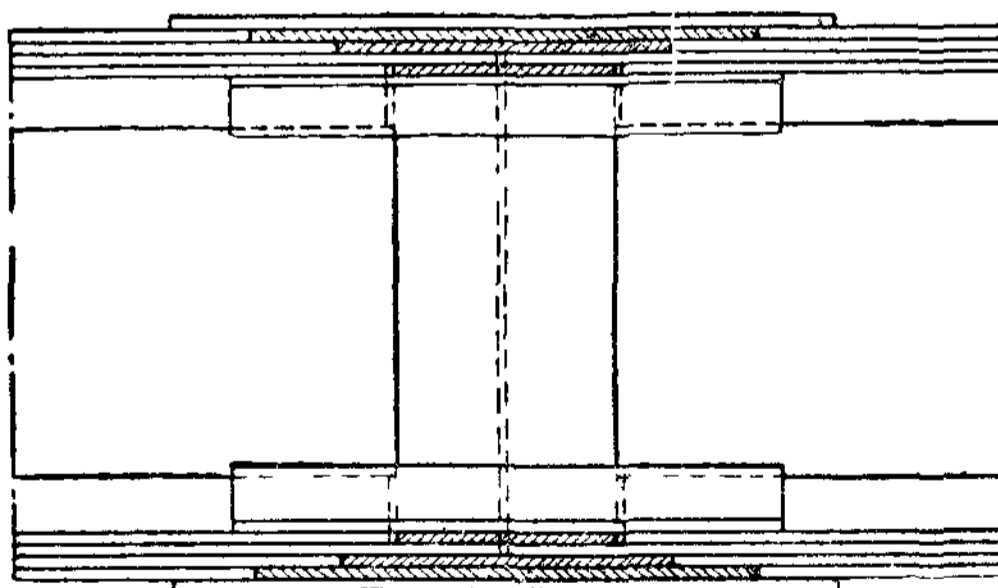


Рис VIII 36. Расширенный стык поясных листов клепаной балки

что приводит к перенапряжению заклепок. Число заклепок на каждом участке стыка, за исключением последнего, определяют по формуле (VIII.71); на последнем участке число заклепок для компенсации перенапряжения увеличивают на 10%.

В расширенном стыке имеет место непосредственная передача усилия; поэтому на каждом участке стыка требуется одинаковое число заклепок, определяемое по формуле (VIII.71).

Число заклепок для прикрепления стыкового уголка определяют обычно по действующему в нем усилию

$$n = \frac{N_{уг}}{[N]_{ср}^{закл}} = \frac{\sigma_{уг} F_{уг}^{нт}}{[N]_{ср}^{закл}}, \quad (\text{VIII.72})$$

где $\sigma_{уг}$ — напряжение на уровне центра тяжести поясного уголка (рис. VIII. 34);

$F_{уг}^{нт}$ — площадь сечения уголка нетто;

$[N]_{ср}^{закл}$ — расчетное усилие одной заклепки по одиночному срезу.

Эти заклепки ставят по одну сторону стыка в горизонтальной и вертикальной полках стыкового уголка (на рис. VIII.32 8 заклепок).

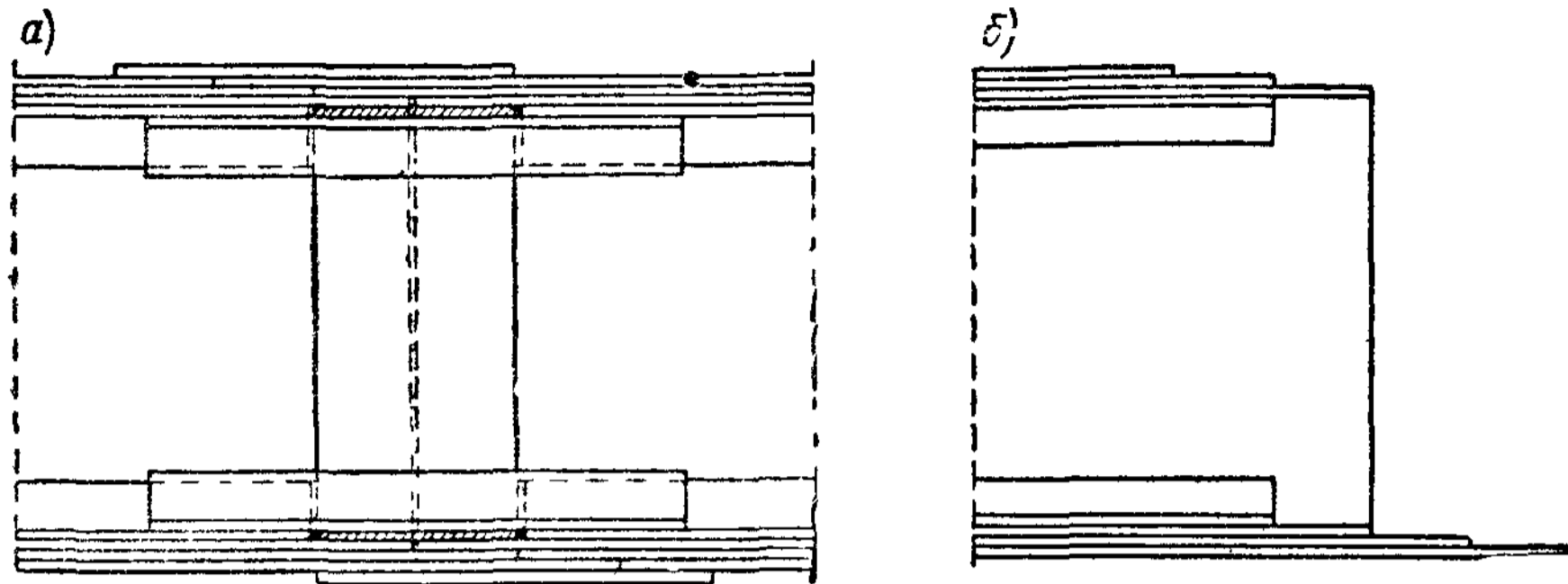


Рис. VIII.37. Ступенчатый стык поясных листов клепаной балки

В стыке стенки проверяют прочность заклепок при совместном воздействии части изгибающего момента и поперечной силы, приходящихся на стенку (рис. VIII. 39). Расположением заклепок предварительно задаются, принимая шаги заклепок порядка $4d$. Обычно по каждую сторону стыка получается по 2 ряда заклепок (редко по 3), и стыки таким образом получаются относительно узкими.

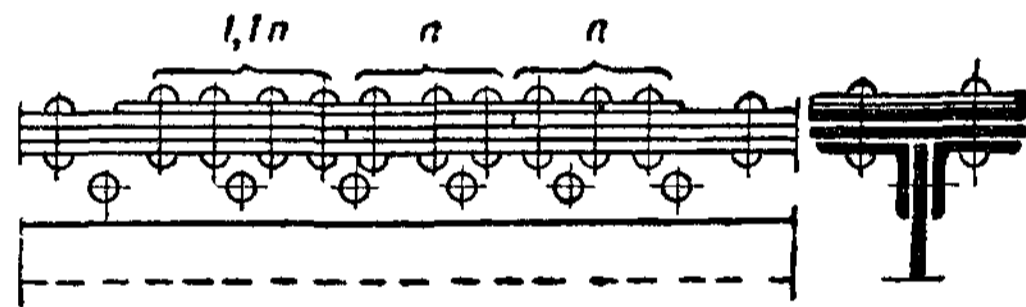


Рис. VIII.38 К расчету ступенчатого стыка поясных листов

Изгибающий момент, приходящийся на стенку балки, определяют исходя из отношения моментов инерции стенки и полного сечения балки:

$$M_{ст} = \frac{J_{ст}}{J_б} M_б, \tag{VIII.73}$$

где $M_б$ — расчетный изгибающий момент в месте стыка балки.

С небольшим запасом считают, что вся расчетная поперечная сила Q воспринимается стенкой

$$Q_{ст} = Q. \tag{VIII.74}$$

При совместном воздействии момента и поперечной силы каждая заклепка, как уже указывалось в § 5 главы VI, будет работать на равнодействующую составляющих N и $\frac{Q}{t}$ (рис. VIII. 39).

Ввиду малой ширины стыка вертикальными составляющими усилий от момента в заклепках можно пренебречь и рассчитывать заклепки только на горизонтальные усилия (рис. VIII.34). Тогда усилия в крайних рядах

$$N = \frac{M_{ст} y_1}{\sum y_i^2}, \tag{VIII.75}$$

где y_1 — расстояние между крайними рядами заклепок;

y_i — расстояния между промежуточными рядами заклепок, расположенными симметрично относительно нейтральной оси.

При числе заклепок в ряду k усилие, приходящееся на одну заклепку:

$$N_1 = \frac{N}{k}.$$

Усилие от поперечной силы, которая условно передается равномерно на все заклепки:

$$V_1 = \frac{Q}{m}, \quad (\text{VIII.76})$$

где m — общее число заклепок на одной половине накладки.

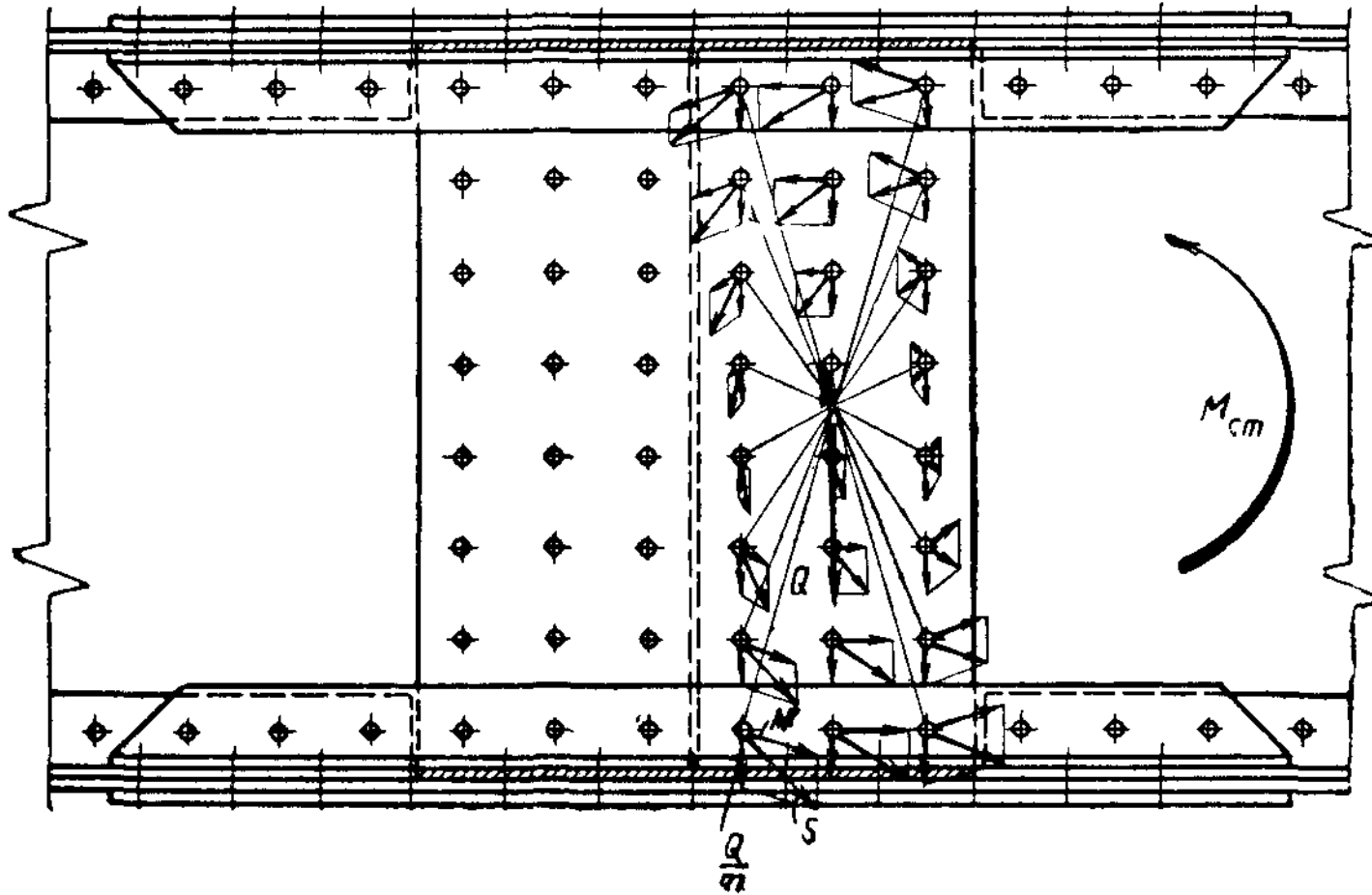


Рис. VIII.39. К расчету стыка стенки клепаной балки

Равнодействующее усилие

$$S_{\text{равн}} = \sqrt{N_1^2 + V_1^2} \quad (\text{VIII.77})$$

должно быть меньше расчетного усилия одной заклепки (обычно по смятию).

Экспериментальные исследования показали, что при высоком качестве выполнения стыки так же прочны, как и балка в целом сечении, и что разрушение, как правило, происходит не по стыку.

§ 7. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ БАЛОК

В балке, лежащей на опорах, все действующие на нее нагрузки передаются на стены, колонны и пр. через опорные части, фиксирующие положение и направление опорных реакций.

В свободно опертых балках, особенно большого пролета, должна быть обеспечена возможность продольного перемещения конструкции относительно опор, вызванного изменением температуры, для чего один конец балки соединяют с опорой неподвижно, а другой — подвижно. В соответствии с этим опорные части балок делятся на подвижные и неподвижные.

При опирании балок на каменные стены или неармированные столбы применяют следующие типы опорных частей (рис. VIII. 40): при пролетах до 20 м — плоские опорные плиты;

при пролетах до 40 м — тангенциальные опорные плиты;
при пролетах более 40 м — катковые опоры.

В случае опирания балок на железобетонные или стальные колонны при условии проверки последних на горизонтальные воздействия сил трения разрешается применять плоские опорные плиты при любых пролетах.

Опорные части, воспринимающие небольшие реакции, можно выполнять из чугуна; при больших давлениях их делают из литой или толстой листовой стали.

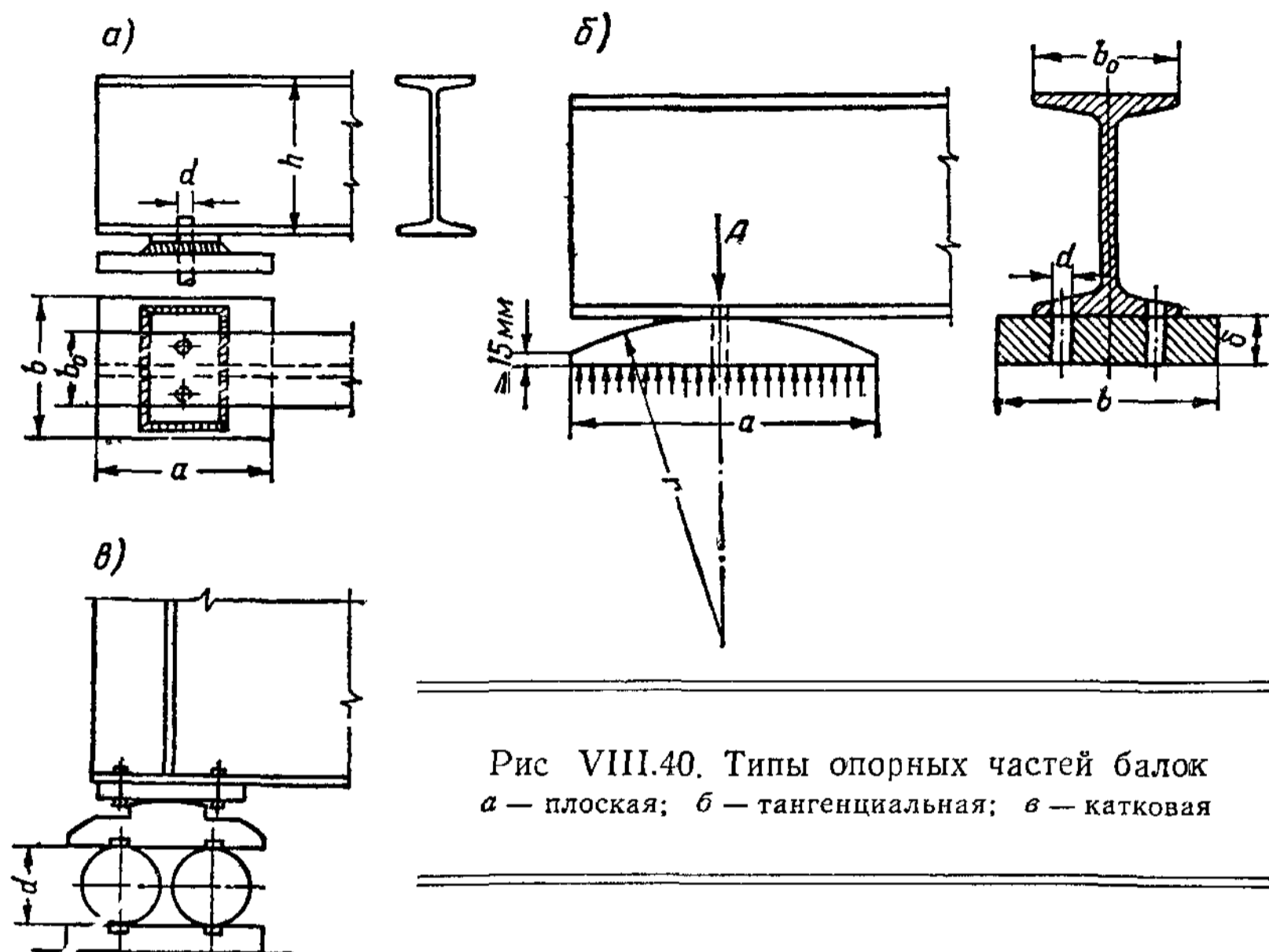


Рис VIII.40. Типы опорных частей балок
а — плоская; б — тангенциальная; в — катковая

Площадь плоских и тангенциальных опорных плит должна быть достаточной для передачи на кладку или бетон опорного давления. В тангенциальных опорах поверхность выпуклая, благодаря чему обеспечивается равномерное давление на опору, так как балка при ее прогибе опирается на верхнюю образующую, а не на ребро плиты, что имеет место в плоской опоре. Закрепление конца балки осуществляют шипами или болтами.

Для того чтобы второй конец балки мог перемещаться, соответствующие отверстия в поясе делают овальными или же закрепления вовсе не делают.

Плиты после установки подливают цементным раствором. Необходимая толщина опорной плиты δ определяется из формулы

$$W = \frac{b\delta^2}{6} = \frac{M}{R}. \quad (\text{VIII.78})$$

Здесь M — максимальный расчетный изгибающий момент в среднем сечении плиты, равный

$$M = \frac{A}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{Aa}{8}, \quad (\text{VIII.79})$$

где a — длина плиты (рис. VIII. 40, б);

A — наибольшее возможное (расчетное) давление балки на опору.

Радиус тангенциальной опорной плиты определяют из условия местного смятия при свободном касании плоской и цилиндрической поверхностей (см. ниже).

Простейшие катковые опоры состоят из двух отливок, между которыми помещают катки (один или несколько); верхняя отливка представляет собой подобие тангенциальной опоры. Отливки рассчитывают на изгиб, как балки, опертые на катки, причем давление считают распределенным между катками поровну. Катки располагают на опорной плите, с которой они соприкасаются по образующим цилиндра; при этом возникает местное смятие. Такое опирание называется свободным касанием.

Вместо проверки катков по довольно сложной формуле местного смятия при свободном касании в наших Технических условиях принята более простая проверка катков — на диаметральное сжатие, согласно которой

$$\frac{A}{ndl} \leq R_{с.к}. \quad (\text{VIII.80})$$

Здесь n — число катков;

d — диаметр катка;

l — рабочая длина катка;

$R_{с.к}$ — расчетное сопротивление катков диаметальному сжатию при свободном касании: для стали $3 R_{с.к} = 80 \text{ кг/см}^2$, для литой стали $R_{с.к} = 60 \text{ кг/см}^2$.

Формула (VIII. 80) является условной; она определяет смятие не по диаметальному сечению катка, а по линии соприкасания; поэтому она может быть применена также при расчете тангенциальной опорной плиты. В последнем случае вместо d надо подставлять удвоенную величину радиуса поверхности плиты.

§ 8. СОПРЯЖЕНИЯ БАЛОК

Сопряжение балок в балочной клетке, как указывалось в § 3 настоящей главы, может быть этажным, повышенным, в одном уровне и пониженным.

1. Этажное сопряжение. Конструкция этажного сопряжения наиболее удобна для изготовления и монтажа (рис. VIII. 5, а).

Обычно вспомогательные балки соединяют с главными при помощи болтов или сварки.

При этажном сопряжении проверяют передачу давления с верхней балки на нижнюю. Нижнюю балку укрепляют ребром, пригнанным к верхнему поясу, на который опирается верхняя балка. При малых нагрузках на верхнюю балку ее можно опирать и между ребрами жесткости. При больших давлениях следует проверять стенку балки на сжатие (рис. VIII. 28, б).

2. Повышенное сопряжение и сопряжение в одном уровне. В этих сопряжениях вспомогательные (поперечные) балки примыкают к главным сбоку и располагаются против ребер жесткости последних (рис. VIII. 5, б и в).

При этом во вспомогательной балке вырезают верхнюю полку, приходящуюся против пояса главной балки. Стенку вспомогательной балки обрезают по расстоянию в свету между стенками соседних главных балок (с зазорами на каждую сторону по 10—20 мм) и прикрепляют к ребру главной балки сбоку. Для возможности примыкания вспомогательной балки к ребру жесткости главной нижнюю полку вспомогательной балки также вырезают (рис. VIII. 5, в).

Такое сопряжение позволяет производить монтаж вспомогательных балок между главными в каждом отсеке самостоятельно.

Учитывая частичное защемление вспомогательных балок на опоре, рассмотренное сопряжение обычно рассчитывают на опорное давление, увеличенное на 20%.

В балочных клетках, требующих повышенной жесткости, применяют сопряжение балок в одном уровне при помощи «рыбок» (горизонтальных накладок). При разной высоте балок к более низкой прикрепляют соответствующее уширение или консоль-столлик (рис. VIII.41 а).

Такое сопряжение (на средних балках) может воспринять опорный момент, который принимают равным 0,6 наибольшего момента разрезной балки:

$$M_0 = 0,6 M_{\text{разр}} \quad (\text{VIII.81})$$

Опорный момент M_0 уравнивается парой сил N , одна из которых передается на верхнюю рыбку, а другая на нижнюю (рис. VIII.41, а). Усилие в рыбке

$$N = \frac{M_0}{h} \quad (\text{VIII.82})$$

Опорное давление A вспомогательной балки передается на главную балку непосредственно путем среза швов, прикрепляющих вспомогательную балку и уширение (консоль) к стенке главной (рис. VIII.41, а).

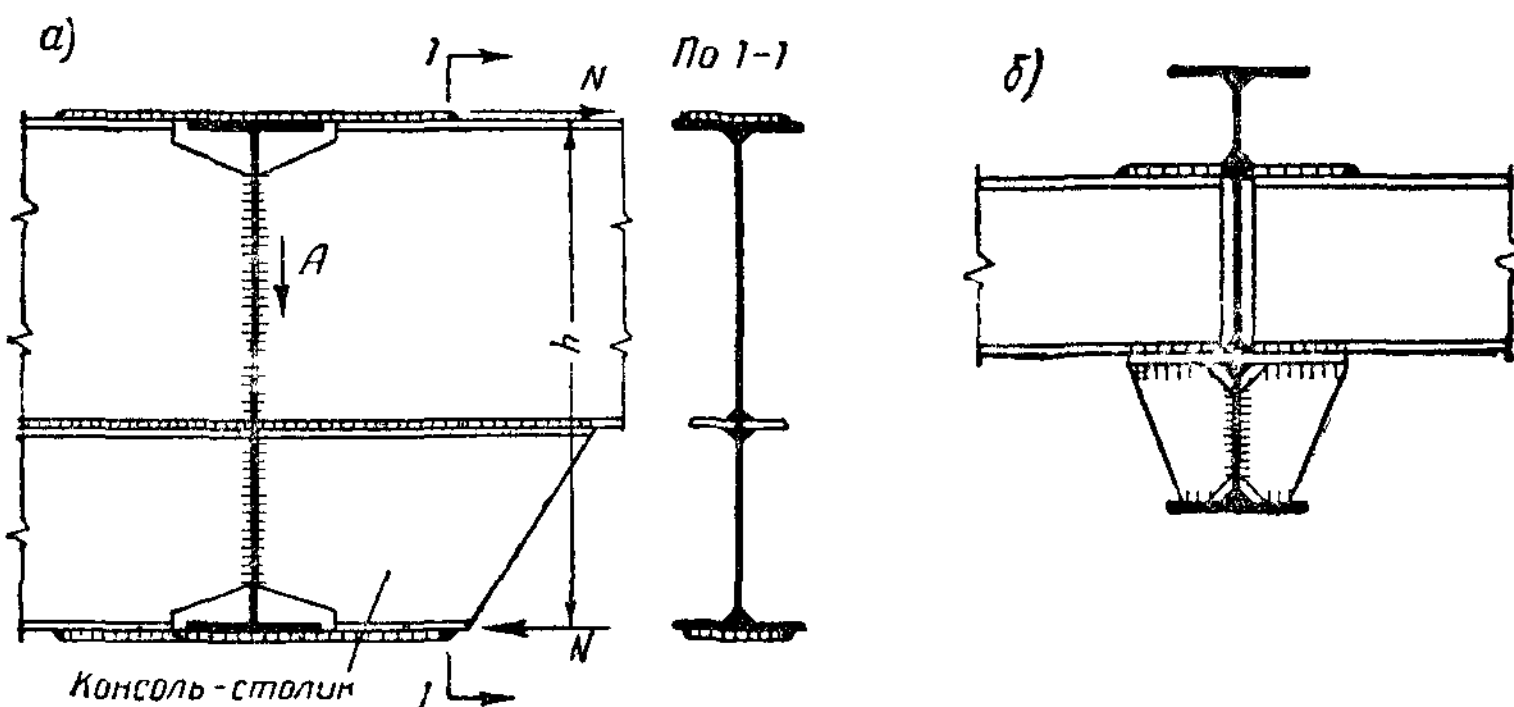


Рис. VIII.41. Сопряжение балок при помощи «рыбки» и «столика»
а — в одном уровне, б — в разных уровнях

Сопряжение балок при помощи рыбок трудоемко, поэтому оно применяется редко.

3. Пониженное сопряжение. По своей конструкции пониженное сопряжение аналогично сопряжению повышенному и в одном уровне, но отличается от них тем, что не требует выреза верхней части вспомогательной балки. Если желательно, чтобы сопряжение балок было жестким, оно может быть выполнено по рис. VIII.41, б. В таком случае оно не требует точной резки вспомогательных балок и дает возможность все монтажные швы сваривать в нижнем положении. Расчет пониженного сопряжения аналогичен расчету сопряжения балок в одном уровне при помощи рыбки и столика

При небольших значениях поперечных сил можно прикреплять стенки вспомогательных балок к ребрам жесткости главных балок сбоку (рис. VIII.5, з). Такое соединение рассчитывают на опорное давление, увеличенное на 20%, учитывая частичное защемление балки на опоре.

§ 9. КОМПЛЕКСНЫЕ (ОБЪЕДИНЕННЫЕ) БАЛКИ

1. Общие сведения. Как было отмечено в § 4 настоящей главы, в целях экономии металла в балочных клетках упрощенного типа рационально включать железобетонный настил (плиту) в совместную работу со стальными балками путем надлежащего соединения плиты с

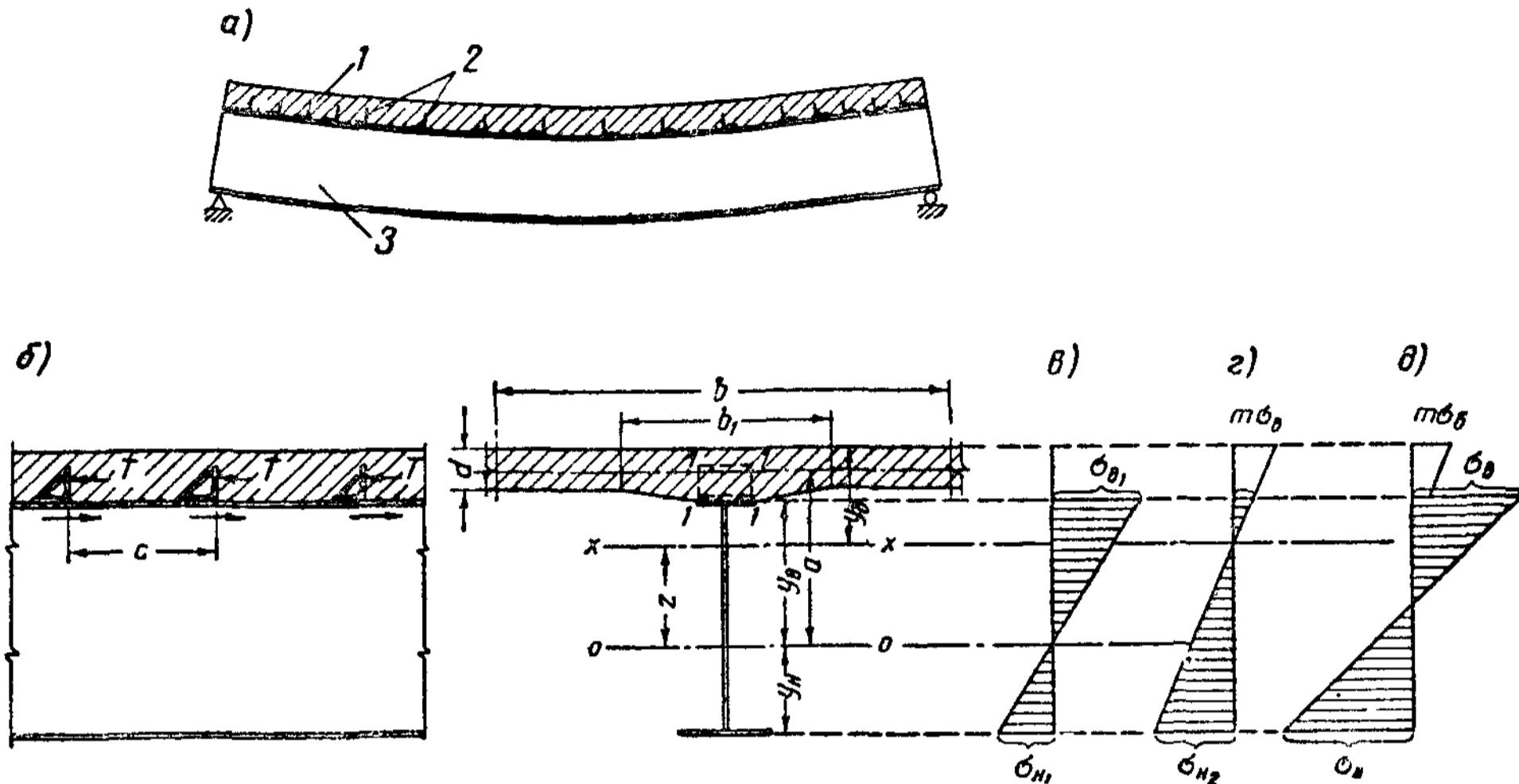


Рис VIII 42 Работа комплексных балок
1 — железобетонная плита, 2 — упоры; 3 — стальная балка

верхними поясами балок. При таком решении железобетонный настил работает в двух направлениях: поперек балочной клетки — на изгиб как плита, опертая по двум сторонам, и вдоль балочной клетки — на сжатие как часть верхнего пояса балки (рис. VIII, 42, а). Такие балки называются комплексными или объединенными.

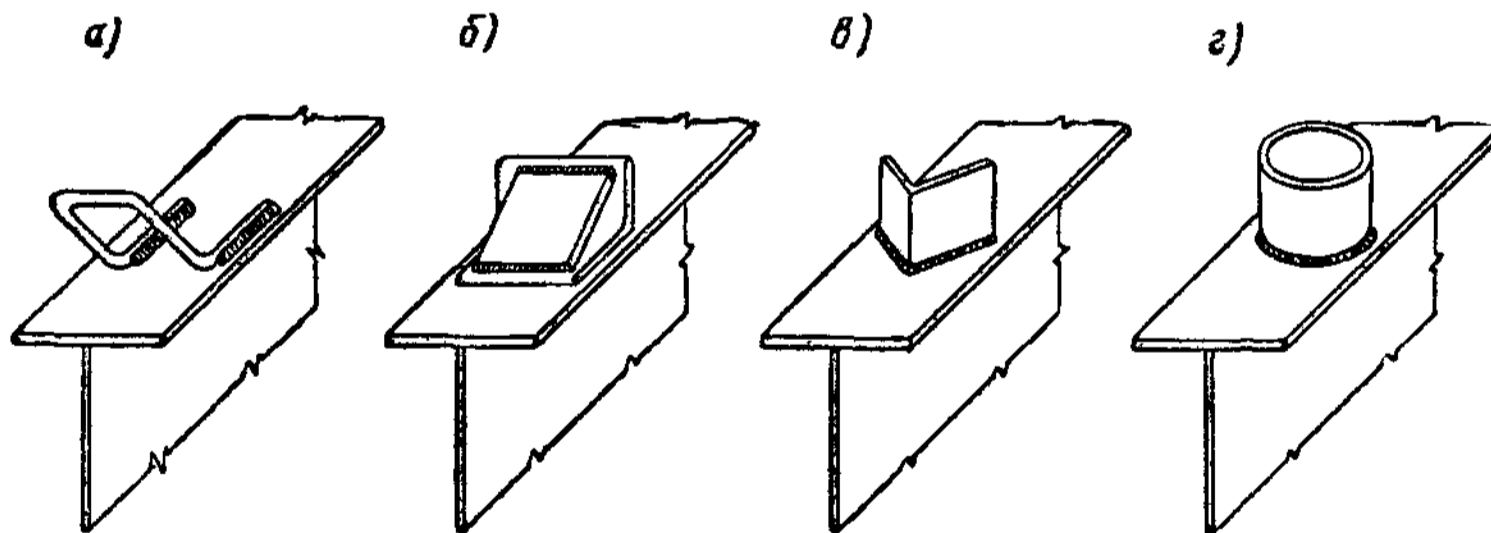


Рис. VIII 43 Различные типы упоров комплексных балок

Совместная работа железобетонного настила с балкой обеспечивается путем устройства упоров (рис. VIII. 42, б и VIII. 43), которые препятствуют сдвигу настила по поясу балки. Упоры могут быть гибкие — из круглой стали (рис. VIII. 43, а) и жесткие — из уголков, труб и т. п. (рис. 43, б, в, г) Гибкие упоры применяются только в балках небольшого сечения, работающих на статическую нагрузку.

При возведении перекрытия с применением комплексных балок стальные балки используют для поддержания опалубки и бетонированной железобетонной плиты, если она делается монолитной, или для поддержания сборных железобетонных плит до их замоноличивания.

В этой первой стадии работы балок вся нагрузка, называемая «первой частью постоянной нагрузки» и состоящая из собственного веса балок, связей, незатвердевшего бетона и арматуры с опалубкой или сборных железобетонных плит, воспринимается только стальными балками. После затвердения бетона вся последующая постоянная нагрузка, называемая «второй частью постоянной нагрузки», и временная нагрузка воспринимаются комплексными балками, т. е. стальными балками с включенным в работу настилом (вторая стадия работы балки).

Сечение стальной балки в комплексных конструкциях делают обычно несимметричным. Нижний пояс развивают полностью; верхний, который служит связью между балкой и плитой, развивают лишь настолько, чтобы на нем можно было укрепить упоры и чтобы балка могла работать в первой стадии.

2. Расчет комплексных балок. Расчет комплексных балок производят по упругой стадии их работы, исходя из гипотезы сохранения плоских сечений в балке и плите.

Полные напряжения в стальной балке складываются из напряжений, возникающих в ней от первой части постоянной нагрузки, и из напряжений, возникающих в комплексной балке от второй части постоянной и временной нагрузок. Очевидно, что при этом как в стальной балке, так и в плите, должны быть возможно полнее использованы расчетные сопротивления.

Напряжения в крайних волокнах стальной балки от первой части постоянной нагрузки (рис. VIII. 42, в) определяют по формулам

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{в1} &= \frac{M_1 y_{в}}{J_{с.б}}; \\ \sigma_{н1} &= \frac{M_1 y_{н}}{J_{с.б}}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.83})$$

где M_1 — изгибающий момент в стальной балке от первой части постоянной нагрузки;
 $J_{с.б}$ — момент инерции стальной балки относительно оси 0—0 (проходящей через центр тяжести ее сечения);
 $y_{в}$ и $y_{н}$ — расстояния от центра тяжести несимметричного сечения стальной балки до ее крайних волокон (рис. VIII. 42, б).

Для вычисления геометрических характеристик сечения комплексной балки площадь железобетонной плиты приводят к эквивалентной площади стали умножением на отношение модулей упругости бетона и стали

$$\frac{1}{m} = \frac{E_{б}}{E_{ст}}.$$

В комплексных балках обычно применяется высокопрочный бетон; поэтому принимают $m \approx 6 \div 8$.

Приведенная (к стали) площадь сечения комплексной балки равна

$$F_{пр} = F_{с.б} + \frac{1}{m} F_{б}, \quad (\text{VIII.84})$$

где $F_{с.б}$ — площадь сечения стальной балки;

$F_{б}$ — площадь сечения железобетонной плиты.

При определении площади сечения железобетонной плиты ее расчетную ширину b , работающую совместно со стальной балкой, принимают не более:

- а) $1/3$ пролета балки;
 б) расстояния между осями соседних балок;
 в) $b_1 + 12d$ (рис. VIII. 42, б), где b_1 — ширина участка с вутами (а при отсутствии вутов — ширина верхнего пояса стальной балки);
 d — толщина плиты.

Расстояние от центра тяжести сечения комплексной балки до оси 0—0 равно

$$z = \frac{S_0}{F_{пр}}, \quad (\text{VIII.85})$$

где $S_0 = \frac{1}{m} F_6 a$ — статический момент сечения комплексной балки относительно оси 0—0.

Момент инерции сечения комплексной балки, приведенного к стали, относительно оси $x-x$

$$J_{пр} = J_{с.б} + F_{с.б} z^2 + \frac{1}{m} J_6 + \frac{1}{m} F_6 (a - z)^2, \quad (\text{VIII.86})$$

где J_6 — момент инерции сечения железобетонной плиты относительно оси, проходящей через ее центр тяжести.

Напряжения в крайних волокнах стальной балки от второй части постоянной и временной нагрузок (рис. VIII. 42, з) будут равны

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{в2} &= \frac{M_2 + M_{вр}}{J_{пр}} (y_в - z); \\ \sigma_{н2} &= \frac{M_2 + M_{вр}}{J_{пр}} (y_н + z), \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.87})$$

где M_2 — изгибающий момент от второй части постоянной нагрузки;
 $M_{вр}$ — изгибающий момент от временной нагрузки.

Суммарные напряжения в крайних волокнах верхнего и нижнего поясов стальной балки (рис. VIII. 42, д) не должны превышать расчетного сопротивления стали

$$\left. \begin{aligned} \sigma_в &= \sigma_{в1} + \sigma_{в2} \leq R, \\ \sigma_н &= \sigma_{н1} + \sigma_{н2} \leq R. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.88})$$

Наибольшие краевые напряжения в бетоне не должны при этом превышать расчетного сопротивления бетона

$$\sigma_б = \frac{M_2 + M_{вр}}{m J_{пр}} y_б \leq R_б. \quad (\text{VIII.89})$$

Если балки возводят на сплошных подмостях, то первая и вторая части постоянной нагрузки будут воздействовать на комплексные балки после затвердения плиты и снятия балки с подмостей. В этом случае расчет следует вести по формулам (VIII. 87) и (VIII. 89), вычисляя M_2 от всей постоянной нагрузки.

Расчет жестких упоров производят так же, как и заклепок, прикрепляющих пояс к стенке, на сдвигающее усилие (рис. VIII. 42, б)

$$T = \frac{Q S_x}{J_{пр}} e, \quad (\text{VIII.90})$$

где S_x — статический момент плиты относительно нейтральной оси $x-x$ комплексной балки;

$J_{пр}$ — приведенный момент инерции комплексной балки [см. формулу (VIII. 86)];

e — расстояние между упорами.

На воздействие этого сдвигающего усилия должны быть проверены прочность упора, прочность его приварки к стальной балке, прочность бетона на смятие (по площади упора) и на скалывание вдоль плиты (по периметру упора, рис. VIII. 42, б, 1—1—1—1).

3. **Определение напряжений в комплексных балках от изменений температуры, усадки и ползучести бетона.** Вследствие того, что теплопроводность бетона и стали различна, температуры железобетонной плиты и стальной балки будут не одинаковыми (при резком изменении температуры окружающего воздуха), в результате чего в комплексной балке

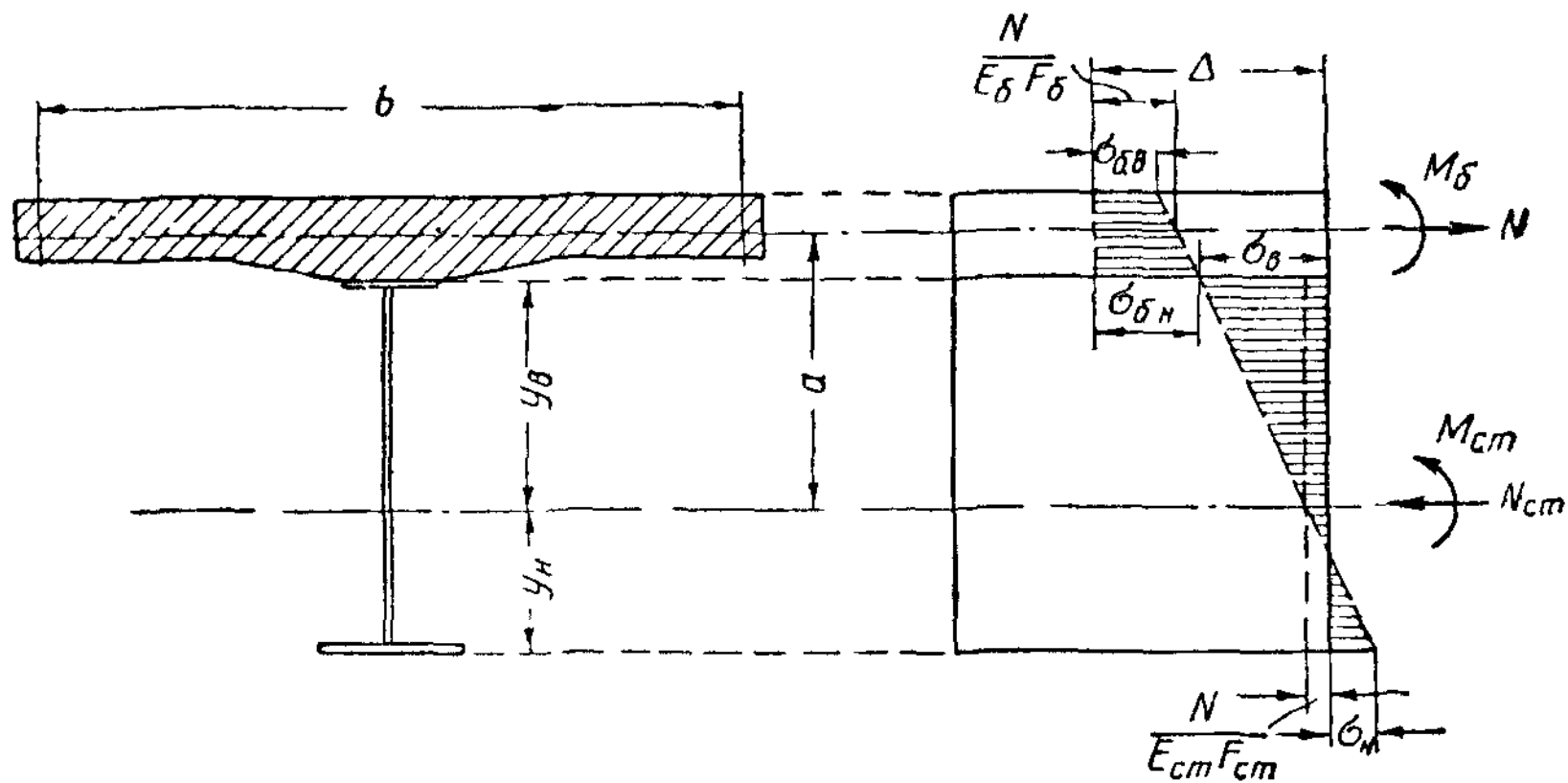


Рис VIII 44. К расчету комплексных балок на воздействие температуры

возникнут дополнительные напряжения. Если считать, что внешняя температура постоянна по высоте балки и плиты, величина дополнительных напряжений может быть найдена следующим путем (рис. VIII. 44).

Под влиянием температурных воздействий длина плиты изменяется по отношению к стальной балке на величину $\Delta = \alpha t$, где α — коэффициент температурного удлинения бетона, t — разность температуры плиты и стальной балки.

Поскольку железобетонная плита связана со стальной балкой в плите и в стальной балке возникают взаимно уравновешенные продольные силы и изгибающие моменты, связанные условиями (рис. VIII. 44):

$$\left. \begin{aligned} N_{ст} &= -N_б = N; \\ Na + M_б - M_{ст} &= 0; \\ \frac{M_{ст}}{E_{ст} J_{ст}} &= -\frac{M_б}{E_б J_б}; \\ \frac{1}{a} \left(\Delta - \frac{N}{E_б F_б} - \frac{N}{E_{ст} F_{ст}} \right) &= \frac{M_{ст}}{E_{ст} J_{ст}}. \end{aligned} \right\} \quad (VIII.91)$$

Отсюда продольная сила N , момент в железобетонной плите $M_б$ и момент в стальной балке $M_{ст}$:

$$\left. \begin{aligned} N &= A(E_б J_б + E_{ст} J_{ст})\Delta; \\ M_б &= AaE_б J_б \Delta; \\ M_{ст} &= AaE_{ст} J_{ст} \Delta. \end{aligned} \right\} \quad (VIII.92)$$

Здесь

$$A = \frac{1}{a^2 + (E_6 J_6 + E_{ст} J_{ст}) \left(\frac{1}{F_6 E_6} + \frac{1}{F_{ст} E_{ст}} \right)}, \quad (\text{VIII.93})$$

где $E_6, E_{ст}, F_6, F_{ст}, J_6, J_{ст}$ — модули упругости, площади сечений и моменты инерции соответственно железобетонной плиты и стальной балки;
 a — расстояние между центрами тяжести плиты и стальной балки.

Напряжения в стальной балке и железобетонной плите определяют по известной формуле

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}. \quad (\text{VIII.94})$$

Разность температур железобетонной плиты и стальной балки в средних климатических условиях можно принимать равной $10-15^\circ$.

Усадка бетона по своему влиянию аналогична понижению температуры железобетонной плиты и может быть принята равной $\Delta = \epsilon t$,

где ϵ — коэффициент относительной усадки бетона на 1° , принимаемый:

$\epsilon = 0,00015$ — при обычных способах бетонирования или $\epsilon = 0,00010$ — при бетонировании секциями;

t — разность температур, принимаемая $t = 15^\circ$ — при обычных способах бетонирования или $t = 10^\circ$ — при бетонировании секциями.

На напряженное состояние комплексной балки оказывает влияние также ползучесть бетона, проявляющаяся при длительном воздействии нагрузки. При этом напряжения в плите от постоянной нагрузки, а также длительно действующих полезных нагрузок и от усадки бетона уменьшаются, а в стальной балке — увеличиваются.

Влияние ползучести бетона на напряженное состояние комплексных балок может быть учтено введением в расчетные формулы (VIII.91) — (VIII.93) пониженного значения модуля упругости E_6 . Этот условный модуль упругости, называемый эффективным модулем упругости, получается путем умножения E_6 на коэффициент k , который можно принимать $k = 0,4$. При определении напряжений от усадки бетона $k = 0,5$.

При сборных плитах влияние ползучести и усадки можно не учитывать.

Повысить эффективность комплексных балок можно, прибегая к искусственному перераспределению напряжений (усилий).

§ 10. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ БАЛКИ

1. Общие положения. В основу создания предварительно напряженных стальных конструкций положены две главные идеи:

1) предварительным напряжением конструкции или ее отдельных элементов создать начальные усилия, обратные по знаку усилиям от нагрузки (искусственное перераспределение усилий); при действии нагрузки в такой конструкции сначала прорабатываются начальные усилия, а затем конструкция работает как обычно. Этим увеличивается область упругой работы конструкции;

2) путем обжатия конструкции элементами из высокопрочных материалов (тросов, пучков проволоки и т. п.) создать в ней предварительное напряжение и использовать высокие прочностные свойства этих ма-

териалов для наиболее эффективного восприятия растягивающих усилий.

2. Предварительное напряжение путем выгиба балки. В сплошных балках, составленных из двух половинок по высоте, можно создать предварительное напряжение путем выгиба половинок и последующей сварки их в изогнутом положении продольным швом (рис. VIII.45, а—в).

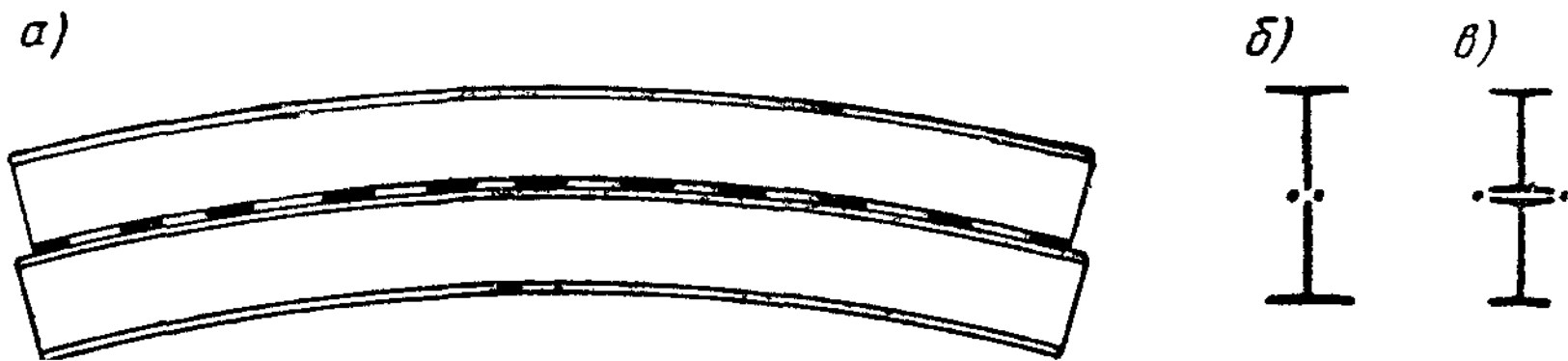


Рис. VIII.45. Создание предварительного напряжения путем выгиба балки

Суммарная эпюра напряжений в готовой предварительно напряженной балке такого типа (рис. VIII.46, а) складывается из эпюры напряжений от изгиба отдельных половинок и эпюры напряжений от обратного упругого выгиба балки после сварки половинок и освобождения балки из кондуктора, в котором она изготовлялась (рис. VIII.46, б).

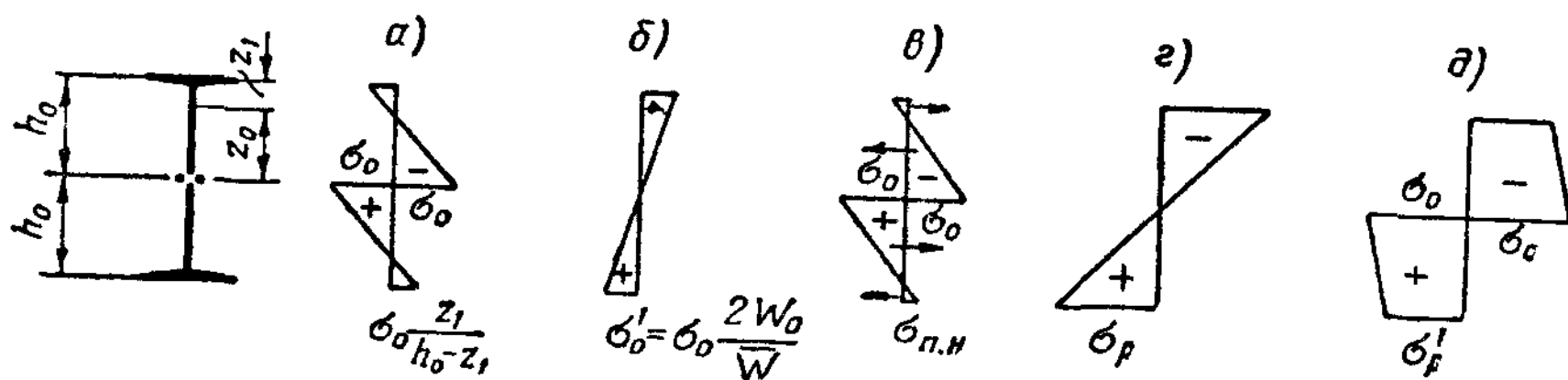


Рис. VIII.46 К расчету предварительно напряженной путем выгиба балки

Краевое предварительное напряжение в балке имеет значение (рис. VIII, 46, в)

$$\sigma_{пн} = \sigma_0 \left[\frac{z_1}{h_0 - z_1} - \frac{2W_0}{W} \right]. \quad (\text{VIII.95})$$

При загрузении предварительно напряженной балки напряжения в балке от внешней нагрузки (рис. VIII. 46, г) складываются с напряжениями, возникающими от выгиба балки (рис. VIII. 46, в). Суммарная эпюра нормальных напряжений ($\sigma'_p = \sigma_{пн} + \sigma_p$) при этом приобретает почти прямоугольное очертание (рис. VIII. 46, д), характерное для предельного состояния балки (без выхода балки за пределы упругой работы).

Таким образом, предельная несущая способность сплошных предварительно напряженных балок, созданных путем обратного выгиба, не повышается, но переход в упруго-пластическую стадию работы у них происходит почти перед самой потерей несущей способности.

Аналогичным образом можно повысить эффективность комплексной балки. Для этого стальную балку поднимают при помощи домкратов на временной опоре посредине, а после устройства и затвердения плиты опору убирают. В этом случае балка в первой стадии работает как двухпролетная неразрезная, загруженная равномерно распределенной нагрузкой от веса опалубки и сырого бетона или сборных незамоноличенных плит; при этом над временной опорой возникает отрицательный момент. После затвердения плиты и удаления временной опоры балка опускается,

плита зажимается и балка работает полным сечением на всю постоянную нагрузку.

Возникающий при бетонировании плиты над временной опорой разрезной балки отрицательный момент M_1 определяют как для неразрезной

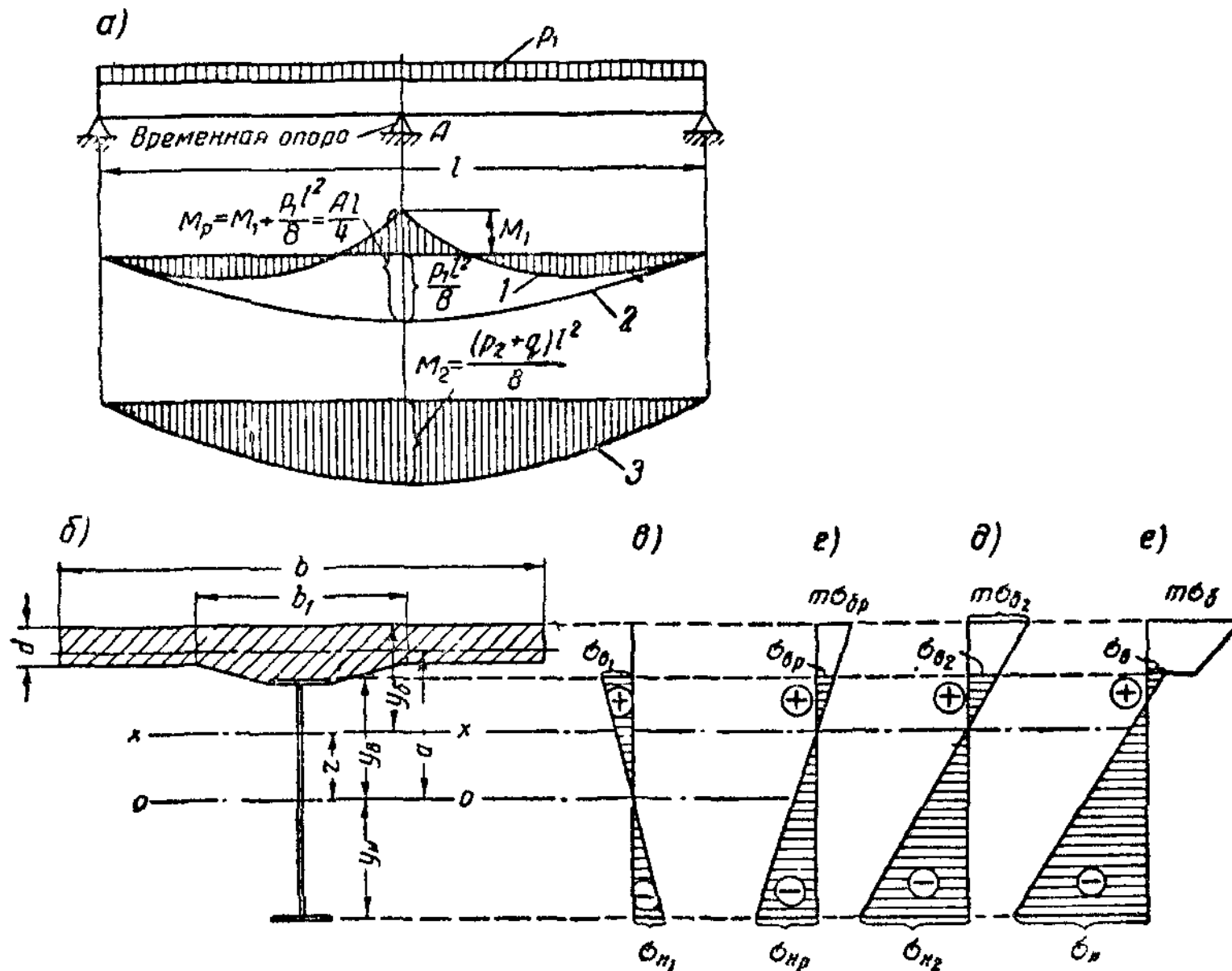


Рис VIII.47 Регулирование напряжений в комплексной балке путем устройства временной опоры в середине пролета

1 — эпюра изгибающих моментов в двухпролетной неразрезной балке от первой части постоянной нагрузки; 2 — эпюра изгибающих моментов в балке после затвердения бетона и удаления временной опоры; 3 — эпюра изгибающих моментов от второй части постоянной и временной нагрузок

двухпролетной балки с пролетами $\frac{l}{2}$ от первой части постоянной нагрузки p_1 (рис. VIII, 47, а). Этот изгибающий момент вызовет в верхних волокнах стальной балки напряжения растяжения, а в нижних — напряжения сжатия (рис. VIII. 47, б и в), значения которых можно найти по формуле (VIII. 83). После затвердения бетона и удаления временной опоры в среднем сечении балки будет действовать изгибающий момент.

$$M_p = M_1 + \frac{p_1 l^2}{8} = \frac{Al}{4},$$

где A — опорная реакция временной опоры.

Напряжения в комплексной балке от этого момента будут иметь по сравнению с предыдущими обратный знак (рис. VIII. 47, г). От второй части постоянной и временной нагрузок изгибающий момент будет равен

$$M_2 = \frac{(p_2 + q)l^2}{8},$$

причем напряжения будут иметь тот же знак, что и при разгрузке (рис. VIII. 47, д). Очевидно, что суммарные напряжения в комплексной балке будут равны (рис. VIII. 47, е)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\text{в}} &= \sigma_{\text{в1}} - \sigma_{\text{вр}} - \sigma_{\text{в2}} \leq R; \\ \sigma_{\text{н}} &= -\sigma_{\text{н1}} + \sigma_{\text{нр}} + \sigma_{\text{н2}} \leq R; \\ \sigma_{\text{б}} &= -\sigma_{\text{бр}} - \sigma_{\text{б2}} \leq R_{\text{б}}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.96})$$

В неразрезных балках можно изменить эпюру изгибающих моментов в желательном направлении путем искусственного перемещения опор вверх или вниз, увеличивая или уменьшая значение отрицательного момента; при этом можно привести соотношение между моментами нераз-

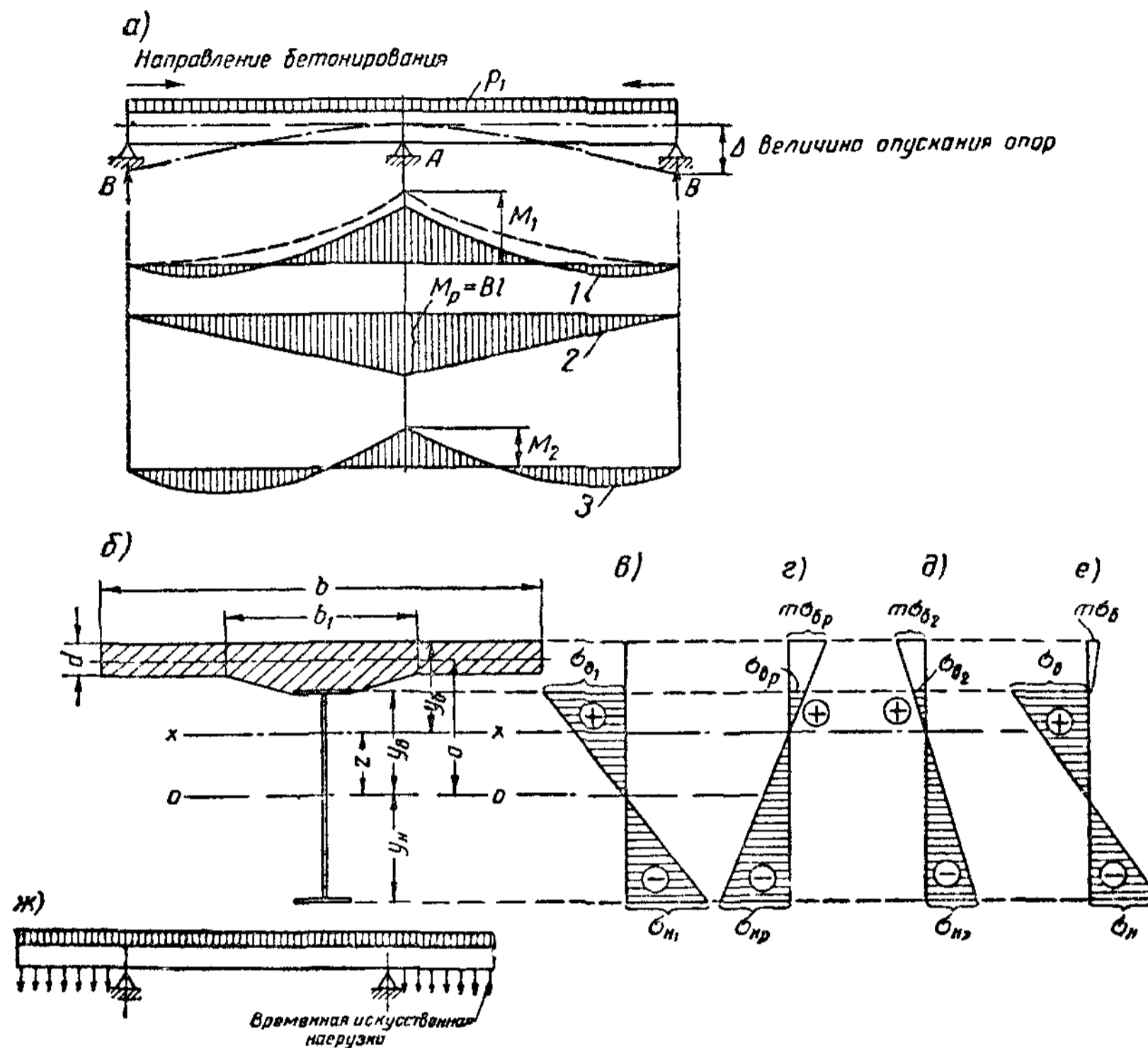


Рис. VIII.48 Регулирование напряжений в комплексной двухпролетной неразрезной балке путем опускания крайних опор

1 — эпюра изгибающих моментов в неразрезной двухпролетной балке, 2 — эпюра изгибающих моментов при опускании крайних опор; 3 — полная эпюра изгибающих моментов

резной балки к любой наперед заданной величине. Прием этот наиболее эффективен в неразрезных трехпролетных балках с небольшой высотой посредине среднего пролета. Опуская крайние опоры, мы создаем отрицательные моменты, которые разгружают середину пролета и нагружают опорное сечение. Большая высота балки на опоре позволяет воспринять суммарный момент от нагрузки и искусственного перераспределения. Этим же приемом, т. е. перемещением опорных точек, с успехом пользуются в комплексных балках для более интенсивного включения железобетонной плиты в совместную работу со стальной балкой (рис. VIII.48, а—е).

Производя бетонирование плиты по балкам, выгнутым в обратном направлении (лучше всего путем опускания крайних опор, так как на них опорные реакции меньше, чем на средней) и затем возвращая опоры после затвердения бетона в исходное положение (или иное, выгодное для работы балки), в плите создают начальные напряжения сжатия. Эти начальные напряжения сжатия в плите дают возможность учитывать ее совместную работу со стальной балкой в области как положительных, так и отрицательных изгибающих моментов.

При наличии консолей отрицательный момент может быть получен загрузением консолей (рис. VIII. 48, ж).

3. Предварительное напряжение балок высокопрочным элементом.

а) Обычные балки. Идея создания предварительного напряжения конструкций высокопрочным элементом, как уже было сказано, заключается в том, что конструкция подвергается предварительному обжатю кабелями из тросов или пучков высокопрочной проволоки, которые закрепляются в ней в натянутом состоянии.

Натяжение этих кабелей, передающееся на конструкцию, вызывает в ней начальные напряжения, уравновешенные в пределах всей системы, в соответствии с чем к ним относятся все закономерности, относящиеся к начальным напряжениям.

Соответствующим расположением кабелей можно добиться того, что знак начальных напряжений в конструкции будет противоположен знаку напряжений в ней от эксплуатационной нагрузки.

Закрепление кабелей в конструкции превращает ее в комбинированную систему, в которой основная конструкция воспринимает эксплуатационные нагрузки уже совместно с кабелем.

В процессе нагружения конструкции эксплуатационной нагрузкой начальные напряжения в балке прорабатываются и балка начинает работать как обычный элемент комбинированной системы. Поскольку часть эксплуатационной нагрузки идет на погашение внутренних начальных напряжений в системе, общая возможная эксплуатационная нагрузка на систему «балка — кабель» увеличивается.

Источником экономической эффективности предварительно напряженных конструкций является превращение системы из простой балочной в комбинированную, дающую возможность регулировать внутренние напряжения в конструкции, искусственно создавая такое их распределение, при котором затраты стали на конструкцию уменьшаются.

Частичная замена обычной стали конструкции высокопрочной, ведущая к уменьшению рабочих площадей поперечных сечений и к уменьшению собственного веса сооружения, также уменьшает затраты металла.

Поскольку рост прочности материалов опережает рост их стоимости, замена обычного материала конструкции высокопрочным становится эффективной и в отношении ее стоимости.

Эффективность замены материалов увеличивается с ростом роли собственного веса в расчетных нагрузках на сооружение.

Применение многократного предварительного напряжения, осуществляемого ступенями попеременно с последовательно возрастающим нагружением конструкции частями постоянной нагрузки, позволяет увеличить количество заменяемого материала конструкции высокопрочным и тем самым увеличивает эффект от предварительного напряжения конструкции.

При предварительном натяжении высокопрочного кабеля до нагружения конструкции эксплуатационной нагрузкой используется лишь часть работы материала кабеля в упругой стадии, а затем он догружается эксплуатационной нагрузкой.

Таким образом, в кабеле имеют место два усилия: первое X_1 — от натяжения кабеля, второе X_2 — от работы под нагрузкой совместно с балкой. При совместной работе с балкой под действием эксплуатационных нагрузок кабель получает напряжения и деформации, не сильно отличающиеся от напряжений и деформаций в материале балки. Благодаря этому в предварительно напряженной конструкции прогибы от действия эксплуатационных нагрузок не сильно отличаются от прогибов

в аналогичных конструкциях, не подверженных предварительному напряжению.

Возможные схемы предварительно напряженных однопролетных балок представлены на рис. VIII. 49, *a — д*.

Натяжение напрягающего элемента (кабеля) создает в балке момент, обратный по знаку моменту от эксплуатационной нагрузки, который уменьшает напряжения как в нижнем, так и в верхнем поясе. Силу натяжения напрягающего элемента X_1 целесообразно назначать такой, чтобы в нижнем поясе балки от одного только предварительного напряжения создавались предельные напряжения сжатия. Действие эксплуатационной нагрузки изменяет знак напряжений в поясах, вызывая сжатие в верхнем и растяжение в нижнем поясах балки, которые могут быть доведены до величины расчетного сопротивления материала. Одновременно под действием эксплуатационной нагрузки сила натяжения напрягающего элемента увеличивается на величину X_2 , причем суммарные усилия в напрягающем элементе $X_1 + X_2$ также могут быть доведены до предельных.

Исследования показали, что наибольший эффект от предварительного напряжения получается в балочных конструкциях, схемы и размеры которых обеспечивают достижение расчетных сопротивлений: сжатию в нижнем поясе балки — при предварительном напряжении ее; сжатию в верхнем поясе — при приложении полной расчетной эксплуатационной нагрузки; растяжению в напрягающем элементе — при приложении полной расчетной нагрузки. Особенно большой эффект можно получить, учитывая работу балки в пластическом состоянии как в процессе ее предварительного натяжения, так и в предельном состоянии.

Расположение напрягающих элементов может быть весьма разнообразным; здесь должны быть учтены как экономические показатели — меньшая длина кабеля, переменность его сечения, так и конструктивные — удобство расположения и закрепления (рис. VIII. 49, *a — д*).

Конструктивное оформление предварительно напряженных балок благодаря специфике работы системы отличается от конструктивного оформления обычных составных балок. Сечение таких балок предпочтительнее делать несимметричным, с развитым верхним поясом.

Оптимальная по расходу стали высота предварительно напряженных балок больше оптимальной высоты обычных балок, так как с увеличением плеча напрягающего элемента увеличивается эффективность его действия.

Возможные типы поперечного сечения нижнего пояса предварительно напряженных балок при расположении напрягающего элемента вдоль нижнего пояса показаны на рис. VIII. 50.

Здесь следует обратить особое внимание на обеспечение поперечной связи по длине между растянутым напрягающим элементом и ниж-

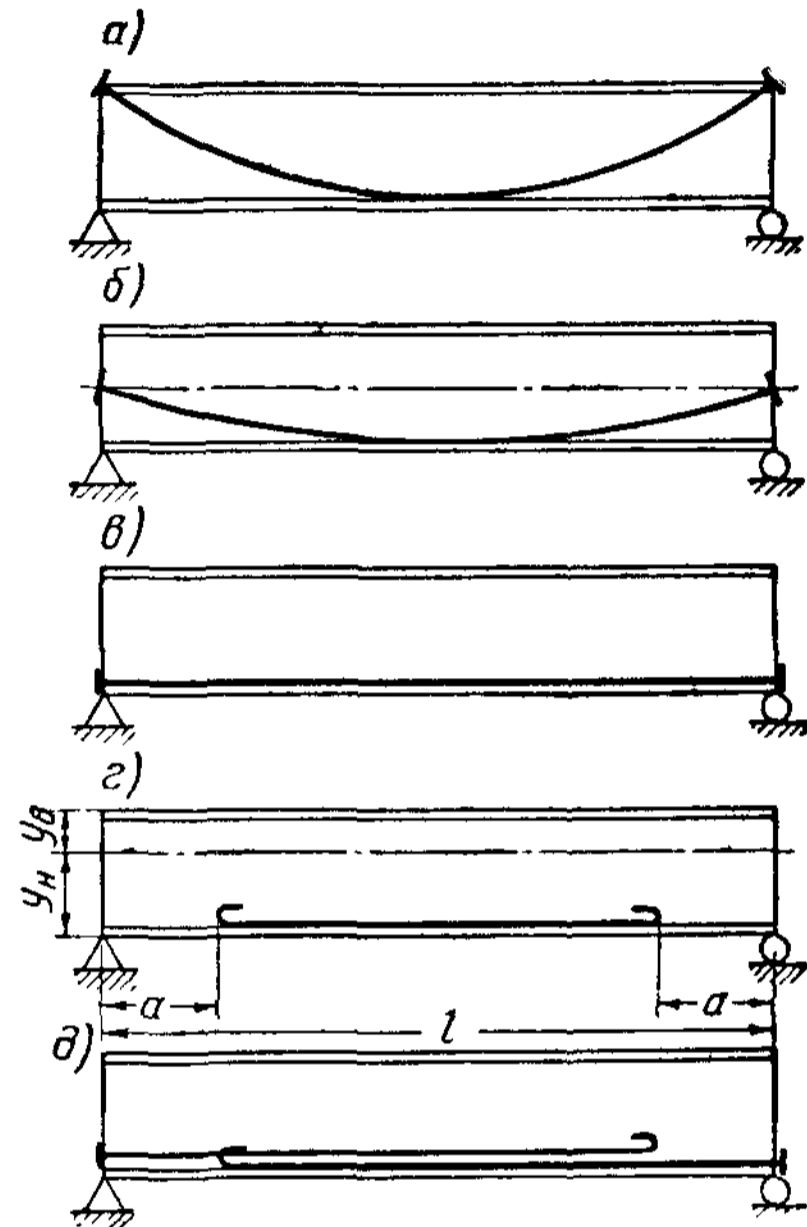


Рис. VIII 49. Схемы создания предварительного напряжения в однопролетных балках

ним поясом балки, плохо приспособленным к работе на сжатие, возникающее в нем во время предварительного напряжения балки. Растягиваемый элемент повышает устойчивость нижнего пояса во время его предварительного напряжения, препятствуя его выпучиванию.

Указанная связь кабеля с балкой должна обеспечивать свободу продольных деформаций кабеля относительно балки.

В качестве напрягающего элемента в настоящее время применяется

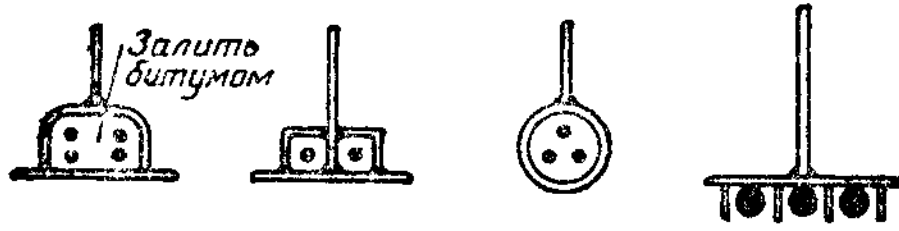


Рис. VIII.50 Типы поперечных сечений нижнего пояса предварительно напряженных балок

главным образом высокопрочная проволока диаметром 2—7 мм, с пределом прочности 120—200 кг/мм², в виде параллельных пучков или готовых тросов без органического сердечника. Расчетное сопротивление таких проволок составляет $\sim 0,5 \div 0,7$ от временного сопротивления.

Пучки параллельных проволок, имеющие бóльший модуль упругости, чем тросы, работают лучше, чем тросы, модуль упругости которых обычно не превышает $(1,5 \div 1,7) 10^6$ кг/см².

Однако трудности защиты пучков от коррозии, легкая повреждаемость отдельных проволок и необходимость изготовления пучка на месте организации предварительного напряжения конструкции заставляют часто отдавать предпочтение готовым тросам из проволок наивысшей прочности.

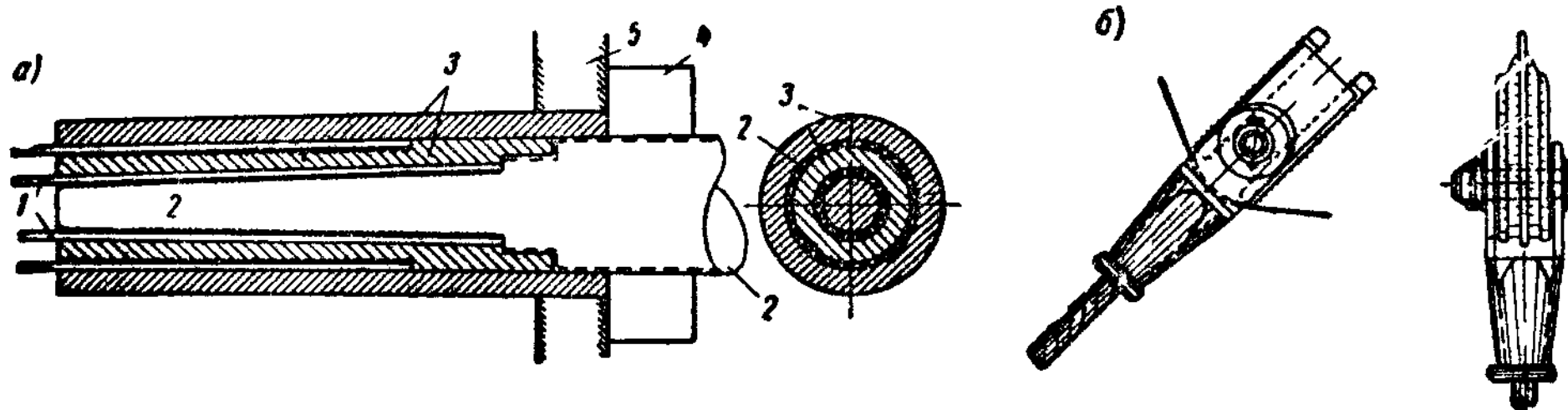


Рис. VIII.51. Схемы закрепления концов

а — пучка проволоки; б — троса

1 — проволочный пучок; 2 — анкерная пробка; 3 — гильзовый анкер; 4 — анкерная колодка; 5 — диафрагм

Для закрепления пучков параллельных проволок и тросов и их предварительного натяжения могут применяться конструкции и приемы аналогичные применяемым в предварительно напряженном железобетоне и в висячих мостах (рис. VIII. 51).

Расчет предварительно напряженных однопролетных разрезных балок по упругой стадии работы производят обычными методами строительной механики, причем усилия в них от расчетной нагрузки определяют как в статически неопределимой системе, где «лишним неизвестным» является усилие в напрягающем элементе X_2 .

Порядок подбора сечения предварительно напряженной балки постоянного по длине сечения (по рис. VIII. 49, г) может быть принят следующим.

1) Основываясь на предварительных прикидочных расчетах, сделанных для простой балки, в месте действия максимального момента назначают несимметричное сечение балки, несколько меньшее, чем сечение, подобранное без учета предварительного напряжения.

2) Исходя из проверки прочности материала балки по формуле внецентренного сжатия

$$\frac{nX_1 + X_2}{F_6} + \frac{[M_0 - (nX_1 + X_2)c] y_B}{J_6} \leq R \quad (\text{VIII.97})$$

и проверки напрягающего элемента по формуле

$$nX_1 + X_2 \leq F_a R_a, \quad (\text{VIII.98})$$

определяют подстановкой выражения (VIII. 98) в выражение (VIII. 97) необходимую площадь напрягающего элемента

$$F_a = \frac{RJ_6 - M_0 y_B}{R_a \left[\frac{J_6}{F_6} - c y_B \right]}, \quad (\text{VIII.99})$$

где M_0 — расчетный момент в балке от эксплуатационных нагрузок;

F_6, J_6, E, R — соответственно площадь сечения, момент инерции, модуль упругости и расчетное сопротивление балки;

F_a, E_a, R_a — соответственно площадь сечения, модуль упругости и расчетное сопротивление напрягающего элемента (кабеля);

X_1 — расчетное усилие натяжения в напрягающем элементе;

X_2 — усилие в напрягающем элементе от расчетной эксплуатационной нагрузки;

n — коэффициент перегрузки предварительного напряжения, учитывающий возможное понижение напряжений от явления релаксации металла (1,05 ÷ 1,10);

c — расстояние от нейтральной оси балки до кабеля.

3) Определяют силу X_2 в напрягающем элементе от расчетной эксплуатационной нагрузки, как «лишнее неизвестное» в однократно статически неопределимой балке (рис. VIII. 49, з)

$$X_2 = - \frac{\delta_{qx}}{\delta_{xx}} = - \frac{\int_a^{l-a} \frac{M_x M_q}{EJ_6} dx}{\int_a^{l-a} \frac{M_x^2}{EJ_6} dx + \sum \frac{N_x (l - 2a)}{E_a F_a}}, \quad (\text{VIII.100})$$

где M_x, N_x — момент и продольная сила от $X_2 = 1$;

a — длина участка балки, не имеющего кабеля (рис. VIII. 49, з).

Для балки, имеющей постоянное сечение на участке, подкрепленном напрягающим элементом, при действии равномерно распределенной нагрузки выражение (VIII. 100) принимает вид

$$X_2 = \frac{2M_0 c}{3 \left(c^2 + \frac{J_6}{F_6} + \frac{EJ_6}{E_a F_a} \right)} \cdot \frac{l^3 - 6la^2 + 4a^3}{l^2 (l - 2a)}. \quad (\text{VIII.101})$$

4) Величина возможного усилия натяжения напрягающего элемента X_1 может быть определена из формулы (VIII. 98).

$$X_1 = \frac{1}{n} (F_a R_a - X_2). \quad (\text{VIII.102})$$

5) Целесообразно, чтобы балка при производстве натяжения была полностью использована, и следовательно:

$$\frac{nX_1}{F_6} + \frac{nX_1 c_{yH}}{J_6} = R. \quad (\text{VIII.103})$$

Проверка прогиба, общей и местной устойчивости, а также конструирование предварительно напряженных балок должны производиться с учетом специфики работы конструкции и распределения напряжений в ней на разных этапах ее работы.

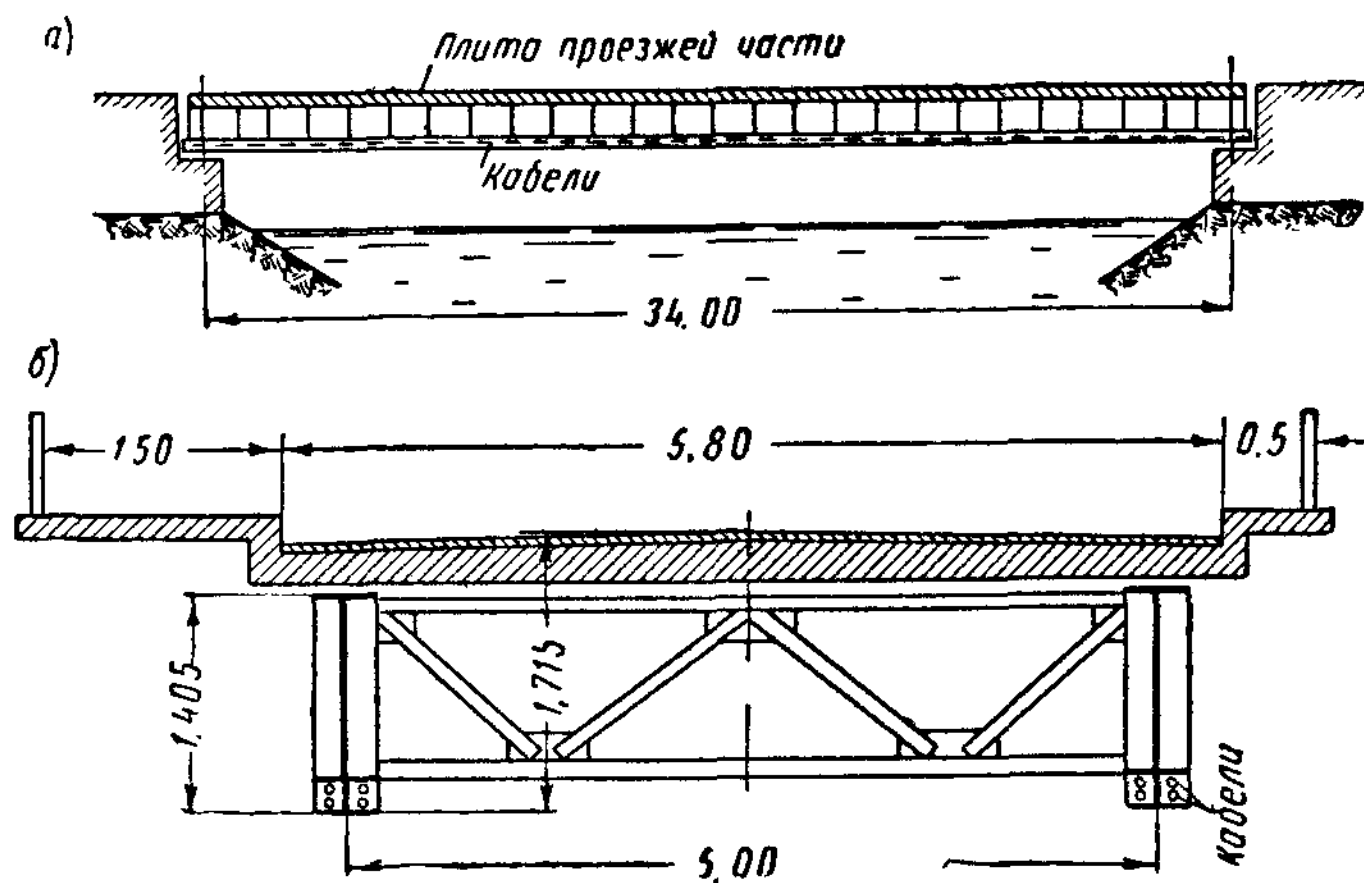


Рис. VIII.52. Схема конструктивного оформления балки

Как было отмечено, при большой постоянной нагрузке в балках, точно так же как в фермах, эффективно может быть использован прием многократного натяжения. Соответствующий расчет приведен в § 11 главы X.

Пример конструкции предварительно напряженной балки приведен на рис. VIII. 52.



Рис. VIII.53. Схема пролетного строения моста с неразрезной предварительно напряженной балкой переменного сечения

Применение предварительного напряжения эффективно и в неразрезных балках. Для примера на рис. VIII.54 показан эскиз моста, в котором благодаря криволинейности нижнего пояса изгибающие моменты сконцентрированы в надпорных частях, где они существенно уменьшены предварительным напряжением верхнего пояса. При параллельных поясах возможно натяжение также в нижней части балки в пролетах.

Расчет предварительно напряженных неразрезных балочных систем должен производиться по общим правилам строительной механики с учетом того, что каждый напрягающий элемент добавляет в систему одно лишнее неизвестное.

б) Шпренгельные балки. Одной из первых предварительно напряженных конструкций были шпренгельные балки (рис. VIII. 54), применяемые для поддержания кузова железнодорожных вагонов; в

дальнейшем такие балки нашли применение и в других видах конструкций.

Предварительное напряжение может здесь осуществляться либо натяжением шпренгельной цепи с помощью специальных муфт, либо предварительным выгибом балки жесткости до постановки затяжки.

В результате предварительного напряжения в балке жесткости образуются моменты и выгибы, обратные тем, которые возникают от нагрузки (рис. VIII.54, в, г). Величина предварительного напряжения выбирается с таким расчетом, чтобы изгибающие моменты разных знаков, действующие в балке жесткости, на первой и второй стадиях работы были примерно равны между собой (рис. VIII.54, д). Если в основной системе шпренгельной балки эпюра от нагрузки имеет то же очертание, что и эпюра от натяжения шпренгельной цепи, но обратна по знаку (рис. VIII.54, е), то выбором соответствующей величины натяжения можно исключить работу балки на изгиб. Все элементы конструкции будут работать лишь на осевые усилия — осевое сжатие в балке будет уравниваться растягивающим усилием в затяжке. Такая система является наиболее рациональной с точки зрения использования материала.

Шпренгельную цепь целесообразно выполнять из высокопрочной стали.

За счет предварительного напряжения упругая стадия работы балки повышается почти до исчерпания предельной несущей способности. При расчете по упругой стадии работы несущая способность предварительно напряженной шпренгельной балки повышается на 25—60%, а вес уменьшается на 15—20% по сравнению с такой же балкой без предварительного напряжения. Однако деформативность предварительно напряженной шпренгельной балки увеличивается примерно в 1,5 раза.

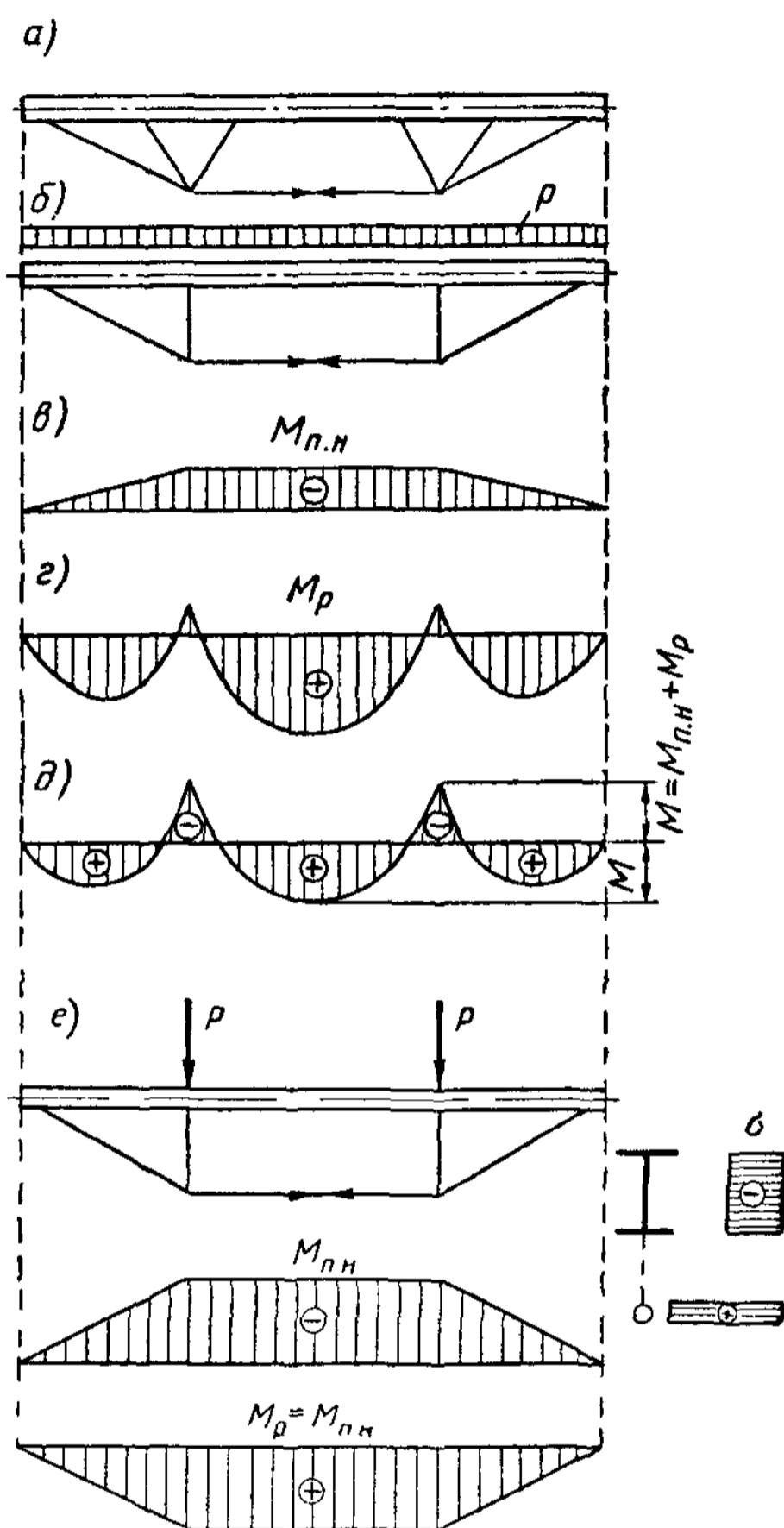


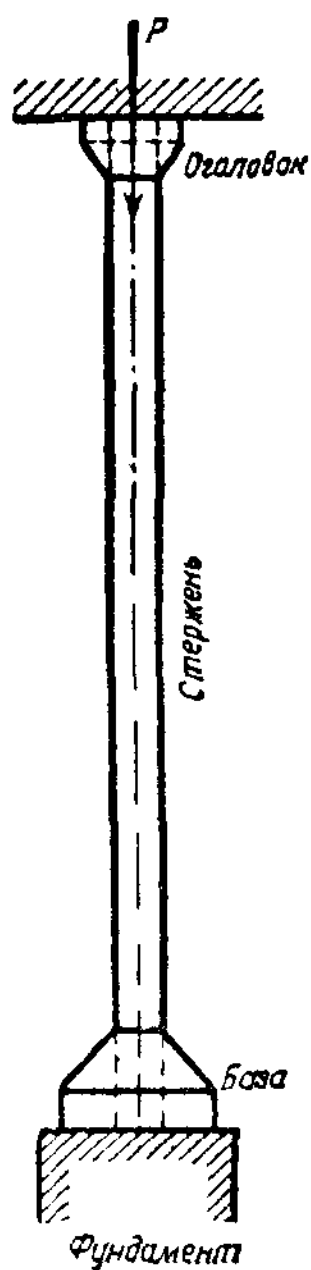
Рис. VIII.54. Предварительно напряженные шпренгельные балки

КОЛОННЫ И СТОЙКИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КОЛОНН

Центрально сжатые колонны применяются в качестве поддерживающих элементов балочных площадок, междуэтажных перекрытий, эстакад, путепроводов, трубопроводов и т. п.

Колонны передают нагрузку от вышележащих конструкций на фундаменты или на нижележащие конструкции. Колонна состоит из трех частей, определяемых их назначением (рис. IX.1):



а) оголовок, на который опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну;

б) стержень — основной конструктивный элемент колонны, передающий нагрузку от оголовка к базе;

в) база (башмак), передающая нагрузку от стержня на фундамент.

В целях упрощения монтажа конструкции перекрытия обычно либо свободно опираются на оголовок колонны, либо присоединяются к ней сбоку.

Для удобства монтажа, а также для уменьшения расчетной длины колонны базу обычно соединяют с фундаментом жестко; шарнирное прикрепление в строительных конструкциях применяется более редко.

Широкое применение в прошлом имели чугунные колонны. Чугун хорошо работает на сжатие, не подвергается коррозии и легко отливается в любые формы. Однако сопряжение чугунных колонн с конструкциями перекрытия получается весьма сложным; кроме того, вес чугунных колонн очень велик. Поэтому в настоящее время металлические колонны изготавливаются почти исключительно из стали.

Рис. IX.1. Основные элементы колонн

Колонны из алюминиевых сплавов в настоящее время из-за большой стоимости материала применяются редко, главным образом в сооружениях, для которых весьма существенны вопросы транспортабельности (например, опоры линий электропередачи в некоторых районах).

Стальные колонны делаются сплошными и сквозными. По своей статической схеме и характеру передачи нагрузки колонны могут быть

одноярусными и многоярусными. В данной главе рассматриваются одноярусные колонны, многоярусные рассмотрены в главе XVIII.

§ 2. СПЛОШНЫЕ КОЛОННЫ

Обычно сечение сплошной колонны проектируется в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного, наиболее удобного в изготовлении при помощи автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций. Различные типы двутавровых сечений сплошных колонн показаны на рис. IX.2.

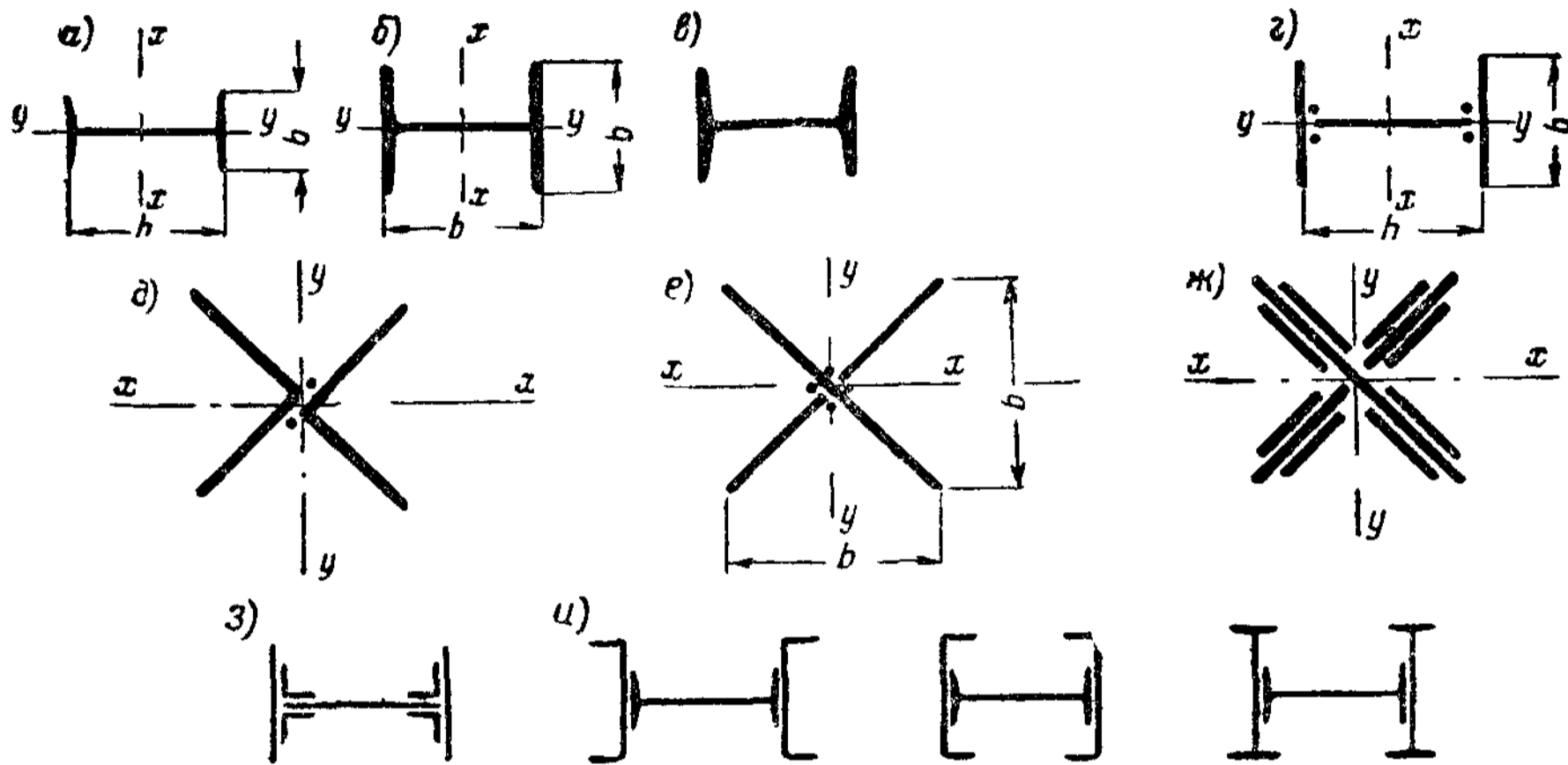


Рис. IX.2 Открытые сечения сплошных колонн

Для того чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость колонны в плоскости оси $x-x$ должна быть равна ее гибкости в плоскости оси $y-y$, т. е.

$$\lambda_y = \lambda_x.$$

Однако в двутавровых сечениях это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции весьма различны. В двутавровом сечении (см. табл. IX.1) радиус инерции относительно оси $x-x$

$$r_x \approx 0,43 h,$$

а радиус инерции относительно оси $y-y$

$$r_y \approx 0,24 b;$$

следовательно, для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы $0,43 h = 0,24 b$, или $b \approx 2 h$, что приводит к весьма глубоким, неудобным

Таблица IX.1

Значения радиусов инерции

Тип сечения					
r_x	$0,21 h$	$0,43 h$	$0,38 h$	$0,38 h$	$0,43 h$
r_y	$0,20 b$	$0,43 b$	$0,44 b$	$0,60 b$	$0,24 b$

в конструктивном отношении сечениям, практически неприменяемым.

Обычный прокатной двутавр (рис. IX.2, а) вследствие незначительной ширины его полков меньше всего отвечает требованию равноустойчивости и потому применяется редко.

У прокатного широкополочного двутавра (рис. IX.2, б и в) может быть $b = h$, что хотя и не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

Сварные колонны, состоящие из трех листов (рис. IX.2, г), являются наиболее экономичными по затрате материала, так как могут иметь наименьшие толщины стенки и поясных листов, ограниченные только условиями местной устойчивости.

Автоматическая сварка обеспечивает дешевый, индустриальный способ изготовления сплошных сварных колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях и также простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения. При небольших нагруз-

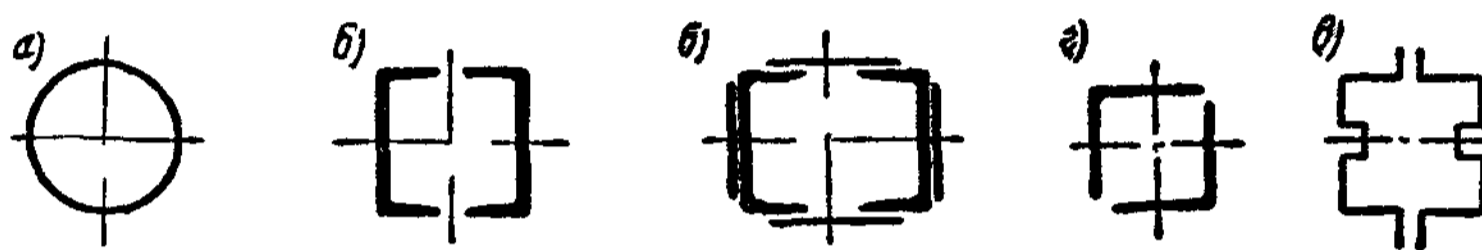


Рис IX.3. Замкнутые сечения сплошных колонн

ках они могут состояться из двух уголков крупного калибра (рис. IX.2, д); тяжелые колонны свариваются из трех листов (рис. IX.2, е). Из условия местной устойчивости свободный выступ листа крестовой колонны не должен превышать 15—22 толщин листа (в зависимости от общей гибкости колонны).

При одинаковых габаритах сечения колонн крестовое сечение обладает большей жесткостью, чем двутавровое, так как его радиусы инерции $r_x = r_y \approx 0,29 b$, что больше, чем у двутавра, у которого $r_y = 0,24 b$. В тяжелых колоннах это обстоятельство не имеет существенного значения.

При отсутствии листов необходимой толщины возможно усиление крестового сечения дополнительными листами (рис. IX.2, ж), присоединяемыми на электрозаклепках (см. § 2 главы V).

Клепанные сплошные колонны (рис. IX.2, з) требуют соединительных уголков, более трудоемки в изготовлении, менее жестки и потому в настоящее время применяются только в исключительных случаях.

Простыми, но ограниченными по площади и менее экономичными по расходу стали получаются колонны из трех прокатных профилей (рис. IX.2, и).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечения (рис. IX.3, а), имеющего радиус инерции $r = 0,35 d_{ср}$, где $d_{ср}$ — диаметр окружности по оси листа, образующего колонну.

Сварка дает возможность получить колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров (рис. IX.3, б), которые при больших нагрузках могут быть усилены листами (рис. IX.3, в), или из двух уголков (рис. IX.3, г).

Весьма экономичное сечение легкой колонны может быть получено из тонкостенных штампованных профилей (рис. IX.3, д).

Преимуществами колонн замкнутого сечения являются равноустойчивость, компактность и хороший внешний вид; недостатками — недоступность внутренней полости для окраски и трудность прикрепления примыкающих конструкций. Такие колонны должны быть защищены от проникания внутрь влаги во избежание коррозии.

§ 3 СКВОЗНЫЕ КОЛОННЫ

1. Типы сквозных колонн

Стержень сквозной центрально сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), связанных между собой решетками (рис. IX.4, а—в). Ось, пересекающая ветви, называется материальной; ось, параллельная ветвям, называется свободной. Расстояние между ветвями устанавливается из условия равноустойчивости стержня. В сварных колоннах из швеллеров последние выгоднее ставить полками внутрь (рис. IX.4, а), так как в этом случае решетки получаются меньшей ширины и лучше используется габарит колонны. В клепаных колоннах клепку удобнее производить при постановке швеллеров полками наружу (рис. IX.4, б).

Более мощные колонны могут иметь ветви из двутавров (рис. IX.4, в).

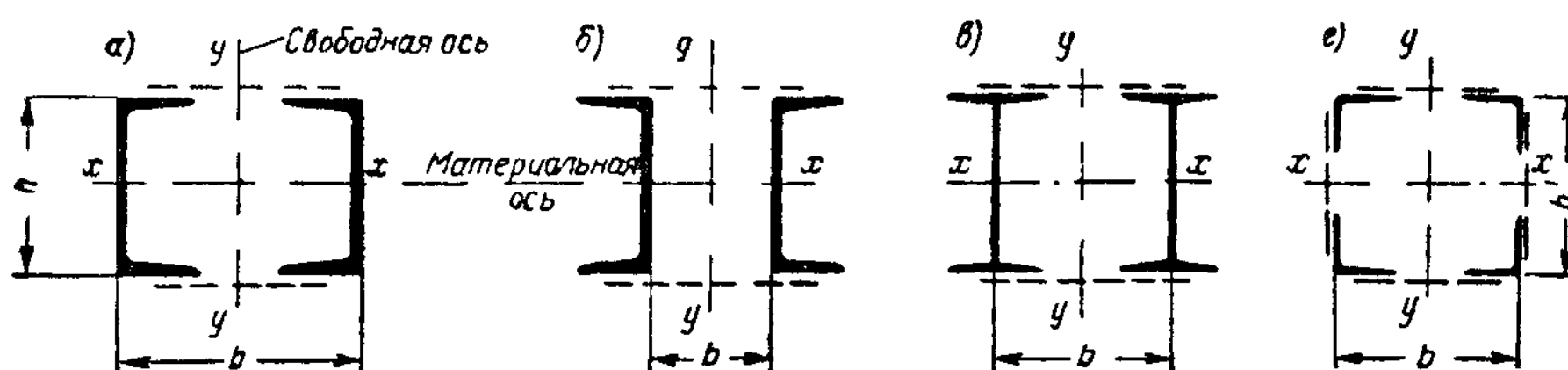


Рис IX.4 Сечения сквозных колонн

В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечивать зазор между полками ветвей (100—150 мм) для возможности последующей окраски, в клепаных конструкциях этот зазор часто необходим и для того, чтобы можно было приклепать элементы решеток.

Сжатые стержни с небольшими усилиями, но большой длины, должны иметь для обеспечения необходимой жесткости развитое сечение; поэтому их рационально проектировать из четырех уголков, соединенных решетками в четырех плоскостях (рис. IX.4, г). Такие стержни при небольшой площади сечения обладают значительной жесткостью, однако трудоемкость их изготовления больше, чем трудоемкость изготовления двухветвевых стержней; кроме того, решетки их более подвержены погнутиям.

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и ее ветвей. Применяются решетки разнообразных систем: раскосного типа (рис. IX.5, а, б и в), безраскосного типа — в виде планок (рис. IX.5, г), а также в виде перфорированного листа — с отверстиями (рис. IX.5, д).

В случае расположения раскосных решеток в четырех плоскостях (рис. IX.4, г) возможно двойное расположение раскосов: обычное (рис. IX.6, а) и в елку (рис. IX.6, б).

В колоннах, нагруженных центральной силой, возможен изгиб от случайных эксцентриситетов. От изгиба возникают поперечные силы, воспринимаемые решетками, которые препятствуют сдвигам ветвей колонны относительно ее продольной оси.

Раскосные решетки, состоящие из одних раскосов (рис. IX.5, а) или раскосов с распорками (рис. IX.5, б), более жестки, чем безраскосные, так как образуют в плоскости грани колонны ферму, все элементы которой работают на осевые усилия; однако они более трудоемки в изготовлении.

Планки (рис. IX.5, а) создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, вследствие чего безраскосная решетка оказывается менее жесткой. Если расстояние между ветвями значительно (0,8—1 м и более), то элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми; в этом случае следует отдавать предпочтение раскосной решетке.

Элементы раскосной решетки — раскосы и распорки — принимаются обычно из одиночных уголков. В тяжелых колоннах элементы решетки иногда проектируют из небольших швеллеров.

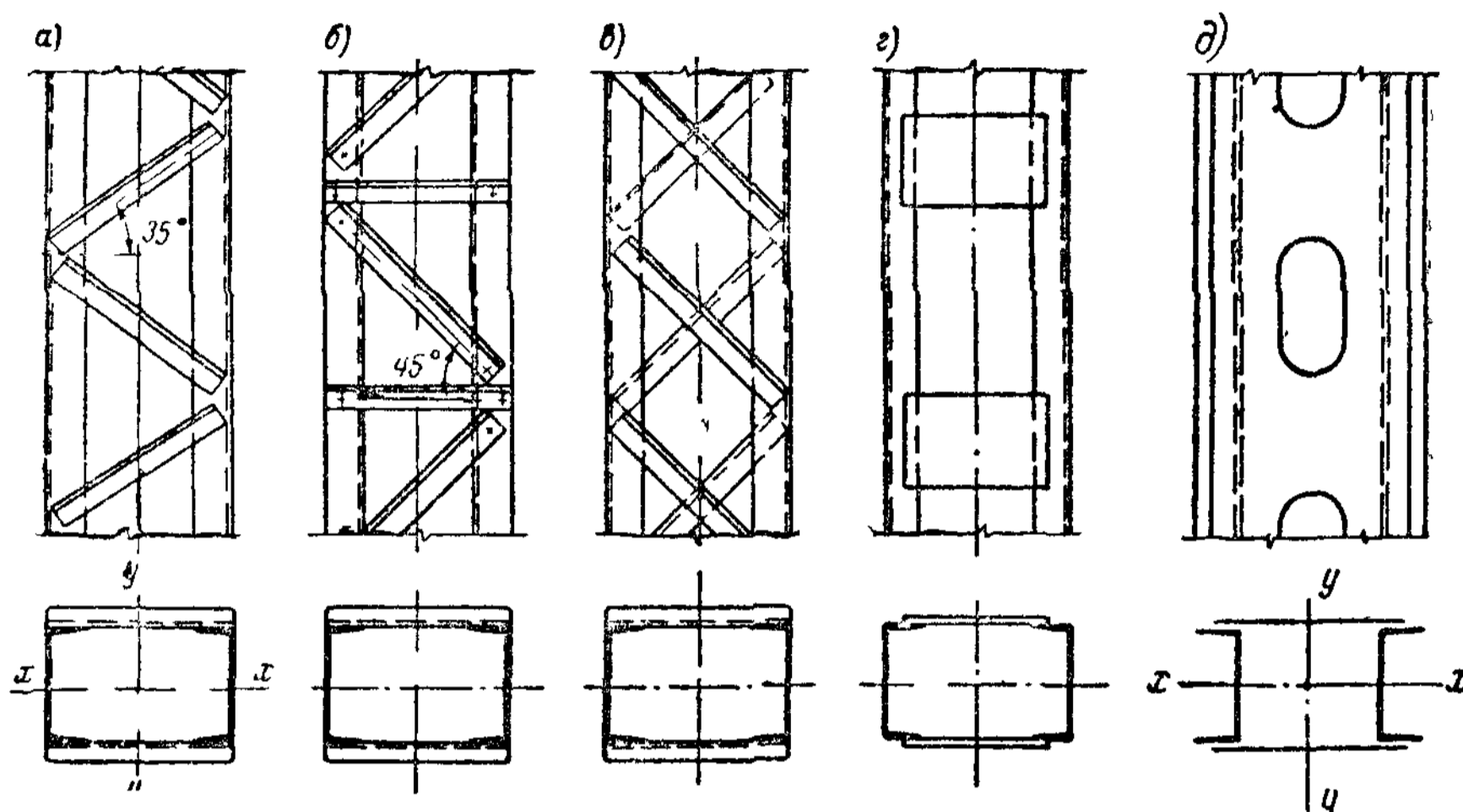


Рис. IX.5 Типы решеток сквозных колонн

Безраскосная решетка является более простой и приятной на вид; она часто применяется в колоннах и стойках сравнительно небольшой мощности (с расчетной нагрузкой до 200—250 т).

При больших усилиях может потребоваться настолько частое расположение планок, что их целесообразно будет заменить сплошными перфорированными листами (рис. IX.5, д). Применение перфорированных листов позволяет использовать автоматическую сварку (или рядовую машинную клепку), а также упрощает сборочные работы. Площадь перфорированных листов по ослабленному сечению ($F_{нт}$) может быть включена в расчетное сечение колонны.

Для сохранения неизменяемости контура поперечного сечения сквозной колонны ветви колонн соединяют диафрагмами (рис. IX.7), которые ставят через 3—4 м по длине колонны.

2. Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны

а) **Основное уравнение.** Решетки, связывая ветви колонны, обеспечивают их совместную работу и определяют общую устойчивость стержня. Вследствие деформативности решеток гибкость стержня сквозной колонны относительно свободной оси (рис. IX.4, а—в) больше гибкости сплошной колонны $\lambda = \frac{l_0}{r}$, (где l_0 — расчетная длина колонны) и зависит от типа и работы решетки.

Критическую силу потери устойчивости составной колонны относительно свободной оси можно определить из общего условия потери стержнем устойчивости (см. § 9 главы II)

$$\Delta A_i = \Delta A_e, \quad (IX.1)$$

где ΔA_i — приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости;

ΔA_e — приращение работы внешних сил, приложенных к стержню, в результате изгиба.

В данном случае (рис. IX.8) приращение внутренней энергии состоит из приращения энергии изгиба

$$\Delta A_{i1} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EJ_y} = \frac{N^2}{2EJ_y} \int_0^l y^2 dx \quad (IX.2)$$

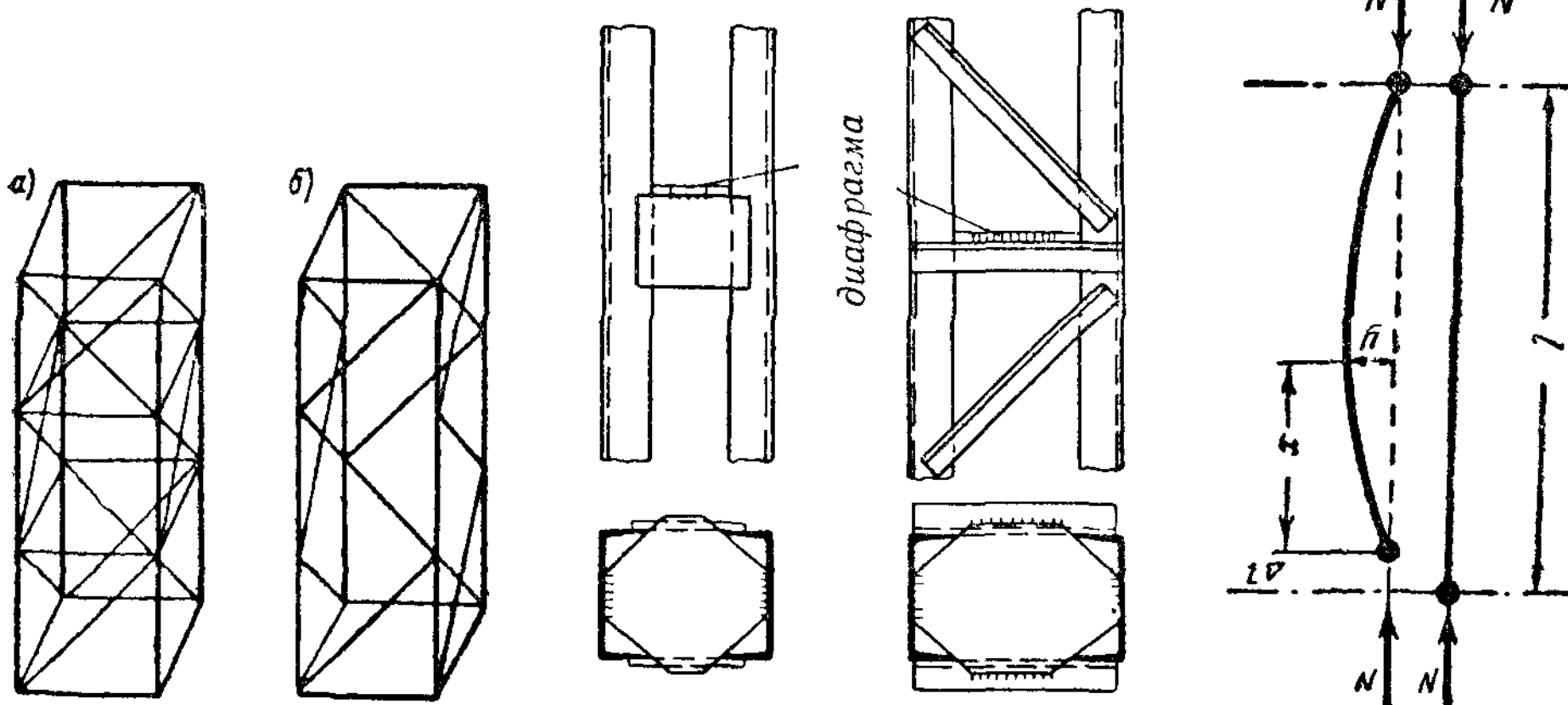


Рис. IX.6 Расположение раскосов
а — обычное; б — в елку

Рис. IX.7. Диафрагмы сквозных колонн

Рис. IX.8. Деформация колонны при продольном изгибе

и приращения энергии сдвига

$$\Delta A_{i2} = \int_0^l \frac{Q\gamma}{2} dx. \quad (IX.3)$$

Здесь N — продольная сила в колонне;

Q — поперечная сила изгиба;

J_y — момент инерции сечения колонны относительно свободной оси $y - y$;

γ — угол сдвига.

Работа внешней силы при опускании конца стержня в результате искривления оси.

$$\begin{aligned} \Delta A_e = N \Delta l &= \int_0^l N dx (1 - \cos \alpha) \approx \int_0^l \frac{N \operatorname{tg}^2 \alpha}{2} dx = \\ &= \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx, \end{aligned} \quad (IX.4)$$

где α — угол между осью стержня и касательной к упругой линии в рассматриваемой точке.

Отсюда условие потери устойчивости (IX.1) выразится уравнением

$$\frac{N^2}{2EJ_y} \int_0^l y^2 dx + \frac{N^2 \gamma_1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx. \quad (IX.5)$$

Здесь во втором члене левой части уравнения принято во внимание, что

$$M = Ny; \quad Q = \frac{dM}{dx} = \frac{Ndy}{dx}; \quad \gamma = \gamma_1 Q = \gamma_1 \frac{Ndy}{dx},$$

где γ_1 — угол сдвига при $Q = 1$ — величина, постоянная при данном типе решетки.

Задавшись видом кривой изогнутой оси стержня

$$y = C \sin \frac{\pi x}{l}$$

и произведя интегрирование уравнения (IX.5), получим критическую силу

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ_y}{l^2 \left(1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EJ_y}{l^2} \right)} = \frac{\pi^2 EJ_y}{(\mu l)^2}. \quad (IX.6)$$

Таким образом, коэффициент приведения длины составного стержня

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EJ_y}{l^2}} > 1 \quad (IX.7)$$

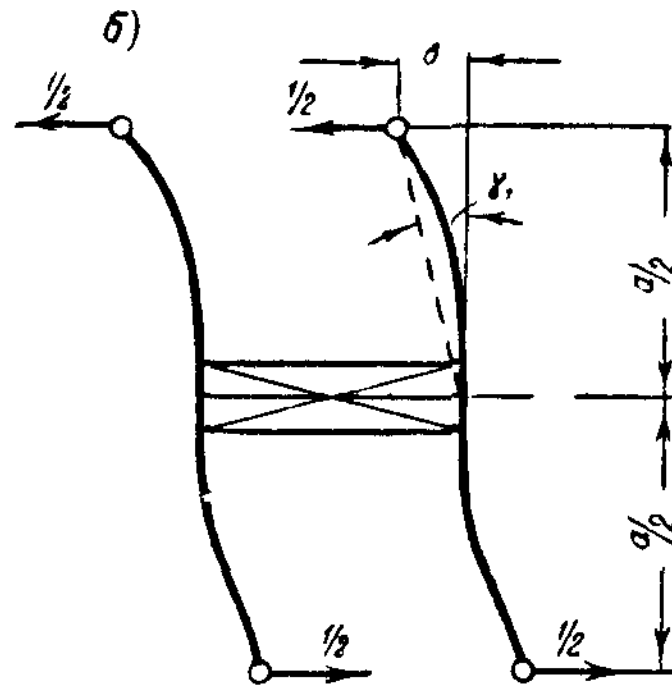
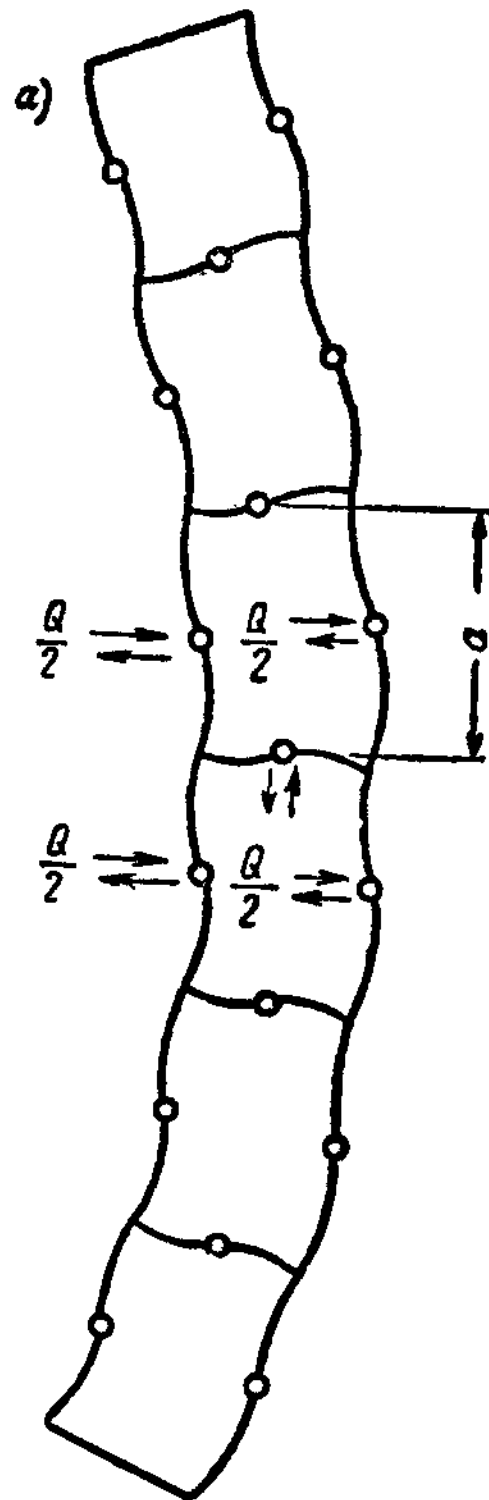


Рис. IX.9. Деформация колонны с планками

зависит от угла сдвига γ_1 , величина которого различна для разных систем решеток.

б) Колонны с безраскосной решеткой (с планками или перфорированными листами). Сжатые колонны с безраскосной решеткой представляют рамную систему, все элементы которой при общем прогибе колонны изгибаются по S-образным кривым (рис. IX.9, а).

При одинаковых расстояниях между планками и одинаковой их мощности, можно приближенно принимать, что нулевые точки моментов расположены в середине планок по их длине и посередине расстояния между планками в ветвях колонны. В нулевых точках действуют поперечные силы, возникающие от изгиба стержня.

Пренебрегая деформацией планок, весьма жестких по сравнению с ветвями, и считая, что поперечная сила поровну распределяется между ветвями, получим, что угол сдвига γ_1 будет соответствовать прогибу ветви как консоли от силы, равной $1/2$ (рис. IX.9, б)

$$\gamma_1 = \frac{\delta}{\frac{a}{2}} = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{2} \right)^3 \frac{1}{3EJ_B} \cdot \frac{2}{a} = \frac{a^2}{24EJ_B}. \quad (IX.8)$$

Подставляя значения γ_1 в формулу (IX.7), получим коэффициент приведения длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 J_y}{24J_B} \left(\frac{a}{l} \right)^2}.$$

Принимая во внимание, что

$$J_B = F_B r_B^2; \quad J_y = 2F_B r_y^2; \quad \frac{a}{r_B} = \lambda_B \quad (\text{гибкость ветви});$$

$$\frac{l}{r_y} = \lambda_y \quad (\text{гибкость стержня}),$$

где F_B и J_B — площадь сечения и момент инерции ветви относительно собственной оси, параллельной свободной оси сечения колонны;

r_B — радиус инерции одной ветви;

r_y — радиус инерции стержня в плоскости, параллельной плоскостям панок (рис. IX.4, а),

получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{2\pi^2}{24} \left(\frac{\lambda_B}{\lambda_y}\right)^2} \approx \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_B}{\lambda_y}\right)^2}. \quad (\text{IX.9})$$

Отсюда приведенная гибкость стержня с планками в двух плоскостях равна

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_B^2}. \quad (\text{IX.10})$$

Приведенная гибкость стержней с планками в четырех плоскостях определяется по условной формуле

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_{\text{ст}}^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}, \quad (\text{IX.11})$$

где $\lambda_{\text{ст}}$ — наибольшая гибкость всего стержня;

λ_1, λ_2 — гибкости отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных главным осям сечения стержня.

В формулах (IX.10) и (IX.11) гибкости отдельных ветвей λ_B, λ_1 и λ_2 определяются на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних заклепок.

В колоннах с перфорированными листами гибкость отдельной ветви λ_B определяется на участке, равном 80% длины отверстия в листе.

в) Колонны с раскосной решеткой. Для колонн с раскосной решеткой угол перекоса может быть принят равным (рис. IX.10)

$$\gamma_1 = \frac{\Delta d}{a \cos \alpha},$$

где a — длина панели;

Δd — удлинение раскоса при $Q = 1$.

Усилие в раскосе решетки, поставленной в плоскости действия поперечной силы (при $Q = 1$ и при двух решетках):

$$N_p = \frac{1}{2 \cos \alpha};$$

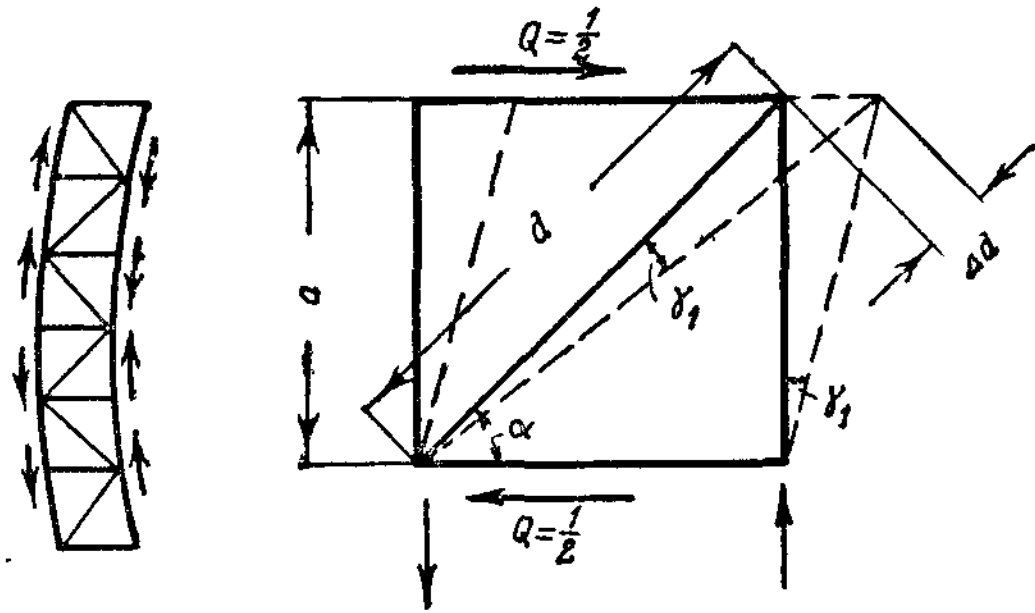


Рис. IX.10. Перекос раскосной решетки

Удлинение раскоса

$$\Delta d = \frac{N_p d}{EF_p} = \frac{a}{2 \cos \alpha \sin \alpha EF_p},$$

где F_p — площадь сечения раскоса.

Таким образом, угол перекося решетки равен

$$\gamma_1 = \frac{\Delta d}{a \cos \alpha} = \frac{1}{2 \sin \alpha \cos^2 \alpha EF_p}, \quad (\text{IX.12})$$

и, следовательно, коэффициент приведения расчетной длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 J_y}{2l^2 F_p \sin \alpha \cos^2 \alpha}}. \quad (\text{IX.13})$$

Учитывая, что при обычных углах наклона раскосов от 30 до 60° выражение $\sin \alpha \cos^2 \alpha$ приблизительно равно 0,35, и принимая

$$J_y = 2F_B r_y^2,$$

получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{2\pi^2}{2 \sin \alpha \cos^2 \alpha} \cdot \frac{F_B}{F_p \lambda_y^2}} = \sqrt{1 + \frac{27F_B}{F_p \lambda_y^2}}, \quad (\text{IX.14})$$

где F_B — площадь сечения одной ветви;

$\lambda_y = \frac{l}{r_y}$ — гибкость стержня относительно оси $y-y$.

Отсюда приведенная гибкость стержня с двумя раскосными решетками

$$\lambda_{пр} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 \frac{F_B}{F_p}}. \quad (\text{IX.15})$$

Приведенная гибкость стержней с четырьмя решетками определяется по условной формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_{ст}^2 + 27 \left(\frac{F_{B1}}{F_{p1}} + \frac{F_{B2}}{F_{p2}} \right)}, \quad (\text{IX.16})$$

где $\lambda_{ст}$ — наибольшая гибкость всего стержня;

F_{B1}, F_{B2} — площади сечения двух ветвей, лежащих попарно в двух смежных гранях колонны;

F_{p1}, F_{p2} — площади сечения одного раскоса решетки, расположенной перпендикулярно соответствующим парам ветвей.

Принятый в формулах (X.15) и (X.16) осредненный коэффициент 27 в Технических условиях дифференцирован в зависимости от угла наклона раскосов решетки.

г) Поперечная сила продольного изгиба. Решетки составных стержней работают на поперечную силу продольного изгиба. Эта поперечная сила получается в результате того, что стержни при потере устойчивости выпучиваются, а также могут изгибаться от наличия случайных эксцентриситетов. Если считать, что выпучивание стержня при потере устойчивости происходит по синусоиде, то поперечная сила

$$Q_{кр} = \frac{\partial M}{\partial x} = N_{кр} \frac{\partial y}{\partial x}$$

равняется

$$Q_{кр} = \frac{\pi}{l} f_{кр} N_{кр}, \quad (\text{IX.17})$$

где $f_{кр}$ — прогиб при потере устойчивости.

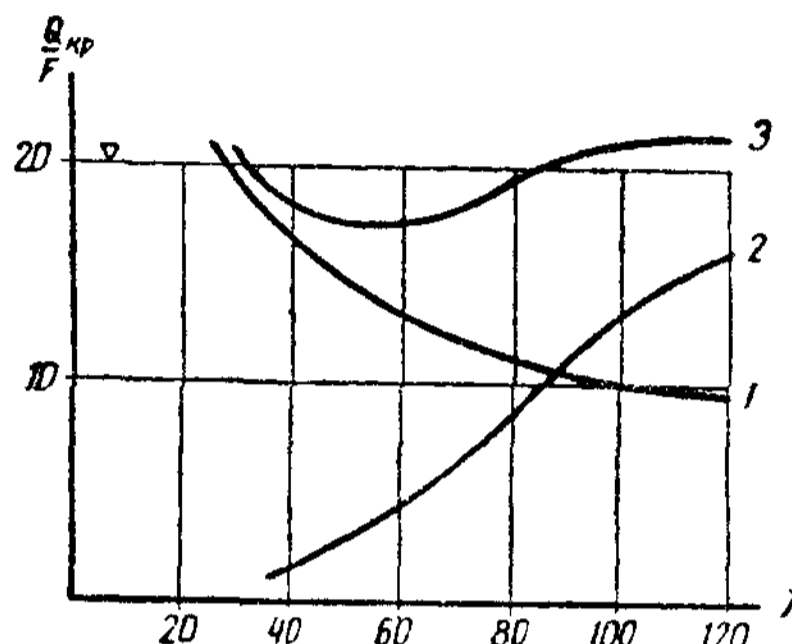
Как явствует из § 10 главы II, величина этого прогиба имеет вполне определенное значение и может быть найдена в соответствии с рис. II.55.

Критическая сила на единицу площади

$$\frac{Q_{кр}}{F} = \frac{\pi}{l} f_{кр} \sigma_{кр} \tag{IX.18}$$

для данной марки стали есть функция гибкости; поскольку при увеличении гибкости $\sigma_{кр}$ убывает, а l и $f_{кр}$ возрастают, величина $\frac{Q_{кр}}{F}$ достаточно постоянна (рис. IX.11).

Рис. IX.11 Зависимость поперечной силы от гибкости при продольном изгибе
 1 — кривая $\frac{Q_{кр}}{F}$, по условию потери устойчивости; 2 — кривая $\frac{Q_{кр}}{F}$ полученная по предельной величине прогиба колонн, 3 — объемлющая кривая



Принятые в наших Технических условиях значения условной поперечной силы приведены в табл. IX.2.

Таблица IX.2

Значения условной поперечной силы $Q_{усл}$ (в кг)

Для конструкций из материалов	$Q_{усл}$
Стали 3 и 4, алюминиевые сплавы АМг и АМгб	$20 F_{бр}$
Алюминиевые сплавы АВТ1 и АДЗЗТ1	$30 F_{бр}$
Стали 5, 14Г2, 15ГС, 15ХСНД, 10ХСНД, алюминиевый сплав Д16Т	$40 F_{бр}$

Для низколегированных сталей поперечная сила должна быть больше вследствие более высоких напряжений потери несущей способности.

Очень часто, исходя из формулы (IX.17), поперечную силу назначают как $Q_{кр} = cN_{кр}$. Многочисленные проверки показывают, что если принять $c = 0,02$, результаты получаются вполне надежными.

§ 4. ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ И ТИПА КОЛОННЫ

1. Выбор расчетной схемы

Расчетная схема одноярусной колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте, а также способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте. При расчете легких колонн соединение с фундаментом, несколько в запас прочности, чаще всего принимают шарнирным.

При одноярусных колоннах балки или другие поддерживаемые конструкции могут опираться на колонну сверху (рис. IX.12, а). Помимо четкости центральной передачи нагрузки, такое соединение при защемленных внизу колоннах удобно для монтажа; при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0,7 l$, а при шарнирном — l , где l — геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок.

Более жестким соединением является присоединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. IX.12, б).

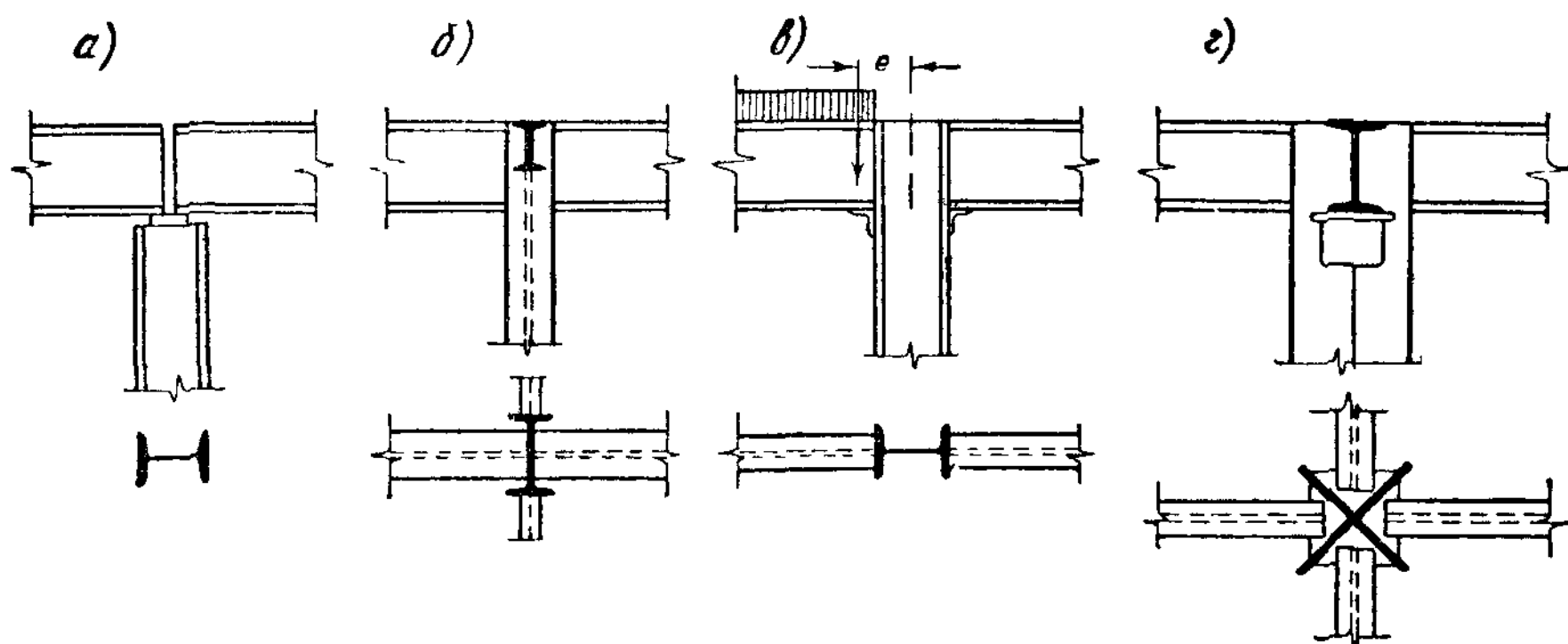


Рис. IX.12. Схемы сопряжения балок с одноярусной колонной

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать защемленными сверху. Тогда расчетная длина в плоскости главных балок может приниматься равной $0,7 l$ при шарнирном закреплении колонн в фундаменте и $0,5 l$ — при жестком. Однако и в последнем случае чаще принимают $0,7 l$, поскольку вследствие изгиба балок полное защемление отсутствует.

При двутавровых колоннах с малой высотой сечения и большой шириной полков главные балки удобнее прикреплять не к стенке, а к полкам (поясам) колонны (рис. IX.12, в). В этом случае при расположении временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие. При этом момент условно принимается равным

$$M = Pe, \quad (\text{IX.19})$$

где P — опорное давление от односторонней полезной нагрузки;
 e — эксцентриситет приложения силы P .

Однако расчетным случаем, как правило, является полная центрально приложенная нагрузка при двухстороннем загрузении.

При примыкании сбоку к крестовым колоннам балки обычно располагаются в плоскости биссектрисы угла крестового сечения и опираются на столики между листами колонны, что также приводит к эксцентриситету приложения давления при односторонней нагрузке (рис. IX.12, г), хотя и меньшему, чем при двутавровых колоннах.

2. Выбор типа сечения колонны

При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживаемых конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления и наличие сортамента.

Прежде всего надо установить, будет ли колонна сплошной или сквозной. Максимально возможная расчетная нагрузка для сквозных колонн из двух швеллеров достигает 270—350 т, для колонн из двух двутавров 550—600 т. При значительных нагрузках сквозные колонны получаются сложными в изготовлении и более рациональными оказываются сплошные колонны.

Сплошные колонны из широкополочных двутавров (рис. IX.2, б, в) или штампованных профилей (рис. IX.3, д) при расчетной длине в пределах до 6 м могут благодаря простоте изготовления соперничать в отношении стоимости со сквозными и при самых малых расчетных нагрузках (40—80 т).

§ 5. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ И КОНСТРУКТИВНОЕ ОФОРМЛЕНИЕ СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

1. Сплошные колонны

а) Подбор сечения сплошной колонны. Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R}, \quad (\text{IX.20})$$

где N — расчетное усилие в колонне (с учетом коэффициентов перегрузки).

Для определения коэффициента φ уменьшения напряжения при продольном изгибе задаемся гибкостью колонны $\lambda = \frac{l_0}{r}$. В первом приближении можно задаться гибкостью достаточно смело, так как возможная ошибка легко корректируется во втором приближении.

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 150 т и длиной 5—6 м можно задаться гибкостью $\lambda = 100—70$; для более мощных колонн с нагрузкой 250—350 т гибкость можно принять равной $\lambda = 70—50$. Задавшись гибкостью λ и найдя соответствующий ей коэффициент φ (см. § 5 главы III), определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (IX.20) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости

$$r_{\text{тр}} = \frac{l_0}{\lambda}. \quad (\text{IX.21})$$

Зависимость радиуса инерции от типа сечения приближенно выражается формулами

$$\left. \begin{aligned} r_x &= \alpha_1 h; \\ r_y &= \alpha_2 b, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.22})$$

где h и b — высота и ширина сечения колонны;

α_1 и α_2 — коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции (приведенные в табл. IX.1 для наиболее употребительных сечений).

Отсюда определяются требуемые генеральные размеры сечения колонны

$$\left. \begin{aligned} h_{\text{тр}} &= \frac{r_{\text{тр}}}{\alpha_1}; \\ b_{\text{тр}} &= \frac{r_{\text{тр}}}{\alpha_2}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.23})$$

которые в одноярусных колоннах редко встречают ограничения с точки зрения габаритов помещений, проездов и т. п.

Как было отмечено в § 2 настоящей главы, в сплошных колоннах двутаврового сечения коэффициент α_1 примерно в 2 раза больше коэффициента α_2 ; поэтому определяют требуемый размер b , а h принимают по конструктивным и производственным соображениям, руководствуясь, например, возможностью заводки между полками колонны полки балки при примыкании ее к стенке, удобством приварки или приклепки полок к стенке и т. п.

Установив генеральные размеры сечения b и h , подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки, исходя из требуемой площади колонны $F_{тр}$ и условий местной устойчивости.

Отношения ширин элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбираются таким образом, чтобы они были меньше предельных соотношений, устанавливаемых с точки зрения равнопрочности стержня в целом и его элементов (см. § 5, п. 2 главы III).

Обычно в первом приближении не удается подобрать рациональное сечение, которое бы удовлетворяло трем условиям: $F_{тр}$, $b_{тр}$ и $h_{тр}$, так как при их определении исходная величина гибкости была задана произвольно.

Выяснив несоответствие, вносят в указанные величины коррективы. Если заданная гибкость λ принята очень большой, то получается слишком большая площадь при сравнительно мало развитых размерах b и h ; следовательно, надо развить сечение, одновременно уменьшив площадь $F_{тр}$, т. е. уменьшить принятую гибкость.

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении; тогда следует увеличить $F_{тр}$, уменьшив размеры сечения.

Откорректировав значения F , b и h , производим беглую проверку сечения, определяя

$$r_x = \alpha_1 h; \quad r_y = \alpha_2 b;$$

$$\lambda_{\max} = \frac{l_0}{r_{\min}}; \quad \varphi_{\min} = f(\lambda_{\max})$$

и напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} F_{бр}} \leq R. \quad (IX.24)$$

Если требуется, вносится еще одна поправка в размеры сечения, обычно последняя.

После окончательного подбора сечения производится его проверка путем определения фактического напряжения по формуле (IX.24). При этом коэффициент φ_{\min} берется по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой определяются фактический момент инерции и радиус инерции принятого сечения колонны.

В клепаных колоннах при $\varphi_{\min} > 0,85$ необходимо произвести дополнительную проверку сечения на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R, \quad (IX.25)$$

причем можно принимать $F_{нт} = 0,85 F_{ср}$.

При незначительных усилиях в колонне сечение ее подбирается по предельной гибкости $\lambda_{\max} = 120$, установленной Техническими условиями, для чего определяют минимально возможный радиус инерции

$$r_{\min} = \frac{l_0}{\lambda_{\max}}$$

и, установив по нему наименьшие размеры сечения:

$$b_{\text{мин}} = \frac{r_{\text{мин}}}{\alpha_2}; \quad h_{\text{мин}} = \frac{r_{\text{мин}}}{\alpha_1},$$

окончательно komponуют сечение по конструктивным соображениям, исходя из наименьшей возможной толщины элементов (по условиям устойчивости).

Пример IX.1. Требуется подобрать сечение стержня сплошной центральной сжатой колонны длиной $l = 6,5$ м, заземленной внизу и шарнирно опертой вверху. Материал — сталь марки Ст. 3, расчетное сопротивление $R = 2100$ кг/см². Усилия в колонне от нормативных нагрузок: постоянной $P_H = 100$ т; временной $Q_H = 250$ т.

Коэффициенты перегрузки: постоянной нагрузки $n_p = 1,1$; временной нагрузки $n_q = 1,2$.

Определяем расчетное усилие в стержне колонны:

$$N = 1,1 \cdot 100 + 1,2 \cdot 250 = 410 \text{ т.}$$

Принимаем сварное сечение стержня колонны из трех листов по рис. IX.13.

Расчетная длина

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 6,5 = 4,55 \text{ м.}$$

Задаемся гибкостью $\lambda = 60$ и находим соответствующее значение $\varphi = 0,86$

Требуемая площадь сечения

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R} = \frac{410\,000}{0,86 \cdot 2\,100} = 228 \text{ см}^2;$$

требуемый радиус инерции

$$r_{\text{тр}} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{455}{60} = 7,6 \text{ см;}$$

требуемая ширина сечения

$$b_{\text{тр}} = \frac{r_{\text{тр}}}{\alpha_2} = \frac{7,6}{0,24} = 32 \text{ см.}$$

Принимаем высоту сечения h равной $b_{\text{тр}}$.

Сопоставляя эти размеры с $F_{\text{тр}}$, получаем слишком толстые листы; следовательно, сечение колонны должно быть более развито, но тогда площадь может быть меньше.

Принимаем сечение

$$2 - 40 \times 2 = 160 \text{ см}^2$$

$$1 - 40 \times 1,2 = 48 \text{ »}$$

$$F = 208 \text{ см}^2.$$

Производим беглую проверку сечения

$$r_y = \alpha_2 b = 0,24 \cdot 40 = 9,6 \text{ см;}$$

$$\lambda = \frac{455}{9,6} = 48; \quad \varphi = 0,896.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{410\,000}{0,896 \cdot 208} = 2\,200 \text{ кг/см}^2 > 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

Увеличиваем толщину полок до 2,2 см и делаем окончательную проверку сечения (рис. IX.13)

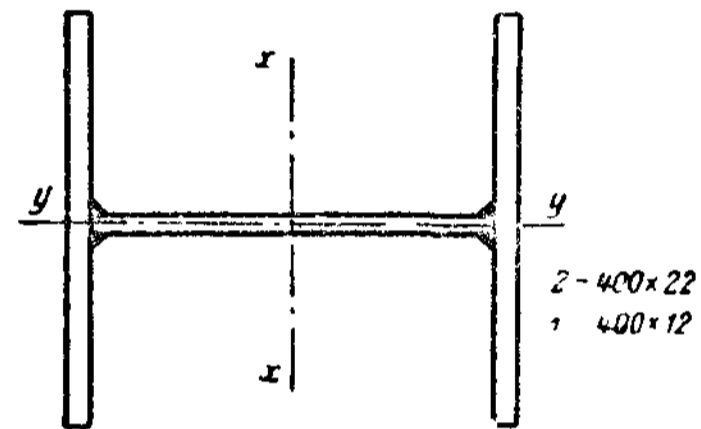


Рис IX.13 К примеру IX.1

Состав сечения	Площадь F в см ²	J_y в см ⁴
Полки 2—40×2,2	176	$2 \frac{2,2 \cdot 40^3}{12} = 23\,500$
Стенка 1—40×1,2	48	
	224	

$$r_y = \sqrt{\frac{23\,500}{224}} = 10,2 \text{ см}; \lambda = \frac{455}{10,2} = 45; \varphi = 0,905.$$

Проверяем напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{410\,000}{0,905 \cdot 224} = 2\,020 \text{ кг/см}^2 < 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

Подобранное сечение удовлетворяет требованиям местной устойчивости стенки и полок

б) Конструктивное оформление и фактическая работа стержня колонн. В колоннах, работающих на центральное сжатие, сдвигающие усилия между стенкой и поясами незначительны, так как величина поперечной силы, возникающей от случайных воздействий, невелика (см. § 3 настоящей главы). Поэтому поясные швы в сварных колоннах принимаются конструктивно (6—8 мм).

Толщину стенки колонны выгодно принимать возможно меньшей, так как сечение стенки, не увеличивая момента инерции относительно оси $y-y$, увеличивает площадь и, следовательно, уменьшает радиус инерции

$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}}$ и жесткость колонны. При прикреплении к стенке мощных балок стенка не должна быть чрезмерно тонкой, так как в противном случае она оказывается в месте прикрепления балок перенапряженной.

Наименьшая толщина стенки определяется условием местной устойчивости (см. гл. III, § 5, п. 2).

Если же стенка принимается меньшей толщины, то ее укрепляют по середине продольным ребром (рис. IX.14, а), которое уменьшает расчетную ширину пластинки в 2 раза и, пересекая волны выпучивания, появляющиеся при потере устойчивости стенки, придает стенке необходимую жесткость; однако при этом значительно увеличивается трудоемкость изготовления колонны.

Продольное ребро опирается на поперечные (горизонтальные) ребра жесткости, которые укрепляют контур сечения колонны; поперечные ребра ставятся при $\frac{h_0}{\delta_{ст}} \geq 70$ на рас-

стоянии $(2,5-3) h_0$ друг от друга (но не менее чем в двух местах на каждом отправочном элементе), независимо от наличия продольного ребра (рис. IX.14, б)¹.

В колоннах с достаточно развитым сечением поясов ставятся дополнительно диафрагмы, примерно через 4 м по высоте колонны (рис. IX.14, а).

Иногда по условиям гибкости колонны (например, при большой высоте колонн) приходится проектировать ее сечение с широкими полками, которые при недостаточной толщине могут оказаться неустойчивыми. В этих случаях для обеспечения устойчивости полок целесообразно укрепить их продольными ребрами, приваренными по кромкам (рис. IX.14, а).

¹ В сварных колоннах $h_0 = h_{ст}$.

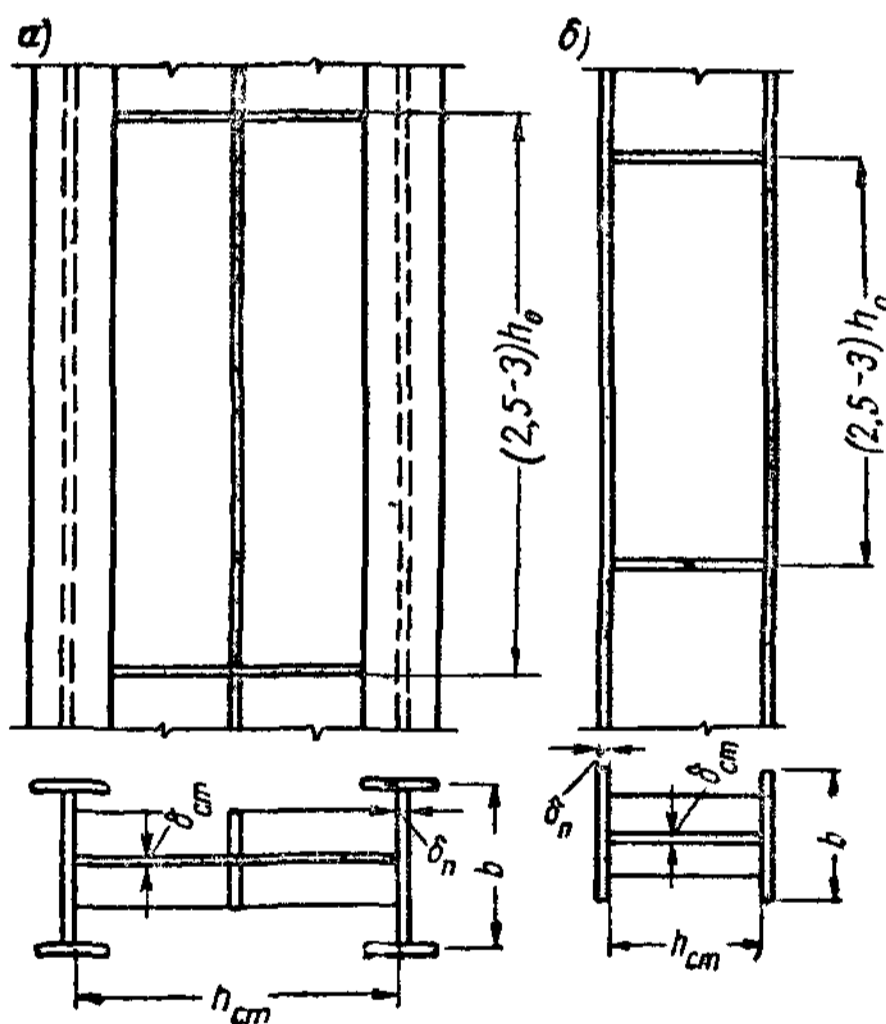


Рис IX.14 Продольные и поперечные ребра жесткости в стержне сплошной колонны

Эти ребра проектируют непрерывными по всей высоте колонны и при расчете вводят в состав сечения. В колоннах из тонких элементов эти ребра могут быть заменены отгибами.

Одноярусные колонны обычно имеют длину в пределах длин проката и поэтому, как правило, стыков в них нет.

На фактическую работу сплошных колонн существенное влияние оказывают местные погнутия листов, следствием которых является более раннее развитие в листах пластических деформаций и потеря ими устойчивости. Можно считать, что основной причиной местной потери устойчивости являются погнутия листов.

В сквозных колоннах очень важное значение имеет должное развитие решеток; недостаточное внимание к их состоянию неоднократно приводило к авариям. При хорошем центрировании и хорошем состоянии решеток фактические критические напряжения сквозных колонн близки к теоретическим (при расчете по приведенной гибкости). Таким образом, формулы приведенной гибкости достаточно хорошо оправданы опытом.

Случайные эксцентриситеты приложения нагрузки имеют существенное влияние, однако оно уменьшается тем, что фактическое закрепление колонн обычно более жестко, чем принимаемое в расчете. Достаточно велико влияние усадочных напряжений, а также неодинаковости пределов текучести в разных элементах составного сечения (см. § 9 главы II).

2. Сквозные колонны

а) Подбор сечения сквозной колонны. При подборе сечения сквозной колонны устойчивость ее относительно свободной оси проверяют не по гибкости $\lambda_y = \frac{l_0}{r_y}$, а по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, которая вследствие деформативности решеток больше λ [см. § 3 настоящей главы, формулы (IX.10) и (IX.15)].

Приведенная гибкость зависит от расстояния между ветвями, устанавливаемого в процессе подбора сечения. Расстояние b между ветвями (рис. IX.4, $a—b$) определяется требованием равноустойчивости сквозной колонны относительно осей $x—x$ и $y—y$, для чего приведенная гибкость должна быть равна гибкости относительно материальной оси, т. е.

$$\lambda_{пр} = \lambda_x. \quad (IX.26)$$

Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси $x—x$, т. е. с определения требуемой площади сечения по формуле (IX.20)

$$F_{тр} = \frac{N}{\varphi_x R}.$$

Здесь, так же как и при подборе сечения сплошных колонн, надо задаться гибкостью, чтобы получить коэффициент продольного изгиба φ_x .

Благодаря более рациональному распределению материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Для сквозных колонн с расчетной нагрузкой до 150 т длиной 5—7 м можно задаться гибкостью $\lambda = 90—60$; для более мощных колонн с нагрузкой 250—300 т гибкость можно принять равной $\lambda = 60—40$.

Задав гибкостью λ и определив по ней коэффициент φ_x , получаем требуемую площадь по формуле (IX.20) и требуемый радиус инерции относительно материальной оси $r_x = \frac{l_0}{\lambda}$ (так как гибкость относительно материальной оси равняется расчетной гибкости).

Определив требуемую площадь и требуемый радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Если эти величины по сортаменту не будут совпадать в одном профиле, что бывает при неудачно заданной гибкости, то нужно взять профиль, в котором величины $F_{пр}$ и r_x имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

Приняв сечение, делаем проверку его пригодности по формуле (IX.24)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F_{бр}} \leq R,$$

где коэффициент φ_x определяем по действительной гибкости

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x}.$$

Если сечение подобрано удовлетворительно, то следующим этапом является определение расстояния b между ветвями из условия равноустойчивости по формуле (IX.26)

$$\lambda_{пр} = \lambda_x.$$

Приведенная гибкость определяется по формулам (IX.10) или (IX.15) в зависимости от типа решетки (см § 3 настоящей главы).

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви $\lambda_b = 30 \div 40$.

Задав λ_b и исходя из формул (IX.26) и (IX.10), находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{пр}^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2}. \quad (IX.27)$$

Необходимо иметь $\lambda_b < \lambda_y$, так как в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Определив гибкость λ_y , находим соответствующий ей радиус инерции

$$r_y = \frac{l_y}{\lambda_y}$$

и расстояние между ветвями, которое связано с радиусом инерции отношением

$$b = \frac{r_y}{\alpha_2}.$$

Коэффициент α_2 зависит от типа сечения ветвей и берется по табл. IX.1

Полученное значение b должно быть увязано с допустимым габаритом колонны, а также с необходимым зазором между полками ветвей (см. стр. 323).

В колоннах с раскосной решеткой для определения приведенной гибкости приходится в формуле (IX.15) задаться сечением раскосов F_p . Имея отношение $\frac{F_b}{F_p}$, определяем

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \frac{27F_b}{F_p}}, \quad (IX.28)$$

а затем r_y и b , как в колоннах с планками.

После окончательного подбора сечения колонны производится проверка ее устойчивости относительно оси $y-y$.

В колоннах с решетками должна быть также проверена устойчивость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки.

При расположении раскосов решетки в елку (см. рис. IX.6, б) расчетная длина ветви $l_{0в}$ принимается в зависимости от соотношения погонных жесткостей раскоса и панели ветви $k = \frac{l_p}{l_b}$ равной: $l_{0в} = 1,2l_b$ при $k < 0,05$ и l_b — при $k > 0,4$ (здесь l_b — полная длина панели ветви между узлами одной грани).

Установив окончательное сечение сквозной колонны, переходят к расчету решетки.

б) Расчет безраскосной решетки (планок). Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции ветви

$$l_{0в} = \lambda_b r_b. \quad (\text{IX.29})$$

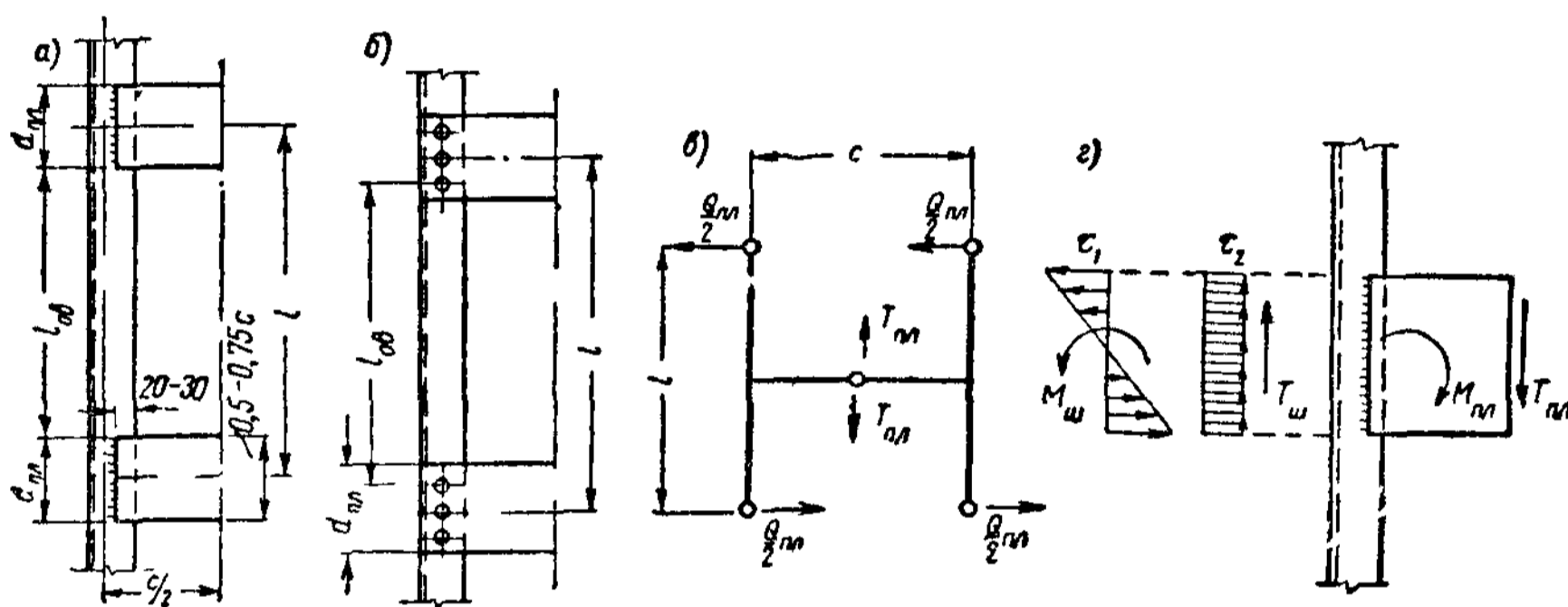


Рис. IX.15. К расчету планок

В сварных колоннах за расчетную длину ветви принимается расстояние между планками в свету (рис. IX.15, а), в клепаных — расстояние между центрами крайних заклепок в смежных планках (рис. IX.15, б).

Расчет планок заключается в определении сечения планок и расчете прикрепления их к ветвям. Планки работают на изгиб от действия перерезывающей силы $T_{пл}$, величина которой определяется из условия равновесия вырезанного узла колонны (рис. IX.15, в).

$$\frac{Q_{пл} l}{2} = T_{пл} \frac{c}{2}, \quad (\text{IX.30})$$

где $Q_{пл}$ — поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при двух системах планок половине поперечной силы стержня колонны, вычисленной по табл. IX.2, т. е. $Q_{пл} = \frac{Q}{2}$;

l — расстояние между осями планок;
 c — расстояние между осями ветвей.

Отсюда

$$T_{пл} = \frac{Q_{пл} l}{c}. \quad (\text{IX.31})$$

Ширина планки $d_{пл}$ обычно определяется из условия прикрепления. Учитывая, что вывод формулы приведенной гибкости основан на наличии жестких планок, ширину планок не следует принимать слишком малой; обычно эта ширина назначается в пределах $(0,5 \div 0,75) b$ для сварных колонн и $(0,75 \div 1) b$ для клепаных, где b — ширина колонны.

Толщина планок берется конструктивно от 6 до 10 мм в пределах $\left(\frac{1}{10} - \frac{1}{25}\right) d_{пл}$.

В месте прикрепления планок действуют поперечная сила $T_{пл}$ и изгибающий момент $M_{пл}$, равный

$$M_{пл} = T_{пл} \frac{c}{2} = \frac{Q_{пл} l}{2}. \quad (IX.32)$$

В сварных колоннах планки либо прикрепляют к ветвям внахлестку и приваривают угловыми швами, причем планки обычно заводят на ветви до 20—30 мм (рис. IX.15, а), либо приваривают стыковыми швами к ветвям колонны.

Прочность углового шва определяется по равнодействующему напряжению от момента и поперечной силы (рис. IX.15, з)

$$\sigma_{равн} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} < R_y^{св}, \quad (IX.33)$$

где $\sigma = \frac{M_{пл}}{W_{ш}}$ — напряжение в шве от изгибающего момента;
 $\tau = \frac{T_{пл}}{F_{ш}}$ — напряжение в шве от поперечной силы;
 $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление срезу угловых швов.

Момент сопротивления шва

$$W_{ш} = \frac{0,7 h_{ш} l_{ш}^2}{6};$$

площадь шва

$$F_{ш} = 0,7 h_{ш} l_{ш}.$$

Здесь $l_{ш}$ — расчетная длина шва вдоль планки.

В клепаных колоннах планки следует прикреплять к ветвям не менее чем тремя заклепками; только в легких колоннах возможно прикрепление двумя заклепками.

Задавшись числом заклепок, проверяем усилие в крайней заклепке (см. § 5 главы VI).

Горизонтальное усилие в заклепке от изгибающего момента (рис. IX.16).

$$N_1 = M_{пл} \frac{e_1}{\sum e^2}$$

и вертикальное усилие от поперечной силы

$$T_1 = \frac{T_{пл}}{n}$$

(где n — число заклепок) дают равнодействующее усилие среза:

$$N_{равн} = \sqrt{N_1^2 + T_1^2} \leq R_{ср}^{закл} \frac{\pi d^2}{4}, \quad (IX.34)$$

где $R_{ср}^{закл}$ — расчетное сопротивление срезу заклепок.

Пример IX. 2. Требуется подобрать сечение стержня и рассчитать планки сквозной центрально сжатой колонны длиной $l=6$ м с шарнирным креплением сверху и внизу. Материал — сталь марки Ст. 3; расчетное сопротивление $R=2100$ кг/см². Соединения — сварные; электроды с толстой обмазкой (типа Э42).

Усилия в колонне от нормативных нагрузок: постоянной $P_H=44$ т; временной $Q_H=60$ т.

Соответствующие коэффициенты перегрузки $n_p=1,1$; $n_q=1,2$.

Определяем расчетное усилие в стержне колонны

$$N = 1,1 \cdot 44 + 1,2 \cdot 60 = 120,4 \text{ т.}$$

Расчетная длина

$$l_0 = l = 6 \text{ м.}$$

Задаемся гибкостью $\lambda=70$ и находим соответствующее значение $\varphi=0,81$.

Расчет относительно материальной оси

Требуемая площадь сечения

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R} = \frac{120\,400}{1 \cdot 0,81 \cdot 2\,100} = 71 \text{ см}^2;$$

требуемый радиус инерции

$$r_{\text{тр}} = \frac{l}{\lambda} = \frac{600}{70} = 8,6 \text{ см.}$$

По сортаменту (ГОСТ 8240-56) подбираем два швеллера № 27 со значениями F и r , близкими к требуемым:

$$F = 2 \cdot 35,2 = 70,4 \text{ см}^2; \quad r_x = 10,9 \text{ см.}$$

Гибкость

$$\lambda_x = \frac{600}{10,9} = 55; \quad \varphi = 0,875.$$

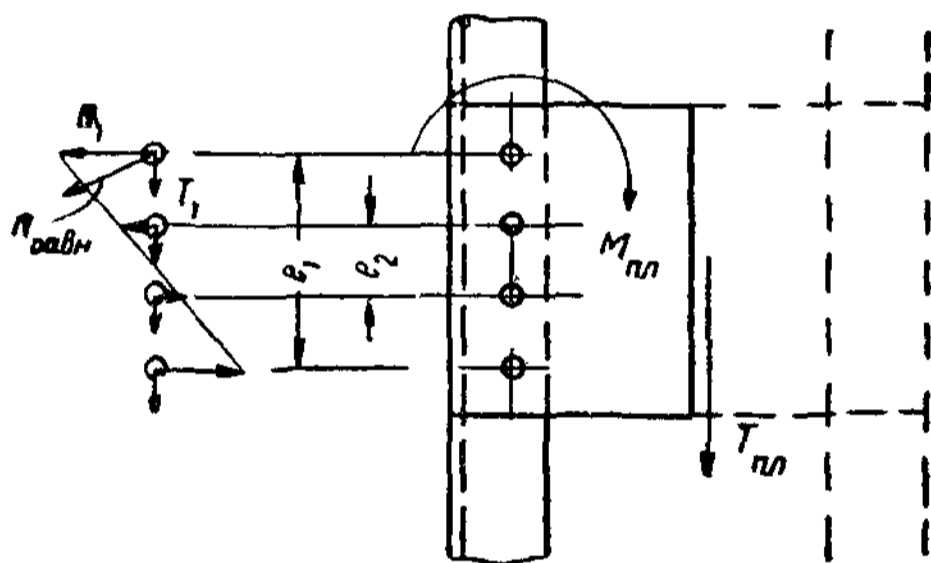


Рис. IX.16. К расчету заклепок, прикрепляющих планку

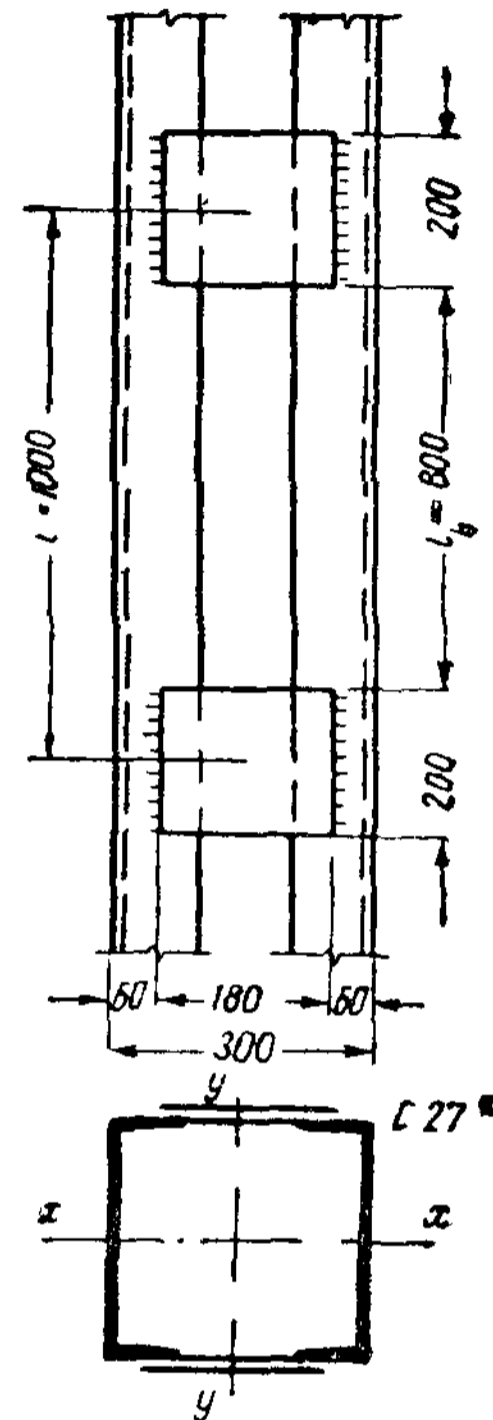


Рис. IX.17. К примеру IX.2

Проверяем напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{\text{бр}}} = \frac{120\,400}{0,875 \cdot 70,4} = 1\,960 \text{ кг/см}^2 < 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем сечение из двух швеллеров № 27 (рис. IX.17).

Расчет относительно свободной оси

Определяем расстояние между ветвями колонны b из условия равноустойчивости колонны в двух плоскостях, т. е.

$$\lambda_{\text{пр}} = \lambda_x.$$

Тогда требуемая гибкость относительно свободной оси [см. формулу (IX.27)]

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2}.$$

Принимая гибкость ветви равной 30, находим

$$\lambda_y = \sqrt{55^2 - 30^2} = 46.$$

Полученной гибкости соответствует радиус инерции

$$r_y = \frac{600}{46} = 13 \text{ см.}$$

Требуемое расстояние между ветвями

$$b = \frac{r_y}{\alpha_2} = \frac{13}{0,44} \approx 30 \text{ см.}$$

Здесь коэффициент $\alpha_2 = 0,44$ принят по табл. IX.1.

Так как колонна сварная, то полученное расстояние должно быть не меньше двойной ширины полок швеллера плюс зазор, необходимый для последующей окраски (см. стр. 323). В данном случае $2 \cdot 95 + 100 = 290 < 300 \text{ мм}$; следовательно, полученную ширину можно принять.

Проверка сечения относительно свободной оси у—у

Имеем

$$J_B = 262 \text{ см}^4; \quad r_B = 2,73 \text{ см};$$

$$J_y = 2 [262 + 35,2 (15 - 2,47)^2] \approx 11\,680 \text{ см}^4.$$

Расчетная длина ветви

$$l_B = \lambda_B r_B = 30 \cdot 2,73 = 82 \text{ см.}$$

Принимаем $l_B = 80 \text{ см}$.

Радиус инерции сечения относительно свободной оси

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{11\,680}{70,4}} = 12,9 \text{ см.}$$

Гибкость стержня

$$\lambda_y = \frac{600}{12,9} \approx 46.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_B^2} = \sqrt{46^2 + 30^2} \approx 55 = \lambda_x.$$

Следовательно, проверка напряжений может не производиться.

Расчет планок

Поперечная сила, приходящаяся на одну систему планок (по табл. IX.2):

$$Q_{пл} = \frac{Q}{2} = \frac{1}{2} 20 F_{бр} = \frac{1}{2} 20 \cdot 70,4 = 704 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки (рис. IX.17)

$$M_{пл} = \frac{Q_{пл} l}{2} = \frac{704 \cdot 100}{2} = 35\,200 \text{ кгсм};$$

$$T_{пл} = \frac{Q_{пл} l}{c} = \frac{704 \cdot 100}{30 - 2 \cdot 2,47} = 2\,800 \text{ кг.}$$

Принимаем планки сечением $200 \times 8 \text{ мм}$ ($d_{пл} \approx 0,7 b$) и привариваем их к полкам швеллеров угловыми швами толщиной 6 мм .

Площадь шва

$$F_{ш} = 0,7 \cdot 0,6 \cdot 20 = 8,4 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления шва

$$W_{ш} = \frac{0,7 \cdot 0,6 \cdot 20^2}{6} = 28 \text{ см}^3.$$

Напряжения в шве от момента и поперечной силы

$$\sigma = \frac{M_{пл}}{W_{ш}} = \frac{35\,200}{28} = 1\,260 \text{ кг/см}^2;$$

$$\tau = \frac{T_{пл}}{F_{ш}} = \frac{2\,800}{8,4} = 333 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем прочность шва по равнодействующему напряжению

$$\sigma_{равн} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \sqrt{1\,260^2 + 333^2} = 1\,303 \text{ кг/см}^2 < R_y^{CB} = 1\,500 \text{ кг/см}^2.$$

в) Расчет раскосной решетки. Элементы раскосных решеток колонн работают на осевые силы от продольной деформации стержня колонны (рис. IX.18, а) и от поперечной силы при изгибе колонны (рис. IX.18, б).

Если σ_k — напряжение в колонне от продольной силы N , то сокращение длины колонны на протяжении панели длиной a

$$\Delta a = \frac{\sigma_k a}{E};$$

в соответствии с этим сокращение длины раскоса длиной d (рис. IX.18, а)

$$\Delta d = \frac{\sigma'_p d}{E} = \Delta a \sin \alpha = \frac{\sigma_k a \sin \alpha}{E}, \quad (IX.35)$$

где σ'_p — напряжение в раскосе от сжатия колонны.

Поскольку $d = \frac{a}{\sin \alpha},$

$$\sigma'_p = \sigma_k \sin^2 \alpha. \quad (IX.36)$$

К этому напряжению должно быть прибавлено напряжение от действия поперечной силы продольного изгиба Q .

Усилие в раскосе

$$N_p = \frac{Q}{n \cos \alpha},$$

где Q — поперечная сила;

n — число раскосов в одном сечении колонны, расположенных в двух параллельных плоскостях.

Напряжение

$$\sigma''_p = \frac{N_p}{F_p} = \frac{Q}{n \cos \alpha F_p}. \quad (IX.37)$$

Суммарное напряжение

$$\sigma = \sigma'_p + \sigma''_p < \varphi m R. \quad (IX.38)$$

Коэффициент φ берется по гибкости раскоса, определяемой по наименьшему радиусу инерции сечения уголка; коэффициент условий работы m , учитывающий одностороннее прикрепление раскоса из одиночного уголка, равняется 0,75.

Усилия в раскосах решетки обычно невелики и требуют уголков небольших сечений. В сварных колоннах следует применять уголки не менее 40×5 мм. В клепаных колоннах наименьшее сечение уголка определяется выбранным диаметром заклепки.

Распорки служат для уменьшения расчетной длины ветви колонны и обычно принимаются такого же сечения, как и раскосы.

В легких клепаных колоннах допускается прикрепление элементов раскосной решетки одной заклепкой.

§ 6. БАЗЫ (БАШМАКИ) КОЛОННЫ

1. Типы и конструктивные особенности баз

Типы сопряжения колонны с фундаментом и конструкция базы должны отвечать принятому в расчетной схеме способу закрепления колонны в основании.

Базы разделяются в основном на два типа: **бесшарнирные** и **шарнирные** (рис. IX.19).

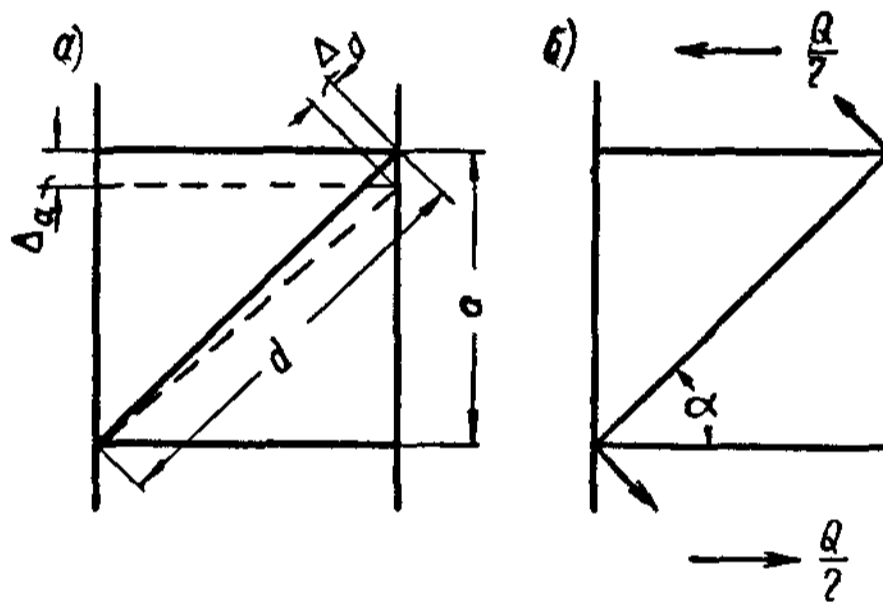


Рис. IX.18. К расчету раскосной решетки

Наиболее распространенная бесшарнирная база (рис. IX.19, а, б) представляет собой уширенный конец колонны; размер уширения определяется прочностью материала фундамента. Давление на фундамент передается при помощи опорной плиты. Опорная плита соединяется со стержнем колонны посредством распределяющей конструкции базы

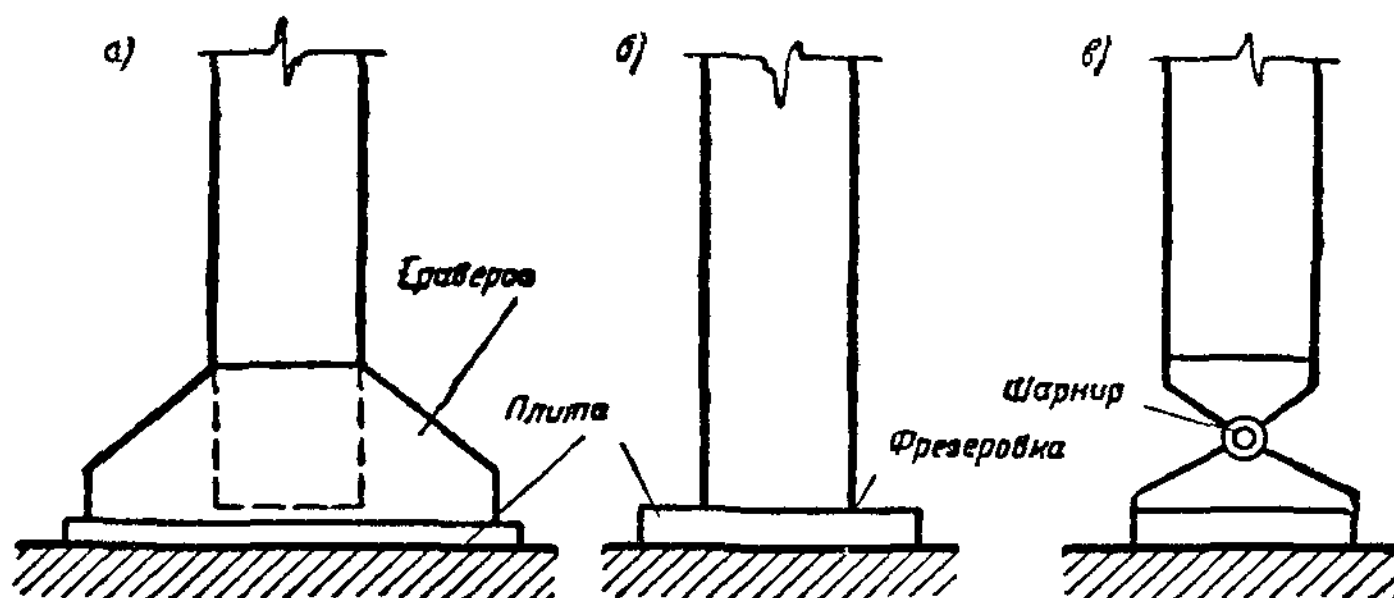


Рис. IX. 19. Схемы баз колонн

(рис. IX.19, а) или же передача усилия на плиту производится фрезерованным торцом стержня с легким крепежным устройством (рис. IX.19, б).

Шарнирные базы, отделенные от стержня колонны шарниром (рис. IX.19, в), четко отвечают расчетной схеме, но применяются редко

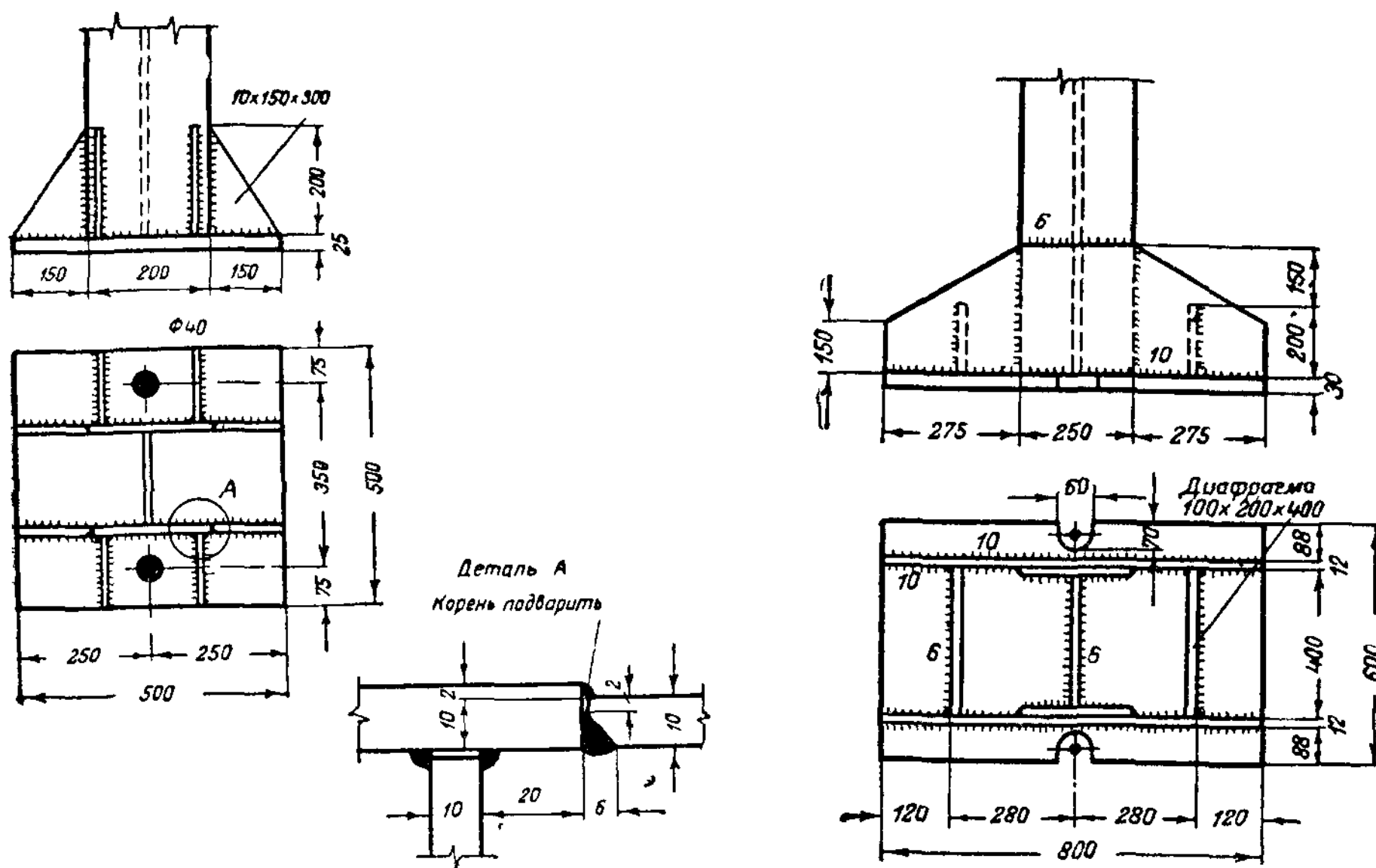


Рис. IX.20 Сварная база с треугольными ребрами

Рис IX.21 Сварная база с траверсой из листов

главным образом из-за конструктивной сложности и трудности монтажа.

В колоннах без фрезерованного торца основными элементами бесшарнирной базы являются распределяющая конструкция и опорная плита.

Распределяющая конструкция базы представляет собой уширение стержня колонны; в сварных колоннах оно может быть получено путем приварки к стержню треугольных ребер (рис. IX. 20), связывающих бо-

лее широкую плиту со стержнем, или короткой поперечной балочки-траверсы (рис. IX. 21). В первом решении давление распределяется во все стороны, что более отвечает работе центрально сжатой колонны, во втором — преимущественно в одном направлении.

Траверсы устраивают из листов (рис. IX. 21) или швеллеров (рис. IX. 23), прикрепляемых к стержню колонны и плите. Для увеличения жесткости плиты между обеими ветвями траверсы часто ставят диафрагмы (рис. IX. 21). В клепаных колоннах листы траверсы приклепывают к плите уголками (рис. IX. 22).

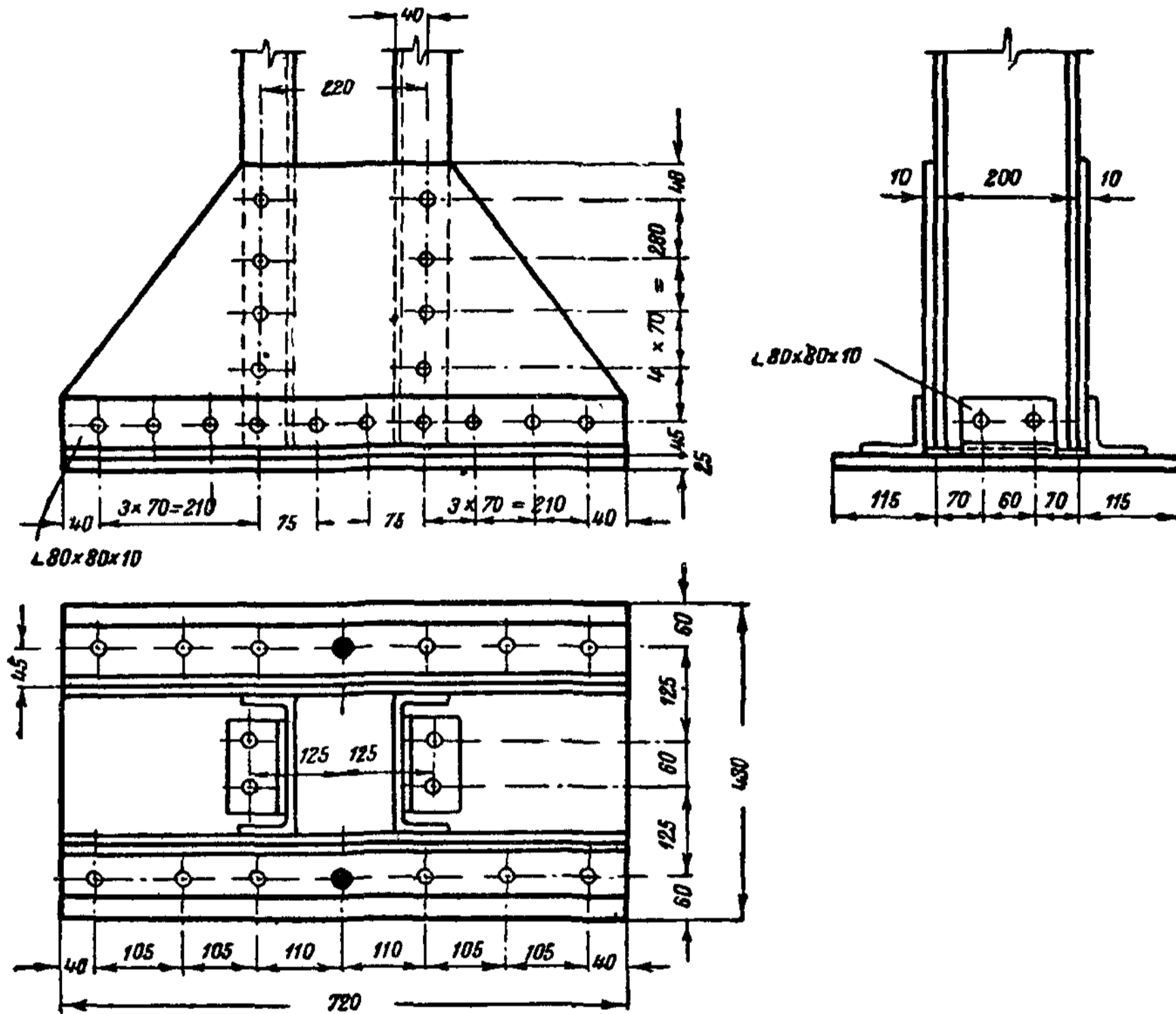


Рис. IX.22. База легкой клепаной колонны

В колоннах, работающих на центральное сжатие, вытянутые базы (с отношением длины к ширине более двух) нерациональны. В этом случае лучше применять уширение базы с консольными ребрами (рис. IX. 20); такие базы легко доступны для сварки, в чем их большое преимущество по сравнению с базами с траверсами.

В колоннах с фрезерованным торцом основным элементом базы является плита, имеющая достаточную толщину для того, чтобы непосредственно передать давление фундаменту, без укрепления ее траверсой или ребрами (рис. IX. 25).

Конструкция базы при фрезерованном торце значительно проще прочих типов баз и потому применяется в настоящее время весьма широко.

В центрально сжатых колоннах анкерные болты имеют второстепенное значение и ставятся для фиксации положения колонны, закрепления ее в процессе монтажа, а также для восприятия усилий от случайных моментов. Обычно ставят два или четыре анкерных болта, диаметр ко-

торых назначается из конструктивных соображений (20—25 мм). Анкерные болты закрепляют в фундаменте крюками или шайбами. Для того чтобы была возможность некоторых передвижек колонны в процессе установки, отверстия для анкерных болтов в плите принимаются в 1,5—2 раза больше диаметра болта.

2. Расчет и конструктивное оформление базы (при отсутствии фрезерованного торца стержня колонны)

а) **Расчет плиты.** После того как на основе указанных выше соображений выбран тип базы, устанавливают расчетом размеры плиты в плане и ее толщину.

Требуемая площадь плиты

$$F_{пл} = \frac{N}{R_{\phi}}, \quad (IX.39)$$

где N — расчетная нагрузка на колонну;

R_{ϕ} — расчетное сопротивление сжатию материала фундамента.

Расчетное сопротивление сжатию бетонного фундамента можно определить по формуле

$$R_{\phi} = R_{бет} \sqrt[3]{\frac{F_{\phi}}{F_{пл}}}, \quad (IX.40)$$

где $R_{бет}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

F_{ϕ} — площадь фундамента под колонной;

$F_{пл}$ — площадь опорной плиты базы колонны.

Плита работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давления от ветвей траверсы и диафрагм.

Однако в расчете это обстоятельство обычно не учитывается и давление под плитой принимается равномерно распределенным; при этом обычно принимаются невысокие осредненные значения расчетного сопротивления сжатию бетона фундамента порядка $R_{\phi} = 50 \div 80 \text{ кг/см}^2$.

Размеры плиты $B_{пл}$ и $L_{пл}$ (рис. IX. 23) определяются в пределах требуемой площади по конструктивным соображениям, в зависимости от очертания (квадратное, прямоугольное) и размещения укрепляющих ребер или ветвей траверсы.

Плита рассчитывается как пластинка, опертая на элементы сечения стержня и базы колонны (ветви траверсы, диафрагмы, ребра) и нагруженная равномерно распределенным реактивным давлением фундамента.

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые: на четыре или три канта (при отношении размеров плиты менее двух); на два канта (параллельных друг другу или соприкасающихся под углом) и консольные (рис. IX. 20, IX. 21 и IX. 23). Исследования работы пластинки, опертой по контуру, проведенные акад

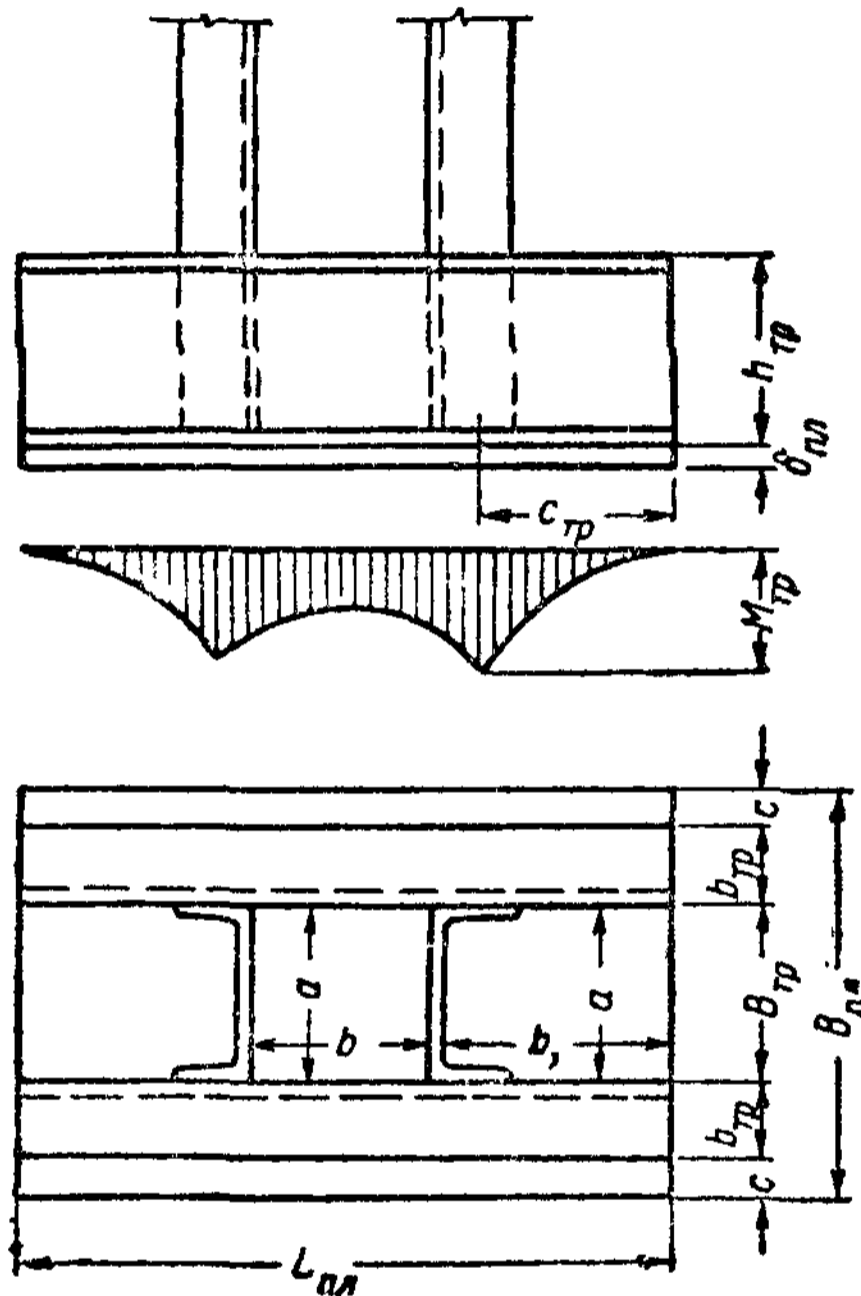


Рис. IX. 23. К расчету базы колонны

Б. Г. Галеркиным¹, дают возможность представить изгибающие моменты, действующие на полосу шириной 1 см в направлениях, параллельных более короткой или более длинной стороне плиты, в виде

$$M_1 = \alpha_1 qa^2, \quad (\text{IX.41})$$

$$M_2 = \alpha_2 qa^2, \quad (\text{IX.42})$$

где α_1 и α_2 — коэффициенты, зависящие от отношения более длинной стороны b к более короткой a ;

q — давление на 1 см² плиты (не более R_ϕ).

Значения коэффициентов α_1 и α_2 приведены в табл. IX.3.

Таблица IX.3

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

$\frac{b}{a}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 2
α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037

При отношении сторон $\frac{b}{a} > 2$ плита рассчитывается как однопролетная балочная и изгибающие моменты определяются по формулам: при свободном опирании

$$M = \frac{qa^2}{8}; \quad (\text{IX.43})$$

при упругом защемлении (в клепаном башмаке)

$$M = \frac{qa^2}{10}. \quad (\text{IX.44})$$

Размеры a и b берутся между кромками укрепляющих плиту элементов.

При отсутствии бортовой диафрагмы между ветвями траверсы (рис. IX.23) или между консольными ребрами (рис. IX.20) плита оперта на три канта. Наиболее опасной точкой такой плиты является середина ее свободного края, где изгибающий момент равен

$$M = \beta qa^2; \quad (\text{IX.45})$$

здесь a — длина свободного края плиты (рис. IX.23).

Значения коэффициентов β приведены в табл. IX.4.

Таблица IX.4

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

$\frac{b_1}{a}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

При опирании плиты на два канта, соприкасающихся под углом (рис. IX.20), можно также пользоваться формулой (IX.45) и коэф-

¹ Б. Г. Галеркин, Упругие тонкие плиты, Гостехиздат, 1936.

фициентами табл. IX. 4, принимая (несколько в запас): размер a — по диагонали между кантами, размер b_1 — равным расстоянию от вершины угла до диагонали.

Изгибающий момент на консольном участке плиты (рис. IX. 23) равен

$$M = \frac{qc^2}{2}. \quad (\text{IX.46})$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется требуемый момент сопротивления плиты шириной в 1 см

$$W_{\text{пл}} = \frac{1 \cdot \delta_{\text{пл}}^2}{6} = \frac{M_{\text{макс}}}{R_{\text{пл}}},$$

а по нему и требуемая толщина плиты

$$\delta_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6 M_{\text{макс}}}{R_{\text{пл}}}}. \quad (\text{IX.47})$$

Обычно толщина плиты принимается в пределах 20—40 мм.

б) Расчет траверс, диафрагм и ребер. Усилие со стержня колонны передается на траверсу через сварные швы или заклепки.

Траверсы рассматриваются как двухконсольные балки (рис. IX.23) или как две консоли (рис. IX. 21), воспринимающие изгибающий момент от реактивного давления фундамента. Они располагаются в направлении, удобном для прикрепления их к стержню колонны, или же в плоскости действия изгибающего момента (при возможности появления такового в колонне).

Если траверса объемлет стержень колонны (рис. IX. 21 и IX. 23), то суммарная длина швов для прикрепления одной ветви траверсы

$$\sum l_{\text{ш}} = \frac{N}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{св}}^{\text{св}}}, \quad (\text{IX.48})$$

где N — полное расчетное давление на колонну.

При этом толщина углового шва $h_{\text{ш}}$ принимается не более 1—1,2 толщины траверсы, которая назначается из конструктивных соображений (10—14 мм).

Число заклепок, необходимое для прикрепления одной ветви траверсы:

$$n = \frac{N}{2 [N]_{\text{ср}}^{\text{закл}}} = \frac{N}{2 \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}}}, \quad (\text{IX.49})$$

причем заклепки обычно размещаются на минимальных расстояниях друг от друга (рис. IX. 22).

Если для размещения швов или заклепок требуется слишком большая высота траверсы, то можно учесть частичную передачу усилия на плиту путем непосредственного прикрепления к плите элементов стержня колонн. Это прикрепление осуществляется обваркой по контуру стержня колонны (в сварных колоннах, рис. IX. 21) или постановкой дополнительных коротышей (в клепаных колоннах, рис. IX. 22).

В клепаных конструкциях (при отсутствии фрезерования или пригонки) листы траверсы и стержень колонны на 5—10 мм не доводят до опорной плиты и, таким образом, все усилие переходит на плиту через соединяющие уголки. Поэтому уголок должен прикрепляться к листу

траверсы таким же числом заклепок, как лист траверсы к стержню колонны (рис. IX. 22).

Швы между опорной плитой сварной колонны и листом траверсы (рис. IX. 21) рассчитываются на полное усилие, действующее в колонне.

Прикрепление диафрагмы к ветвям траверсы (рис. IX. 21) рассчитывается несколько в запас прочности на усилие

$$N_d \cong \sigma_{\phi} ab, \quad (\text{IX.50})$$

где σ_{ϕ} — напряжение фундамента под плитой базы;

a — расстояние между ветвями траверсы;

b — ширина полосы плиты, передающей давление на диафрагму.

При расчете ребер (рис. IX.20) несколько в запас прочности обычно исходят из балочной работы плиты, опертой на два смежных ребра. При учете опирания плиты на три или четыре канта линия раздела передачи давления принимается по биссектрисе угла.

Прикрепление консольных ребер к стержню колонны рассчитывается на момент и поперечную силу.

Момент в плоскости прикрепления равен

$$M_k = \sigma_{\phi} c_k \frac{l_k^2}{2}, \quad (\text{IX.51})$$

где c_k — среднее расстояние между ребрами в соответствии с линиями раздела;

l_k — длина консольного ребра.

Поперечная сила в ребре

$$Q_k = \sigma_{\phi} c_k l_k. \quad (\text{IX.52})$$

Угловые швы, прикрепляющие ребра к стержню колонны, рассчитываются на равнодействующую напряжений от изгиба и поперечной силы, а стыковые швы — на приведенные напряжения

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_y^{\text{св}}. \quad (\text{IX.53})$$

Плита уширенной базы рассчитывается, как указано выше, в соответствии с характером ее опирания на консольные ребра.

Пример IX.3. Требуется рассчитать и сконструировать базу к сварной колонне из двух швеллеров № 24 (рис. IX.24). Материал базы — сталь марки Ст. 3; расчетное сопротивление $R = 2100 \text{ кг/см}^2$. Расчетное сопротивление сжатию материала фундамента (бетона марки 100) $R_{\phi} = 44 \text{ кг/см}^2$.

Нормативное давление на фундамент:

- 1) от постоянной нагрузки $P^H = 25 \text{ т}$;
- 2) от временной нагрузки $Q^H = 60 \text{ т}$;
- 3) от собственного веса колонны с башмаком $G^H = 0,43 \text{ т}$.

Определяем расчетное давление на фундамент

$$N = 1,1 (25 + 0,43) + 1,2 \cdot 60 \approx 100 \text{ т}.$$

Требуемая площадь плиты башмака

$$F_{\text{пл}} = \frac{N}{R_{\phi}} = \frac{100000}{44} = 2270 \text{ см}^2.$$

Конструируем башмак с траверсой из листов толщиной 10 мм и выпуском плиты за листы траверсы по 60 мм. Таким образом, ширина плиты

$$B_{\text{пл}} = 240 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 60 = 380 \text{ мм}.$$

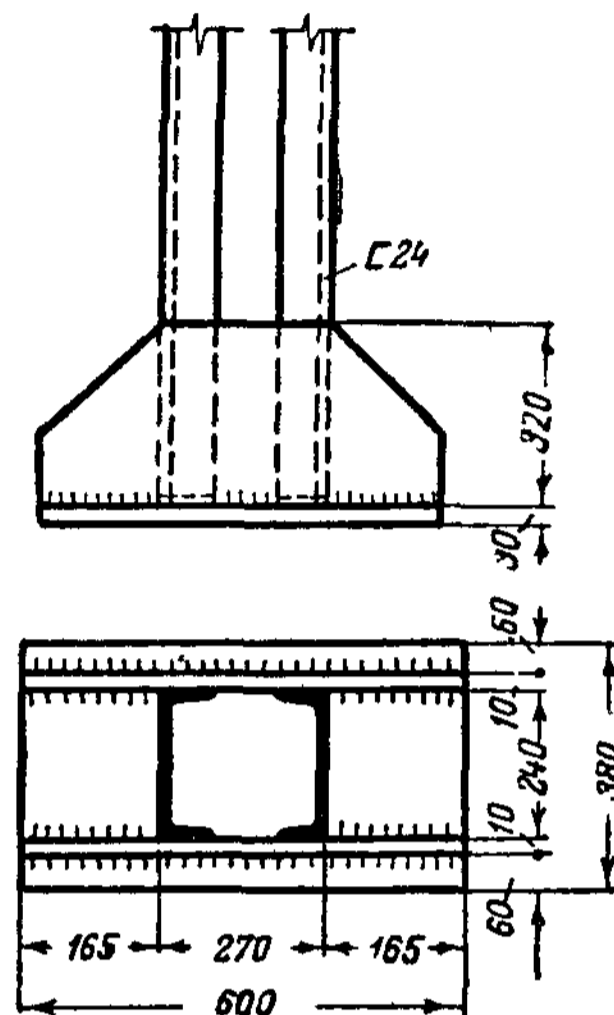


Рис. IX.24. К примеру IX 3

Длина плиты

$$L_{\text{пл}} = \frac{2270}{38} \approx 60 \text{ см.}$$

Вылет консольной части траверсы равен $\frac{60-27}{2} = 16,5 \text{ см.}$

Для определения толщины плиты вычисляем изгибающие моменты на различных участках плиты.

1) Для участка, опертго на четыре канта (внутри сечения колонны), при отношении $\frac{b}{a} = \frac{27}{24} = 1,1$ находим из табл. IX.3 коэффициент $\alpha_1 = 0,055$.

Расчетный момент равен

$$M_1 = \alpha_1 R_{\text{ф}} a^2 = 0,055 \cdot 44 \cdot 24^2 = 1395 \text{ кгсм.}$$

2) Для участка, опертго на три канта (между листами траверсы и ветвью колонны), при отношении $\frac{b_1}{a} = \frac{16,5}{24} = 0,69$ находим из табл. IX.4 коэффициент $\beta = 0,087$.

Расчетный момент равен

$$M_2 = \beta R_{\text{ф}} a^2 = 0,087 \cdot 44 \cdot 24^2 = 2200 \text{ кгсм.}$$

3) Расчетный момент на консольном участке плиты

$$M_3 = \frac{44 \cdot 6^2}{2} = 792 \text{ кгсм.}$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 M_{\text{макс}}}{R_{\text{пл}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2200}{2100}} = 2,5 \text{ см.}$$

Принимаем толщину плиты 25 мм в соответствии с расчетом участка, опертго на три канта.

Требуемая длина угловых швов, прикрепляющих листы траверсы к ветвям колонны, при толщине шва $h_{\text{ш}} = 8 \text{ мм}$ и электродах типа Э42

$$l_{\text{ш}} = \frac{N}{4 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{св}}^{\text{св}}} = \frac{100000}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} = 30 \text{ см.}$$

Принимаем листы траверсы высотой 320 мм.

Толщина швов, прикрепляющих листы траверсы к плите, определяется из расчета передачи вертикального усилия. Учитывая, что на консольных участках листы траверсы привариваются с двух сторон, находим

$$h_{\text{ш}} = \frac{N}{0,7 \sum l_{\text{ш}} R_{\text{св}}^{\text{св}}} = \frac{100000}{0,7 \cdot 1500 \cdot 2 (60 + 2 \cdot 16,5)} = 0,48 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{\text{ш}} = 6 \text{ мм}$.

Производим проверку траверсы на изгиб.

Опорное давление на 1 пог. см одной ветви траверсы

$$q_{\text{тр}} = 44 (12 + 1 + 6) \approx 840 \text{ кг/см.}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{840 \cdot 16,5^2}{2} = 114500 \text{ кгсм.}$$

Напряжение в листе траверсы у места приварки к колонне

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{114500}{171} = 670 \text{ кг/см}^2 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Здесь

$$W = \frac{1 \cdot 32^2}{6} = 171 \text{ см}^3.$$

3. Расчет и конструктивное оформление базы (при фрезерованном торце стержня колонны)

При фрезерованном торце стержня колонны (рис. IX. 25, а) плита обычно принимается квадратной со стороной

$$B = \sqrt{\frac{N}{R_{\phi}}}. \quad (\text{IX.54})$$

Так как свесы плиты не укреплены, то плита иногда получается значительной толщины, толще обычного прокатного листа (40—50 мм). В связи с этим требуется применение литых плит или слябов. В литых

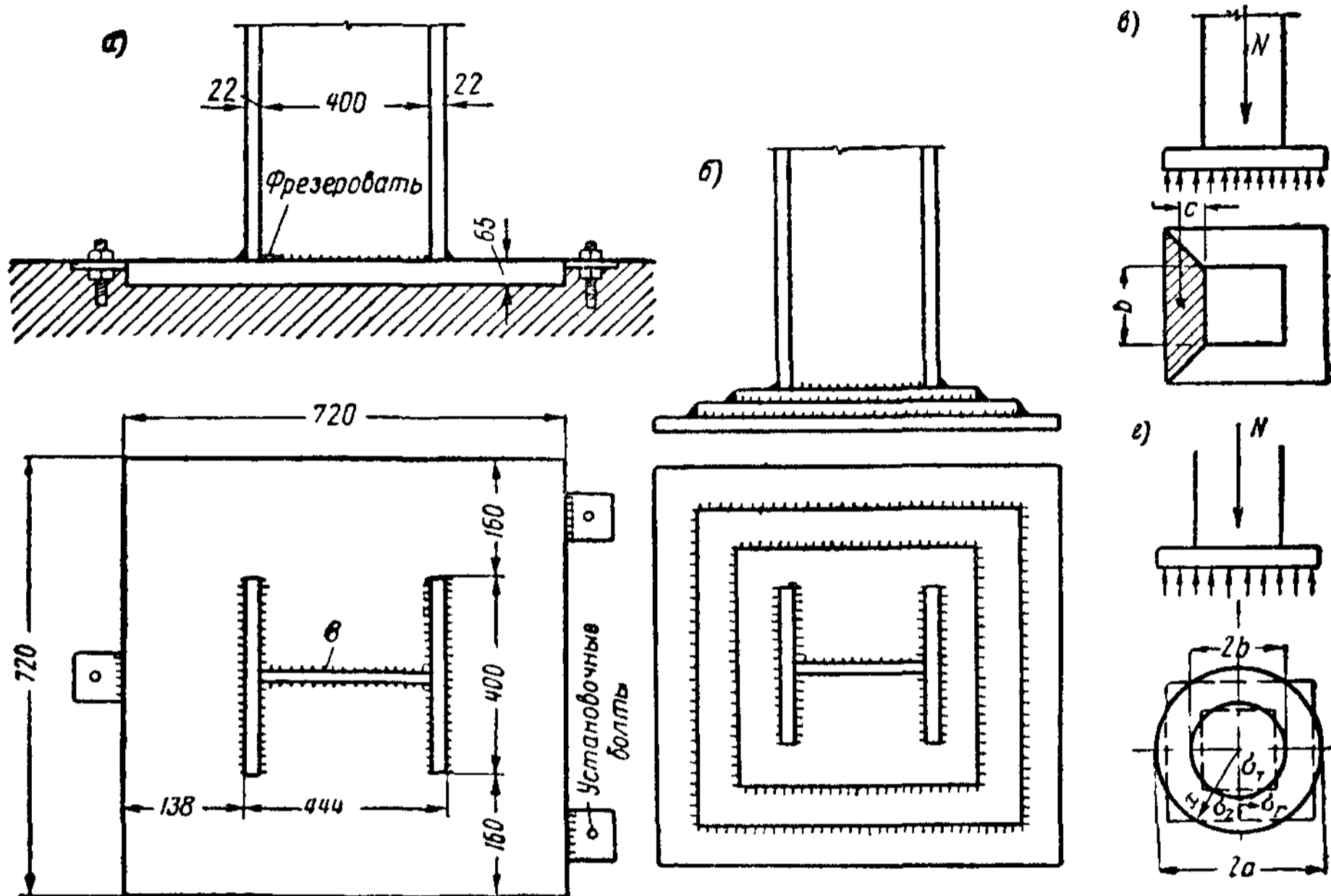


Рис. IX.25. Базы при фрезерованном торце стержня

плитах могут оказаться внутренние раковины, вследствие чего они менее надежны и рассчитываются с пониженными расчетными сопротивлениями ($R=1500 \text{ кг/см}^2$ для марки 15 Л и $R=2100 \text{ кг/см}^2$ для марки 35 Л). При отсутствии толстых литых или прокатных плит можно принять составную плиту, состоящую из двух или трех листов, соединенных между собой сваркой по периметру (рис. IX. 25, б) или путем проплавления.

В мощных колоннах для точной фиксации положения колонны по высоте опорная плита нередко устанавливается отдельно при помощи трех установочных винтов (рис. IX. 25, а). После выверки плиты и заливки ее до верхнего обреза бетоном на нее устанавливают стержень колонны. Иногда вместо плит применяются ростверки из прокатных балок.

Плита при фрезерованном торце стержня колонны работает, как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление, сконцентрированное на участке, ограниченном контуром стержня (рис. IX. 25, в).

Ведя расчет в запас прочности, можно определить изгибающий

момент в плите по кромке колонны, рассматривая трапецеидальный участок плиты как консоль шириной b (у сопряжения с колонной)

$$M = \sigma_{\phi} F c, \quad (\text{IX.55})$$

где F — площадь трапеции, заштрихованной на рис. IX. 25, в;
 c — расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.
 Требуемая толщина плиты

$$\delta_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M}{bR_{\text{пл}}}}. \quad (\text{IX.56})$$

Точный расчет, учитывающий фактический пространственный изгиб плиты, для прямоугольной пластинки весьма сложен; однако он может быть упрощен, если заменить прямоугольную пластинку и сечение колонны равновеликими им по площади кругами (рис. IX. 25, г).

В каждой точке такой пластинки возникают моменты: M_r — в радиальном направлении и M_t — в тангенциальном направлении; при ширине расчетного элемента 1 см они могут быть выражены формулами

$$M_r = k_r N \text{ тсм}; \quad (\text{IX.57})$$

$$M_t = k_t N \text{ тсм}, \quad (\text{IX.58})$$

где N — полное расчетное давление колонны на плиту в т;
 k_r и k_t — коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты $\beta = \frac{b}{a}$.

Значения k_r и k_t для точек, лежащих на границе плиты и колонны, даны в табл. IX. 5.

Таблица IX.5

Коэффициенты для расчета плиты как круглой пластинки
 (под фрезерованным торцом колонны)

β	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

По найденным моментам определяют нормальные напряжения

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{\delta_{\text{пл}}^2}; \quad \sigma_t = \frac{6M_t}{\delta_{\text{пл}}^2} \quad (\text{IX.59})$$

и касательные напряжения

$$\tau = \frac{N}{2\pi b \delta_{\text{пл}}}. \quad (\text{IX.60})$$

Приведенное напряжение (см. § 6 главы II)

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} \leq R_{\text{пл}}. \quad (\text{IX.61})$$

Расчет плиты как консоли следует производить при $\frac{b}{a} > 0,5$; если $\frac{b}{a} < 0,5$, то плиту более правильно рассматривать как круглую пластинку.

Прикрепление стержня колонны с фрезерованным торцом к плите условно рассчитывается на усилие, составляющее 15% от общего давления (для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил).

Пример IX.4. Требуется рассчитать и сконструировать базу к сварной колонне, подобранной в примере IX.1 (рис. IX.13), в предположении, что имеется фрезерованный торец стержня колонны (рис. IX.25, а).

Материал плиты — сталь литая марки 35Л; $R_{пл} = 2100 \text{ кг/см}^2$.
Материал фундамента — бетон марки 200; $R_{ф} = 80 \text{ кг/см}^2$.

Нормативное давление на фундамент.

- 1) от постоянной нагрузки $P_H = 100 \text{ т}$,
- 2) от временной нагрузки $Q_H = 250 \text{ т}$;
- 3) от собственного веса колонны с базой $G_H = 1,4 \text{ т}$.

Определяем расчетное давление на фундамент

$$N = 1,1(100 + 1,4) + 1,2 \cdot 250 \approx 415 \text{ т}.$$

Принимаем, что плита квадратная, и определяем размер стороны плиты

$$B_{пл} = \sqrt{\frac{415000}{80}} = 72 \text{ см}.$$

Расчет толщины плиты (первый вариант)

Определяем требуемую толщину плиты, рассматривая трапециевидальный участок плиты как консоль (рис. IX.25, в).

Расстояние от края контура колонны до центра тяжести консоли

$$c = 16 \frac{2 \cdot 72 + 44,4}{3(72 + 44,4)} = 8,6 \text{ см}.$$

Площадь консоли

$$F_k = 16 \frac{72 + 44,4}{2} = 930 \text{ см}^2.$$

Изгибающий момент в заделке консоли

$$M = \frac{415000}{72 \cdot 72} 930 \cdot 8,6 = 642000 \text{ кгсм}.$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 642000}{44,4 \cdot 2100}} = 6,5 \text{ см}.$$

Расчет толщины плиты (второй вариант)

Принимаем размеры плиты, полученные по предыдущему расчету, и проверяем напряжения в плите, рассматривая ее как круглую пластинку (рис. IX.25, г).

Ширина плиты — 720 мм, толщина плиты — 65 мм. Радиус круга, равновеликого по площади квадратной плите.

$$a = \sqrt{\frac{72 \cdot 72}{3,14}} = 41 \text{ см}$$

Радиус круга, равновеликого по площади контуру стержня колонны:

$$b = \sqrt{\frac{44,4 \cdot 40}{3,14}} = 24 \text{ см}$$

По отношению $\beta = \frac{b}{a} = \frac{24}{41} = 0,585$ находим из табл. IX.5 значения коэффициентов $k_r = 0,0221$ и $k_t = 0,0401$ и по ним вычисляем значения изгибающих моментов.

$$M_r = 0,0221 \cdot 415 = 9,17 \text{ тсм};$$

$$M_t = 0,0401 \cdot 415 = 16,6 \text{ тсм}.$$

Определяем наибольшие нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma_r = \frac{6 \cdot 9170}{6,5^2} \approx 1300 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{6 \cdot 16600}{6,5^2} = 2350 \text{ кг/см}^2.$$

$$\tau = \frac{415000}{2 \cdot 3,14 \cdot 24 \cdot 6,5} = 424 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем приведенное напряжение

$$\sigma_{пр} = \sqrt{1300^2 + 2350^2 - 1300 \cdot 2350 + 3 \cdot 424^2} \approx 2150 \text{ кг/см}^2 \approx 2100 \text{ кг/см}^2.$$

4. Шарнирное сопряжение колонны с фундаментом

При сопряжении стержня колонны с базой через шарнир последний устраивают или в виде цилиндрического валика — цапфы, расположенной в гнездах балансира (рис. IX.26, а), или в виде плитки, центрирующей давление колонны по ее оси (рис. IX.27).

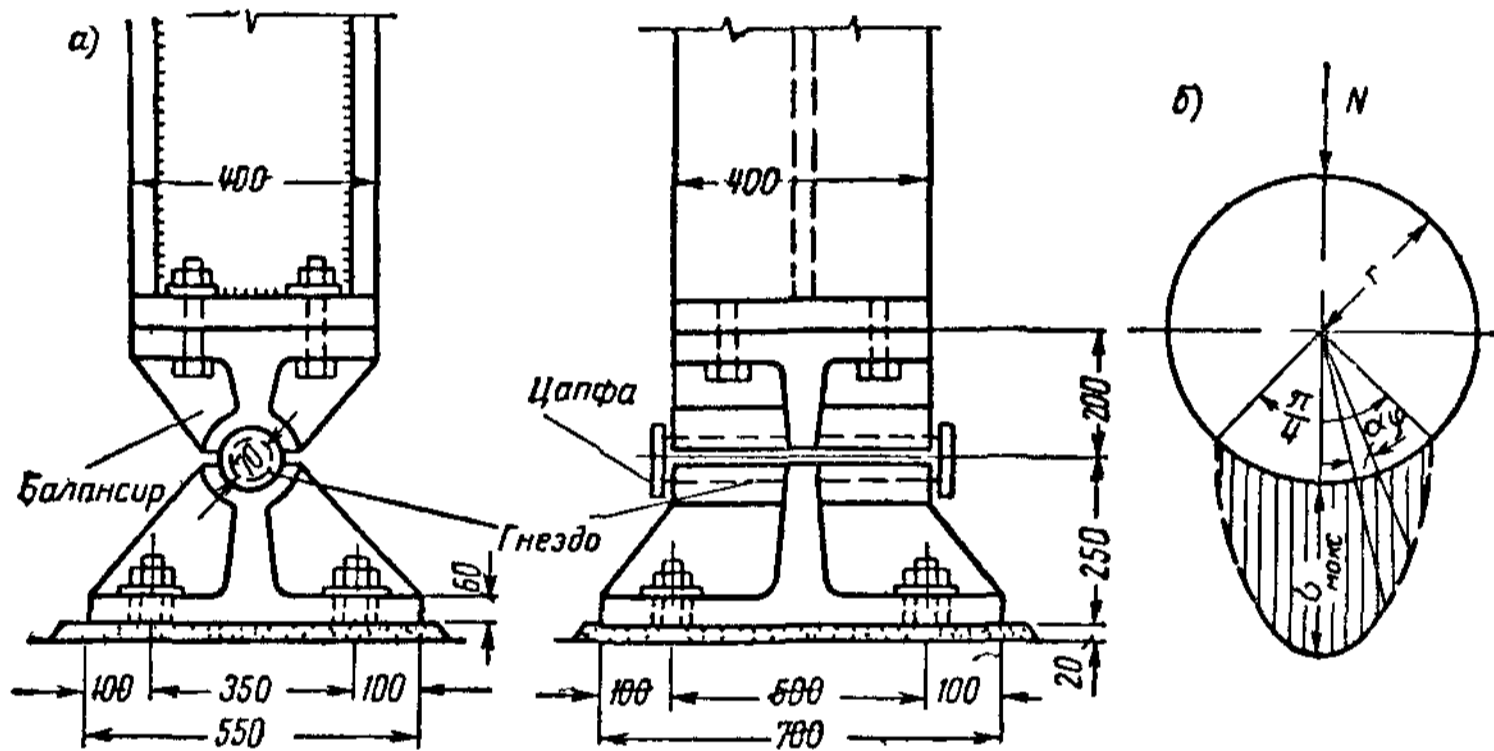


Рис IX.26 Шарнирное опирание колонны через балансир

Второе сопряжение проще и чаще применяется в конструкциях промышленных и гражданских зданий.

Основными деталями шарнирного сопряжения первого типа являются балансир, воспринимающий давление цапфы шарнира и передающий его на фундамент, и цапфа шарнира.

Балансир работает как консоль на изгиб; изгибающий момент в балансире равен (рис. IX.28)

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{Na}{8}, \quad (\text{IX.62})$$

где N — полное давление на балансир;

a — длина балансира.

Напряжения сжатия в плотно вложенной цапфе балансира распределяются неравномерно, изменяясь от наибольшего по вертикальной оси до нуля у границы гнезда (рис. IX.26, б).

Расчетное сопротивление стали местному смятию при плотном касании принимается сравнительно небольшим ($R_{см.м} = 1100 \text{ кг/см}^2$ для литой стали марки 15Л и $R_{см.м} = 1600 \text{ кг/см}^2$ для стали марки 35Л) ввиду невозможности обеспечить фактическое соприкосновение по всей поверхности гнезда балансира.

Если считать, что давление по цилиндрической поверхности цапфы изменяется по закону косинуса и ограничить в запас прочности передачу давления углом, равным $\frac{\pi}{2}$ (рис. IX.26, б), можно получить

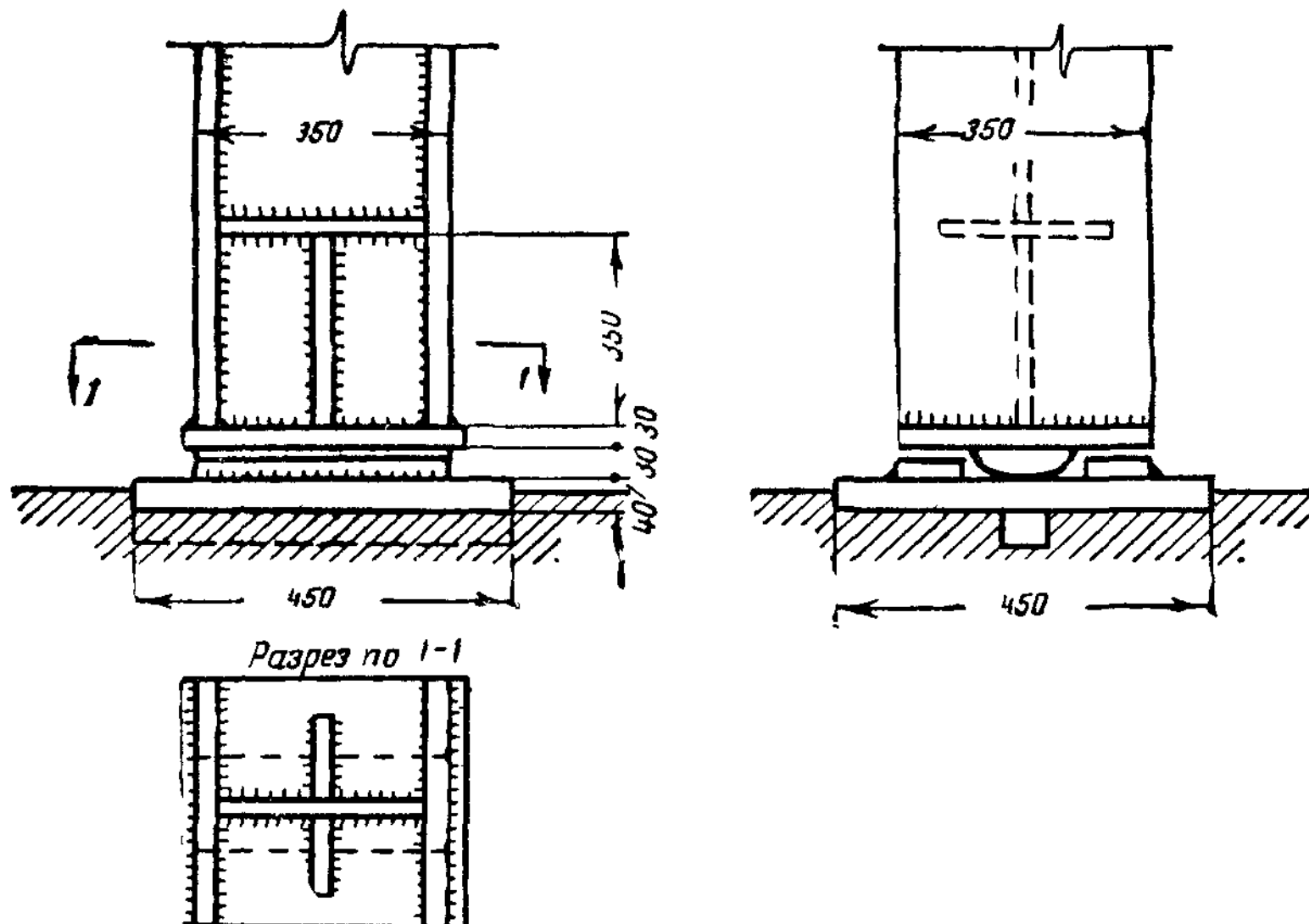


Рис. IX.27. Шарнирное опирание колонны через плитку

наибольшее напряжение на вертикальном диаметре из уравнения

$$N = 2l \int_0^{\frac{\pi}{4}} \sigma \cos^2 \varphi r d\varphi,$$

откуда

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{0,8N}{lr} = \frac{1,6N}{ld} \leq R_{\text{см.м}} \quad (\text{IX.63})$$

Здесь l — длина цапфы;
 d — диаметр цапфы.

При устройстве шарнирного сопряжения через центрирующую плитку последняя опирается своей выпуклой поверхностью на плоскую поверхность плиты (рис. IX.27); в этом случае проверка производится по формуле, идентичной формуле (VIII. 80), а именно:

$$\frac{N}{2rl} \leq R_{\text{с.к}}, \quad (\text{IX.64})$$

где N — расчетное давление колонны на опору;
 r и l — радиус и длина выпуклости плитки;

$R_{\text{с.к}}$ — условное расчетное сопротивление катков сжатию, принимаемое равным: $R_{\text{с.к}} = 80 \text{ кг/см}^2$ для стали 3 и $R_{\text{с.к}} = 60 \text{ кг/см}^2$ для литой стали 35Л.

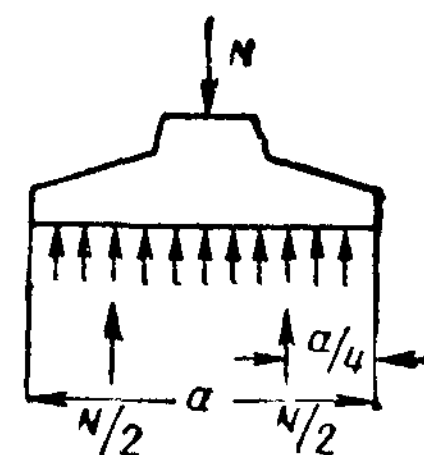


Рис. IX.28. К расчету балансира

§ 7. ОГОЛОВОК КОЛОНН И СОПРЯЖЕНИЕ БАЛОК С КОЛОННАМИ

1. Типы сопряжений

Сопряжение балок с колоннами может быть свободное, гибкое (полужесткое) и жесткое.

Свободное прикрепление балок к колоннам применяется в тех случаях, когда на систему действуют только вертикальные нагрузки, система в целом как во время монтажа, так и во время эксплуатации

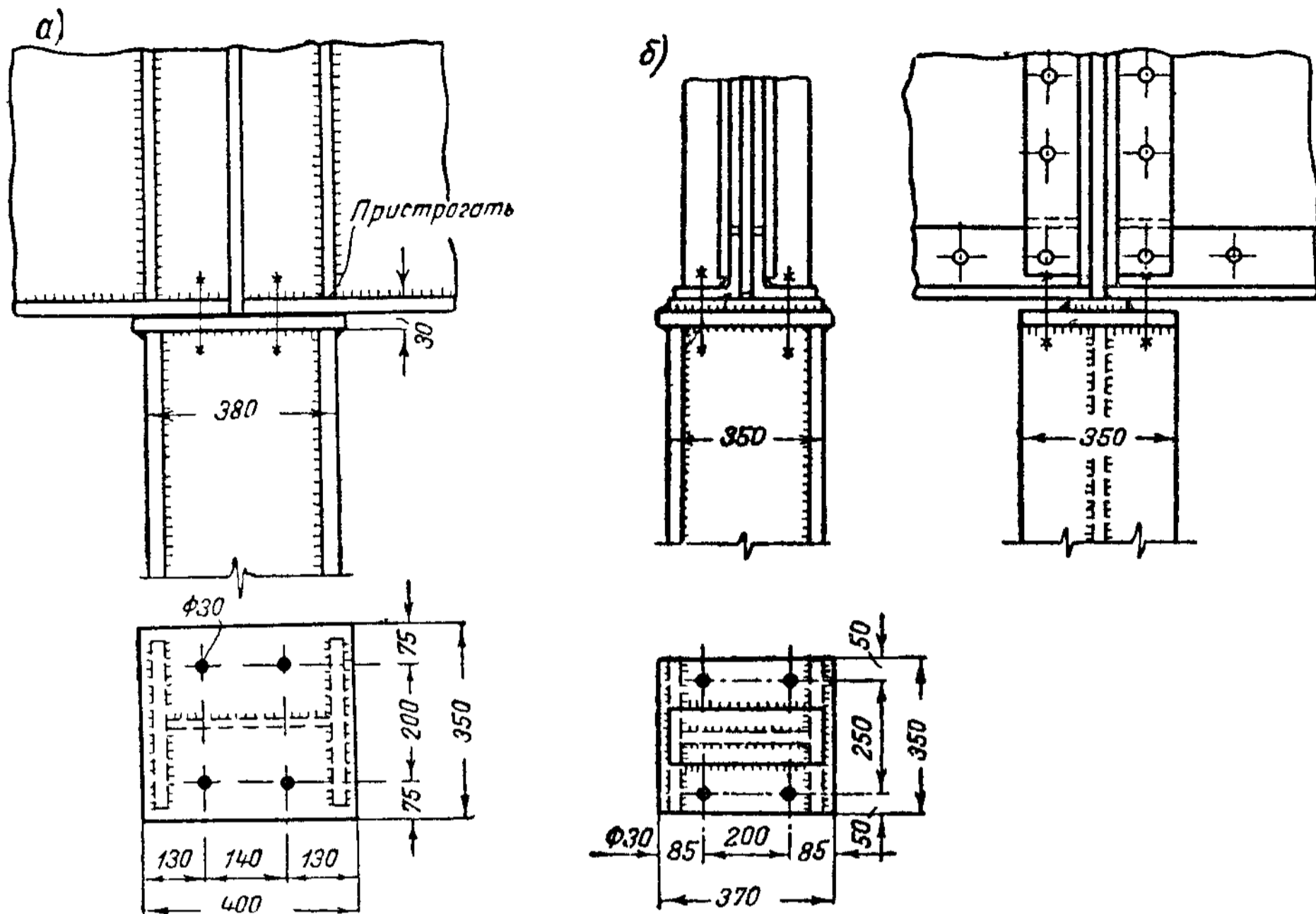


Рис. IX.29. Свободное опирание балок на колонну сверху

закреплена против горизонтальных смещений и балки на колонну ставятся сверху. Свободное прикрепление наиболее просто и удобно при монтаже. Гибкое присоединение балок к колоннам применяется в тех же случаях, но когда балки примыкают к колонне сбоку. Жесткое присоединение балок к колоннам применяется тогда, когда на систему наряду с вертикальными действуют и горизонтальные силы, для восприятия которых система конструируется и рассчитывается как рама.

Крепление балок к колоннам производится на сварке, заклепках и болтах.

2. Свободное сопряжение балок с колоннами

В сплошных колоннах свободное опирание балок сверху наиболее просто производится через верхнюю плиту (рис. IX. 29), образующую площадку для установки балок. Плита приваривается к верхнему торцу стержня колонны по периметру его сечения. Толщина швов определяется из расчета передачи давления от плиты на стержень колонны по формуле

$$h_{ш} = \frac{N}{0,7 \sum l_{ш} R_y^{св}}. \quad (IX.65)$$

Если давления, передаваемые на колонну, значительны (больше 100—150 т), то торцы колонны целесообразно прифрезеровать как к нижней, так и к верхней плите. Колонну в этом случае ориентируют стенкой по направлению балок, и давления балок передаются через их опорные ребра, поставленные над полками колонны (рис. IX. 29, а). Тогда толщина плиты назначается из конструктивных соображений

(порядка 20—30 мм), но колонну при таком опирании необходимо проверить на внецентренное давление при загрузке временной нагрузкой балки, примыкающей только с одной стороны. При опирании балок на плиту через центрирующую плитку (рис. IX. 29, б) давление можно считать приложенным центрально даже при одностороннем загрузке балок. Для равномерной передачи давления на колонну и уменьшения толщины плиты центрирующую плитку целесообразно располагать вдоль стенки колонны, располагая балки перпендикулярно стенке. Если центрирующая плитка ориентирована поперек стенки колонны, то верхнюю плиту необходимо укрепить ребрами. Опорное давление в этом случае передается через ребра и вызывает значительные местные напряжения в стенке, поэтому последняя не должна быть слишком тонкой.

В сквозных колоннах с малыми нагрузками свободное опирание также может осуществляться через плиту, приваренную к верхнему торцу стержня колонны. Если плиту снизу укрепить ребром, поставленным между ветвями (рис. IX. 30), то опирание будет таким же, как в сплошных колоннах.

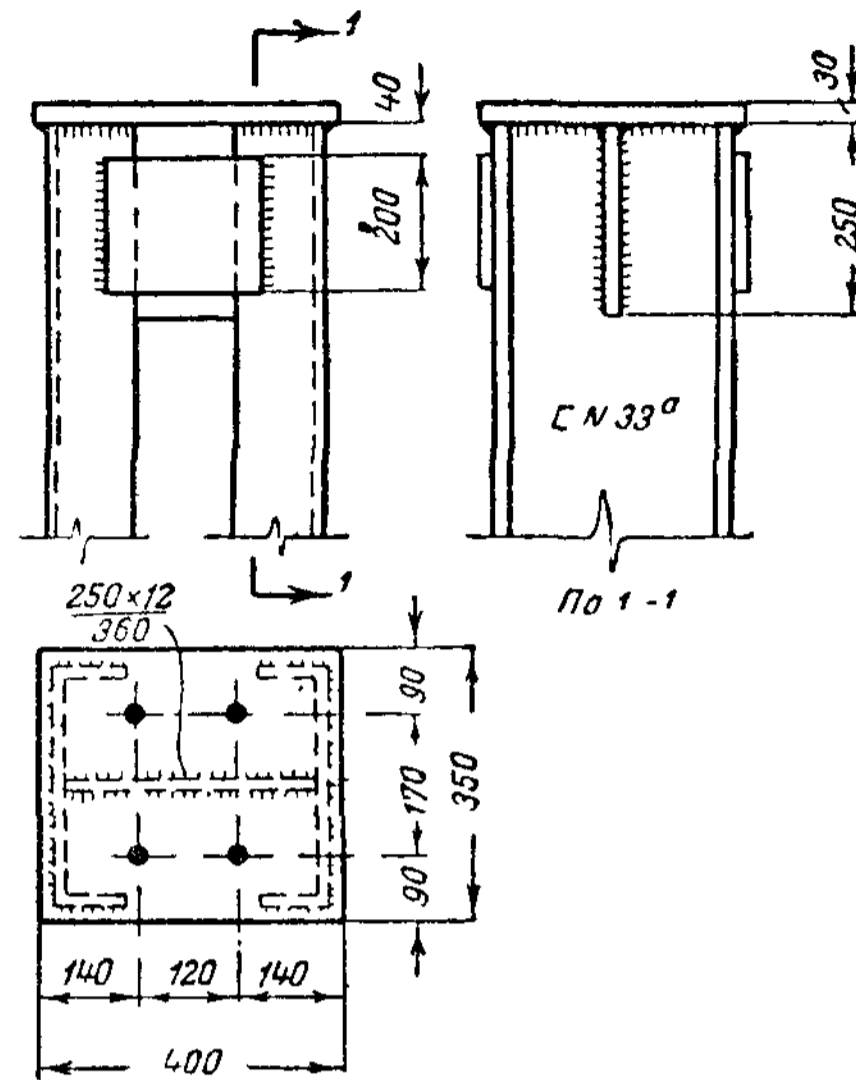


Рис. IX.30 Оголовок сквозной сварной колонны

3. Гибкое сопряжение балок с колоннами

Гибкое сопряжение балок с колоннами, работающими на центральную нагрузку, не должно передавать значительных моментов; поэтому, как правило, такое сопряжение осуществляется лишь по стенкам балок без прикрепления полок (рис. IX. 31), по типу сопряжения балок (см. § 8 главы VIII).

Наиболее рационально прикреплять балки к полкам колонны (рис. IX. 31, а). Однако такое крепление создает внецентренную передачу нагрузки на колонну при загрузке временной нагрузкой одной балки. В одноярусных сплошных колоннах возможно также прикрепление балки к стенке колонны (рис. IX. 31, б), вполне обеспечивающее центральное приложение нагрузки.

Стенку балок прикрепляют к колонне при помощи торцевой планки или уголков по типу сопряжения балок. Прикрепление может быть осуществлено на сварке, заклепках или болтах; в настоящее время, исходя из условий простоты монтажа, чаще всего применяют болты.

Весьма часто конец балки опирают на рабочий столик (рис. IX. 31, в), на который вертикальное опорное давление балки передается через строганый торец опорного ребра. Столик обычно проектируют из листа толщиной 20—30 мм или из крупного уголка. Швы, прикрепляющие столик к колонне, должны быть рассчитаны на опорную реакцию балки; болты, прикрепляющие вертикальную стенку балки к полкам колонны, ставятся в этом случае по конструктивным соображениям.

Если балки прикрепляют к ветвям сквозной колонны, то между ветвями на высоту прикрепления ставят диафрагму (рис. IX. 31, г).

3. Жесткое сопряжение балок с колоннами

При жестком сопряжении балки прикрепляются к полкам колонны сварными швами, болтами или заклепками, рассчитываемыми на восприятие действующего в сопряжении момента.

Опорная реакция при болтовом соединении передается через столик, а болты рассчитываются на момент, согласно указаниям § 5 главы VI; при сварном или заклепочном соединении через швы и заклепки могут передаваться и опорные давления.

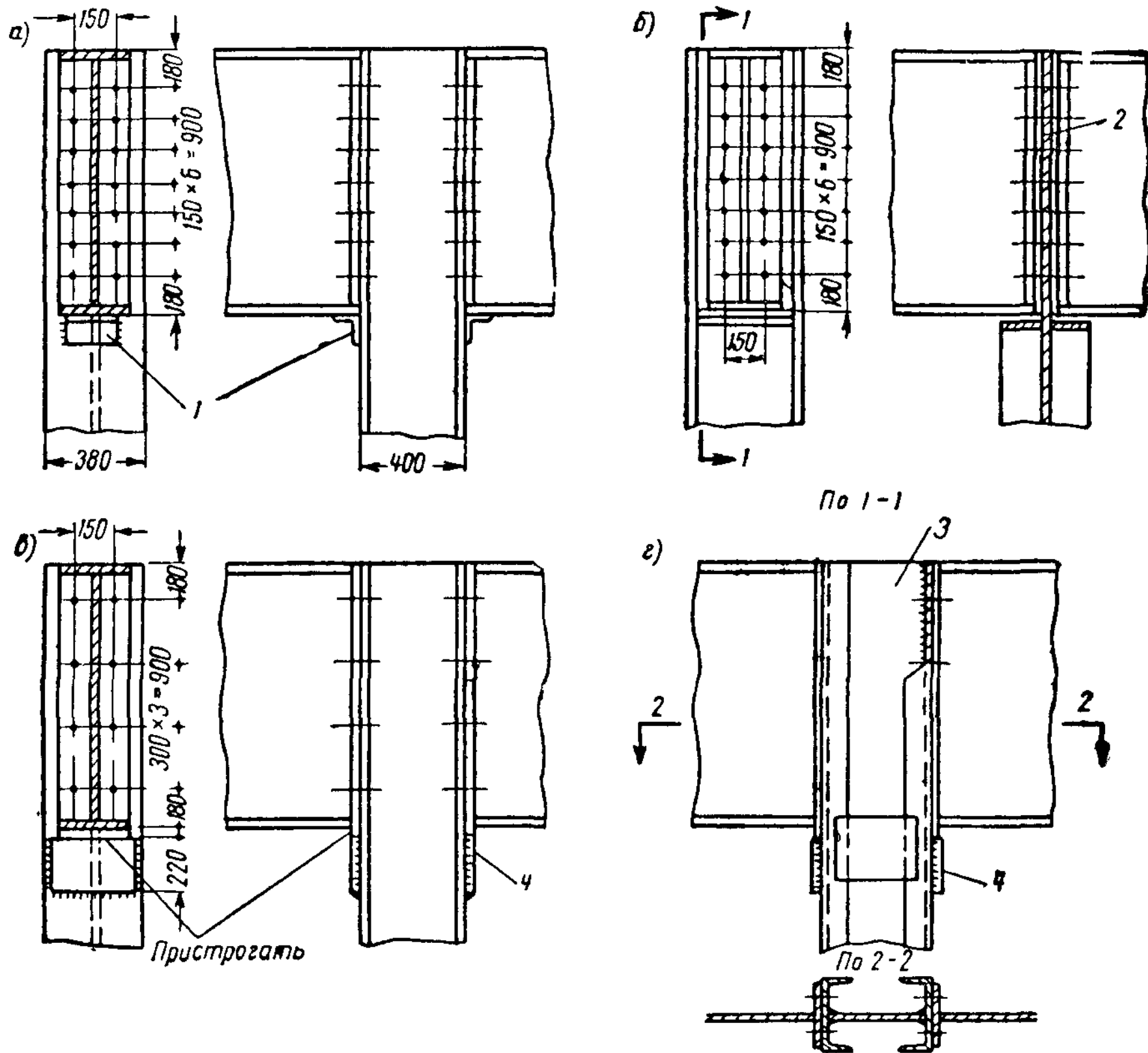


Рис. IX.31. Гибкое сопряжение балок с колоннами

1 — монтажный столик; 2 — прокладки; 3 — диафрагма; 4 — рабочий столик

Для лучшего восприятия момента весьма целесообразно верхние пояса балок перекрывать рыбками поверх колонны.

Величина рамного момента сопряжения зависит от соотношения жесткостей колонны и балки как элементов рамы. Поскольку погонная жесткость балки обычно много больше погонной жесткости колонны, этот момент получается небольшим.

Конструкция жесткого соединения остается в основном такой же, как гибкого, только число болтов в соответствии с их работой на изгибающий момент получается большим.

ГЛАВА X

ФЕРМЫ

§ 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И СИСТЕМЫ ФЕРМ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Стальные фермы получили широкое распространение во многих областях строительства. Стропильные фермы больших пролетов в промышленных и гражданских зданиях; фермы покрытий ангаров, крытых рынков, павильонов, вокзалов; крупнопролетные мосты; радиобашни и мачты; опоры линий электропередачи и многие другие сквозные конструкции — вот область применения стальных ферм. Стальные фермы по сравнению со сплошными балками экономичны по затрате металла; им легко придается любое очертание, требуемое условиями архитектуры, технологии или работы под нагрузкой, они просты в изготовлении и изящны по своему внешнему виду.

Стальные фермы в зависимости от назначения применяются при самых разнообразных нагрузках и имеют разнообразную конструктивную форму — от легких прутковых конструкций до тяжелых, стержни которых состояются из нескольких элементов крупной профильной или листовой стали. Наибольшее распространение имеют разрезные балочные фермы (рис. X.1, а) как самые простые в изготовлении и монтаже. Неразрезные (рис. X.1, б) и консольные (рис. X.1, в) балочные системы ферм рационально применять при большом собственном весе конструкций, так как в этом случае они могут дать значительную экономию стали. Кроме того, неразрезные фермы можно применять, исходя из требований эксплуатации, так как они обладают большей жесткостью и могут иметь меньшую высоту.

Дополнительные напряжения от неравномерности осадки опор и в некоторых случаях температурные напряжения могут снизить эффективность применения неразрезных ферм.

Башни и мачты представляют собой вертикальные консольные системы (рис. X.1, г).

Соответствующие эксплуатационные или архитектурные требования могут обусловить применение арочных (рис. X.1, д), рамных (рис. X.1, е) и висячих систем ферм.

Промежуточной между фермой и сплошной балкой является комбинированная система, состоящая из балки, усиленной либо снизу подвешенной цепью (шпренгельная балка, рис. X.2, а) или сквозной фермой (рис. X.2, б), либо сверху — аркой (рис. X.2, в) или фермой (рис. X.2, г). Распор цепи или арки, а также поддерживающее воздействие элементов фермы уменьшают изгибающий момент в балке. Комбинированные системы просты в изготовлении и рациональны при применении сварки в тяжелых конструкциях, а также при перемещении нагруз-

ки непосредственно по конструкции. Использование в комбинированных системах дешевых прокатных балок благоприятно сказывается на их стоимости и трудоемкости.

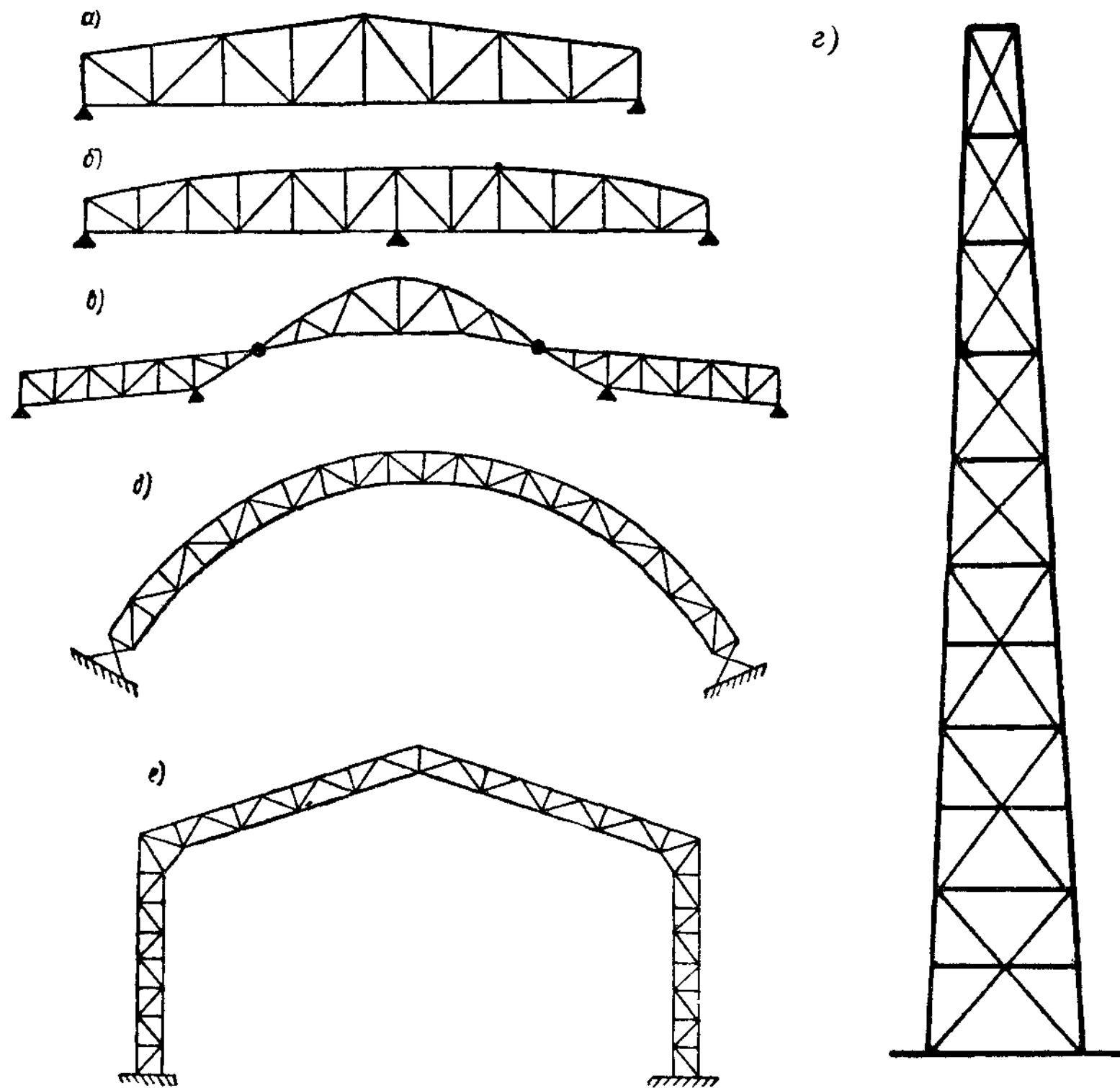


Рис. X.1. Системы ферм
а, б, в, г — балочные, д — арочная, е — рамная

Эффективность ферм и комбинированных систем можно значительно повысить, создав в них предварительное напряжение при помощи тросов, пучков высокопрочной проволоки и т. п., а также и другими способами (см. § 11 настоящей главы).

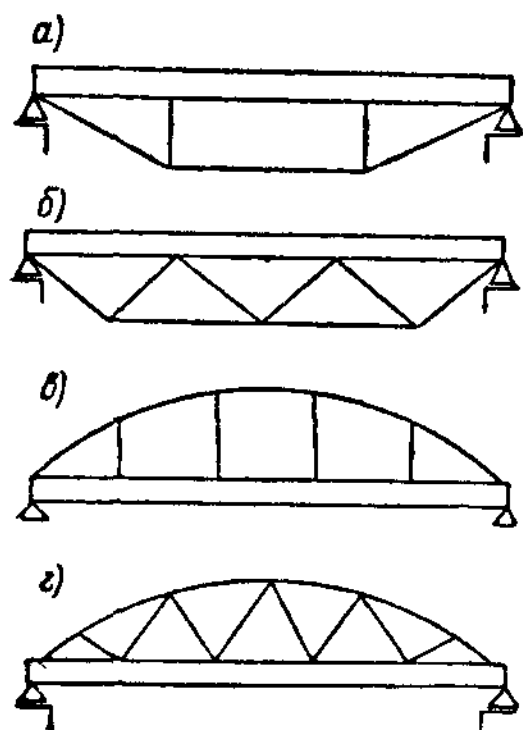


Рис. X.2. Комбинированные системы

В фермах крановых конструкций и перекрытий больших пролетов, где уменьшение собственного веса конструкций дает большой экономический эффект, возможно применение легких сплавов или высокопрочных марок стали.

§ 2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦИЙ ФЕРМ

1. Очертание ферм

Выбор очертания ферм является первым этапом их проектирования. Очертание ферм в первую очередь зависит от назначения сооружения; кроме того, оно должно отвечать принятой конструкции сопряжений с примыкающими элементами. Так, например, очертание стропильной фермы производственного здания зависит от назначения цеха, типа кровли, от типа и размера фонаря, от типа соединения ферм с колоннами (шарнирное или жесткое) и т. п.

Вместе с тем очертание ферм должно соответствовать их статической схеме, а также виду нагрузок, определяющему эпюру изгибающих моментов. Например, выступающие консоли рационально проектировать треугольными, с одним скатом (рис. X. 3, б), однопролетные фермы с равномерной нагрузкой — полигонального очертания (если требования компоновки сооружения в целом при этом могут быть удовлетворены). Исходя из требований индустриализации изготовления конструкций и удешевления проектирования, целесообразно для сооружений определенного вида (мостов, стропильных ферм, мачт) иметь унифицированные

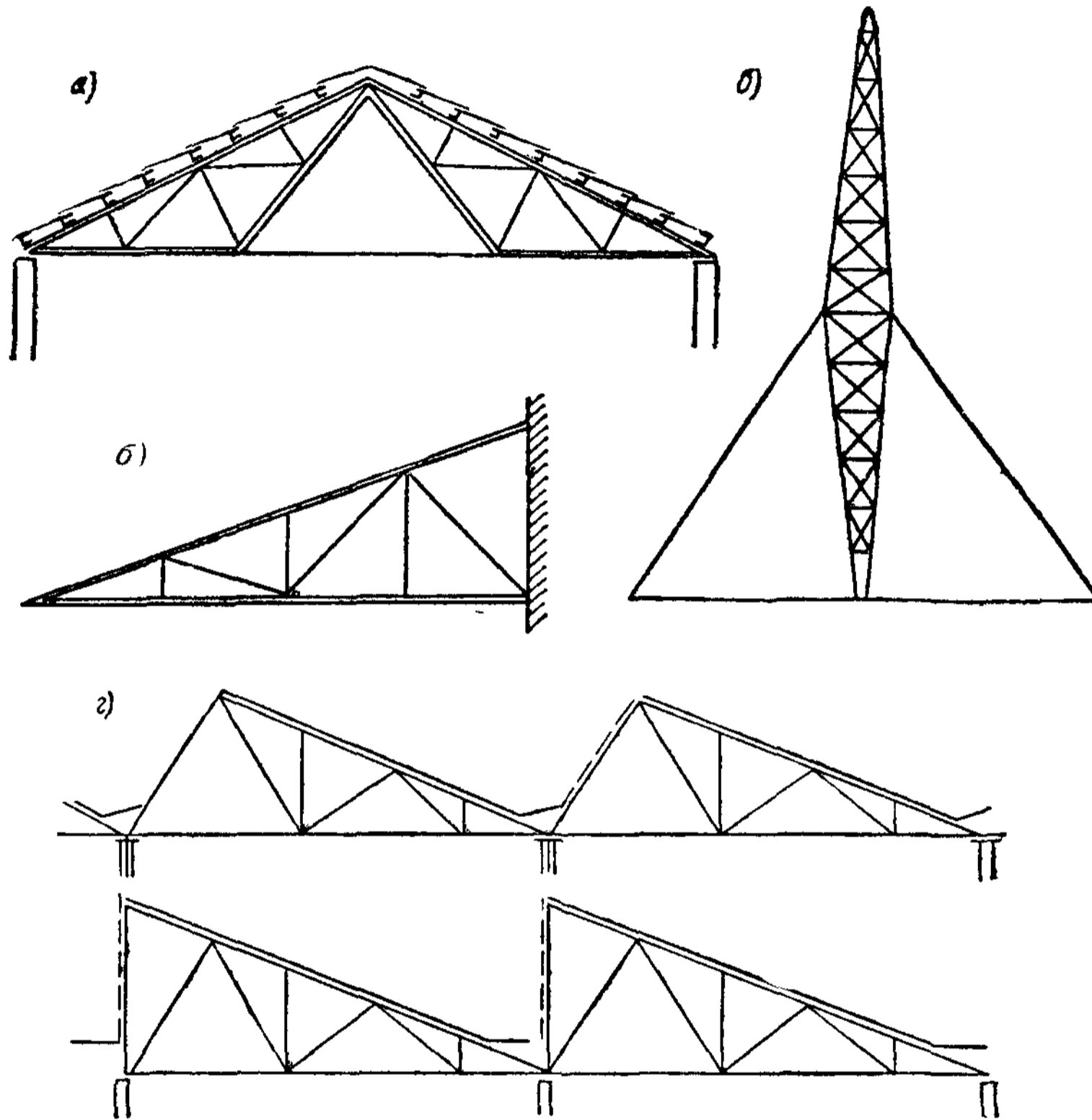


Рис. X.3. Фермы треугольного очертания

типы ферм, позволяющие стандартизовать стержни и узлы ферм, что может существенно повысить серийность выпускаемой заводами продукции.

а) Фермы треугольного очертания. Треугольное очертание придается стропильным фермам (рис. X. 3 а, г), консольным навесам (рис. X. 3, б), а также мачтам (рис. X. 3, в) и башням.

Стропильные фермы треугольного очертания применяются, как правило, при значительном уклоне кровли, вызываемом или условиями эксплуатации здания или видом кровельного материала. Стропильные фермы треугольного очертания имеют ряд конструктивных недостатков. Острый опорный узел сложен и допускает устройство лишь шарнирного сопряжения фермы с колоннами, при котором снижается поперечная жесткость здания в целом. Элементы решетки в средней части фермы получаются чрезмерно длинными, и сечение их приходится подбирать по предельной гибкости (см. § 4 настоящей главы), что вызывает перерас-

ход металла. Треугольное очертание в стропильных фермах не соответствует параболическому очертанию эпюры моментов: при излишней высоте в середине пролета высота у опор недостаточна, в результате чего наибольшие усилия в поясах возникают у опор.

Однако в ряде случаев треугольные фермы приходится применять, несмотря на заведомо нерациональное с точки зрения распределения усилий очертание, исходя из общих требований компоновки и назначения сооружения. Примером могут служить треугольные фермы шедовых покрытий (рис. X.3, г), применяемые в зданиях, где требуется большой и равномерный приток дневного света с одной стороны.

б) Фермы трапецидального очертания. Фермы трапецидального очертания со слабо вспарушенным верхним поясом (рис. X.4) пришли в перекрытиях зданий на смену треугольным фермам благодаря появлению рулонных кровельных материалов, не требующих больших уклонов кровли. В настоящее время они стали основным типом стропильных ферм.

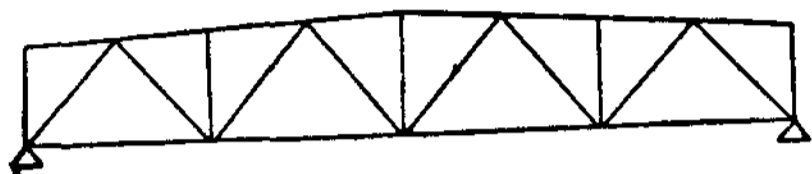


Рис. X.4. Ферма трапецидального очертания

Трапецидальное очертание балочных ферм лучше соответствует эпюре изгибающих моментов и имеет конструктивные преимущества, допуская устройство в сопряжении с колоннами жесткого рамного узла, что повышает жесткость здания и поэтому имеет существенное значение для зданий с тяжелыми крано-

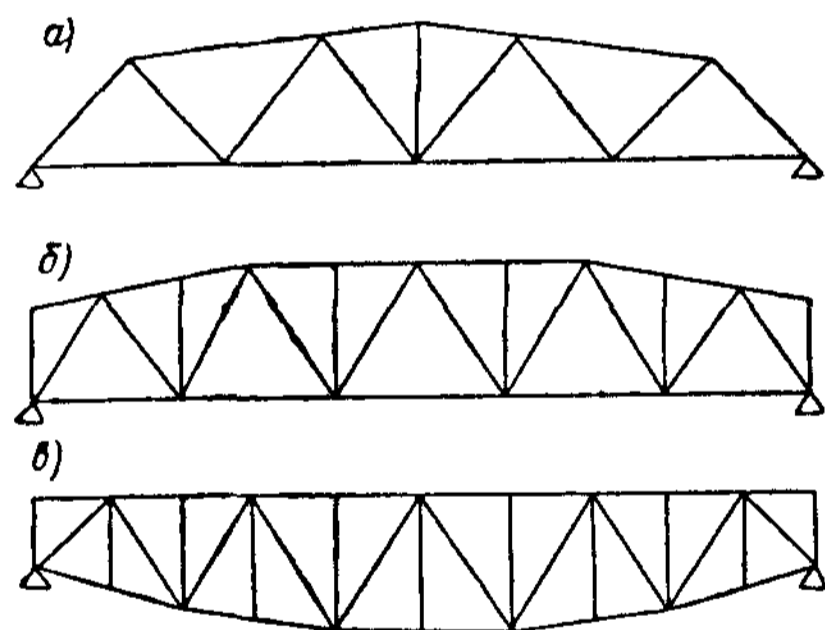


Рис. X.5. Фермы полигонального очертания

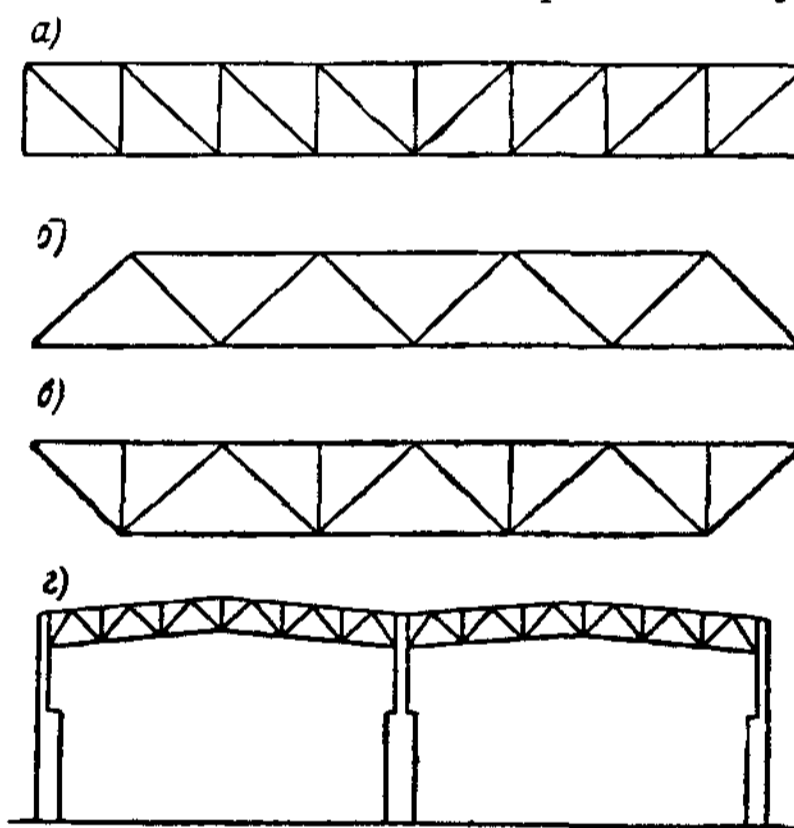


Рис. X.6. Фермы с параллельными поясами

выми нагрузками. Решетка таких ферм не имеет длинных элементов в середине пролета. Кроме того, при трапецидальном очертании легче осуществить унификацию размеров стержней ферм различных пролетов.

в) Фермы полигонального очертания. Полигональное очертание ферм (рис. X.5, а, б и в) рационально для тяжелых ферм больших пролетов ввиду хорошего соответствия очертания фермы с эпюрой изгибающих моментов; это дает значительную экономию стали.

Дополнительные конструктивные затруднения из-за переломов пояса в тяжелых фермах не так ощутимы, поскольку пояса в таких фермах из условий транспортирования обычно приходится стыковать в каждом узле.

Для легких ферм полигональное очертание нерационально, так как получающиеся в этом случае конструктивные усложнения не окупаются незначительной экономией стали.

г) Фермы с параллельными поясами. Фермы с параллельными поясами (рис. X.6, а, б, в) имеют существенные конструктивные преимущества,

что обуславливает их широкое применение как в легких, так и в тяжелых конструкциях. Равные длины стержней поясов и решетки, одинаковая схема узлов и минимальное количество стыков поясов обеспечивают в таких фермах наибольшую повторяемость деталей и возможность унификации конструктивных схем, что способствует индустриализации их изготовления.

Имеются предложения из-за этих технологических преимуществ заменять стропильные фермы трапецидального очертания на фермы с параллельными поясами, образующими скаты кровли (рис. X. 6, з).

2. Генеральные размеры ферм

а) Определение пролета ферм. Пролет или длина ферм во многих случаях определяются эксплуатационными требованиями и общекомповочным решением сооружения и не могут быть назначены по усмотрению конструктора. Так, например, пролет цеха, высота радиобашен и мачт, длина стрелы крана, длина кранов-перегрузателей и отвальных мостов назначаются технологами.

Пролеты стропильных ферм, мостовых кранов, гидротехнических затворов и т. п. определяются технологической или архитектурной схемой сооружения и уточняются в зависимости от типа сопряжений с соседними элементами.

Так, при свободном опирании ферм покрытий на опоры сверху расчетный пролет фермы L (расстояние между осями опорных частей) в качестве первого приближения может быть принят равным: для разрезных ферм — расстоянию между внутренними четвертями опор, т. е.

$$L = L_0 + \frac{a}{2}, \quad (\text{X.1})$$

где L_0 — расстояние в свету между опорами;

a — ширина опоры;

для средних пролетов неразрезных и консольных ферм $L \approx L_0 + a$ и т. д. При примыкании ферм к металлическим колоннам сбоку расчетный пролет фермы принимается равным расстоянию между колоннами в свету на отметке примыкания ферм.

В тех случаях, когда пролет конструкции не диктуется технологическими требованиями, он должен назначаться на основе экономических соображений с тем, чтобы суммарная стоимость ферм и опор была наименьшей. Наиболее выгодный пролет ферм определяется аналогично определению наимыгоднейшего пролета для балок, приведенному в § 3 главы VIII.

б) Определение высоты треугольных ферм. В треугольных фермах (рис. X. 3, а) высота является функцией пролета и уклона кровли, который зависит от материала кровли. Обычно треугольные фермы проектируют под кровли, требующие значительных уклонов ($15\text{—}45^\circ$), что дает высоту ферм $h = (1/8 \div 1/2) L$.

Высота треугольных ферм, как правило, бывает выше требуемой из условия наимыньшего веса фермы; поэтому треугольные фермы не рациональны по расходу стали. Высоту фермы посредине пролета можно уменьшить, придав нижнему поясу приподнятое очертание (рис. X. 10, в). Однако получающийся при этом слишком острый опорный узел также не рационален.

в) Определение оптимальной высоты ферм трапецидальных и с параллельными поясами. Обычно высота трапецидальных ферм, равно как и ферм с параллельными поясами, назначается на основе конструктив-

ных требований и увязки конструктивных элементов сооружения в целом. В том случае, когда нет особых ограничений, она может быть назначена из условия наименьшего веса фермы, т. е. по экономическим соображениям. Вес фермы складывается из веса поясов и веса решетки. Вес поясов уменьшается с увеличением высоты фермы, так как усилие в поясах обратно пропорционально высоте:

$$N_{\Pi} = \frac{M}{h}.$$

Вес решетки, наоборот, с увеличением высоты фермы увеличивается, так как увеличивается длина раскосов и стоек. Следовательно, может быть найдена оптимальная высота фермы, при которой общий вес поясов и решетки будет наименьшим. Вес поясов может быть выражен формулой

$$G_{\Pi} = 2 \sum \frac{N_{\Pi} l_{\Pi}}{R} \gamma \psi_{\Pi} = 2 \sum \frac{M l_{\Pi}}{h R} \gamma \psi_{\Pi}, \quad (X.2)$$

где $N_{\Pi} = \frac{M}{h}$ — расчетное усилие в поясе;

$\frac{N_{\Pi}}{R}$ — теоретическая площадь сечения стержня;

l_{Π} — длина стержня пояса, равная длине панели;

γ — удельный вес стали;

ψ_{Π} — конструктивный коэффициент поясов.

Аналогичным образом может быть выражен вес раскосов решетки

$$G_{\rho} = \sum \frac{N_{\rho}}{R} l_{\rho} \gamma \psi_{\rho} = \sum \frac{Q}{\cos \alpha R} l_{\rho} \gamma \psi_{\rho} = \sum \frac{Q}{\cos^2 \alpha R} h \gamma \psi_{\rho}, \quad (X.3)$$

где $N_{\rho} = \frac{Q}{\cos \alpha}$ — расчетное усилие в раскосе;

$l_{\rho} = \frac{h}{\cos \alpha}$ — длина раскоса;

α — угол наклона раскоса к вертикали;

ψ_{ρ} — конструктивный коэффициент раскосов.

Таким образом, вес всей фермы (поясов и раскосов) при треугольной решетке, состоящей из одних раскосов, равен

$$G_{\Phi} = 2 \sum \frac{M l_{\Pi}}{h R} \gamma \psi_{\Pi} + \sum \frac{Q}{\cos^2 \alpha R} h \gamma \psi_{\rho}. \quad (X.4)$$

Подставив в формулу (X. 4)

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha} = 1 + \operatorname{tg}^2 \alpha = 1 + \left(\frac{l_{\Pi}}{h} \right)^2,$$

получим

$$G_{\Phi} = 2 \sum \frac{M l_{\Pi}}{h R} \gamma \psi_{\Pi} + \sum \frac{Q}{R} \cdot \frac{l_{\Pi}^2}{h} \gamma \psi_{\rho} + \sum \frac{Q}{R} h \gamma \psi_{\rho}. \quad (X.5)$$

Взяв производную по h и приравняв ее нулю, получим

$$\frac{\partial G_{\Phi}}{\partial h} = - \left[2 \sum \frac{M l_{\Pi}}{R} \gamma \psi_{\Pi} + \sum \frac{Q l_{\Pi}^2}{R} \gamma \psi_{\rho} \right] \frac{1}{h^2} + \sum \frac{Q}{R} \gamma \psi_{\rho} = 0, \quad (X.6)$$

откуда наивыгоднейшая высота фермы

$$h_{\text{опт}} = l_{\Pi} \sqrt{\frac{2 \sum \frac{M}{l_{\Pi}} \psi_{\Pi} + \sum Q \psi_{\rho}}{\sum Q \psi_{\rho}}} = l_{\Pi} \sqrt{\frac{\frac{2n \sum M}{L} \psi_{\Pi}}{\sum Q \psi_{\rho}} + 1}, \quad (X.7)$$

поскольку $l_{\Pi} = \frac{L}{n}$, где L — пролет, n — число панелей.

Величина $\frac{2 \sum M}{L} \psi_{\Pi}$ близка к 0,7, и тогда наивыгоднейшая высота фермы равна

$$h_{\text{опт}} = l_{\Pi} \sqrt{0,7n + 1} = \frac{L}{n} \sqrt{0,7n + 1}, \quad (\text{X.8})$$

а наивыгоднейшее по весу соотношение

$$\frac{h_{\text{опт}}}{L} = \frac{1}{n} \sqrt{0,7n + 1}. \quad (\text{X.9})$$

Таким образом, наивыгоднейшее отношение высоты фермы к ее пролету зависит от числа панелей и уменьшается при увеличении этого числа.

При раскосной решетке, т. е. при наличии стоек, в формуле (X. 5) должен быть включен еще вес стоек. В этом случае стойки работают на поперечную силу, и вес их равняется

$$\sum \frac{Q}{R} h \gamma \psi_{\text{ст}},$$

где $\psi_{\text{ст}}$ — конструктивный коэффициент стоек.

Вставив в формулу (X. 5) вес стоек и приравняв производную полученного выражения нулю, очевидно, получим

$$h_{\text{опт}} = l_{\Pi} \sqrt{\frac{0,7n + 1}{1 + \frac{\psi_{\text{ст}}}{\psi_{\text{р}}}}}.$$

Отношение $\frac{\psi_{\text{ст}}}{\psi_{\text{р}}} \approx 2$, и, следовательно:

$$\frac{h_{\text{опт}}}{L} = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{0,7n + 1}{3}}. \quad (\text{X.9}')$$

При треугольной решетке стойки работают на местную нагрузку P . Тогда

$$\frac{h_{\text{опт}}}{L} = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{0,7n + 1}{1 + \frac{\sum P \psi_{\text{ст}}}{\sum Q \psi_{\text{р}}}}};$$

поскольку $P < Q$ и $\psi_{\text{ст}} > \psi_{\text{р}}$, то в среднем

$$\frac{\sum P \psi_{\text{ст}}}{\sum Q \psi_{\text{р}}} \approx 1,$$

и, следовательно:

$$\frac{h_{\text{опт}}}{L} = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{0,7n + 1}{2}}. \quad (\text{X.9}'')$$

Таким образом, оптимальная высота ферм по весу в значительной мере зависит от системы решетки; при раскосной решетке она примерно на 40% меньше, чем при треугольной решетке без стоек, и на 20% меньше оптимальной высоты ферм с треугольной решеткой со стойками.

Если принять, что вес решетки увеличивается с увеличением высоты линейно, а вес поясов уменьшается по гиперболическому закону, т. е. считать, что вес фермы изменяется по закону

$$G_{\text{ф}} = \frac{C_1}{h} + C_2 h, \quad (\text{X.10})$$

где C_1 и C_2 — постоянные числа, то, как в балке с постоянной толщиной стенки (см. § 2 главы VIII), оптимальная высота по весу получается тогда, когда вес поясов равняется весу решетки.

Обычно для ферм с параллельными поясами или близких к ним ферм трапецеидального очертания высоты принимают несколько меньшие, чем это следует по формулам (X. 9), а именно около $1/6—1/10$ пролета; при этом для легких ферм принимают меньшие значения, для тяжелых — большие. Для самых легких ферм (прутковые прогоны) применяются еще меньшие высоты. Условия компоновки сооружения могут в ряде случаев дополнительно ограничить высоту фермы. Так, например, высота подстропильной фермы может быть ограничена габаритом проезда снизу и уровнем кровли (карнизом) сверху и т. д. Весьма существенны ограничения, диктуемые условиями перевозки по железной дороге: фермы, перевозимые в целом виде или крупными отправочными элементами (а к таким принадлежат все легкие фермы), должны иметь высоту, вписывающуюся в провозной габарит (см. § 5 главы VII). Некоторое отклонение высоты ферм от оптимальной может быть также вызвано требованиями унификации конструкций.

г) **Определение высоты ферм из условий прогиба.** Наименьшая возможная высота фермы определяется условиями ее прогиба. В обычных кровельных покрытиях жесткость ферм значительно превосходит требования, предъявляемые условиями эксплуатации. В конструкциях, работающих на подвижную нагрузку (фермы подкрановых эстакад, мостовых кранов и т. п.), требования жесткости часто являются настолько высокими ($\frac{f}{L} = 1/700—1/1000$), что необходима проверка прогиба ферм.

Величина прогиба фермы может быть получена аналитически по формуле Мора

$$f = \sum \frac{NN_1 l}{EF}$$

(где N — усилие в стержне фермы от заданной нагрузки; N_1 — усилие в том же стержне от силы, равной единице, приложенной в точке определения прогиба по направлению прогиба) или графически — построением диаграммы Виллио. Построение этой диаграммы целесообразно в тех случаях, когда нужно получить линию прогиба нижнего или верхнего пояса фермы.

По формуле Мора можно для ферм с параллельными поясами при среднем значении аргументов получить формулу отношения наименьшей высоты к пролету, аналогичную соответствующей формуле (VIII. 2) для сплошных балок в функции предельного прогиба фермы:

$$\frac{h_{\text{мин}}}{L} = \frac{6,5}{24} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{\sigma}{E} \left(1 + \frac{2h}{L} \right), \quad (\text{X.11})$$

в которой второй член в скобках выражает влияние решетки.

Здесь $\left[\frac{f}{L} \right]$ — предельное отношение прогиба ферм к пролету (обычно $1/500—1/1000$);

σ — максимальное напряжение в поясе от нагрузки, вызывающей прогиб; поскольку прогиб определяется от нормативной нагрузки (без коэффициентов перегрузки), это напряжение равняется

$$\sigma = \frac{p^{\text{н}} + q^{\text{н}}}{p^{\text{н}}n_p + q^{\text{н}}n_q} R, \quad (\text{X.12})$$

где $p^{\text{н}}$ и $q^{\text{н}}$ — постоянная и временная нормативные нагрузки;

n_p, n_q — соответствующие коэффициенты перегрузки (см. формулу VIII. 3).

д) **Определение высоты ферм на опорах.** В фермах трапецеидального очертания, помимо высоты посередине пролета, необходимо установить высоту на опоре. Высота опорной стойки стропильных ферм зависит от высоты фермы в пролете и уклона кровли. Обычно при уклонах $1/12—1/7$ сна получается в пределах от $1/15$ до $1/10$ пролета, что конструктивно вполне приемлемо.

При более крутых уклонах (например, $1/4$) опорные стойки получаются чрезмерно короткими, а узлы — неконструктивными; тогда следует переходить к фермам треугольного очертания или к фермам, имеющим перегиб нижнего пояса (рис. X. 7); такие фермы легче обычных треугольных. Высота на опорах ферм (ригелей рам) промышленных зданий принимается одинаковой независимо от пролета, из условия унификации сопряжения ферм с колонной (см. § 4 главы XII).

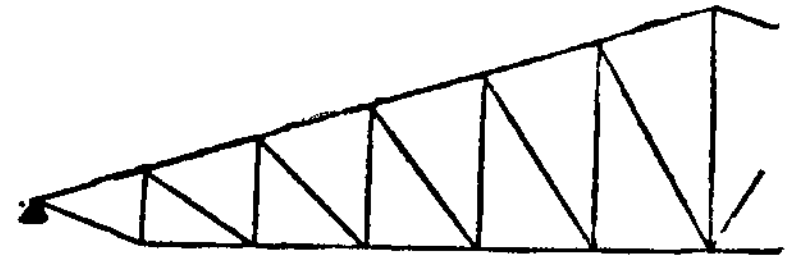


Рис. X.7. Ферма с перегибом нижнего пояса

3. Системы решеток ферм и их характеристики

Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

От системы решетки зависят вес фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Решетка должна соответствовать схеме приложения нагрузок, поскольку нагрузки во избежание местного изгиба пояса, как правило, передаются на ферму в узлах.

а) **Треугольная система решетки.** В фермах трапецеидального очертания или с параллельными поясами весьма рациональной является тре-

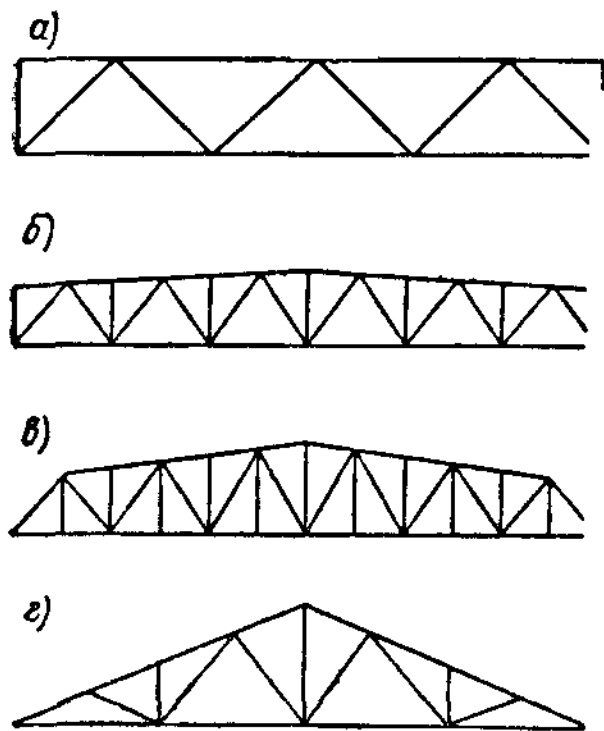


Рис. X.8. Треугольная система решетки ферм

угольная система решетки (рис. X. 8, а), дающая наименьшую суммарную длину решетки и наименьшее количество узлов при кратчайшем пути усилия от места приложения нагрузки до опоры. В фермах, поддерживающих балки настила (как, например, фермы стропильные, мостовые, крановые, а также фермы гидротехнических плоских затворов), к треугольной решетке часто добавляются дополнительные стойки (рис. X. 8, б), а иногда и подвески (рис. X. 8, в), позволяющие уменьшать, когда это необходимо, расстояния между узлами фермы. Дополнительные стойки также целесообразны для уменьшения свободной длины сжатого пояса.

Дополнительные стойки и подвески получаются весьма легкими, так как они работают только на местную нагрузку и не участвуют в передаче на опору поперечной силы.

Наивыгоднейший угол наклона раскосов в треугольной решетке по конструктивным и весовым характеристикам равен примерно 45° ; следовательно, в фермах трапецеидального очертания или с параллельными поясами длина панели получается близкой к высоте фермы.

В фермах треугольного очертания треугольная система решетки также возможна (рис. X. 8, *г*). Недостатком ее в данном случае является отсутствие единообразия в схемах узлов.

Общим недостатком треугольной системы решетки является наличие сжатых длинных раскосов, восходящих в фермах трапецеидального очертания и нисходящих — в треугольных фермах.

б) Раскосная система решетки. При проектировании раскосной системы решетки нужно стремиться, чтобы наиболее длинные элементы — раскосы — были растянутыми, а стойки — сжатыми. Это требование

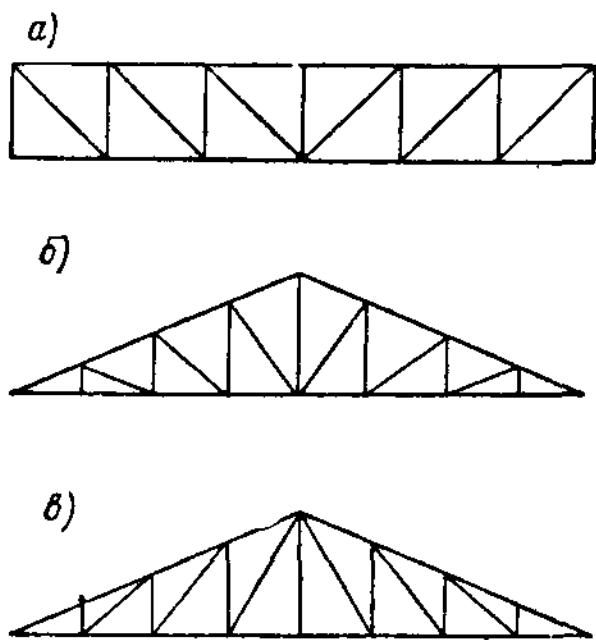


Рис. X.9 Раскосная система решетки ферм

удовлетворяется при нисходящих раскосах в фермах с параллельными поясами или трапецеидального очертания (рис. X. 9, *а*) и восходящих — в треугольных фермах. Однако в треугольных фермах восходящие раскосы образуют неудобные для конструирования узлы и имеют большую длину, так как идут по большей диагонали (рис. X. 9, *в*). Поэтому в треугольных фермах более рациональны нисходящие раскосы (рис. X. 9, *б*); хотя они получают сжатыми, но зато их длина меньше и узлы фермы конструируются проще. Применение раскосной решетки целесообразно при малой высоте ферм, а также тогда, когда по стойкам передаются большие усилия (при большой узловой нагрузке); последний случай

возможен в подстропильных фермах, стойки которых воспринимают давления стропильных ферм.

Наивыгоднейший угол наклона раскосов к горизонтали в раскосной решетке равен примерно 35° ; следовательно, длина панели получается больше высоты фермы, что удобно только при малой высоте ферм. Раскосная решетка более трудоемка, чем треугольная и требует большего расхода материала, так как при равном числе панелей в ферме общая длина раскосной решетки больше и в ней больше узлов. Путь усилия от узла, к которому приложена нагрузка, до опоры в раскосной решетке длиннее; он идет через все стержни решетки и узлы.

в) Специальные системы решеток. При большой высоте ферм (примерно 4—5 м) и рациональном угле наклона раскосов (примерно 35° — 45°) панели могут получаться чрезмерно большими, неудобными для расположения балок настила. Если давления балок небольшие, то можно допустить местный изгиб пояса, расположив балки на поясе между узлами.

Однако при больших давлениях такое решение нерационально. Чтобы уменьшить размер панели, сохранив нормальный угол наклона раскосов, применяют шпренгельную решетку (рис. X. 10, *а*). Устройство шпренгельной решетки более трудоемко и иногда требует дополнительного расхода металла; однако оно дает возможность получить рациональное расстояние между элементами поперечной конструкции при правильном угле наклона раскосов, а также уменьшить расчетную длину сжатых элементов. Так, например, в высоких башнях шпренгельная решетка уменьшает расчетную длину сжатых поясов (рис. X. 10, *б*) и тем самым позволяет снизить общий вес конструкции. В стропильных фермах шпренгельная решетка позволяет сохранить нормальное расстояние между прогонами, удобное для поддержания элементов кровли (2—3 м), или же создать промежуточный узел для опирания крупнопанельного настила (рис. X. 10, *а*).

Шпренгельную решетку особого вида имеет треугольная ферма, показанная на рис. X. 10, в. Эта система применяется при крутых кровлях ($\alpha = 35-45^\circ$) и сравнительно больших для треугольных ферм пролетах ($l = 20-24$ м). Она может быть расчленена на две полуфермы, связанные затяжкой. В такой системе элементы решетки и панели поясов имеют небольшую длину, что очень упрощает конструирование узлов. Приподнятая затяжка увеличивает полезную высоту помещения. Образующие систему жесткие полуфермы и затяжка могут изготавливаться на заводе с последующим транспортированием на место возведения в виде трех отправочных элементов.

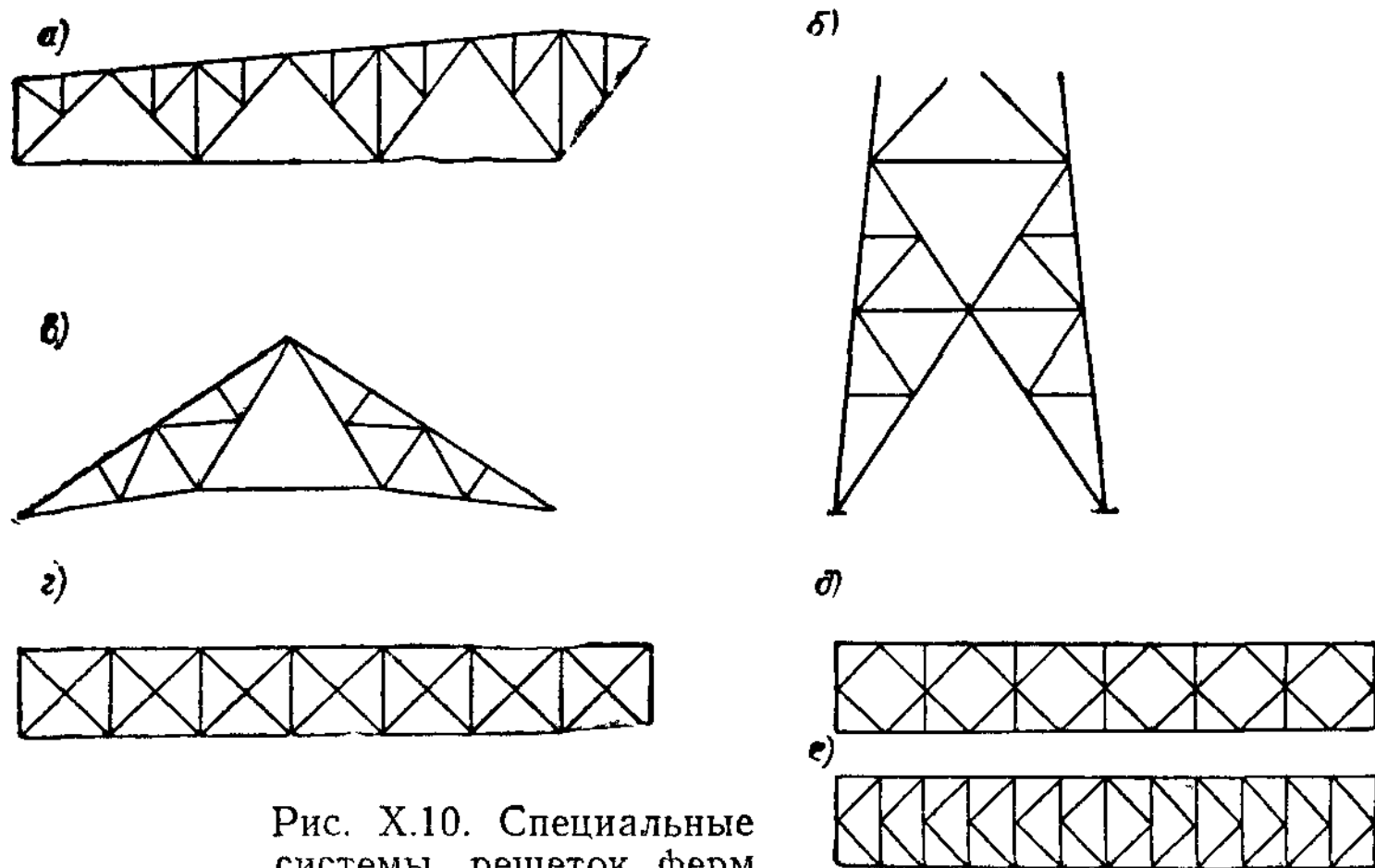


Рис. X.10. Специальные системы решеток ферм

В фермах, работающих на двухстороннюю нагрузку, как правило, устраивают крестовую решетку (рис. X. 10, г). Такими фермами являются горизонтальные связевые фермы покрытий производственных зданий, мостов и других конструкций, вертикальные фермы башен, мачт и высоких зданий. Весьма часто крестовую решетку проектируют из достаточно гибких элементов. В этом случае под действием нагрузки работают только растянутые раскосы; сжатые же раскосы вследствие своей большой гибкости выключаются из работы и в расчетную схему не входят. При небольших усилиях в стержнях решетки такая система является экономной по расходу стали, но может оказаться недостаточно жесткой. При работе обеих систем раскосов и при малых напряжениях в раскосах ферма получается достаточно жесткой, но оказывается тяжелой и трудоемкой в изготовлении. Для того чтобы работали обе системы гибких раскосов, последние должны быть предварительно настолько натянуты, чтобы возникающие в них сжимающие усилия не могли превзойти предварительного натяжения.

Полураскосная и ромбическая решетки (рис. X. 10, д и е) ввиду наличия двух систем раскосов также обладают большой жесткостью; эти системы применяются в мостах, башнях, мачтах, связях для уменьшения расчетной длины стержней и особенно рациональны при работе конструкций на воздействие больших поперечных сил.

4. Панель ферм

Одновременно с выбором системы решетки устанавливают размеры панелей ферм. Поскольку нагрузка обычно прикладывается к узлам ферм, панели должны соответствовать расстояниям между элементами,

передающими нагрузку на ферму. Вместе с тем размеры панелей должны отвечать оптимальному углу наклона раскосов; как уже было указано, оптимальный угол наклона раскосов составляет: в треугольной решетке — около 45° , в раскосной решетке — около 35° . Из конструктивных соображений — рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов — желательно иметь угол, близкий к 45° . При очень малых углах фасонки получаются слишком вытянутыми, при больших — высокими, что делает их громоздкими и неэкономичными.

В стропильных фермах размеры панелей определяются системой кровельного покрытия. Если по стропильным фермам укладывают прогоны, панель, равная расстоянию между прогонами, определяется видом кровельного настила и ее длина колеблется от 1,5 до 3 м. В последнее время получили распространение, главным образом в промышленных зданиях, беспрогонные кровельные покрытия, в которых настил в виде железобетонных плит длиной 6 м и шириной 1,5 или 3 м укладывают непосредственно на пояса ферм. Беспрогонные покрытия являются более индустриальными и (при кровлях с железобетонными плитами) более экономными по расходу стали.

При беспрогонном покрытии панель принимается равной 3 м. При ширине плит 1,5 м целесообразно с помощью шпренгельной решетки уменьшить панель до 1,5 м; можно также, сохранив панель в 3 м, иметь верхний пояс, работающий на местный изгиб. Последнее решение является, как правило, менее экономным по расходу стали, но зато более простым.

5. Устойчивость ферм. Связи

Сквозная плоская система (ферма) легко теряет устойчивость из своей плоскости. Для придания ферме устойчивости ее необходимо присоединить к какой-либо устойчивой конструкции или соединить связями с другой фермой, в результате чего образуется пространственный устойчивый брус (рис. X. 11, а).

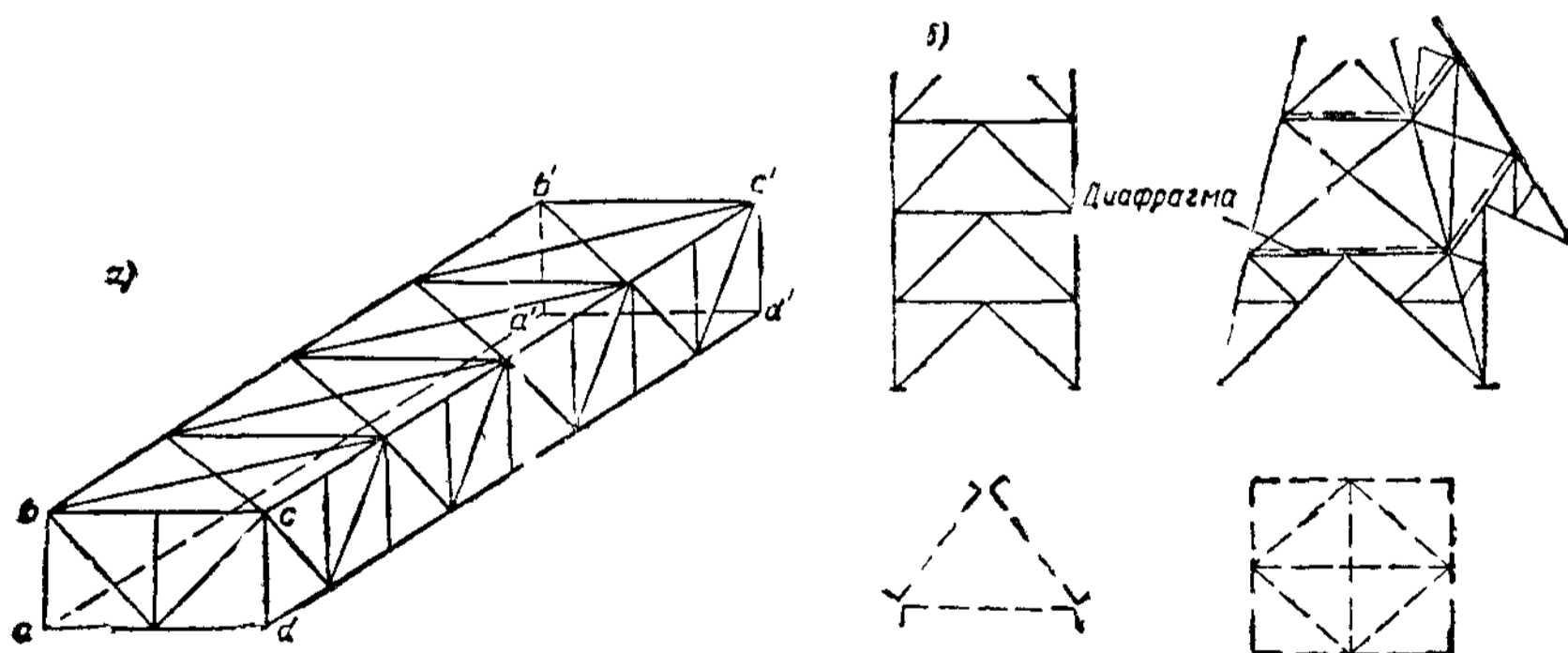


Рис. X 11. Завязка ферм в пространственные системы

Для обеспечения устойчивости такого бруса (блока), необходимо, чтобы он был выполнен геометрически неизменяемым, т. е. чтобы все грани его были неизменяемы.

Грани блока (рис. X. 11, а) образуются: двумя плоскостями спаренных ферм ($abb'a'$ и $dcc'd'$), двумя перпендикулярными им плоскостями связей, расположенными по обоим поясам ферм ($cbb'c'$ и $daa'd'$), и не менее чем двумя плоскостями поперечных связей, обычно в торцах ферм ($abcd$ и $a'b'c'd'$). Поскольку рассмотренный пространственный брус в

поперечном сечении является замкнутым и обычно достаточно широким, он обладает очень большой жесткостью при кручении и изгибе в поперечном направлении. Поэтому потеря его общей устойчивости в изгибаемых системах невозможна и только в том случае может возникнуть вопрос о потере общей устойчивости системы, когда такой пространственный сквозной брус работает на значительные сжимающие нагрузки (например, в башенных конструкциях). Конструкции мостов, кранов, башен, мачт, шпилей, укосин и др. представляют собой аналогичные пространственные брусья, состоящие из сквозных ферм (рис. X. 11, б).

В покрытиях (шатрах) зданий решение получается более сложным ввиду большого количества поставленных рядом плоских стропильных ферм. Такие фермы, связанные между собой только одними прогонами, не образуют неизменяемой системы; поэтому они имеют расчетную длину из своей плоскости, равную пролету, и легко могут потерять устойчивость (рис. X. 12, а). В этом случае устойчивость как шатра в целом, так и отдельных элементов плоских ферм обеспечивается тем, что в конструкции шатра образуется несколько пространственных устойчивых блоков из двух соседних ферм, скрепленных как связями в плоскости верхнего пояса, так и вертикальными поперечными связями между стойками ферм, которые заменяют связи по нижнему поясу (рис. X. 12, б). К этим жестким блокам прочие фермы притягиваются горизонтальными элементами, препятствующими горизонтальному перемещению поясов ферм и тем обеспечивающими их устойчивость (обычно прогонами, расположенными в узлах ферм). Для того чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплен к неподвижной точке — узлу горизонтальных связей.

В покрытиях зданий панель связей обычно равняется двум панелям ферм, что отвечает наиболее удачной, по соотношению размеров, приблизительно квадратной панели связей (обычно расстояние между фермами — 6 м, длина двух панелей фермы также обычно 4—6 м); поэтому закрепляющим прогоном будет каждый второй прогон. Таким образом, если прогон не прикреплен к диагоналям связей в месте их пересечения, расстояние между закрепленными в горизонтальном направлении точками верхнего пояса фермы равно двум панелям (рис. X. 12, б). Это обстоятельство должно учитываться при подборе сечения верхнего пояса ферм.

В беспрогонных покрытиях закрепление верхних поясов ферм производится при помощи кровельного настила или специальных элементов, прикрепляющих их к горизонтальным связям (см. § 2 главы XIV).

6. Унификация и модулирование геометрических размеров ферм

Путем унификации геометрических схем ферм можно стандартизовать конструктивные детали ферм и перейти на массовое их изготовление при помощи специализированных высокопроизводительных станков и приспособлений¹. Унификация геометрических размеров ферм приводит к сокращению числа типоразмеров и к стандартизации как самих ферм, так и примыкающих к ним элементов (прогонов, связей, колонн и т. п.). В основу унификации ферм кладется модулирование конструктивно-компоновочных размеров. Унификация ферм должна проводиться по видам сооружений.

В настоящее время унифицированы геометрические схемы стропильных ферм производственных зданий (рис. X. 13), мостов, радиомачт, радиобашен.

¹ Е. И. Беленя, Пути развития стальных каркасов промышленных зданий, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

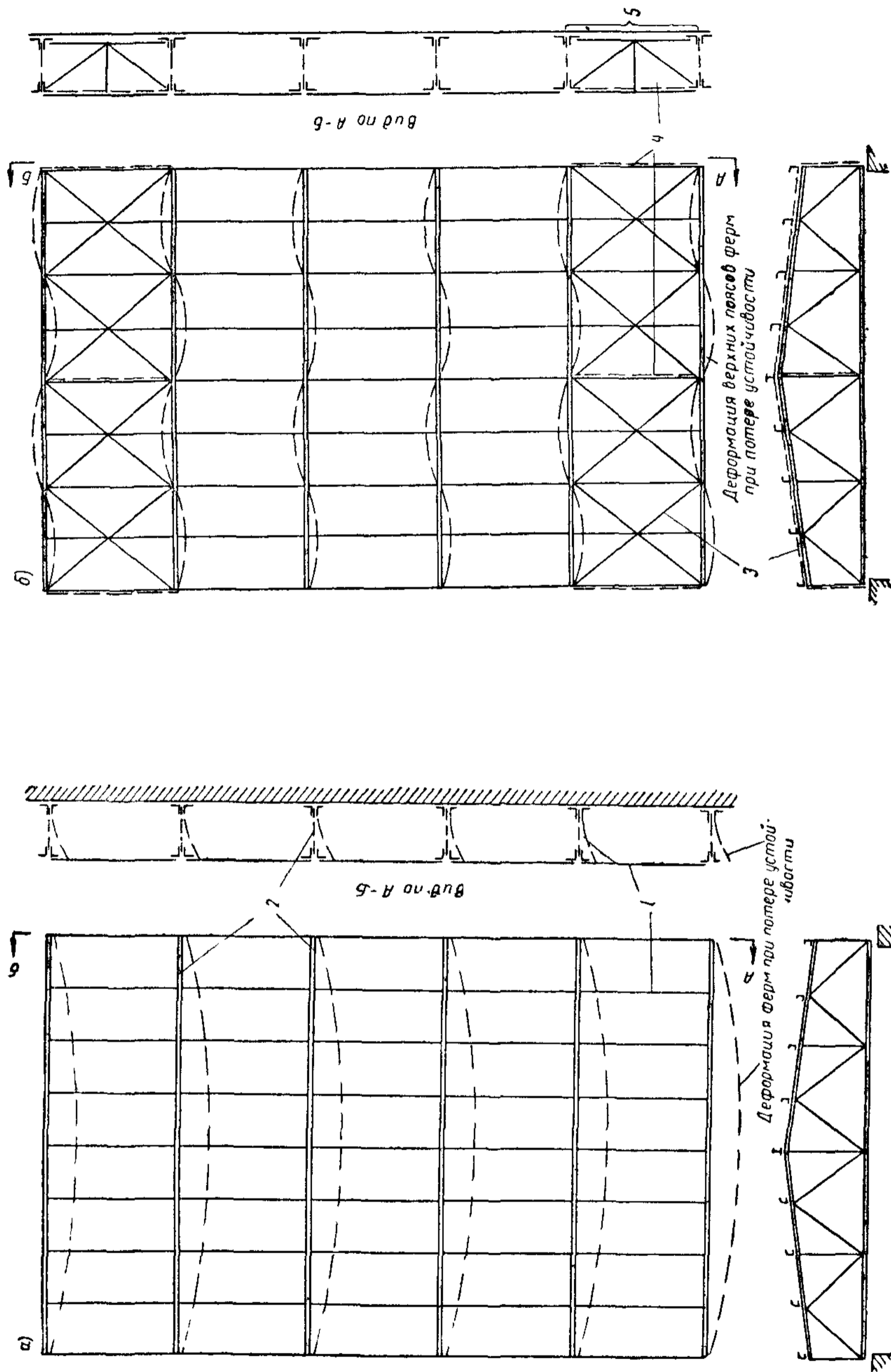


Рис. X.12. Мероприятия, обеспечивающие устойчивость стропильных ферм
 1 — прогоны; 2 — фермы; 3 — горизонтальные связи; 4 — вертикальные связи; 5 — пространственный блок

В основу унификации стропильных ферм положены: модуль пролета производственных зданий и панель 3 000 мм, уклон кровли $1/12$, высота ферм на опоре 2 200 мм, треугольная решетка с добавлением шпренгеля при кровельных плитах шириной в 1,5 м. Таким образом, геометрия ферм меньших пролетов тождественна с геометрией крайних частей ферм больших пролетов и большая ферма получается из меньшей добавлением средних панелей. В результате унифицированные стропильные фермы

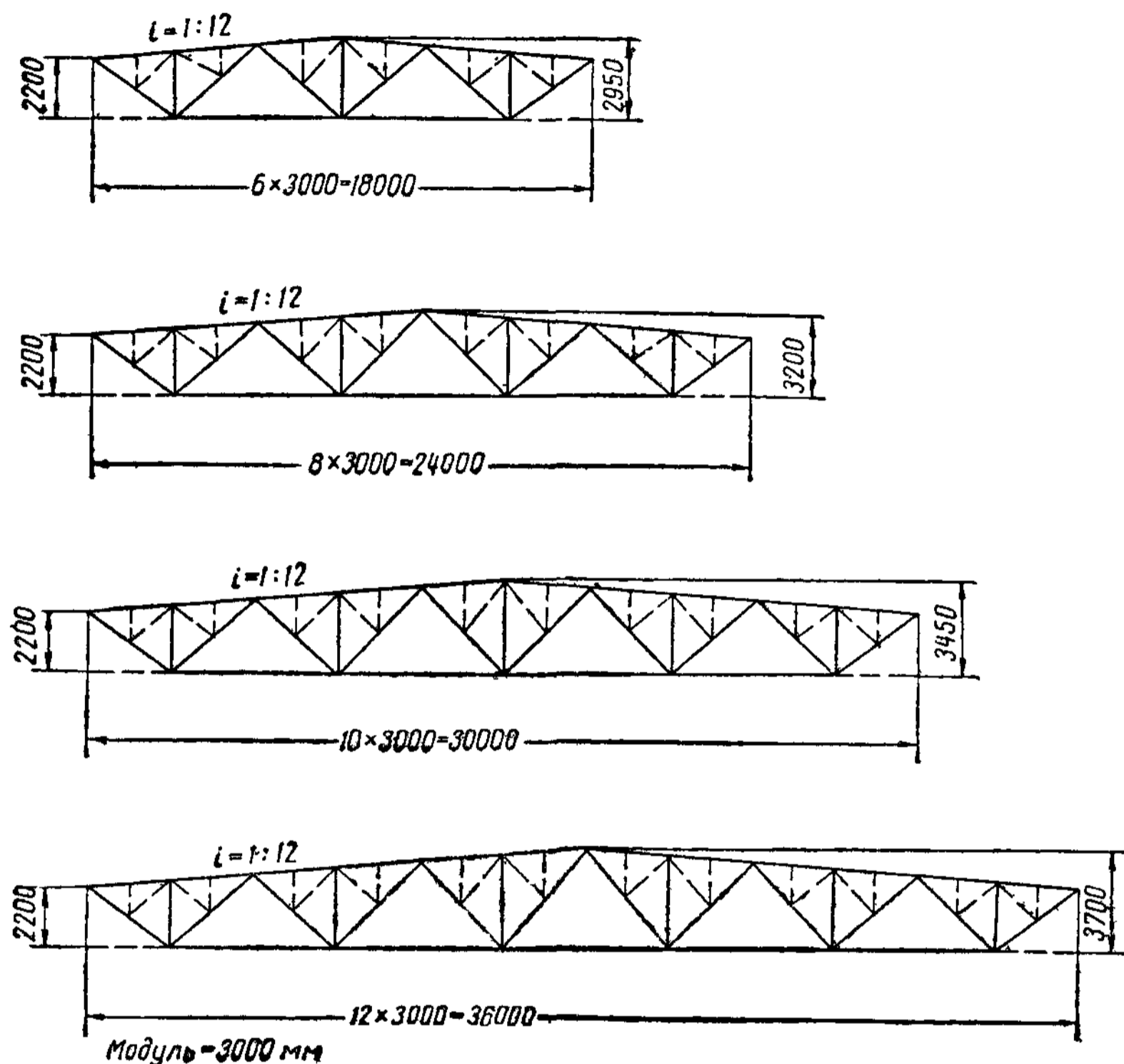


Рис. X.13. Пример унификации схем стропильных ферм

разных пролетов и мощностей могут быть собраны и сварены по половине в одном стационарном кондукторе-позиционере, что может существенно облегчить изготовление ферм. Особенно рациональны унифицированные фермы с параллельными поясами, так как они имеют максимальное число одинаковых элементов.

7. Строительный подъем

В фермах больших пролетов (более 36 м) возникают большие прогибы, которые ухудшают внешний вид конструкции и во многих случаях недопустимы по условиям эксплуатации, например, в производственных зданиях при подвеске к фермам подъемно-транспортного оборудования.

Провисание ферм предотвращается устройством строительного подъема, т. е. фермы изготавливаются с обратным выгибом, который при действии постоянной и временной нагрузок погашается, в результате чего фермы занимают проектное положение.

Теоретическую линию строительного подъема можно получить, если при изготовлении фермы длину каждого стержня l брать с учетом его

упругих деформаций, т. е. равной

$$l = l_p + \Delta l = l_p \left(1 + \frac{\sigma}{E} \right),$$

где l_p — длина стержня в расчетной геометрической схеме;
 $\Delta l = \frac{\sigma l_p}{E}$ — удлинение или укорочение стержня от расчетных нагрузок.

В растянутых стержнях величину Δl надо вычитать, в сжатых — прибавлять. Под нагрузкой растянутые стержни удлиняются, сжатые — укорачиваются, и расчетная геометрическая схема фермы восстанавливается. На практике строительный подъем задается обычно по какой-либо упрощенной кривой, имеющей стрелку, равную прогибу от постоянной и временных нагрузок, причем перегибы устраиваются только в монтажных узлах. Так, в стропильных фермах, имеющих один монтажный

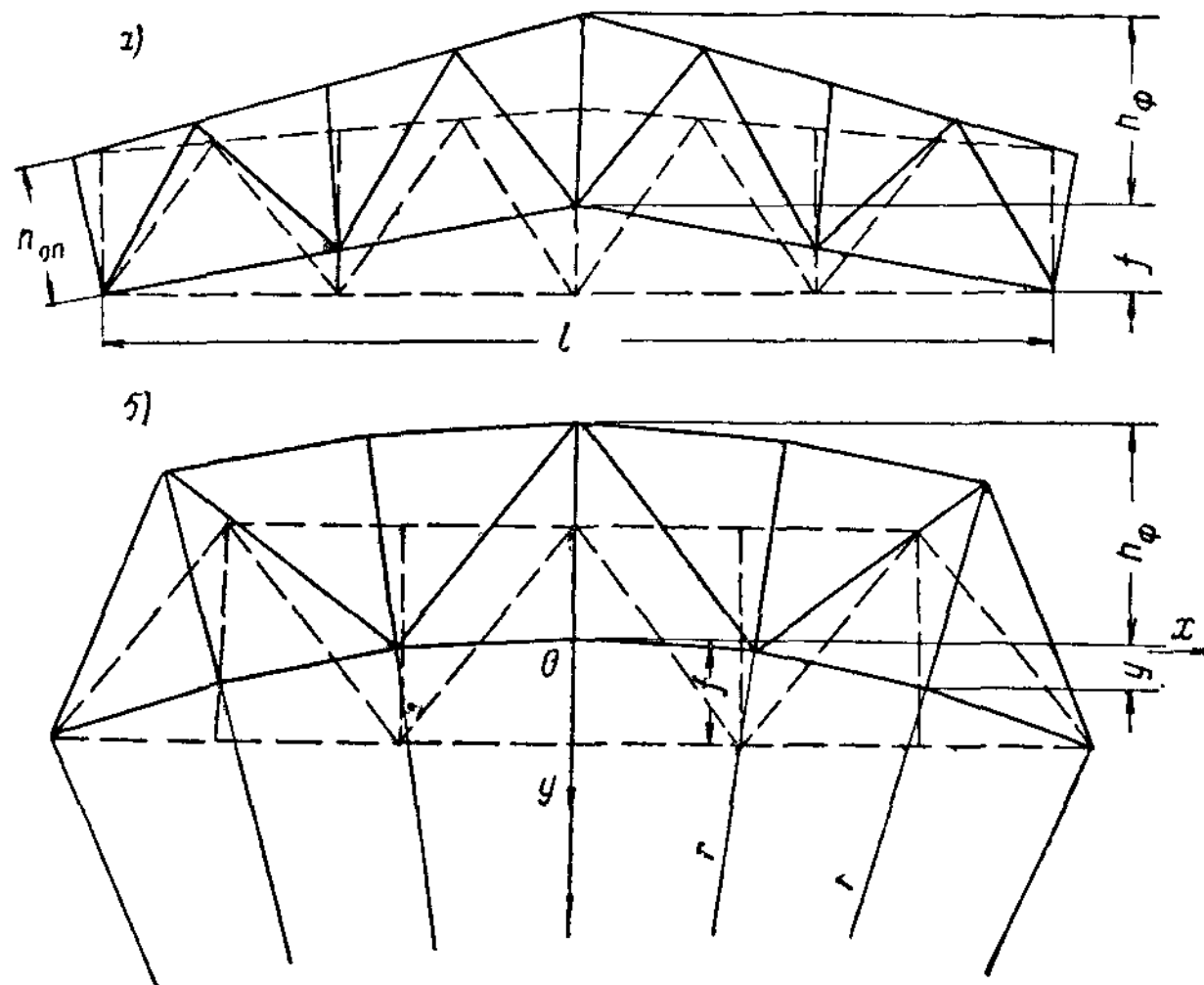


Рис. X.14. Строительный подъем
 а — в легких фермах; б — в тяжелых фермах

стык посередине пролета, строительный подъем задается по треугольнику (рис. X. 14, а). В тяжелых фермах больших пролетов, имеющих обычно монтажные стыки в каждом узле, строительный подъем принимается по многоугольнику, вписанному в окружность (рис. X. 14, б).

§ 3. РАСЧЕТ И ДЕЙСТВИТЕЛЬНАЯ РАБОТА ФЕРМ

1. Определение расчетной нагрузки

Вся нагрузка, действующая на ферму, обычно принимается приложенной к узлам фермы, к которым прикрепляются элементы поперечной конструкции (например, прогоны кровли или подвесного потолка), передающие нагрузку на ферму. Если нагрузка приложена непосредственно в панели, то в основной расчетной схеме она также распределяется между ближайшими узлами, но при этом дополнительно учитывается местный изгиб элементов пояса от расположенной на них нагрузки или же пояс рассматривается как балка, укрепленная сквозной фермой (комбинированная система).

Для удобства расчета рекомендуется определять усилия в стержнях ферм отдельно для каждого вида нагрузки. Так, например, в стропиль-

ных фермах следует составлять расчетные схемы отдельно для следующих нагрузок:

постоянной, в которую входит собственный вес фермы и вес всей поддерживаемой конструкции (кровли с утеплением, фонарей и т. п.);

полезной, т. е. нагрузки от подвешенного подъемно-транспортного оборудования; нагрузки, действующей на подвешенное к ферме перекрытие, и т. п.;

атмосферной — снег, ветер.

Как указано в § 2 главы III, постоянная, полезная и снеговая нагрузки относятся к основному сочетанию нагрузок, и расчет на них ведется с учетом установленных значений коэффициентов перегрузки; ветер при расчете обычных стропильных ферм относится к дополнительному сочетанию нагрузок.

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной фермы, определяется по формуле

$$P = \left(g_{\text{ф}} + \frac{g_{\text{кр}}}{\cos \alpha} \right) b \frac{d_1 + d_2}{2} n, \quad (\text{X.13})$$

где $g_{\text{ф}}$ — собственный вес фермы в кг на 1 м^2 горизонтальной проекции кровли;

$g_{\text{кр}}$ — вес кровли в кг/м²;

α — угол наклона верхнего пояса к горизонту;

b — расстояние между фермами;

d_1 и d_2 — расстояния между смежными узлами фермы;

$n = 1,1$ — коэффициент перегрузки постоянных нагрузок.

В отдельных узлах к нагрузке, получаемой по формуле (X. 13), в необходимых случаях прибавляется нагрузка от веса фонаря.

Снег является временной нагрузкой, которая часто может загружать ферму лишь частично; загрузка снегом одной половины фермы может оказаться невыгодным для средних раскосов.

Расчетная узловая нагрузка от снега определяется по формуле

$$Q_c = p_c b \frac{d_1 + d_2}{2} n_1, \quad (\text{X.13}')$$

где p_c — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной проекции кровли;

$n_1 = 1,4$ — коэффициент перегрузки снеговой нагрузки.

Значение p_c должно определяться с учетом возможного неравномерного распределения снегового покрова около фонарей, как это указано в § 2 главы III.

Иногда к фермам подвешивают тельферы или кран-балки небольшой грузоподъемности, усилия от которых могут быть проще всего подсчитаны по линиям влияния опорной реакции подкрановой балки, подвешенной к фермам.

Давление ветра учитывается только на вертикальные поверхности, а также на поверхности с углом наклона к горизонту более 30° , что может иметь место в башнях, мачтах, эстакадах, а также в крутых треугольных стропильных фермах и в фонарях. Ветровая нагрузка, как и другие виды нагрузок, приводится к узловой.

Кроме положительного давления ветра, необходимо учитывать отсос (см. § 2 главы III).

2. Определение усилий в стержнях ферм

При расчете ферм предполагается, что в узлах системы имеются идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейны, расположены в од-

ной плоскости и пересекаются в узле в одной точке (центре узла). Стержни такой идеальной системы работают только на осевые усилия; напряжения, найденные по этим усилиям, являются основными. В связи с фактической жесткостью узловых соединений в стержнях фермы возникают дополнительные напряжения, которые расчетом не учитываются, так как они не влияют на несущую способность конструкции. Кроме того, в стержнях фермы возникают напряжения от моментов в результате неполного центрирования стержней. Эти напряжения, являющиеся основными, также, как правило, расчетом не учитываются, так как по малости допускаемых в фермах эксцентриситетов они лишь незначительно влияют на несущую способность ферм.

Определение усилий в стержнях ферм удобнее всего вести графическим методом, т. е. построением диаграмм усилий, причем целесообразно для каждого вида нагрузки (нагрузки от покрытия, от подвесного транспорта и т. п.) вычерчивать свою диаграмму. При равномерно распределенных нагрузках целесообразно строить диаграмму от единичных сил в узлах, а затем полученные усилия в стержнях умножать на расчетные значения узловых нагрузок (от собственного веса покрытия, снега и т. п.). Для ферм с несложными схемами (например, для ферм с параллельными поясами) и небольшим числом стержней более простым может оказаться аналитическое определение усилий. Если фермы работают на подвижную нагрузку, то максимальные усилия в стержнях фермы от подвижной нагрузки проще всего могут быть определены по линиям влияния.

В соответствии с классификацией сочетаний нагрузок (основные, дополнительные и особые) усилия определяются отдельно для каждого вида сочетаний и несущая способность стержней проверяется по окончателюму расчетному наибольшему усилию.

Рекомендуется результаты статического расчета записывать в таблицу, в которой должны быть приведены значения усилий от постоянной нагрузки, от возможных комбинаций временных нагрузок (например, от одностороннего загрождения снегом), а также расчетные усилия как результат суммирования усилий при невыгоднейшем загрождении для всех возможных сочетаний нагрузок. В табл. X. 1 показан пример таблицы для определения усилий в стропильной ферме при работе ее на постоянную нагрузку, снег и ветер.

Таблица X.1

Определение расчетных усилий в стержнях фермы

Обозначения стержня	Расчетные усилия в стержнях (при действии нормативных нагрузок, умноженных на коэффициенты перегрузки)					Суммарные расчетные усилия		
	постоянная нагрузка	снеговая нагрузка		ветровая нагрузка		коэффициент сочетаний	от основного сочетания нагрузок	от дополнительного сочетания нагрузок
		слева	справа	слева	справа			

3. Действительная работа ферм

Многочисленные исследования отдельно стоящих ферм¹ показали, что при упругой работе фактические напряжения в стержнях меньше теоретических: в легких фермах — в среднем на 10%, в тяжелых — на 18%². Это является результатом отличия фактической конструкции

¹ Сборники Бюро инженерных исследований, Транспечать, 1923—1928.

² Н. С. Стрелецкий, Основа статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений, Стройиздат, 1947.

фермы от ее расчетной схемы. Упругая стадия работы ферм при первом нагружении прекращается весьма рано, особенно в клепаных фермах (рис. X. 15, а). Уже при напряжениях порядка 500—800 кг/см² наступает предел упругой работы, появляются первые сдвиги в заклепочных соединениях, и ферма переходит в упруго-пластическую стадию работы. В сварных фермах этот переход происходит при несколько более высоких напряжениях 1 000—1 500 кг/см².

При повторных нагружениях образуются петли гистерезиса (рис. X.15, б), которые увеличивают область упругой работы до напряжений, вызванных предыдущими нагружениями. Далее, при напряжениях, близких к пределу текучести материала, наступает пластическая стадия работы, которая является по существу пределом несущей способности фермы. В пластической стадии, если устойчивость стержней

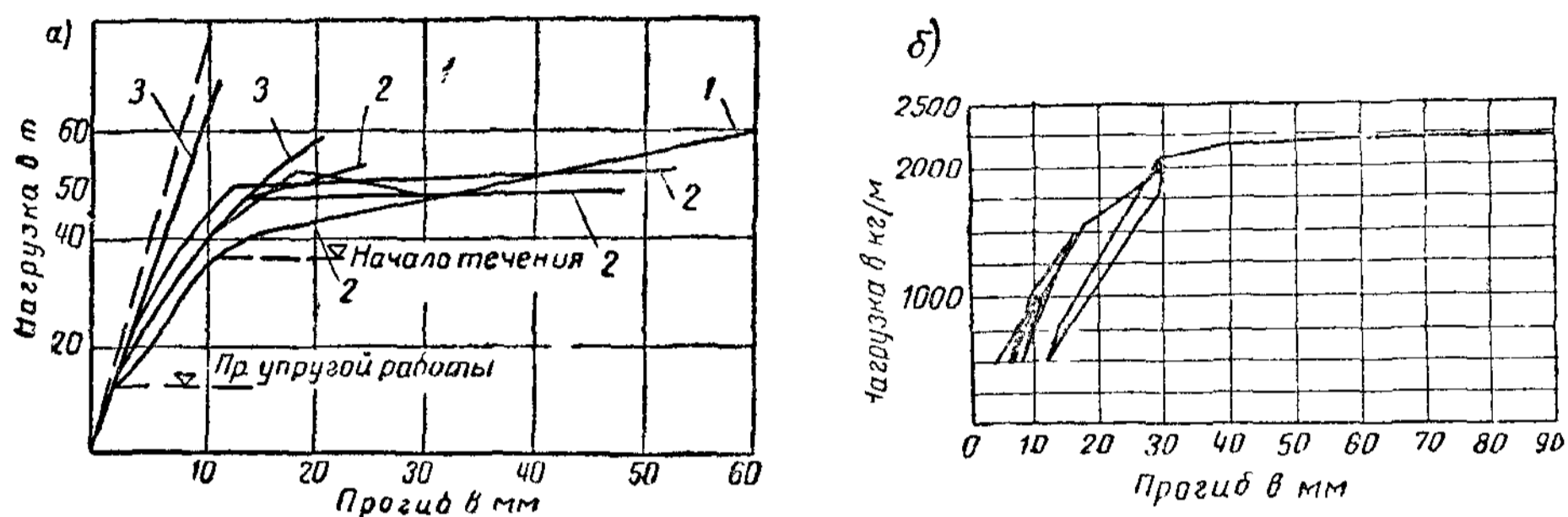


Рис. X.15. Диаграмма прогибов ферм от статической нагрузки

а — при однократном нагружении; б — при повторных нагружениях;

1 — клепаные фермы; 2 — сварные фермы без узловых уширений, 3 — сварные фермы с тавровыми сечениями из уголков на фасонках

обеспечена, напряжения медленно повышаются до разрушения фермы. При этом в сварных фермах разрушение происходит у начала фланговых швов в месте прикрепления стержня к фасонке, т. е. в месте концентрации напряжений; в клепаных — в результате разрыва по первым заклепкам прикрепления¹.

Обычно разрушение ферм происходит от потери устойчивости сжатых стержней (рис. X. 16, а) Потеря устойчивости происходит внезапно, и весьма часто до разрушения нельзя предсказать, какой стержень потеряет устойчивость².

Как правило, теряют устойчивость сжатые раскосы средних панелей, хотя они и не являются самыми напряженными. Это говорит о том, что досрочная потеря устойчивости зависит не столько от напряженного состояния, сколько от посторонних причин, в первую очередь — от погнутий³. Эти погнутия часто появляются в результате неаккуратного транспортирования или дефектов изготовления; для слабых средних раскосов они являются весьма существенными. Поэтому нужно обращать большое внимание на повышение жесткости средних раскосов и защиту их от погнутий.

Влияние начальных эксцентриситетов и возможных погнутий на работу сжатых основных стержней решетки (кроме опорных) учитыва-

¹ Б. Т. Абрикосов, Исследование работы сварной стропильной фермы до разрушения, ОИИ, 1939; Е. О. Патон и Н. И. Козловский, Сравнение клепаных и сварных сквозных ферм, Киев, 1936 и др.

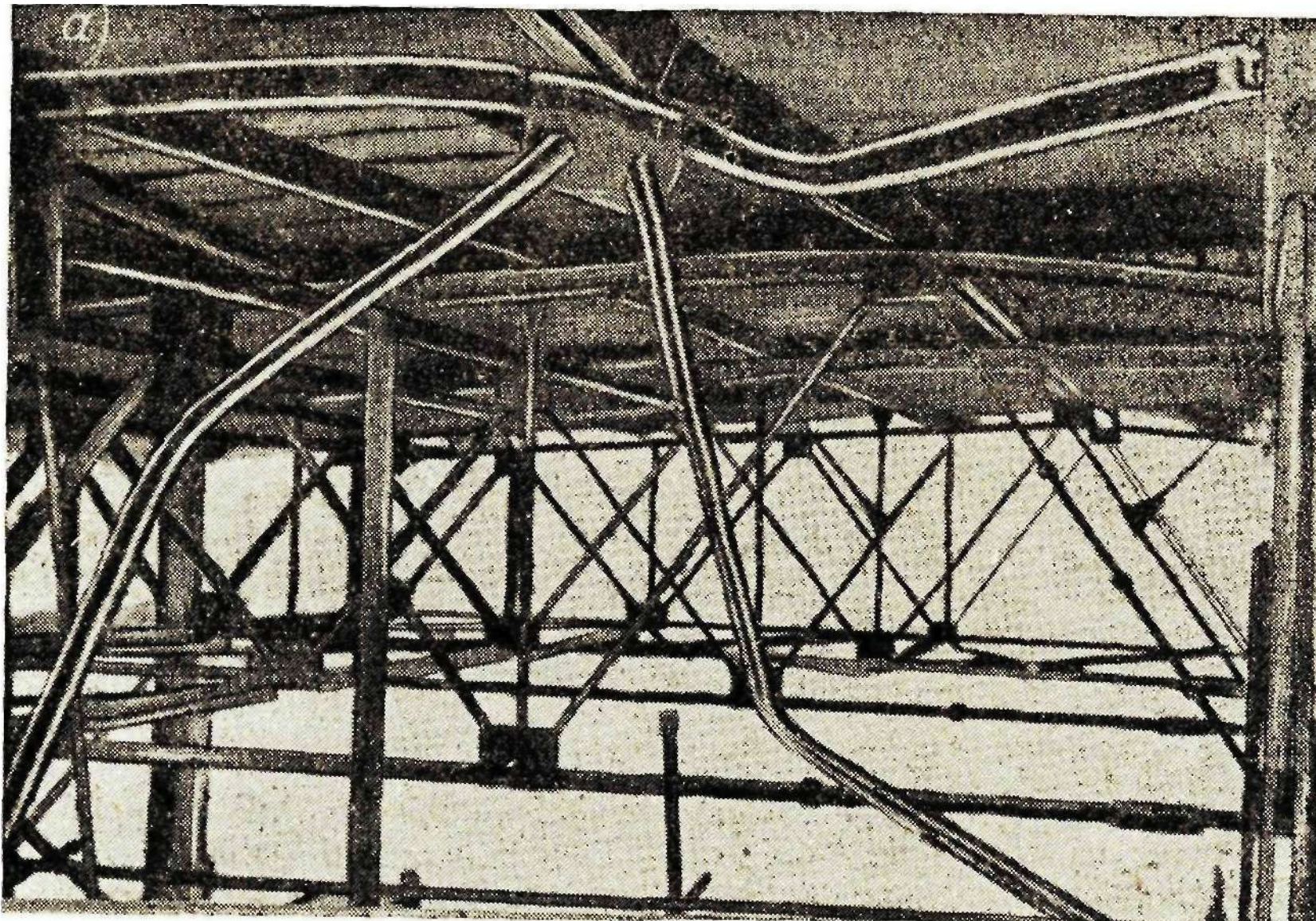
² С. Н. Никифоров, Устойчивость сжатых стержней сварных ферм, Стройиздат, 1938.

³ Е. И. Беленя, Предельное состояние поперечных рам одноэтажных промышленных зданий, Госстройиздат, 1958.

ется согласно требованиям Технических условий коэффициентом условий работы $m = 0,8$ (при гибкости стержней $\lambda > 60$).

Разрушение ферм при вибрационной нагрузке идет постепенно. В *клепанных* фермах сначала происходит ослабление заклепок в отдельных узлах, сопровождаемое нагревом заклепок, уменьшением частоты

a)



b)

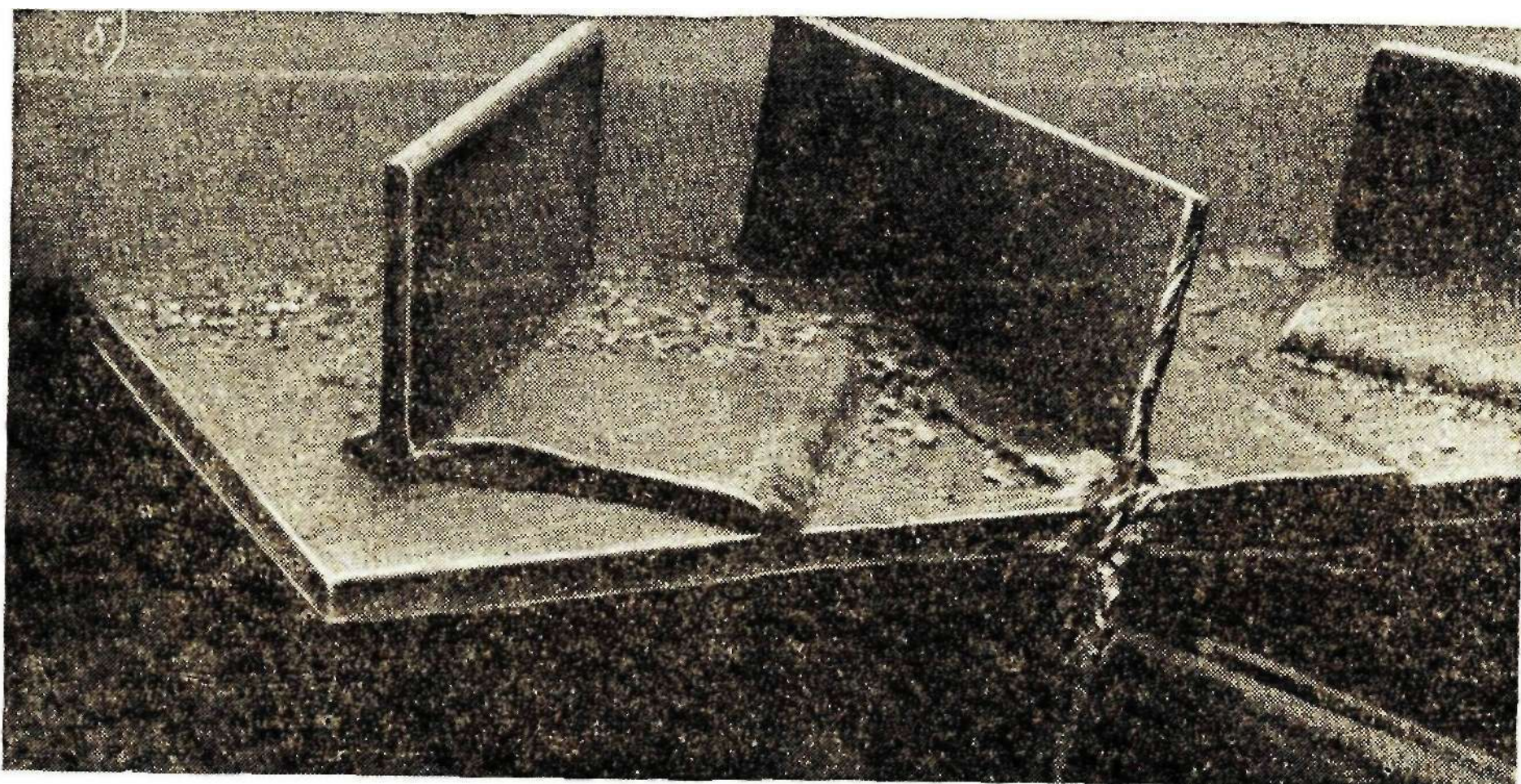


Рис. X.16. Виды разрушения ферм

a — от потери устойчивости средних раскосов; б — от разрыва в месте концентрации напряжений

собственных колебаний фермы, повышением внутреннего сопротивления и нарушением слитности работы фермы. В местах концентрации напряжений (обычно у заклепочного соединения) появляется трещина, которая приводит к разрушению элемента. Отдых конструкции — перерыв между воздействиями вибрационной нагрузки — восстанавливает динамическое сопротивление конструкции.

Разрушение сварных ферм от вибрационной нагрузки происходит у прикрепления стержней к узловым фасонкам, в местах наибольшей концентрации напряжений (рис. X. 16, б). При неудачном очертании фасонки и неудачной конструкции прикрепления (например, фланговыми швами) вибрационная прочность может оказаться очень низкой ($8-10 \text{ кг/мм}^2$) и разрушение наступает при небольшом числе циклов.

§ 4. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ

1. Определение расчетной длины сжатых стержней

В идеальной шарнирной системе расчетная длина сжатого стержня в плоскости фермы равна расстоянию между центрами узлов. В действительности фермы имеют жесткие узлы, в которых упруго защемлены концы сжатых стержней. В момент потери устойчивости сжатый стержень выпучивается, поворачивается вокруг центров соответствующих узлов и вследствие жесткости фасонки заставляет поворачиваться и изгибаться остальные стержни, примыкающие к этим узлам (рис. X.17). Примыкающие стержни сопротивляются изгибу и повороту узла и этим препятствуют свободному изгибу стержня, теряющего устойчивость. Наибольшее сопротивление повороту узла оказывают растянутые стержни, поскольку их деформация от изгиба ведет к сокращению расстояния между узлами, между тем как от основного усилия это расстояние должно увеличиваться. Сжатые же стержни слабо сопротивляются изгибу, так как деформации от поворота и осевого усилия направлены в одну сторону и, кроме того, они могут терять устойчивость одновременно.

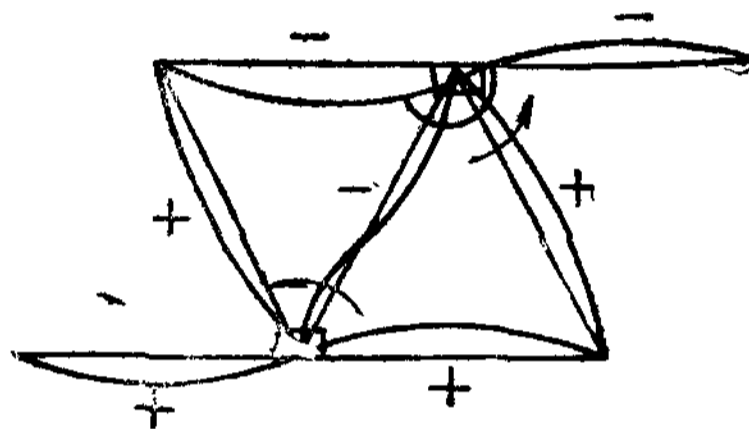


Рис X.17. Защемление стержней ферм в узлах

Таким образом, чем больше растянутых стержней примыкает к сжатому стержню и чем они мощнее, т. е. чем больше их погонная жесткость, тем больше степень защемления сжатого стержня и меньше его расчетная длина; влиянием сжатых стержней на защемление можно пренебречь.

На основании изложенного в качестве степени защемления сжатого стержня в узлах может быть принято отношение

$$\tau = \frac{l}{\sum i_p}, \quad (\text{X.14})$$

где $i = \frac{J}{l}$ — погонная жесткость рассматриваемого стержня;

$\sum i_p$ — сумма погонных жесткостей растянутых стержней, примыкающих к рассматриваемому стержню с обоих его концов.

Чем меньше отношение τ , тем больше степень защемления и меньше расчетная длина сжатого стержня.

Таким образом, расчетная длина сжатого стержня фермы

$$l_0 = \mu l, \quad (\text{X.15})$$

где μ — коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления;

l — расстояние между центрами узлов.

Сжатый пояс оказывается слабо защемленным в узлах, так как с каждой стороны к нему примыкает только по одному растянутому

стержню (раскосу), погонная жесткость которого значительно меньше погонной жесткости пояса. Поэтому защемлением сжатого пояса можно в запас прочности пренебречь и принимать его расчетную длину равной геометрической длине между смежными узлами.

К сжатым элементам решетки в верхнем узле примыкает растянутый раскос, а в нижнем узле — растянутые элементы нижнего пояса и раскос (рис. X.17). Здесь степень защемления значительно больше, и величина τ получается небольшой, близкой к 0,5, что дает значение коэффициента $\mu = 0,77$.

По Техническим условиям коэффициент приведения длины сжатых элементов решетки в плоскости фермы установлен равным $\mu = 0,8$. Таким образом, расчетная длина $l_0 = 0,8 l$ определяется с некоторым запасом, в особенности для средних раскосов, жесткость которых по сравнению с примыкающими стержнями невелика.

Исключение составляет опорный восходящий раскос, условия работы которого в плоскости фермы такие же, как и у верхнего пояса, вследствие чего расчетная длина опорного раскоса в плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов.

Расчетная длина сжатого пояса в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, принимается равной расстоянию между узлами, закрепленными связями от смещения из плоскости фермы. Как уже указывалось выше, в стропильных фермах при наличии прогонов эта длина обычно равняется длине двух панелей.

В беспрогонных покрытиях верхний пояс закреплен из плоскости фермы жесткими плитами настила, приваренными к поясам ферм. В этом случае за расчетную длину пояса в плоскости покрытия можно принимать ширину одной плиты.

Расчетная длина сжатых элементов решетки при выгибе их из плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов, так как фасонки почти не имеют жесткости из плоскости фермы и должны рассматриваться как листовые шарниры.

В фермах с крестовой решеткой расчетная длина сжатого раскоса из плоскости фермы зависит от характера работы пересекающегося с ним другого раскоса, а также от конструктивного оформления узла пересечения. Лучше всего помогает устойчивости сжатого раскоса растянутый поддерживающий раскос, так как натяжение его препятствует перемещению среднего узла, и тогда этот узел может считаться неподвижным. Если при этом поддерживающий стержень не прерывается, расчетная длина сжатого стержня принимается равной $l_0 = 0,5 l$; если же поддерживающий растянутый стержень в узле пересечения прерывается, то принимают $l_0 = 0,7 l$, где l — геометрическая длина сжатого стержня.

Если поддерживающий стержень не имеет расчетных усилий, он благодаря своей жесткости все же препятствует выпучиванию сжатого стержня и таким образом повышает его устойчивость. В этом случае расчетная длина последнего принимается равной $l_0 = 0,7 l$, но если поддерживающий стержень прерывается в узле пересечения, то принимают $l_0 = l$.

Если оба пересекающихся стержня сжаты, то они не оказывают никакой поддержки друг другу, так как могут одновременно выпучиться, и тогда $l_0 = l$.

Расчетная длина раскосов крестовой решетки в плоскости фермы принимается равной расстоянию от центра узла до точки их пересечения.

2. Предельные гибкости стержней

Элементы конструкций, как правило, должны проектироваться из жестких стержней. Особенно существенное значение гибкость $\lambda = \frac{l_0}{r}$ имеет для сжатых стержней, теряющих несущую способность при продольном изгибе.

Даже при незначительных сжимающих усилиях гибкость сжатых стержней не должна быть слишком большой. Очень гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают от собственного веса, в них появляются нежелательные эксцентриситеты, они вибрируют при динамических воздействиях.

Поэтому для сжатых стержней устанавливается величина предельной, наибольшей, гибкости, которая является такой же нормативной величиной, как и расчетные сопротивления.

Величина предельной гибкости $\lambda_{пр}$ установлена нашими Техническими условиями в зависимости от значения стержня:

	Для стали	Для алюминиевых сплавов
Сжатые пояса, а также опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции	$\lambda_{пр} = 120$	$\lambda_{пр} = 100$
Прочие сжатые стержни ферм . . .	$\lambda_{пр} = 150$	$\lambda_{пр} = 120$
Сжатые элементы связей	$\lambda_{пр} = 200$	$\lambda_{пр} = 150$

Растянутые стержни конструкции также не должны быть слишком гибкими, так как такие стержни могут изогнуться при транспортировании и монтаже.

Особенно важно, чтобы стержни имели достаточную жесткость в конструкциях, подверженных динамическим воздействиям (в целях предотвращения вибрации стержней).

Для растянутых стержней конструкций (ферм), подвергающихся непосредственному воздействию динамической нагрузки, Техническими условиями установлены следующие величины предельной гибкости:

	Для стали	Для алюминиевых сплавов
Растянутые пояса и опорные раскосы	$\lambda_{пр} = 250$	$\lambda_{пр} = 200$
Прочие растянутые стержни ферм . .	$\lambda_{пр} = 350$	$\lambda_{пр} = 300$
Растянутые элементы связей	$\lambda_{пр} = 400$	$\lambda_{пр} = 300$

В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых стержней ограничивают только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить чрезмерное их провисание), установив для всех растянутых стержней предельную гибкость: $\lambda_{пр} = 400$ для стальных стержней и $\lambda_{пр} = 300$ для стержней из алюминиевых сплавов.

Для стержней из алюминиевых сплавов предельные гибкости берутся меньше ввиду меньшего значения модуля упругости сплавов.

§ 5. ТИПЫ СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ФЕРМ

1. Типы сечений стержней легких ферм

В легких фермах сечения стержней имеют простую форму и состояются, как правило, из двух или даже одного прокатного профиля. Наибольшее распространение получили сечения, составленные из уголков (рис. X. 18, а — е), которые имеют большой диапазон площа-

дей, удобны для конструирования узлов на фасонках и прикрепления примыкающих конструкций, не коробятся при сварке и требуют минимального количества сварочных работ.

В пространственных фермах (башнях, мачтах, стрелах кранов), где пояс является общим для двух взаимно перпендикулярных ферм одинаковой мощности, простейшим типом сечения пояса является одиночный достаточно крупный уголок (рис. X. 18, а). Сечения из одиночных уголков применяются также для слабо нагруженных элементов

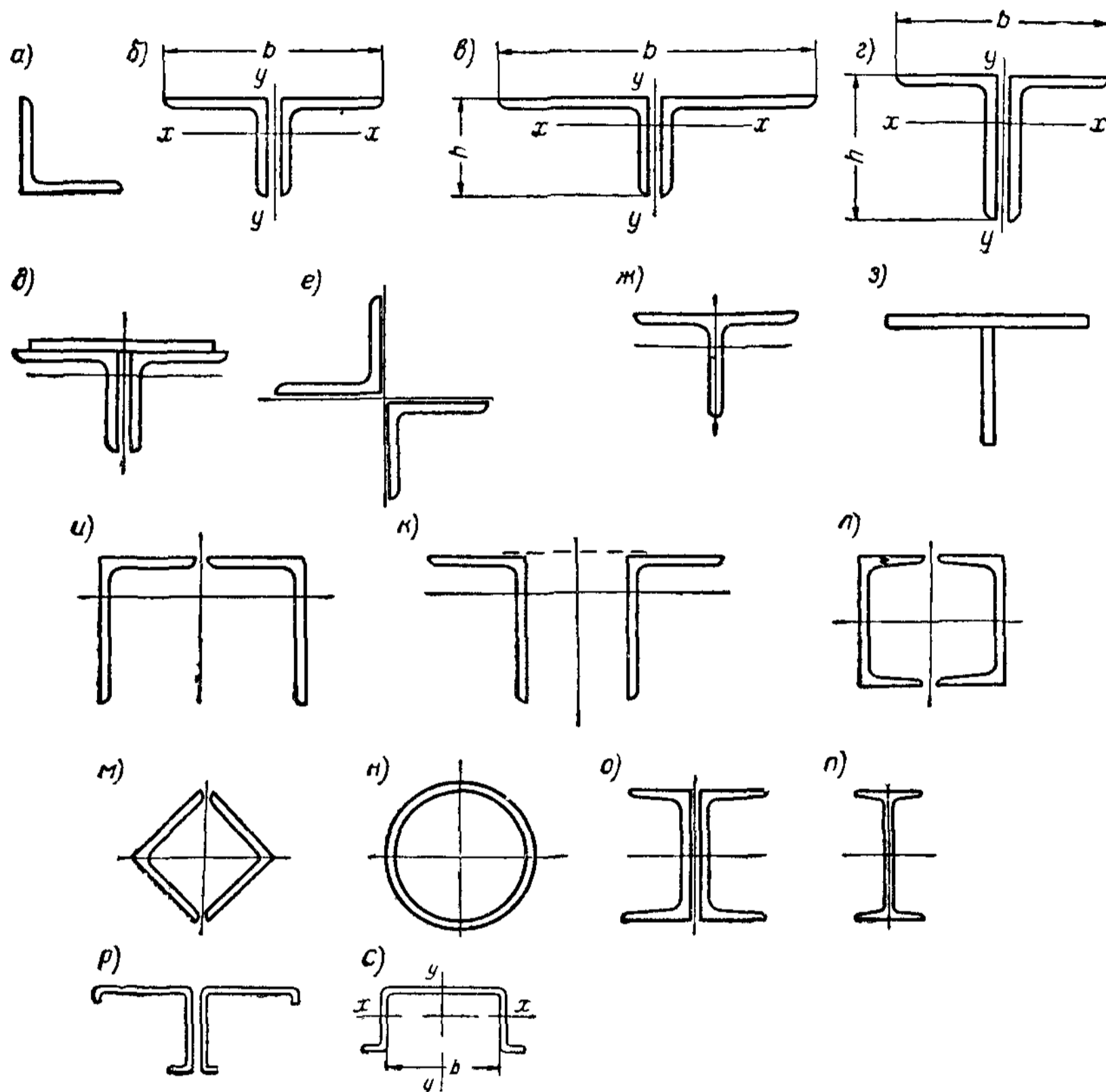


Рис. X.18. Типы сечений стержней легких ферм

решетки ферм и связей. Имеются предложения (ЦНИИСК) проектировать из одиночных уголков и пояса и решетку легких стропильных ферм, что значительно упрощает их изготовление; как показали испытания, работа таких ферм под нагрузкой при правильной конструкции и при наличии достаточно надежного раскрепления их узлов из плоскости протекает вполне нормально. Фермы с элементами из одного уголка не имеют оси симметрии в своей плоскости, что является их недостатком; асимметрия фермы уменьшается при расположении уголков раскосов с внутренней стороны уголков поясов, поэтому такое расположение является наиболее рациональным. Эксцентричное прикрепление элементов решетки из одиночных уголков по одной полке способствует закручиванию уголка пояса, которое должно погашаться надежной завязкой пояса связями.

Чаще всего стержни легких ферм проектируют из двух уголков, составленных тавром (рис. X. 18, б — г). Такие сечения одинаково удоб-

ны как для поясов, так и для элементов решетки. По горизонтальным полкам тавровых сечений верхних поясов удобно располагаются прогоны или другие элементы поперечной конструкции; к этим полкам прикрепляются связи. В зазор между уголками надежно заводятся узловые фасонки, к которым прикрепляются все элементы ферм.

При больших усилиях в средних панелях поясов ферм сечение их можно усилить приваркой полосы (рис. X.18, д).

Сжатые стержни из двух уголков как при равных, так и при различных расчетных длинах легко скомпоновать равноустойчивыми в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Жесткость сечения характеризуется его радиусами инерции, которые прямо пропорциональны генеральным размерам сечения и могут быть приближенно выражены для таврового сечения из двух уголков соотношениями $r_x \approx 0,3 h$ и $r_y = 0,2 b$, где h и b — высота и ширина сечения (рис. X. 18, б — з).

Если расчетная длина элемента фермы одинакова в плоскостях $x-x$ и $y-y$ (опорные раскосы, пояса стропильных ферм, закрепленные в каждом узле крупнопанельными плитами), то из условия равноустойчивости при работе стержня на продольный изгиб ($\lambda_x = \lambda_y$) необходимо, чтобы радиусы инерции относительно обеих осей были равны, т. е. $r_x = r_y$. Для этого нужно расположить неравнобокие уголки большими полками вместе (рис. X. 18, з). В неравнобоком уголке отношение полок чаще всего равно 1 : 1,5; поэтому в таком тавровом сечении $\frac{b}{h} \approx 2 : 1,5$, или $h = 0,75 b$, что при указанных выше соотношениях дает $r_x \approx r_y$.

Сечение из неравнобоких уголков, составленных большими полками вместе, применяется также в поясах ферм при работе их на местный изгиб, например в стропильных фермах беспрогонных покрытий. В этом случае настил, расположенный на поясе фермы, укрепляет пояс от изгиба в горизонтальной плоскости; поэтому можно не опасаться выпучивания в этом направлении.

Вместе с тем пояса ферм должны обладать достаточной жесткостью в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, чтобы предотвратить повреждение конструкции во время транспортирования и монтажа. Поэтому в очень легких фермах (при поясных уголках с полками меньше 90—100 мм) ширина сечения получается недостаточной и лучше компоновать пояса из равнобоких уголков (рис. X. 18, б), даже если это дает избыточную жесткость из плоскости фермы во время эксплуатации.

Тавровое сечение из двух уголков, составленных вместе меньшими полками (рис. X. 18, в), употребляется в тех случаях, когда расчетная длина стержня из плоскости фермы в 2 раза больше, чем в плоскости. В таком сечении $b \approx 3 h$ и, следовательно, $r_y = 0,2b = 0,6h = 2 r_x$, т. е. жесткость стержня из плоскости также в 2 раза больше, чем в плоскости ферм.

Удвоенная расчетная длина из плоскости получается в верхних поясах стропильных ферм при наличии настила, укладываемого по прогонам, и крепления верхнего пояса фермы из плоскости горизонтальными связями через узел (рис. X. 12), а также на подфонарном участке ферм (рис. XIII. 21), в верхних поясах подстропильных ферм (рис. XV. 31) и т. п.

Во всех этих случаях рационально компоновать сечение из неравнобоких уголков, расположенных меньшими полками вместе. Такое сечение рационально также для нижних поясов ферм, поскольку оно

сильно увеличивает жесткость фермы из плоскости, что важно при транспортировании.

Тавровое сечение из равнобоких уголков (рис. X. 18, б) является наиболее распространенным для элементов решетки. Это сечение обеспечивает равноустойчивость сжатых стержней решетки, так как имеет большую жесткость из плоскости фермы (относительно оси $y - y$), что отвечает большей расчетной длине сжатого раскоса из плоскости фермы $l_y = 1,25 l_x$ (см. § 4 настоящей главы). Действительно, в таком случае $r_y = 0,2b = 0,4h = 1,33 r_x$, что отвечает вышеуказанному соотношению расчетных длин. Тавровое сечение стержня из двух уголков может быть с успехом заменено прокатным тавровым профилем (рис. X. 18, ж). Однако применение таких профилей затруднено неосвоенностью их прокатки в СССР.

За последнее время выдвигается предложение применять для поясов ферм сварные тавры из двух листов (рис. X. 18, з), сваренные на специальном автомате и выправленные на правильных вальцах. Применение таких тавров может дать существенную экономию материала, хотя увеличивает трудоемкость изготовления.

Крестовое сечение из двух уголков (рис. X. 18, е) применяется в поясах решетчатых башен и мачт, когда площади одного уголка оказывается недостаточно. Обладая одинаковой жесткостью и симметрией относительно двух осей, это сечение удобно в указанных случаях для прикрепления элементов решетки в двух взаимноперпендикулярных плоскостях и, кроме того, отвечает требованиям равноустойчивости. Крестовое сечение целесообразно также применять для стоек ферм, к которым прикрепляются вертикальные связи или элементы поддерживаемой конструкции. В симметричных фермах средняя стойка всегда применяется крестового сечения; это делает ферму полностью симметричной, что облегчает процесс монтажа.

В легких сварных фермах больших пролетов возможно также применение двухстенчатых сечений из уголков (рис. X. 18, и, к), обладающих большой жесткостью из плоскости фермы. Однако такие сечения весьма трудоемки в изготовлении и, как незамкнутые, легко закручиваются. Таким образом, они не рациональны и поэтому применяются редко.

В легких сварных фермах возможны также стержни замкнутого сечения: из швеллеров (рис. X. 18, л), уголков (рис. X. 18, м) или тонкостенных труб (рис. X. 18, н), обладающие большой жесткостью.

Сечения из швеллеров или уголков конструируются с продольной щелью, что обеспечивает удобное прикрепление фасонки; однако такие сечения требуют соединительных планок, трудоемки в изготовлении и опасны в отношении коррозии, почему также применяются редко.

Значительно более рациональны трубчатые сечения (рис. X. 18, н), требующие минимального количества сварочных работ и дополнительных элементов. Большим преимуществом трубчатых сечений является их прекрасная обтекаемость. Благодаря обтекаемости ветровые давления на них меньше, на них меньше задерживаются грязь и влага, поэтому они более стойки против коррозии (долговечны). Кроме того, их легко очищать и окрашивать, что также повышает их долговечность. Трубчатые сечения особенно рациональны в сжатых стержнях легких ферм, башен, мачт, кранов, открытых эстакад и т. п.

Если поясам ферм приходится воспринимать значительные изгибающие моменты от местной нагрузки (краны, затворы), то их рационально проектировать либо из двух швеллеров (рис. X. 18, о), либо из двутавра (рис. X. 18, п), имеющих значительный момент сопротивле-

ния в плоскости изгиба. Двутавровое сечение применяется также для балки жесткости шпренгельных и комбинированных систем, где изгибающие моменты имеют существенное значение.

Весьма рациональны по затрате металла сечения легких ферм из гнутых профилей. Из большого разнообразия гнутых профилей (см. рис. IV. 8) в легких фермах наибольшим распространением пользуются уголкового профиля, согнутые из листа с небольшими отгибами на концах (рис. X. 18, *p*) и коробчатые сечения (рис. X. 18, *c*). Отгибы необходимы для повышения устойчивости весьма тонких стенок. Предельное расстояние до отгиба определяется согласно указаниям § 5 главы III. Из двух уголков составляются тавровые сечения для поясов и раскосов; коробчатое сечение применяется преимущественно для поясов. Сжатые элементы коробчатого сечения при $\lambda_x < 3\lambda_y$ (рис. X. 18, *c*) должны иметь замыкающие планки или решетку (через $1,5b$) ввиду недостаточной устойчивости открытых сечений. В противном случае такие сечения, помимо обычной проверки, следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Сечения стержней из легких сплавов, получаемые путем прессования, могут быть также весьма разнообразны (см. рис. IV. 9).

Ввиду малой устойчивости алюминиевых стержней основное внимание при формировании сечения должно быть обращено на получение возможно большего радиуса инерции. Для этого сечения должны быть возможно более тонкостенными с расположением материала на максимальных расстояниях от оси сечения. Этому условию отвечают уголки, двутавры, швеллеры с утолщениями на концах (бульбами) (см. рис. IV. 9), которые пользуются широким распространением. Широко применяются также круглые трубчатые сечения. Трубчатые сечения при подходе к узлам весьма часто сплющиваются и тогда могут применяться и в клепаных конструкциях. Из уголков образуются тавровые сечения.

Для перекрытий малых пролетов (6—15 м) при небольших нагрузках весьма рациональными являются решетчатые конструкции с сечениями из круглых стержней — прутковые конструкции. Прутковые конструкции дают до 45% экономии стали по сравнению с прокатными элементами (двутаврами, швеллерами) и находят применение в качестве кровельных прогонов или несущих элементов легких беспрогонных покрытий (рис. X. 19).

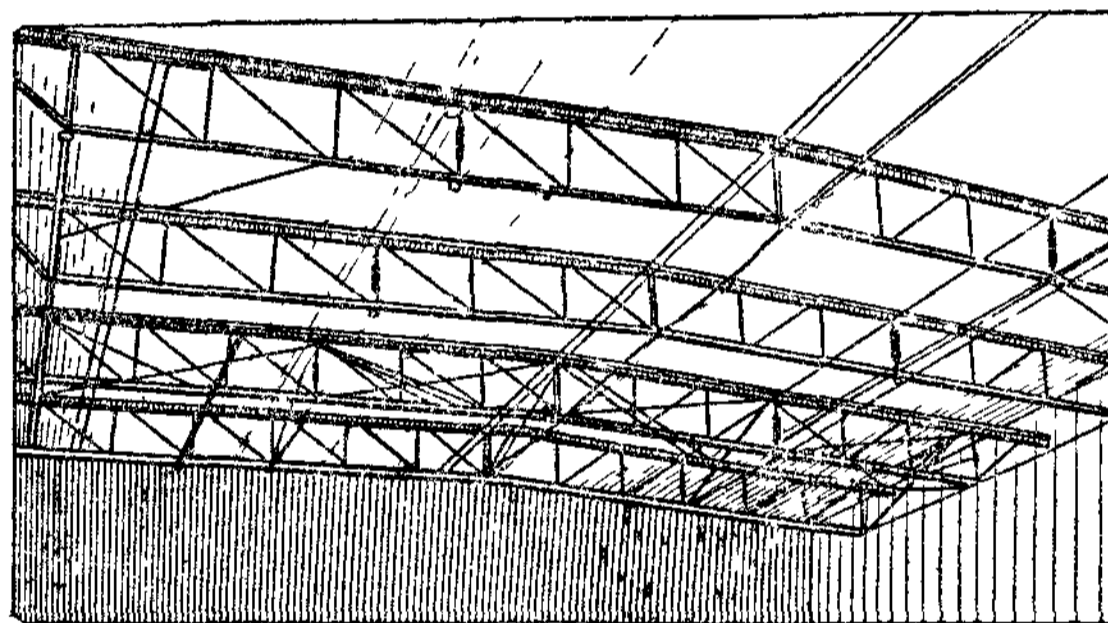


Рис. X.19. Общий вид покрытия по прутковым фермам

2. Типы сечений стержней тяжелых ферм

Стержни тяжелых стальных ферм отличаются от легких более мощными и развитыми сечениями, составленными из большего количества элементов, что обусловлено их большими расчетными длинами и действующими в них значительными усилиями. Они обычно проектируются двухстенчатого сечения (рис. X. 20), а узловые сопряжения их между

собой осуществляются в двух плоскостях. Стержни тяжелых ферм (как раскосы и стойки, так и пояса) имеют в разных панелях разные сечения, связанные единством типа.

Если легкие фермы в настоящее время проектируются почти исключительно сварными, то тяжелые фермы, особенно работающие на динамические воздействия (подкрановые балки, мосты, краны), пока еще часто конструируются клепаными ввиду значительных концентраций напряжений, образующихся в местах сварки, а также высоких требований, предъявляемых к технологии их изготовления. Однако сварные тяжелые фермы получают все большее распространение; конструктивная форма и технология изготовления их непрерывно улучшаются. Переходным решением являются тяжелые фермы из сварных стержней с клепаными или болтовыми монтажными узловыми сопряжениями, применяющиеся

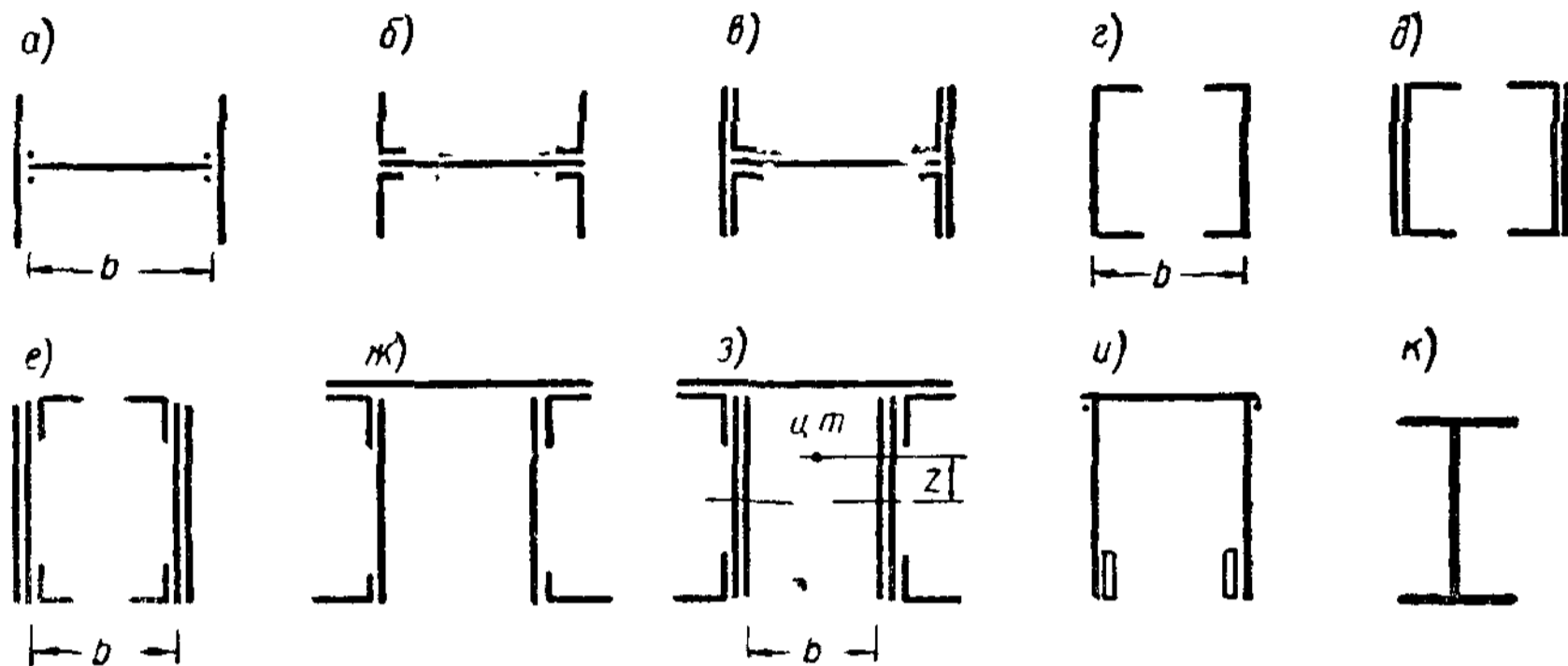


Рис. X 20 Типы сечений стержней тяжелых ферм

в настоящее время достаточно широко и хорошо приспособленные к оборудованию наших заводов (автоматическая сварка и сверление монтажных отверстий по кондукторам).

Сечения стержней тяжелых стальных ферм применяются следующих типов.

1) **Н-образные сечения**: сварное — из двух вертикальных листов (вертикалов), связанных горизонтальным листом (горизонталом) (рис. X. 20, а); клепаное — из четырех неравнобоких уголков, также связанных горизонтальным листом (рис. X. 20, б). Развитие этих сечений в смежных панелях происходит в сварных сечениях за счет увеличения высоты или толщины вертикальных листов; в клепаных — за счет увеличения калибров уголков или наклепки вертикальных листов (рис. X.20, в). Сечения эти очень удобно прикреплять к фасонкам, так как они имеют гладкую наружную поверхность и симметричны. В простейшей своей форме они мало трудоемки и в этом отношении существенно превосходят все остальные сечения. Основной недостаток Н-образных сечений заключается в том, что они открыты сверху, а потому в них могут скапливаться грязь и влага. Поэтому они более подвержены коррозии и, если конструкция не защищена от попадания атмосферных осадков, в соединительном листе расположенных горизонтально элементов необходимо оставлять отверстия для выпуска воды. Это обстоятельство несколько усложняет эксплуатацию открытых конструкций с такими сечениями. Кроме того, Н-образные сечения хуже работают на продольный изгиб, так как их радиус инерции r_x сравнительно невелик (примерно $0,24 h$). В сварных сечениях целесообразно, чтобы толщина вертикалов не превышала 40 мм ввиду ухудшения ка-

чества металла (понижение предела текучести) при большей толщине. Высота клепаных сечений (с точки зрения возможности проклейки скобой и применения многошпindelного сверления) не должна превышать 700—800 мм. Эта высота, как правило, назначается в целых сантиметрах.

Н-образное сечение применяется как для поясов, так и для раскосов, причем для растянутых раскосов клепаных ферм — из чиста и небольших уголков (двутавровое сечение).

2) Швеллерное сечение — из двух швеллеров, обычно полками внутрь (рис. X. 20, *г*) — применяется чаще в клепаных конструкциях, причем швеллеры могут быть прокатные или составные из листов и уголков (рис. X. 20, *е*). Изменение сечения в смежных стержнях производится наклепкой на швеллеры листов (рис. X.20, *д*), толщина которых назначается в четных миллиметрах. Сечение симметрично, имеет гладкую наружную поверхность и потому легко прикрепляется к фасовкам. Стержни швеллерного сечения имеют хорошую устойчивость в *обеих* плоскостях, и потому такое сечение целесообразно для сжатых элементов, особенно при большой их длине. Недостатком швеллерного сечения является наличие в сечении двух ветвей, которые приходится соединять планками или решетками (аналогично центрально сжатым колоннам), вследствие чего они рассчитываются на продольный изгиб по приведенной гибкости и повышается трудоемкость их изготовления. В последнее время в тяжелых стержнях вместо решеток стали применять перфорированные листы с отверстиями (см. рис. IX, 5, *д*); такое сечение можно рассматривать как составной стержень (см. § 3 главы IX).

Швеллерные сечения применяются для сжатых и растянутых раскосов, а также для растянутых поясов клепаных ферм.

3) Коробчатое сечение — из двух вертикальных элементов, соединенных горизонталом сверху (рис. X. 20, *ж* и *з*) — применяется для верхних поясов тяжелых клепаных ферм. Уголки в этом сечении, как правило, располагают горизонтальными полками наружу, что позволяет удобно склепывать их с горизонталом посредством скобы. Главным преимуществом такого сечения является хорошая работа его на продольный изгиб и возможность широкого развития площади; поэтому оно широко применяется в тяжелых стержнях. Развитие коробчатого сечения происходит за счет утолщения листов вертикалов или увеличения их числа (рис. X. 20, *з*). Главным недостатком сечения является его асимметрия; центр изгиба его не совпадает с центром тяжести, и оно легко закручивается. Для устранения этого недостатка открытая часть сечения должна быть замкнута решеткой или перфорированным листом. Внутренняя полость коробчатого сечения труднодоступна из-за наличия решетки, но оно закрыто сверху и потому мало подвержено атмосферным воздействиям. Трудоемкость изготовления стержней коробчатого сечения большая, чем Н-образных.

В сварных фермах применяется несколько видоизмененное коробчатое сечение верхнего пояса в виде П-образного сечения из двух вертикалов с покрывающим их горизонталом (рис. X. 20, *а*). С открытой стороны этого сечения изнутри привариваются тяжелые бруски, уменьшающие асимметрию; открытая часть сечения замыкается планками или перфорированным листом. Благодаря гладкой наружной поверхности такое сечение удобно соединяется с узловыми фасонками. Преимуществом такого П-образного сечения является хорошая защита от внешних влияний, недостатками — асимметрия, малая доступность внутренней полости и трудность стыкования нижних брусков. Иногда вместо брусков снизу привариваются два выступающих горизонтала.

4) Одностенчатое двутавровое сечение — из широкополочного сварного или прокатного двутавра, поставленного вертикально (рис. X. 20, к) — применяется в сварных фермах, где узлы могут быть сконструированы с применением стыковой сварки (рис. X. 49). Сжатые пояса двутаврового сечения требуют более частого закрепления из плоскости фермы, так как у них r_y значительно меньше, чем r_x .

5) Трубчатое сечение применяется в сварных фермах, причем обычно все стержни фермы изготавливаются из труб. Такие стержни весьма просты в изготовлении, так как состоят из одного элемента — трубы, что для тяжелых ферм весьма существенно. Фермы из труб получаются более легкими и особенно рациональны при эксплуатации в условиях коррозионных воздействий агрессивной среды.

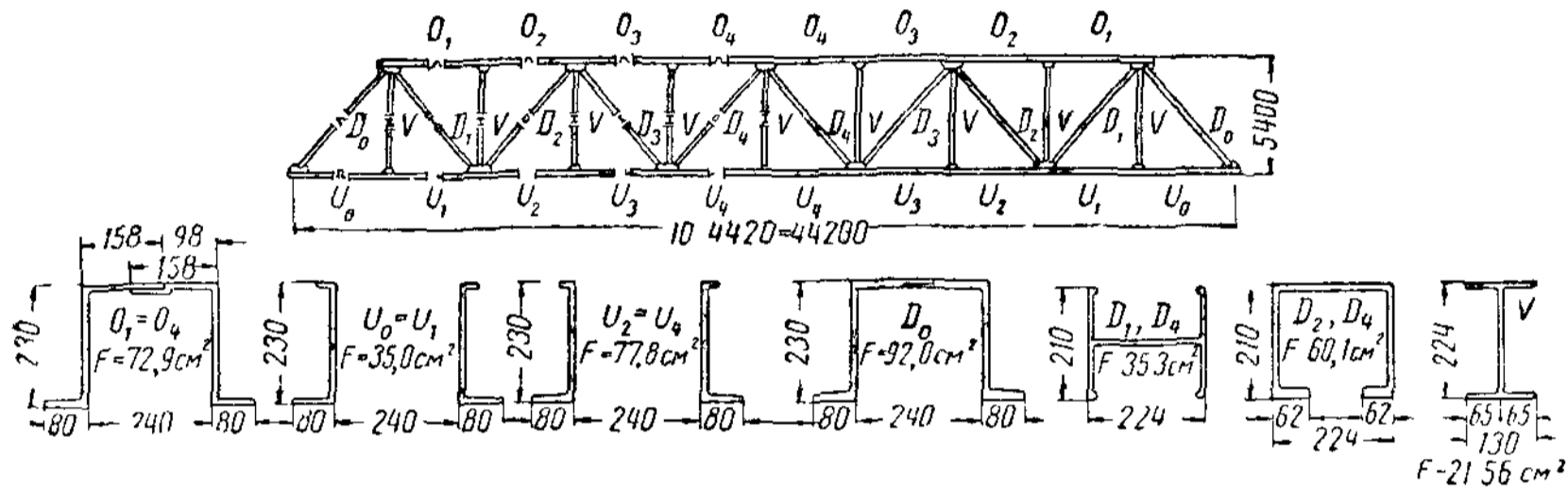


Рис X 21 Сечения элементов тяжелой фермы из прессованных профилей

Типы сечений стержней тяжелых ферм из легких сплавов в общем повторяют типы сечений стержней стальных ферм; при этом благодаря изготовлению элементов путем прессования легко получают более сложные сечения.

Обычно стержни ферм имеют двухстенчатые сечения и в соответствии с этим применяются: цельные Н-образные сечения (возможно с бульбами); П-образные с утолщениями внутрь коробки; коробчатые с наружными выступами (цельные или из двух зетов); швеллерные сечения, в случае необходимости с полками разных размеров (рис. X. 21).

§ 6. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ЛЕГКИХ ФЕРМ

1. Общие соображения

Для удобства изготовления и комплектования металла при проектировании легких ферм из уголков обычно устанавливают 4—6 различных калибров уголков, из которых подбирают все элементы фермы. Чтобы предварительно установить необходимый ассортимент профилей, сначала ориентировочно определяют требуемые площади для всех стержней фермы.

Для сжатых стержней требуемая площадь равна

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi m R}, \quad (\text{X.16})$$

где N — наибольшее расчетное усилие в стержне;

φ — коэффициент продольного изгиба.

При предварительном подборе можно принять для поясов $\varphi = 0,6 \div 0,75$ (что соответствует гибкостям $\lambda = 100 \div 80$) и для элементов решетки $\varphi = 0,45 \div 0,5$ ($\lambda = 120 \div 100$).

Коэффициент условий работы m принимается равным единице, за исключением:

1) сжатых элементов ферм перекрытий под залами театров, кино, под книгохранилищами и другими аналогичными помещениями при весе перекрытий, большем или равном полезной нагрузке; для этих элементов принимается $m = 0,9$ (за исключением элементов, указанных в п. 2);

2) сжатых основных элементов решетки (раскосов и стоек, кроме опорных) стропильных ферм, а также ферм перекрытий, перечисленных в п. 1, при гибкости их $\lambda > 60$; для этих элементов принимается $m = 0,8$;

3) элементов ферм, прикрепленных к фасонкам односторонне, для которых $m = 0,75$.

Сжатые стержни из одиночных уголков, прикрепленные только по концам, рассчитываются на центральное сжатие. При определении гибкости таких стержней принимается минимальный радиус инерции сечения уголка.

Для растянутых стержней требуемая площадь брутто, очевидно, равна

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\alpha R}, \quad (\text{X.17})$$

где $\alpha = \frac{F_{\text{нт}}}{F_{\text{бр}}}$ — коэффициент ослабления площади заклепочными или болтовыми отверстиями; для клепаных ферм $\alpha = 0,85$; для сварных ферм $\alpha = 1$.

В большом числе стержней легких ферм действуют обычно незначительные усилия, вследствие чего для них требуются минимальные площади сечения; поэтому одной из основных задач подбора сечений является установление наименьшего калибра уголков. В сварных фермах этот минимальный калибр обуславливается необходимостью иметь достаточно жесткие элементы, так как стержни со слишком малым сечением могут быть легко повреждены при перевозке, перегрузке и монтаже. Обычно для ферм не берут уголков с полками меньше чем 45—50 мм. В клепаных фермах наименьший калибр уголков определяется диаметром заклепок, который обычно принимается одинаковым для всей фермы. Так, заклепки $d = 20$ мм требуют полки уголка шириной не менее 63 мм.

Остальные калибры уголков намечают по требуемым площадям, учитывая при этом потребность в определенных профилях для других элементов данной конструкции или сооружения и стремясь к тому, чтобы в общем заказе стали не было слишком большого разнообразия профилей.

В легких фермах пролетом до 24 м, для уменьшения трудоемкости конструкции, пояса обычно принимают постоянного сечения по всей длине. При изменении в стыке сечения пояса калибр уголков целесообразно менять только за счет изменения ширины полки; толщину уголков для удобства перекрытия накладками целесообразно сохранять одинаковой по обеим сторонам стыка.

Толщина фасонок зависит от усилий, которые передаются через фасонки с решетки на пояса, т. е. от мощности фермы, и принимается с учетом толщины швов или диаметра заклепок от 6 до 12 мм.

2. Подбор сечений сжатых стержней

Подбор сечений сжатых стержней производится одинаково для сварных и клепаных ферм и по существу повторяет расчет сжатых стоек, приведенный в главе IX. Основная расчетная формула для определения требуемой площади сечения сжатых стержней, работающих на

продольный изгиб:

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi m R},$$

(где m — коэффициент условий работы, указанный на стр. 387) содержит два неизвестных: требуемую площадь $F_{\text{тр}}$ и коэффициент продольного изгиба φ , который является функцией гибкости:

$$\lambda = \frac{l_0}{r},$$

где l_0 — расчетная длина стержня;

$r = \sqrt{\frac{J}{F}}$ — радиус инерции сечения, в свою очередь зависящий от площади F .

Как было отмечено в § 5 главы IX, наиболее удобно задаться гибкостью стержня, учитывая степень загрузки и характер его работы, и по заданной гибкости найти соответствующую величину φ и требуемую площадь $F_{\text{тр}}$ по формуле (X. 16).

Задав гибкостью λ , мы можем также найти требуемые радиусы инерции сечения:

$$r_{x\text{тр}} = \frac{l_x}{\lambda}; \quad (\text{X.18})$$

$$r_{y\text{тр}} = \frac{l_y}{\lambda}. \quad (\text{X.19})$$

При уголкового сечениях в соответствии с требуемыми радиусами инерции и площадью сечения подбираем по сортаменту подходящий калибр уголков. Несогласованность табличных значений r и F с требуемыми показывает, насколько неправильно была задана гибкость. Взяв после этого уголки с промежуточным значением площади и соответствующим радиусом инерции, определяем гибкость, коэффициент φ и напряжение во втором приближении. Обычно второе приближение достигает цели.

При более сложных сечениях поступаем так, как при подборе колонн (см. § 5 главы IX).

Пример X.1. Требуется подобрать сечение верхнего пояса легкой фермы по расчетному усилию $N=53,5$ т.

Расчетные длины стержня $l_x=2,58$ м; $l_y=5,16$ м. Материал — сталь марки Ст. 3. Коэффициент условий работы $m=1$.

Принимаем тавровое сечение из двух неравнобоких уголков, расположенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью $\lambda=100$ и, следовательно, $\varphi=0,6$.

Требуемая площадь сечения

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi m R} = \frac{53\,500}{0,6 \cdot 2\,100} = 42,5 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции

$$r_x = \frac{l_x}{\lambda} = \frac{258}{100} = 2,58 \text{ см}; \quad r_y = \frac{l_y}{\lambda} = \frac{516}{100} = 5,16 \text{ см}.$$

По требуемым площади и радиусам инерции ближе всего подходит сечение из двух неравнобоких уголков $140 \times 90 \times 10$ (ГОСТ 8510-57).

$F = 2 \cdot 22,2 = 44,4 \text{ см}^2$; $r_x = 2,56 \text{ см}$ (r_y не лимитирует сечения).

Определяем наибольшую гибкость стержня относительно оси $x-x$

$$\lambda_x = \lambda_{\text{макс}} = \frac{258}{2,56} = 101$$

и по наибольшей гибкости находим $\varphi_{\text{мин}} = 0,592$.

Напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{53\,500}{0,592 \cdot 44,4} = 2\,030 \text{ кг/см}^2 < 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

Оставляем принятое сечение из двух уголков $140 \times 90 \times 10$.

3. Подбор сечений растянутых стержней

Подбор сечений растянутых стержней сварных ферм состоит в определении требуемой площади стержня по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{R} \quad (\text{X.20})$$

и в компоновке сечения, исходя из принятого сортамента и общих конструктивных требований. Подбор растянутых стержней клепаных ферм производится с учетом ослабления по формуле

$$F_{\text{бр.тр}} = \frac{N}{\alpha R},$$

где α — коэффициент ослабления стержня заклепочными отверстиями, равный 0,85.

Скомпоновав по требуемой площади сечение (с учетом установленного ассортимента профилей), производят проверку принятого сечения, причем подсчитывают действительное его ослабление заклепочными отверстиями (с учетом разрыва по зигзагу, см. § 5 главы VI). Для этого необходимо составить эскизы размещения заклепочных отверстий в узлах.

4. Подбор сечений стержней, работающих на внецентренное сжатие (продольную силу и изгиб)

Сечение стержней ферм, работающих на местный изгиб или на внецентренное сжатие, подбирается по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} R}. \quad (\text{X.21})$$

Как уже было отмечено в § 5, главы III, коэффициент понижения напряжений при внецентренном продольном изгибе $\varphi_{\text{вн}}$ есть функция гибкости в плоскости изгиба $\left(\lambda_x = \frac{l_x}{r_x}\right)$ и приведенного эксцентриситета m_1 , равного относительному эксцентриситету $m = \frac{e}{\rho}$, умноженному на коэффициент влияния формы сечения η :

$$m_1 = \eta m = \eta \frac{e}{\rho} = \eta \cdot \frac{M_x F_z}{N J_x}. \quad (\text{X.22})$$

Здесь ρ — радиус ядра сечения (ядровое расстояние);

z — расстояние от нейтральной оси до наиболее сжатого волокна.

Подбор сечения производится аналогично подбору центрально сжатого стержня. Установив тип сечения (тавр из двух уголков, два швеллера, двутавр и т. д.), задаемся гибкостью λ_x и определяем отвечающие этой гибкости и расчетной длине стержня радиус инерции $r_x = \frac{l_x}{\lambda_x}$, требуемую высоту сечения $h = \frac{r_x}{\alpha_1}$ и ядровое расстояние $\rho_x = \frac{r_x^2}{z}$, где z — расстояние от сжатой кромки сечения до его центра тяжести.

Для симметричных относительно горизонтальной оси сечений $Z = \frac{h}{2}$, для тавровых $Z \approx 0,3h$.

Для уголковых сечений, имея величину r , можно по сортаменту непосредственно определить площадь сечения F и расстояние Z . Для принятого типа сечения по рис. III. 14 находим η .

Зная ρ_x и η , определяем по формуле (X. 22) приведенный эксцентриситет m_1 , а по нему и по гибкости λ_x — коэффициент $\varphi_{вн}$ (по рис. III. 12 и III. 13 или по Техническим условиям) и, наконец, по формуле (X. 21) находим требуемую площадь. Зная площадь и высоту h , komponуем сечение. Если сечение komponуется плохо, изменяем значение гибкости и определяем новое значение площади.

Получив геометрические характеристики намеченного сечения, производим проверку стержня, исходя из точных значений характеристик как в плоскости действия момента по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{вн} F} \leq R, \quad (X.23)$$

так и в перпендикулярной плоскости по формуле

$$\frac{N}{c \varphi_y F} \leq R \quad (X.24)$$

(в соответствии с указаниями § 5 главы III).

Коэффициент продольного изгиба стержня φ_y относительно оси $y-y$ принимается на основе установленной ширины сечения b ($r_y = \alpha_2 b$).

Пример X.2. Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы, работающего на осевую силу $N=53$ т и момент $M=5,2$ тм

Расчетные длины стержня $l_x=l_y=3$ м. Тип сечения — два неравнобоких уголка, расположенных большими полками вертикально. Материал — сталь марки Ст. 3. Коэффициент условий работы $m=1$.

Задаемся гибкостью $\lambda_x=50$; тогда $r_x = \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{300}{50} = 6$ см.

По сортаменту (ГОСТ 8510-57) этому радиусу инерции примерно соответствуют уголки $200 \times 125 \times 11$ с $F=2 \cdot 34,9=69,8$ см²; $r_x=6,45$ см, $z=6,5$ см;

$$r_y = \sqrt{\frac{2[446 + 34,9(2,79 + 0,5)^2]}{69,8}} = 4,86 \text{ см.}$$

Определяем гибкость

$$\lambda_x = \frac{300}{6,45} \approx 47$$

и ядровое расстояние $\rho_x = \frac{r_x^2}{z} = \frac{6,45^2}{6,5} = 6,4$ см:

Эксцентриситет приложения силы равен

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,2}{53} = 0,098 \text{ м} = 9,8 \text{ см.}$$

Приведенный эксцентриситет

$$m_1 = \eta m = 1,3 \frac{9,8}{6,4} \approx 2.$$

Здесь $\eta=1,3$ — коэффициент влияния формы сечения для тавровых сечений с эксцентриситетом в сторону полки (рис. III.14).

По приведенному эксцентриситету $m_1=2$ и гибкости $\lambda_x=47$ находим в таблицах Технических условий или по графику рис. III.12 $\varphi_{вн}=0,44$ и определяем напряжение

$$\sigma = \frac{53\,000}{0,44 \cdot 69,8} \approx 1\,730 \text{ кг/см}^2 < 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем сечение в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента:

гибкость $\lambda_y = \frac{300}{4,86} = 61,8 < \lambda_c = 100;$

коэффициент центрального продольного изгиба $\varphi_x = 0,85;$

коэффициент c (см § 5, п. 3 главы III) равен

$$c = \frac{1}{1 + \alpha \frac{e}{\rho}} = \frac{1}{1 + 0,7 \frac{9,8}{6,4}} = \frac{1}{2,07} = 0,482;$$

напряжение

$$\sigma = \frac{53\,000}{0,482 \cdot 0,85 \cdot 69,8} = 1\,850 \text{ кг/см}^2 < 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

Окончательно принимаем уголки $200 \times 125 \times 11$.

5. Подбор сечений стержней по предельной гибкости

Наименьшее сечение сжатых стержней лимитируется не только несущей способностью, но и предельной гибкостью.

В легких фермах имеется ряд стержней с незначительными усилиями и, следовательно, с небольшими напряжениями; сечения этих стержней подбираются по предельной гибкости, установленной Техническими условиями (см. § 4 настоящей главы). К таким стержням обычно относятся дополнительные стойки в треугольной решетке, раскосы в средних панелях ферм, элементы связей и т. п.

Зная расчетную длину элемента l_0 и значение предельной гибкости $\lambda_{пр}$, определяем требуемый радиус инерции

$$r_{тр} = \frac{l_0}{\lambda_{пр}},$$

по которому в сортаменте выбираем сечение, имеющее наименьшую площадь.

Ввиду простоты расчетных манипуляций рекомендуется подбор стержней легких ферм оформлять в табличной форме (см. табл. X.2)

Таблица X.2

Таблица подбора сечений

Стержень		Расчетное усилие N в т	Расчетное сопротивление в кг/см ²	Тип сечения и размеры в мм	Расчетные данные				φ	Напряжение кг/см ²
номер (наименование)	длина в см				площадь в см ²	расчетная длина в см	радиус инерции в см	гибкость λ		
3—7	258	—62	2 100	Два уголка 160×100×9	45,8	258	2,85	91	0,68	2 000
1—8	515	+94	2 100	Два уголка 100×12	45,6	—	—	—	—	2 060
2—4	420	—65,2	2 100	Два уголка 125×9	44,0	336	3,86	87	0,71	2 090

§ 7. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ТЯЖЕЛЫХ ФЕРМ

1. Общие соображения

Подбор сечений стержней тяжелых ферм, так же как и легких, начинается с предварительного определения требуемой площади сечений всех стержней: сжатых — по ориентировочно принятым коэффициентам продольного изгиба, причем при клепаных или болтовых монтажных соединениях — по коэффициентам ослабления (если они меньше коэффициентов продольного изгиба); растянутых — по коэффициентам ослабления.

В первом приближении коэффициенты продольного изгиба для сжатых стержней можно принимать равными: для поясов $\varphi = 0,8—0,85$; для элементов решетки $\varphi = 0,7—0,8$; коэффициент ослабления сечений при клепаных или болтовых монтажных соединениях можно принимать $\alpha = 0,8—0,85$.

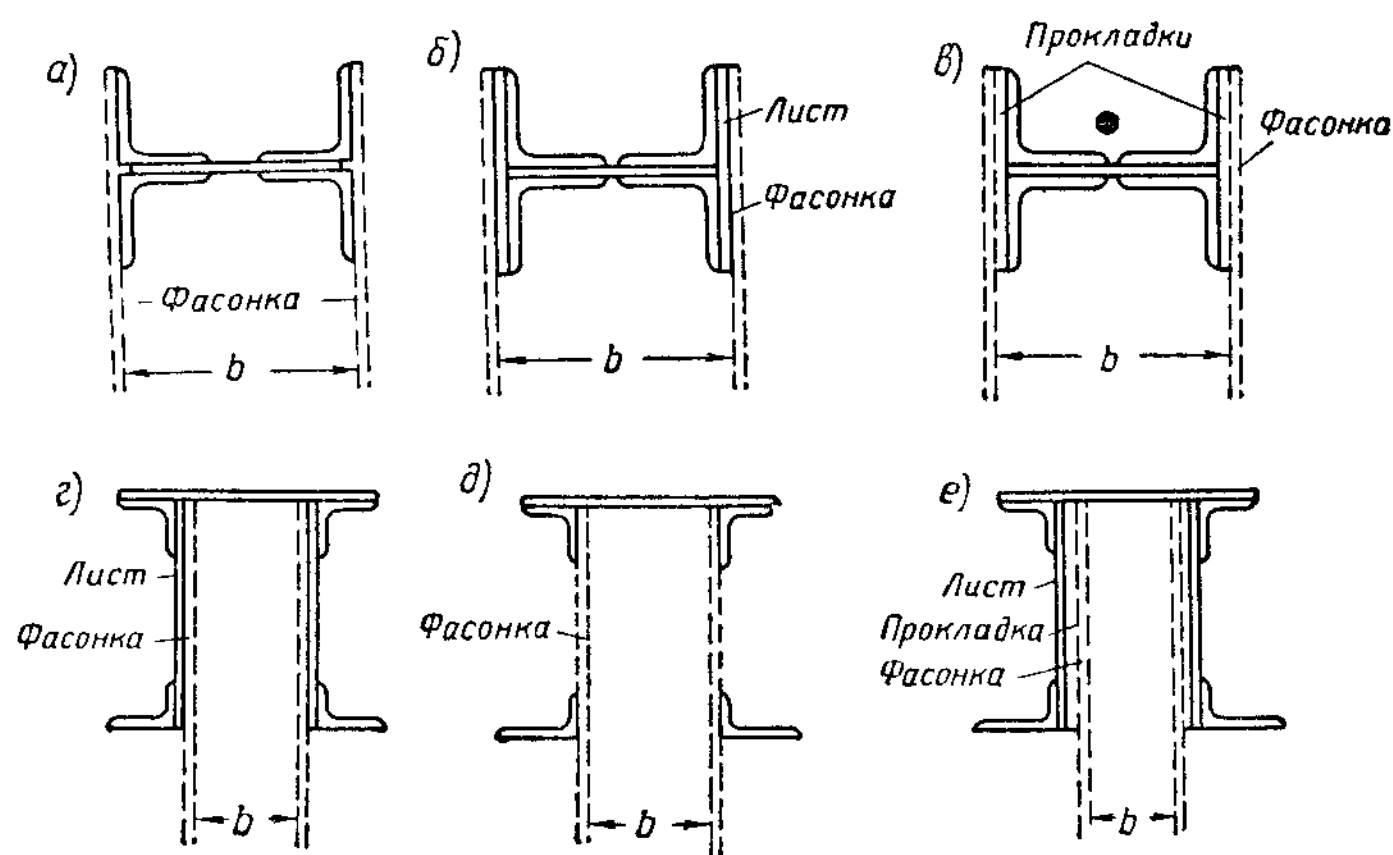


Рис. X.22. Размещение узловых фасонки в тяжелых фермах

Выбрав тип сечения стержней и установив по формулам (X. 16) и (X. 17) требуемые площади сечений, можно наметить необходимый сортамент профилей, который не должен быть слишком обширным.

При большой общей протяженности поясов и при значительном изменении усилий в них по длине фермы, а также при частом расположении монтажных стыков проектировать пояса постоянного сечения по всей длине в тяжелых фермах нерационально. Обычно сечение поясов в тяжелых фермах меняется через одну-две панели (в зависимости от разбивки монтажных стыков) при сохранении одного типа сечения по всей длине фермы. Меняются также сечения элементов решетки, но их тип остается постоянным.

Изменение сечений можно осуществлять или путем изменения толщины и ширины листов, входящих в состав сечения, или путем изменения числа листов в сечении (рис. X. 20). Первый прием более рационален ввиду многодельности многолистовых пакетов, а в сварных конструкциях, кроме того, — ввиду существенного увеличения длины сварных швов и плохого сплачивания листов. Применение многолистовых пакетов в клепаных фермах может быть оправдано возможностью более дешевой пробивки отверстий на многотемпельных прессах, на которых можно обрабатывать металл толщиной до 25 мм, а также упрощением заказа листовой стали (так как в этом случае все листы могут

быть одной толщины). Однако и в клепаных фермах многолистовые пакеты менее рациональны, так как они требуют большего числа заклепок и более трудоемки.

В тяжелых сварных конструкциях можно применять двухлистовые пакеты, сплоченные электрозаклепками (см. § 2 главы V).

Высота сечения поясов не должна быть больше $1/10$ длины панели, так как при бóльшей высоте влияние изгибающих моментов от жесткости узлов и, следовательно, величины дополнительных напряжений существенно возрастают. С другой стороны, высота сечения поясов должна быть достаточной, чтобы обеспечить их жесткость и необходимый фронт для размещения заклепок или швов. При применении многошпindelного сверления отверстий высота сечения должна, кроме того, соответствовать возможностям станка, т. е. расстояние от низа сечения до верхнего ряда отверстий должно быть не более 760 мм (см. § 4 главы VII).

Основным размером стержней тяжелых ферм с двухстенчатыми сечениями является расстояние между узловыми фасонками b (рис. X. 22), которое определяет ширину стержней поясов и раскосов и сохраняется постоянным для всех элементов фермы.

Ширина стержней назначается в круглых цифрах, в зависимости от гибкости и длины стержня. Обычная гибкость поясов тяжелых ферм принимается $\lambda \approx 40-60$, откуда, зная тип сечения, можно установить возможную ширину стержней и расстояние между фасонками. Обычно это расстояние $b = 400-450$ мм.

При гладких боковых стенках стержней узловые фасонки непосредственно накладываются на наружные грани, что дает наиболее простой тип узла, но требует постоянства ширины между наружными поверхностями всех стержней фермы; ввиду того, что толщина вертикалов разных сечений различна, расстояние в свету между их внутренними поверхностями может получиться неодинаковым. Выравнивание достигается постановкой прокладок в сечениях с более тонкими вертикалами (рис. X. 22, в). В H-образных клепаных сечениях возможно смещение уголков, так как горизонтал может не доходить до наружных кромок уголков (рис. 22, а и б).

У стержней коробчатого сечения наружные поверхности не гладкие, а поэтому фасонки примыкают с внутренней стороны вертикалов (рис. X. 22, г). Между тем в коробчатых сечениях наружные поясные уголки, соединяющие вертикалы с горизонталом, должны лежать в одной плоскости, так как в противном случае поясные соединительные заклепки не будут расположены по одной риске. Это значит, что наружный лист вертикалов во всех стержнях коробчатого пояса должен лежать в одной плоскости; но тогда при разной толщине вертикалов расстояние между внутренними гранями последних в разных стержнях пояса будет неодинаковым, что затруднит размещение узловых фасонки, которые иногда приходится располагать не сбоку, а в плоскости одного из вертикальных листов; это обстоятельство усложняет конструкцию узла (рис. X. 22, д). Проще и здесь выравнивать расстояние между узловыми фасонками с помощью прокладок (рис. X. 22, е).

2. Основы подбора стержней тяжелых ферм

Как было отмечено, пояса тяжелых ферм имеют в разных панелях разные сечения, связанные общностью типа и условиями сопряжения стержней в узлах. Поэтому сечения всех стержней одного пояса должны подбираться совместно. Перед началом подбора устанавливают тип

сечения (Н-образное, швеллерное, коробчатое), прием перехода от площади одного сечения к площади смежного и приблизительно определяют требуемые площади сечений [по формулам (X. 16) и (X. 17)].

В тяжелых фермах редко применяют более трех различных сечений поясов в половине фермы, в соответствии с чем намечают узлы перехода от одного сечения к смежному. Приемы изменения площади сечения зависят от типа сечения. При изменении площади сечения изменяется площадь вертикалов, горизонтал же остается постоянным. В сварных Н-образных сечениях обычно изменяется высота вертикалов; в крайнем случае может изменяться и их толщина при сохранении постоянства расстояния между наружными гранями сечения. Горизонтал из условия необходимой устойчивости и жесткости сечения должен иметь толщину не менее $1/50$ расстояния между вертикалами и не менее 12 мм. Остаток площади за вычетом площади нетто горизонтала, ослабленного водоспускным отверстием, составляет сечение вертикалов. Толщина вертикалов с точки зрения устойчивости должна быть не менее $1/15$ высоты их выступа (для стали 3 и гибкости $\lambda \approx 50$, как это указано в § 5 главы III); при этом максимальная возможная толщина листов не должна превышать 40—50 мм, поскольку при большей толщине существенно снижается качество металла.

Изменение клепаного Н-образного сечения лучше всего производить за счет изменения калибра основных уголков сечения, если только наибольшее усилие может быть воспринято четырьмя большими уголками и горизонталом, ослабленным водоспускным отверстием (рис X. 20, б). Тогда все сечения состоят из четырех уголков с горизонталом, что дает наиболее простую конструкцию. Уголки при этом берут неравнобокие, располагая их большими полками вертикально. Если усилия не могут быть восприняты одними уголками, к последним присоединяются вертикальные листы (рис. X 20, в). Листы необязательно иметь во всех сечениях, а только в тех, где это необходимо по величине усилия.

Основой швеллерных сечений являются два швеллера, которые проходят через все сечения (рис. X. 20, г).

Развитие швеллерного сечения осуществляется за счет добавления вертикальных листов (рис. X. 20, д и е). Если первое, самое слабое, сечение можно подобрать без запаса из одних швеллеров, прокатных или составных, площадь новых листов должна равняться разности площадей второго и первого сечений. Разность площадей третьего и второго сечений при параболической эпюре изгибающих моментов в ферме обычно не велика и может быть возмещена узкими листами, расположенными на швеллере с внутренней стороны (рис. X. 20, е). Таким образом, высота швеллерных сечений может быть постоянной во всех стержнях.

В коробчатых сечениях площадь горизонтала (обычно из одного листа) сохраняется постоянной во всех сечениях. Коробчатые сечения, как правило, конструируются постоянной высоты. Асимметрия стержня по возможности уменьшается развитием площади нижних уголков, предпочтительно неравнобоких, поставленных большими полками горизонтально (рис. X. 20, ж); для возможно меньшей асимметрии желательно также иметь горизонтал минимально возможной толщины. Верхние соединительные уголки берутся небольшими, так как они присоединяют к вертикалам сравнительно тонкий горизонтал. Для упрощения стыков стержней целесообразно, чтобы толщина уголков была одинаковой с толщиной листов.

Вследствие асимметрии коробчатых сечений центр тяжести сечения не совпадает с серединой высоты вертикала, причем каждое сече-

ние имеет свое смещение центра тяжести. При удачном подборе разность этих смещений в смежных стержнях не должна быть больше 1,5% от высоты.

Изменение коробчатого сечения производится при переходе от первого сечения ко второму добавлением в вертикалах вторых листов, а от второго к третьему добавлением узких наружных листов между уголками аналогично тому, как в швеллерных сечениях (рис. X. 20, з). Все полученные размеры увязываются между собой в результате подбора всех трех сечений. При этом весьма часто наименьшая площадь, состоящая из двух вертикальных листов, четырех уголков и горизонтала, оказывается слишком большой для первого, самого слабого сечения и там приходится иметь запас.

После подбора сечений производится их проверка. Проверка сечений сжатых поясов ферм производится так же, как центрально сжатых колонн, согласно указаниям главы IX: Н-образных — как сплошных, швеллерных — как сквозных, с той разницей, что ширина b сечений здесь является заданной, а не определяемой из условия равноустойчивости.

При удачном подборе гибкости λ_x и λ_y должны быть близки друг другу.

Раскосы при швеллерных или коробчатых поясах подбираются швеллерного сечения (рис. X. 20, г) или Н-образного сечения (рис. X. 20, а или б) — при Н-образных поясах. Швеллерные сечения более выгодны при работе на продольный изгиб и потому весьма часто применяются для длинных раскосов, но они более трудоемки по сравнению с Н-образными сечениями.

Ширина сечения раскосов определяется расстоянием между внутренними гранями узловых фасонки; для простоты сопряжений ширина их обычно берется на 2 мм меньше расстояния между гранями фасонки. Это обстоятельство можно игнорировать в расчете, но следует показывать на рабочих чертежах.

Сжатые раскосы подбираются как центрально сжатые колонны, согласно указаниям главы IX. Обычные их гибкости колеблются в пределах от 60 до 100 в зависимости от длины раскоса и усилия в нем.

Мощные раскосы из составных швеллеров в фермах больших пролетов в целях удобства прикрепления к фасонкам имеют обычно только один лист шириной не больше высоты пояса.

В конструкциях с клепаными узлами размеры элементов следует назначать, исходя из возможности размещения заклепок по рискам, унифицированным для всех стержней фермы (см § 10 настоящей главы) для сверления отверстий по накладным кондукторам.

Подбор сечений рекомендуется оформлять в таблице, аналогичной табл. X. 3.

§ 8. УЗЛЫ ЛЕГКИХ ФЕРМ

1. Общие требования к конструированию узлов

Для того чтобы работа фермы соответствовала ее теоретической схеме, линии ее геометрической схемы должны совпадать с осями стержней, проходящими через центры тяжести последних.

В сварных фермах это требование в большинстве случаев выполняется (рис. X. 23, а), и стержни центрируются по осям с округлением до 5 мм. При разных калибрах уголков в поясе для удобства устройства стыков и укладки поддерживаемых конструкций (балок, плит) желательно наружную кромку пояса выдерживать на одном уровне, а стержни решетки центрировать на общую осредненную ось стержней пояса.

В клепаных фермах с тавровыми сечениями из уголков ради упрощения изготовления (разметки) принято центрировать стержни по рискам, т. е. совмещать линии геометрической схемы фермы с рисками, по которым ставятся заклепки, прикрепляющие стержни к фасонкам (рис. X 23, б). Если пояс клепаной фермы составлен из уголков разных калибров, то целесообразно принять общую риску по всем панелям. При двухрядном расположении заклепок на вертикальных полках уголков пояса стержни решетки следует центрировать на риску, ближайшую к обушке уголка (см. рис. X. 31).

Конструирование узла начинается с нанесения на чертеж геометрической схемы фермы, после чего намечают контуры стержней. Для этого от осей стержней откладывают по перпендикулярам расстояния до обушки уголков (равные расстояниям от центра тяжести z или от риски e — в соответствии с принятым принципом центрирования) и на этих расстояниях от оси проводят линии, параллельные осям; от полученных линий в сторону осей откладывают отрезки, равные ширине стержней, и проводят вторые параллельные линии, очерчивая таким образом контур стержня. Концы стержней решетки не доводят на 10—15 мм до поясов на случай неточной обрезки. Обрезка уголков решетки производится, как правило, нормально к оси; для мощных стержней допускается косая резка полков.

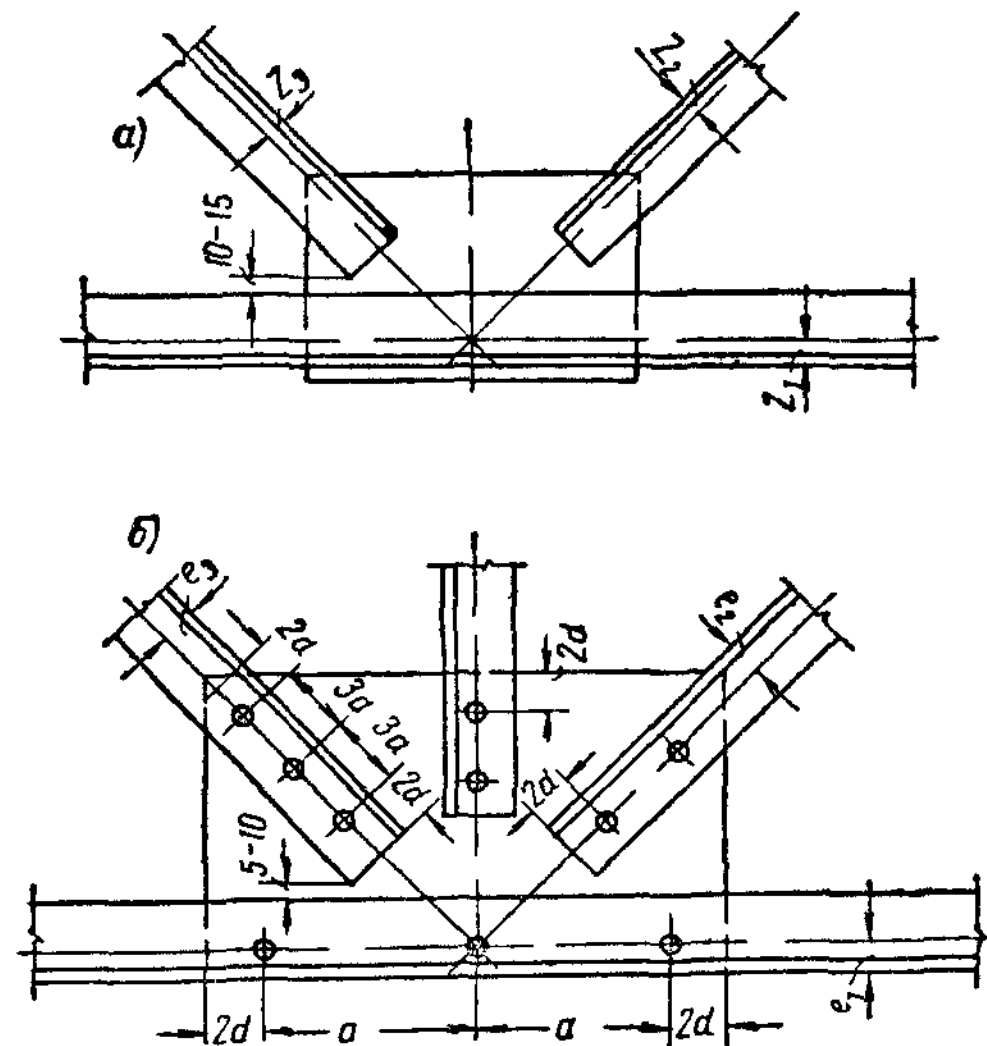


Рис. X.23. Центрирование стержней легких ферм

фермы. Необходимо стремиться к простейшим очертаниям фасонки, чтобы облегчить их изготовление, уменьшить количество обрезков и придать ферме более конструктивный, спокойный вид.

Наиболее простое очертание фасонки — прямоугольное; оно легко получается при треугольной решетке фермы (рис. X. 23) и широко применяется в фермах, работающих на статическую нагрузку.

Отступления от правильного центрирования стержней вызывают в узлах моменты, которые не могут быть отнесены к дополнительным (подобно моментам от жесткости узлов) и являются основными моментами, необходимыми для поддержания равновесия фермы.

Жесткость узлов и наличие эксцентриситетов существенным образом влияют на работу ферм. В упругой стадии моменты от эксцентриситетов увеличивают напряжения и прогибы ферм; кроме того, они ускоряют переход в упруго-пластическую стадию работы.

Экспериментальными исследованиями установлено, что центрирование стержней в легких клепаных фермах по рискам понижает разрушающую нагрузку примерно на 7%.

Таким образом, дополнительные напряжения вызывают более раннее появление пластических деформаций в стержнях (в месте их прикрепления) и в фасонках. Однако появление пластичности снижает жест-

кость узлов и вместе с тем дополнительные напряжения; потому оно не опасно, хотя и увеличивает прогибы. Величина дополнительных напряжений уменьшается с увеличением гибкости стержней.

Влияние жесткости узлов довольно четко выявляется на диаграмме работы фермы (рис. X. 15). Диаграмма работы фермы является типичной диаграммой статически неопределимой системы, постепенно теряющей свои связи. Нетрудно видеть, что шарниры пластичности должны наиболее ярко проявиться в прикреплениях сжатых стержней, у которых нормальные усилия способствуют увеличению моментов.

Как было отмечено, вибрационная прочность ферм во многом зависит от конструкции узлов и в ряде случаев может быть весьма незначительной. Мероприятиями по повышению вибрационной прочности ферм являются: 1) обеспечение плавного перехода стержня в фасонку без каких-либо входящих углов или местных изменений формы, в крайнем случае устройство выкружек в фасонках, которые плавно подходят к прикрепляемому стержню (рис. X. 46); 2) ослабление концентрации напряжений путем отказа от швов, концентрирующих напряжения (например, фланговых швов), применения пологих швов, зачистки и обработки мест примыкания фасонки и швов, искусственного отвода силовых потоков от мест концентрации напряжений и т. д.

2. Узлы ферм из одиночных уголков

В легких сварных фермах из одиночных уголков узлы часто проектируются без фасонки и элементы решетки непосредственно привариваются к полке поясного уголка (рис. X. 24, а). Как было отмечено, решетку наиболее целесообразно прикреплять к внутренней грани полки пояса. Если для прикрепления стержней решетки непосредственно к полке

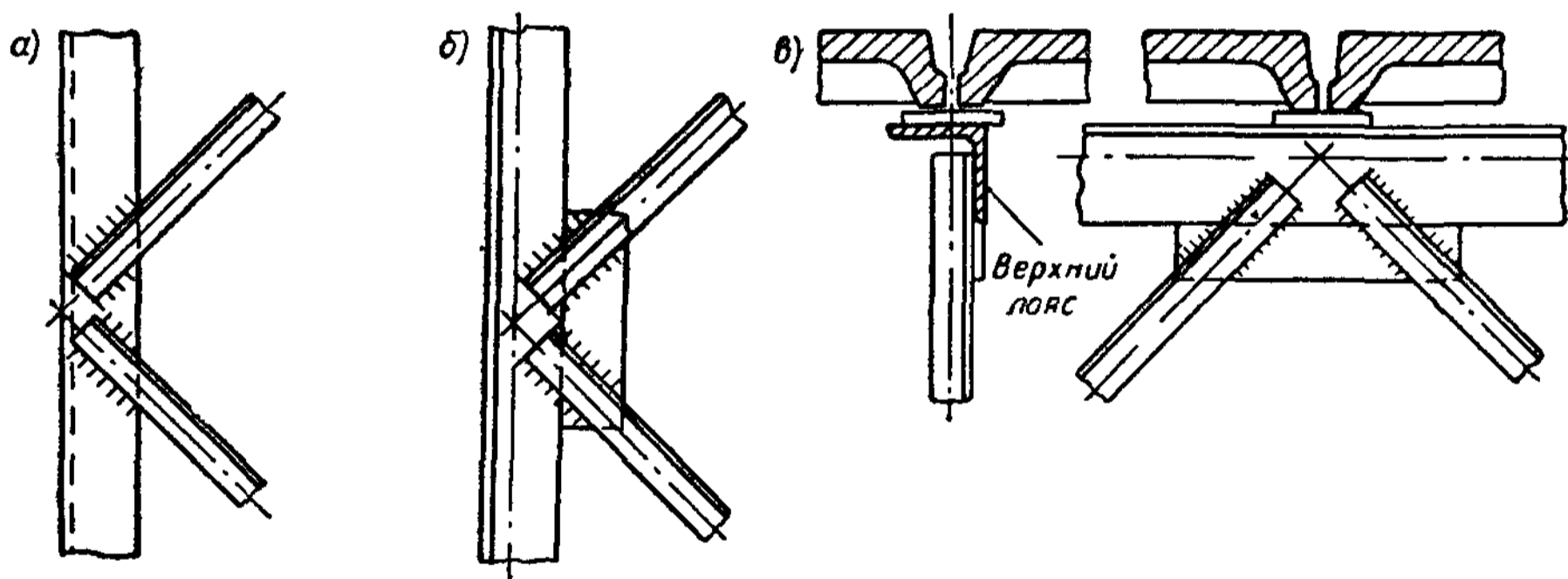


Рис. X.24. Узлы ферм из одиночных уголков

пояса не хватает места, то к полке пояса приваривается планка (рис. X. 24, б, в), создающая в узле необходимое уширение для наложения швов требуемой протяженности. Площадь швов, прикрепляющих одиночный уголок, определяется по формуле

$$F_{\text{ш}} = 0,7h_{\text{ш}} \sum l_{\text{ш}} = \frac{N}{mR_y^{\text{св}}}, \quad (\text{X.25})$$

где коэффициент условий работы $m=0,75$.

Распределение швов по обушке и перу уголка следует производить в соответствии с указаниями § 5 главы V. Однако при малых усилиях швы можно распределять между сторонами уголка поровну, пренебрегая получающимся при этом моментом, который поглощается моментом заземления уголка в фасонке вследствие жесткости последней.

3. Узлы ферм из стержней таврового сечения

Стержни из двух уголков, составленных тавром, соединяются в узлах на фасонках, причем уголки привариваются фланговыми швами по обушку и перу уголка. Швы, расположенные по обушку, обычно определяют размеры фасонки, поэтому они выполняются сплошными; швы по перу обушка имеют меньшую площадь, поэтому они могут быть прерывистыми. Однако лучше принимать их также сплошными, но меньшей толщины. Не рекомендуется принимать швы толщиной менее 5 мм и длиной менее 60 мм.

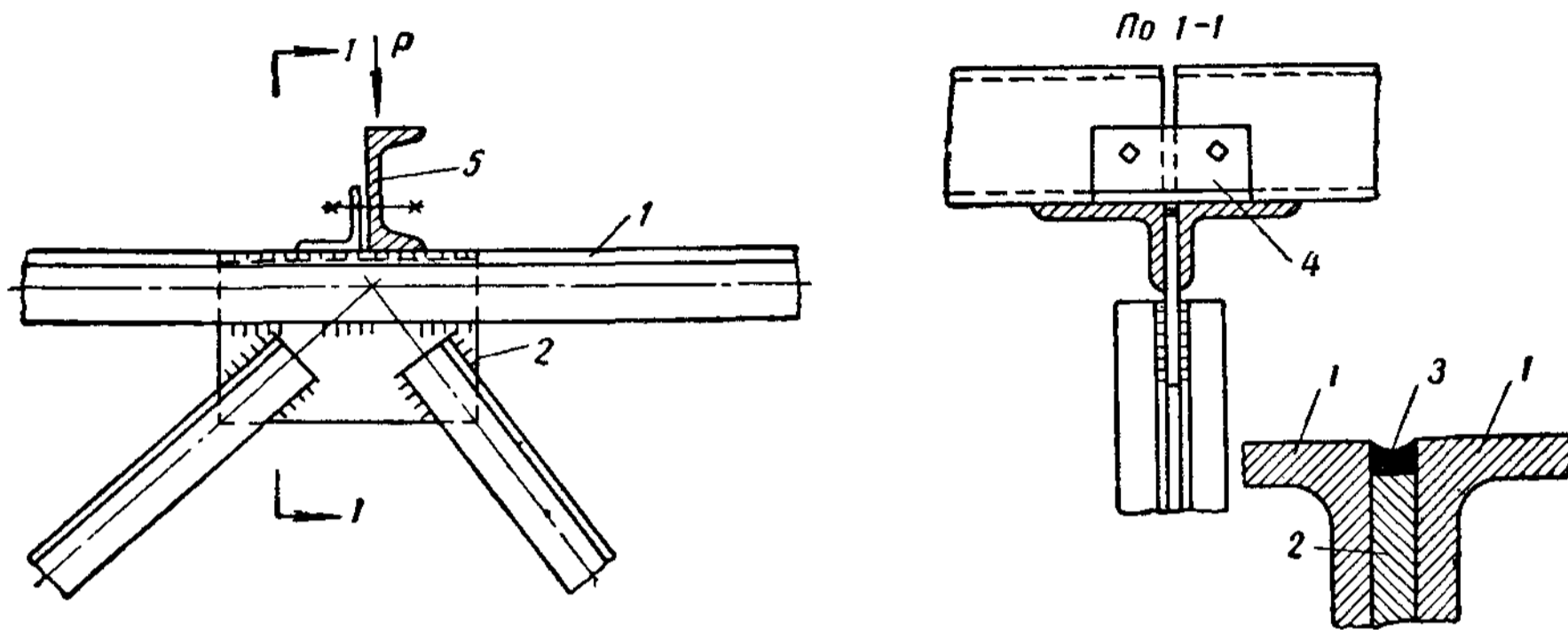


Рис. X.25. Узел сварной фермы с прикреплением прогона

1 — уголки пояса; 2 — фасонка; 3 — сварной шов; 4 — крепящий уголок; 5 — прогон

В стропильных фермах для возможности установки прогонов фасонки верхнего пояса часто не доводят до обушков уголков на 5—10 мм, а оставшийся промежуток заваривают (рис. X. 25). В остальных узлах фасонки выпускают за обушки на 10—15 мм и приваривают к поясам прерывистыми или сплошными угловыми швами (рис. X. 23, а).

Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса

$$N_{\phi} = N_2 - N_1.$$

Обычно разность усилий бывает невелика, и размеры этих швов назначаются по конструктивным соображениям.

Если в узле к поясу приложена сосредоточенная нагрузка P (рис. X. 25), то швы, прикрепляющие фасонку к поясу, работают на равнодействующее усилие от давления груза P и разности усилий в смежных панелях. В этом случае требуемую площадь швов (при нагрузке P , перпендикулярной к поясу) можно определить по формуле

$$F_{\text{ш}} = 0,7h_{\text{ш}} \sum l_{\text{ш}} = \frac{\sqrt{(N_2 - N_1)^2 + P^2}}{R_y^{\text{св}}}, \quad (\text{X.26})$$

где N_2 , N_1 и P — расчетные усилия.

В фермах с раскосной решеткой, а иногда и в фермах с треугольной решеткой не всегда удается получить рациональную конструкцию узла с фасонкой прямоугольного очертания.

В этих случаях нужно стремиться придавать фасонке очертание прямоугольной трапеции (рис. X. 26, а) или параллелограмма. Такие фасонки вырезаются из листа с минимальным количеством обрезков и при наименьшей протяженности резов (рис. X.26, б). Очертание фасон-

ки должно отвечать распределению траекторий главных напряжений в узле, передающих усилия с элементов решетки на пояса. Обычно принимают, что усилие от прикрепленного элемента распространяется по листу фасонки под углом $\pm 15^\circ$. В соответствии с этим при раскосной решетке фасонка должна быть выпущена за стойку под углом не менее 15° .

Стыки поясов можно размещать в узлах или выносить в панель. При размещении стыка в узле не следует перекрывать стык за счет площади фасонки, которая и без того имеет значительные напряжения от перераспределения усилий между стержнями, примыкающими к узлу.

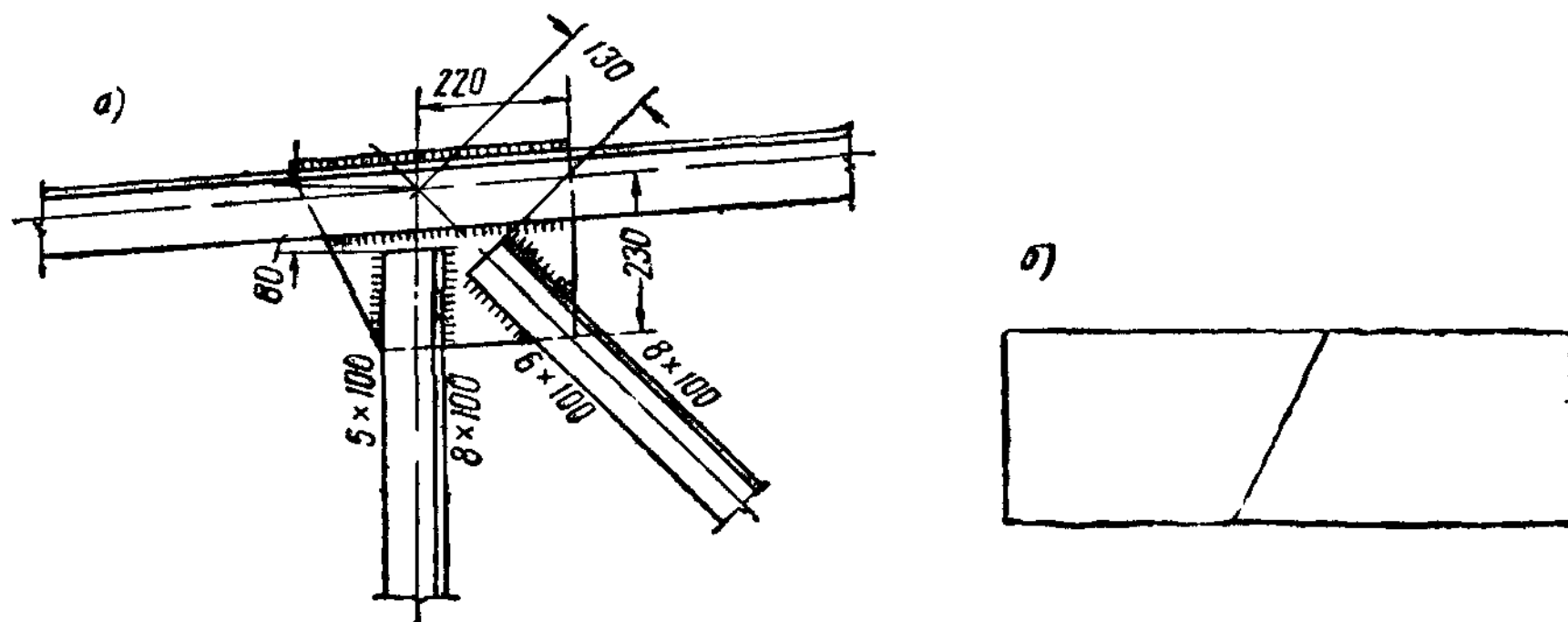


Рис. X.26. Очертание фасонки при раскосной решетке

В трапециевидальных стропильных фермах пролетом до 24 м пояса, как правило, проектируются постоянного сечения и стыкуются всего в одном месте — в средних узлах.

Стык пояса обычно перекрывается парными уголковыми накладками (рис. X. 27, а), а иногда при уголках с широкими полками — листовыми накладками. Если стык располагается вне узла, между уголками помещают прокладку.

Длина швов стыка определяется по формуле

$$\sum l_{ш} = \frac{N}{0,7h_{ш}R_y}, \quad (X.27)$$

причем швы распределяются по перьям уголков поровну. При поясных уголках с широкими полками более рационально перекрывать стык кососрезанными уголковыми накладками, перехватывающими усилие по всему сечению уголков (рис. X. 27, б), как это отмечено в § 2 главы V.

Монтажные стыки конькового узла верхнего пояса перекрываются гнутыми уголковыми (рис. X. 28, а) или листовыми накладками. Весьма удобен для монтажа коньковый узел фланцевого типа. В этом случае коньковая фасонка разделяется на две части, каждая из которых заканчивается поперечным ребром, образующим фланец (рис. X. 28, б); фланцы соединяются монтажными (обычно черными) болтами. При такой конструкции конькового узла правая и левая части фермы получаются совершенно одинаковыми, что представляет большие удобства. Простым в конструировании и удобным при монтаже фонарной конструкции получается коньковый узел верхнего пояса стропильных ферм при опирании фермы фонаря на столик (рис. X. 28, в). В таком узле стык верхнего пояса не перекрывается специальными накладками, а осуществляется через фасонку и горизонтальный лист, образующие тавровый столик. Легко добиться, чтобы центр тяжести пояса совпадал с центром

тяжести тавра, состоящего из фасонки и горизонтального листа, и тем самым осуществить центральную передачу усилия.

Опираие легких ферм покрытий может быть: свободным — в случае установки фермы на нижележащую конструкцию (стены, железобетонные и стальные колонны и т. п.) и жестким — в случае при-

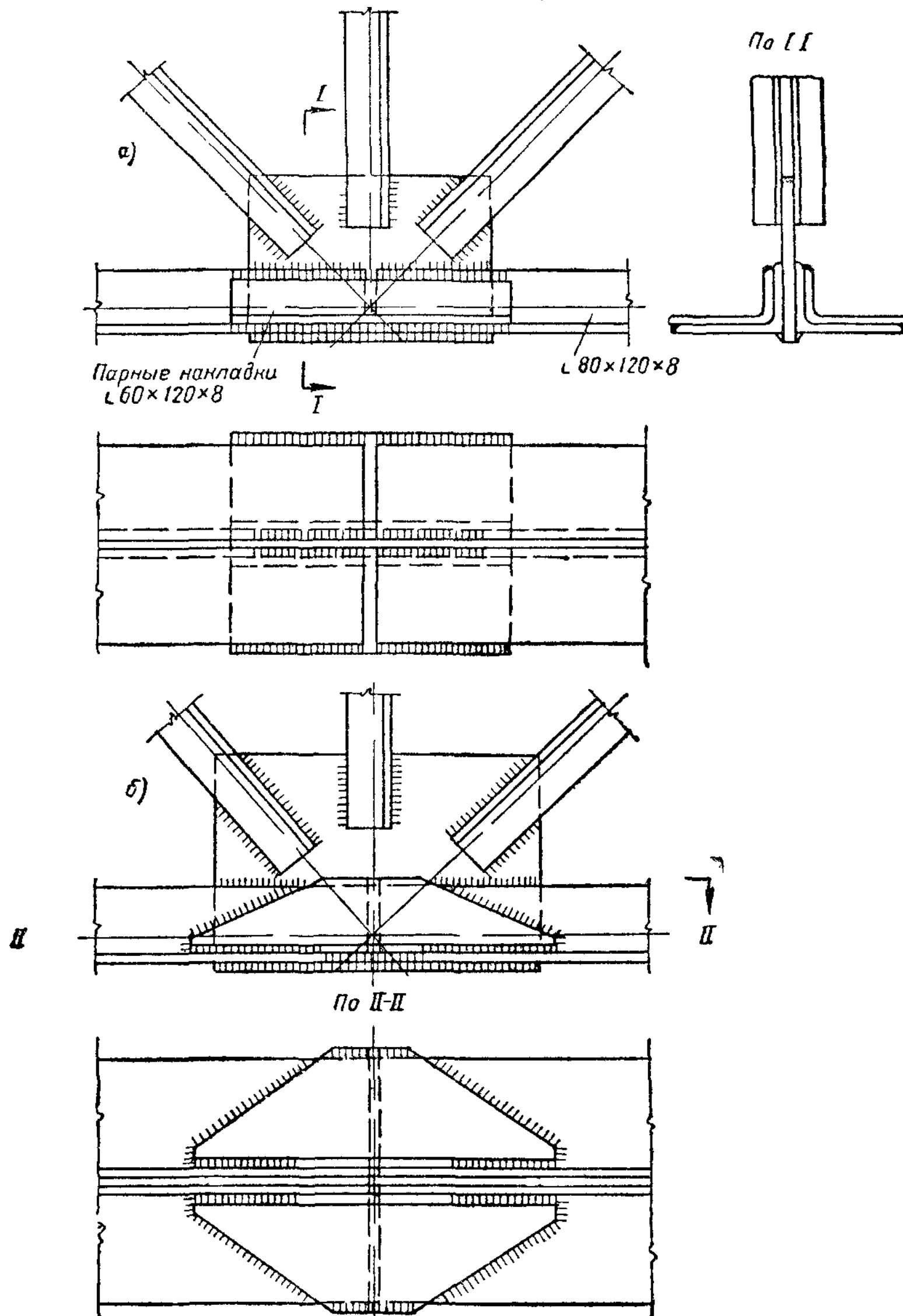


Рис. X 27 Стык пояса фермы в узле

a — с уголковыми прямыми накладками, *б* — с уголковыми кососрезанными накладками

крепления их к металлическим колоннам в рамных системах. Второй тип опирания рассмотрен в § 4 главы XV.

В легких фермах при свободном опирании опорные части, как правило, проектируются плоскими.

Опорный узел фермы передает опорное давление и потому должен иметь достаточную площадь для передачи этого давления на нижележа-

щую конструкцию; кроме того, он должен допускать удобное прикрепление (заанкеривание) к опорам.

При опирании ферм с первым восходящим раскосом на стены или железобетонные колонны опорный узел обычно образуется выпущенной за нижний пояс фасонкой с приваренной к ней опорной плитой

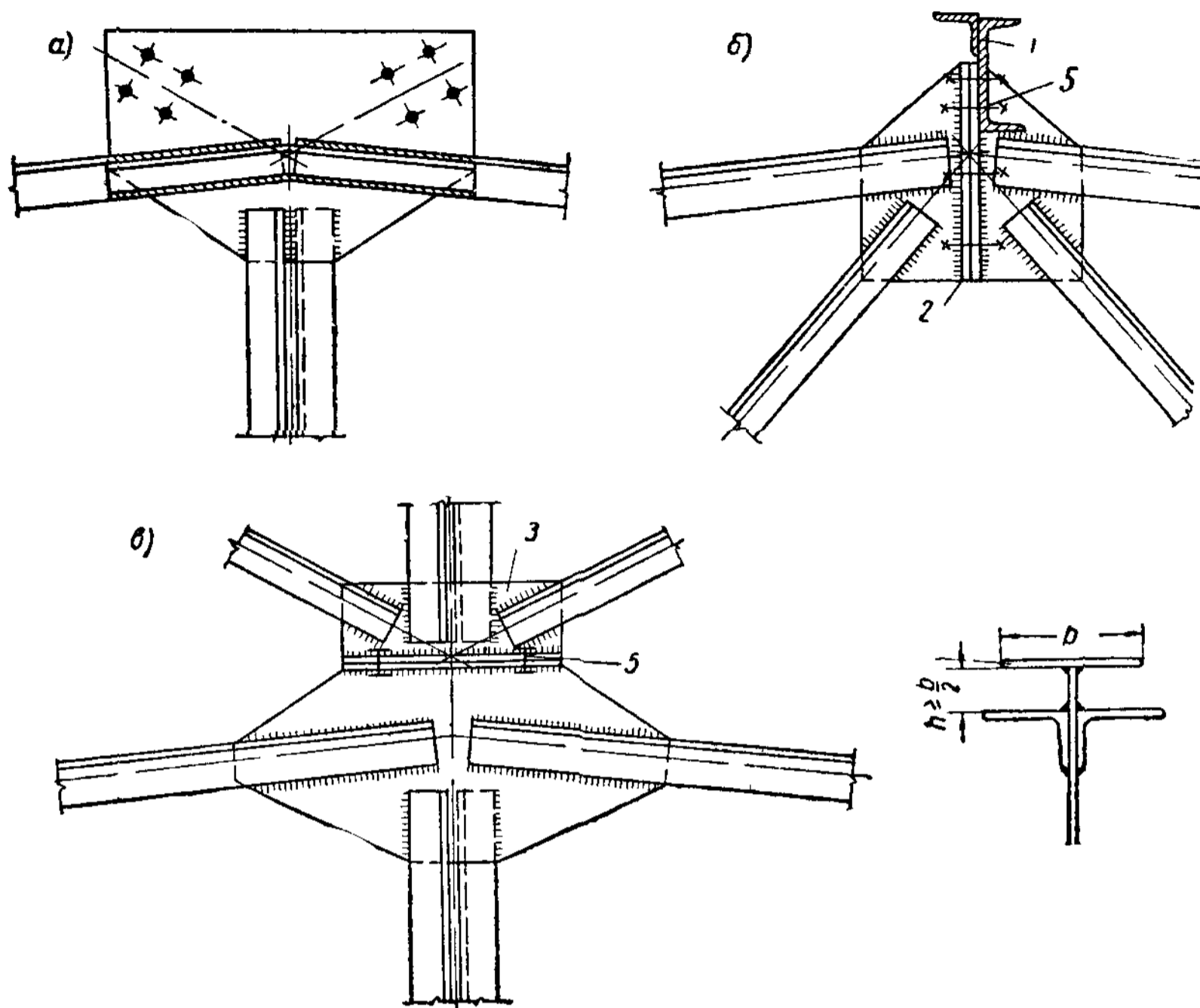


Рис. X.28. Коньковый узел сварных ферм

a — соединение уголковыми накладками; *б* — фланцевое соединение; *в* — соединение через столик для опирания фонарной конструкции; 1 — прогон; 2 — фланец; 3 — фасонка фонарной фермы; 4 — столик для опирания фонарной фермы; 5 — черные болты

(рис. X. 29). К опорной плите и к фасонке приваривают ребра, обеспечивающие жесткость узла из плоскости фермы и передачу давления от опорной плиты на опору. Сходящиеся в узле стержни (кроме мало нагруженной стойки) центрируют на опорные ребра. Необходимая площадь опорной плиты определяется по несущей способности материала опоры

$$F_{\text{пл}} = \frac{N}{R_{\text{оп}}}, \quad (\text{X.28})$$

где N — расчетное опорное давление фермы;

$R_{\text{оп}}$ — расчетное сопротивление материала опоры сжатию.

Расстояние между нижним поясом и опорной плитой должно быть достаточным для того, чтобы было удобно наложить швы по обушкам уголков нижнего пояса и чтобы не создавалась большая концентрация напряжений в фасонке. Обычно размер e (рис. X. 29) принимается не меньше ширины горизонтальной полки уголка нижнего пояса, но не менее 130 мм. Общая площадь швов, прикрепляющих опорную плиту к фасонке и ребрам, определяется по максимальному опорному давлению

$$F_{\text{ш}} = \frac{N}{R_{\text{св}}^y}. \quad (\text{X.29})$$

Швы, прикрепляющие ребра жесткости к фасонке, при обычно квадратной опорной плите рассчитываются на усилие, равное половине опорного давления.

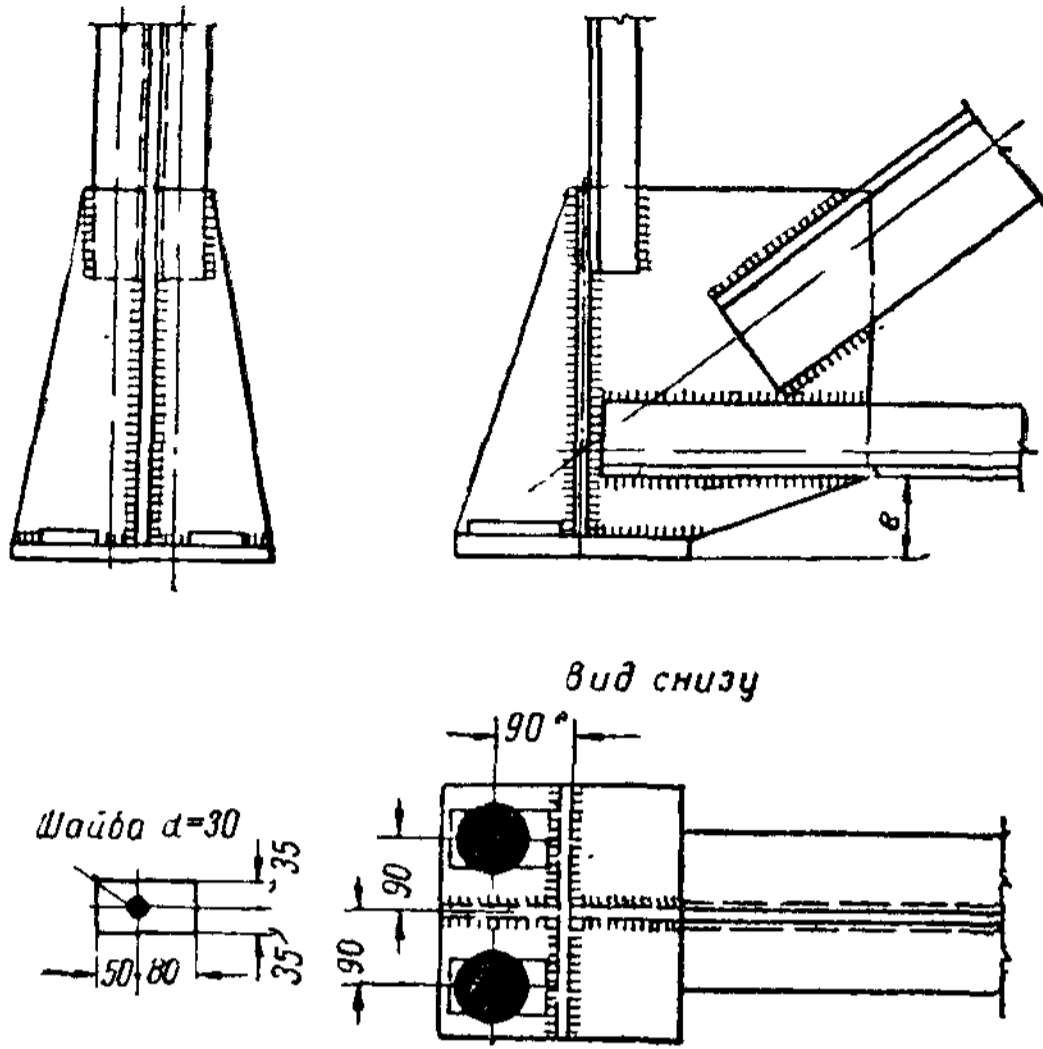


Рис. X.29. Опорный узел сварной фермы

ными шайбами, которые после установки фермы приваривают к опорной плите.

В клепаных фермах очертание и приемы обрезки фасонки остаются такими же, как в сварных фермах.

Число заклепок, прикрепляющих раскосы и стойки, определяется, как правило, по смятию и должно быть не менее двух. Чтобы фасонка была возможно более компактной, заклепки ставят на минимальных расстояниях друг от друга.

Число заклепок, прикрепляющих элемент с расчетным усилием N , определяется по формуле

$$n = \frac{N}{d \delta_{\phi} R_{\text{см}}^{\text{закл}}}, \quad (\text{X.30})$$

где d — диаметр заклепки;
 δ_{ϕ} — толщина фасонки;
 $R_{\text{см}}^{\text{закл}}$ — расчетное сопротивление заклепочного соединения смятию.

Первую заклепку ставят на расстоянии примерно $2d$ от края стержня (обычно 40 мм), а шаг заклепок принимают равным $3-3,5d$ (обычно 70 мм). От последней заклепки до края фасонки также должно быть оставлено расстояние не менее $2d$ (рис. X. 23, б).

Если для прикрепления примыкающих к одному узлу раскосов требуется разное, но не очень отличающееся друг от друга число заклепок (например, 3 и 2), то для выравнивания очертания фасонки можно за-

При первом нисходящем раскосе и опирании фермы на уровне верхнего пояса опорный узел также конструируется в виде плиты, укрепленной поперечными ребрами (рис. X. 30).

В опорной плите устраивают отверстия для анкеров, диаметр которых принимается в 2—2,5 раза большим диаметра анкеров; это дает возможность установить при монтаже ферму в проектное положение в случае несовпадения заложённых в опоры анкеров с центрами отверстий. При обычном диаметре анкеров 25—30 мм отверстия делают диаметром 60—80 мм. Анкерные отверстия прикрывают прямоуголь-

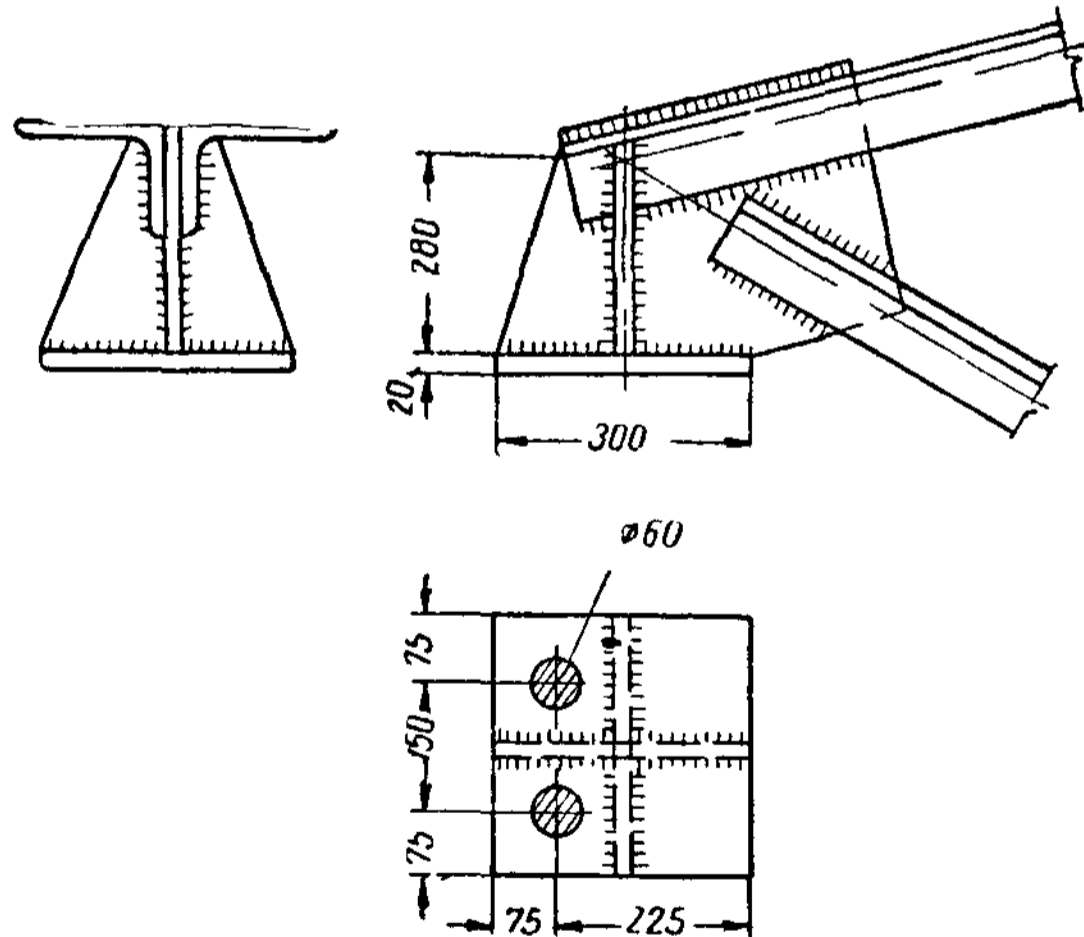


Рис. X.30. Опирание фермы на уровне верхнего пояса

клепки, требующиеся в меньшем количестве, расставить на больших расстояниях (рис. X. 23, б). Крайние же расстояния рекомендуется выдерживать всюду равными приблизительно $2d$.

Число заклепок, прикрепляющих фасонку к поясу, как и в сварных фермах, определяется разностью усилий в смежных панелях пояса и обычно бывает невелико. Вследствие этого заклепки по поясу размещают по конструктивным соображениям на расстояниях, близких к наибольшим; крайние заклепки при этом так же ставят на расстоянии приблизительно $2d$ от краев фасонки. Иногда разница в числе заклепок, необходимых для прикрепления двух раскосов, сходящихся в одном узле, бывает значительной, как, например, в узле верхнего пояса трапециевидальной фермы, к которому подходит опорный раскос (рис. X.31). В этом случае для уменьшения длины прикрепления и упрощения очертания фасонки более мощный раскос можно прикреплять коротышами (см. § 4 главы VI). Применение коротышей усложняет конструкцию и потому целесообразно только в безусловно необходимых случаях.

Стыки поясов клепаных ферм почти всегда осуществляют посредством уголковых накладок (рис. X.32).

Число заклепок, необходимых для прикрепления одной стыковой уголковой накладки (при двух уголках в поясе):

$$n = \frac{N}{2 \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{закл}}^{\text{ср}}}, \quad (\text{X.31})$$

где $R_{\text{ср}}^{\text{закл}}$ — расчетное сопротивление заклепки срезу.

Опорные узлы клепаных ферм, так же как и сварных, обычно конструируются с плитами, через которые передается опорное давление.

4. Узлы ферм из труб и тонкостенных гнутых профилей. Фермы из алюминиевых сплавов

Фермы со стержнями из круглых труб являются весьма рациональными и перспективными конструкциями благодаря своей большой долговечности и экономичности в отношении затраты стали, а также малой повреждаемости; они имеют широкое распространение за рубежом. Положительные качества трубчатых конструкций обусловлены самой формой трубы, имеющей наименьшую поверхность соприкосновения с атмос-

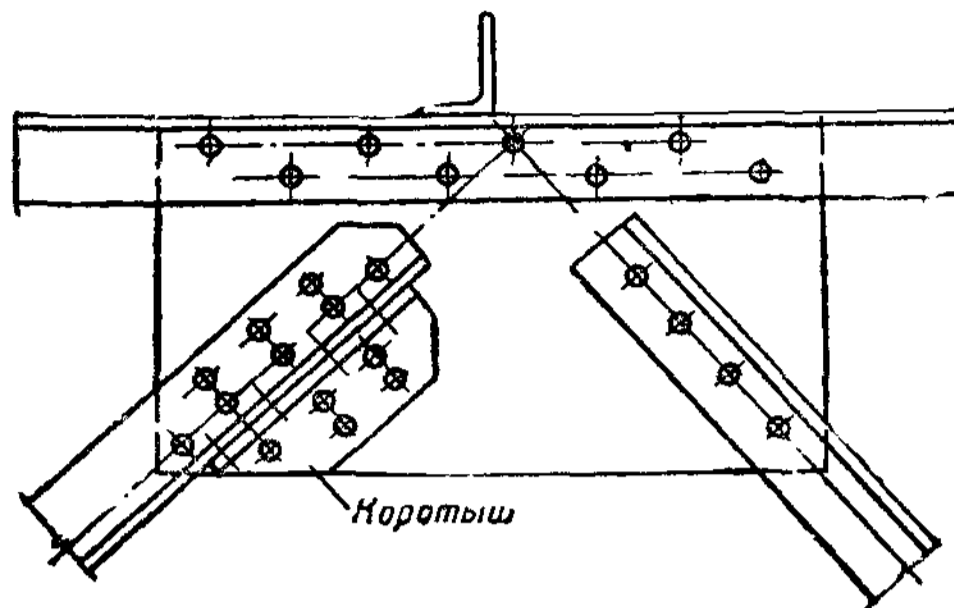


Рис. X.31. Прикрепление раскоса при помощи коротыша

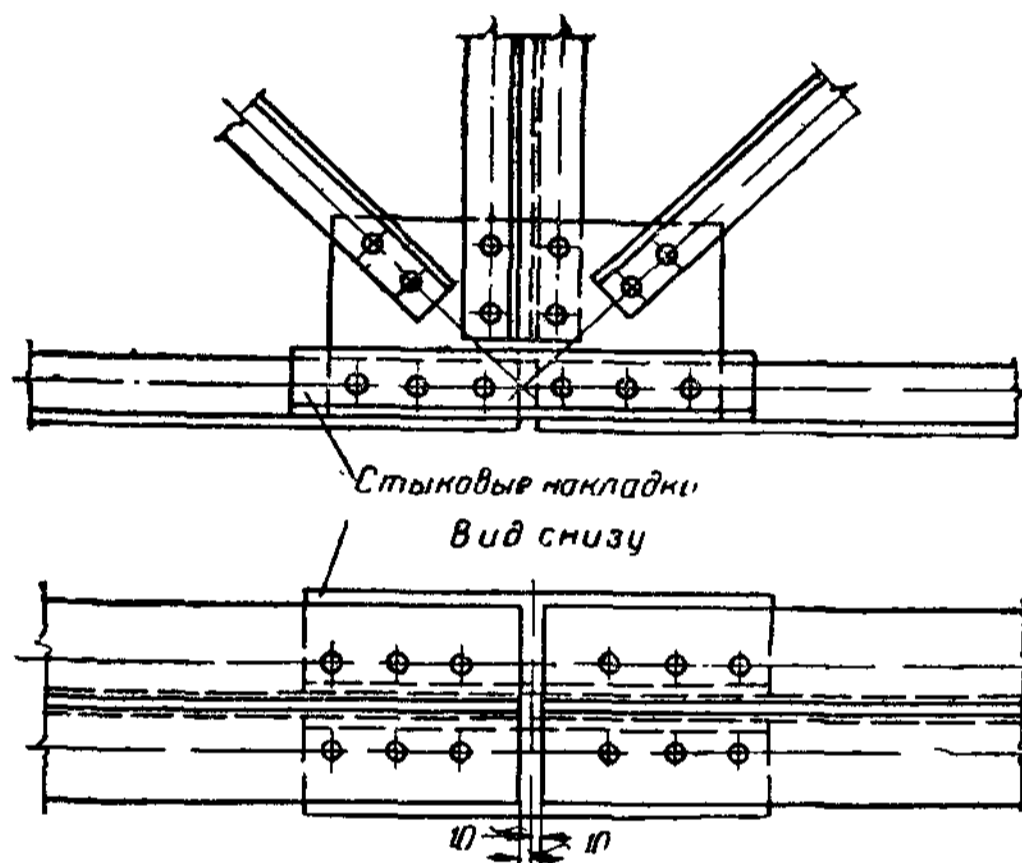


Рис. X.32. Стык пояса клепаной фермы

ферой, совершенно замкнутую и прекрасно обдуваемую; экономичность этих конструкций определяется хорошей работой труб на продольный изгиб ввиду относительно большого момента инерции, трудностью потери местной устойчивости (благодаря криволинейной поверхности), позволяющей применять очень тонкостенные трубы и, наконец, возможностью сопряжения труб без каких-либо узловых деталей. Однако тонкостенные трубы дефицитны, и сортамент их недостаточно разработан. Кроме того, наиболее экономичные узловые соединения требуют точной и более сложной обрезки труб.

Трубчатые фермы обычно конструируются сварными.

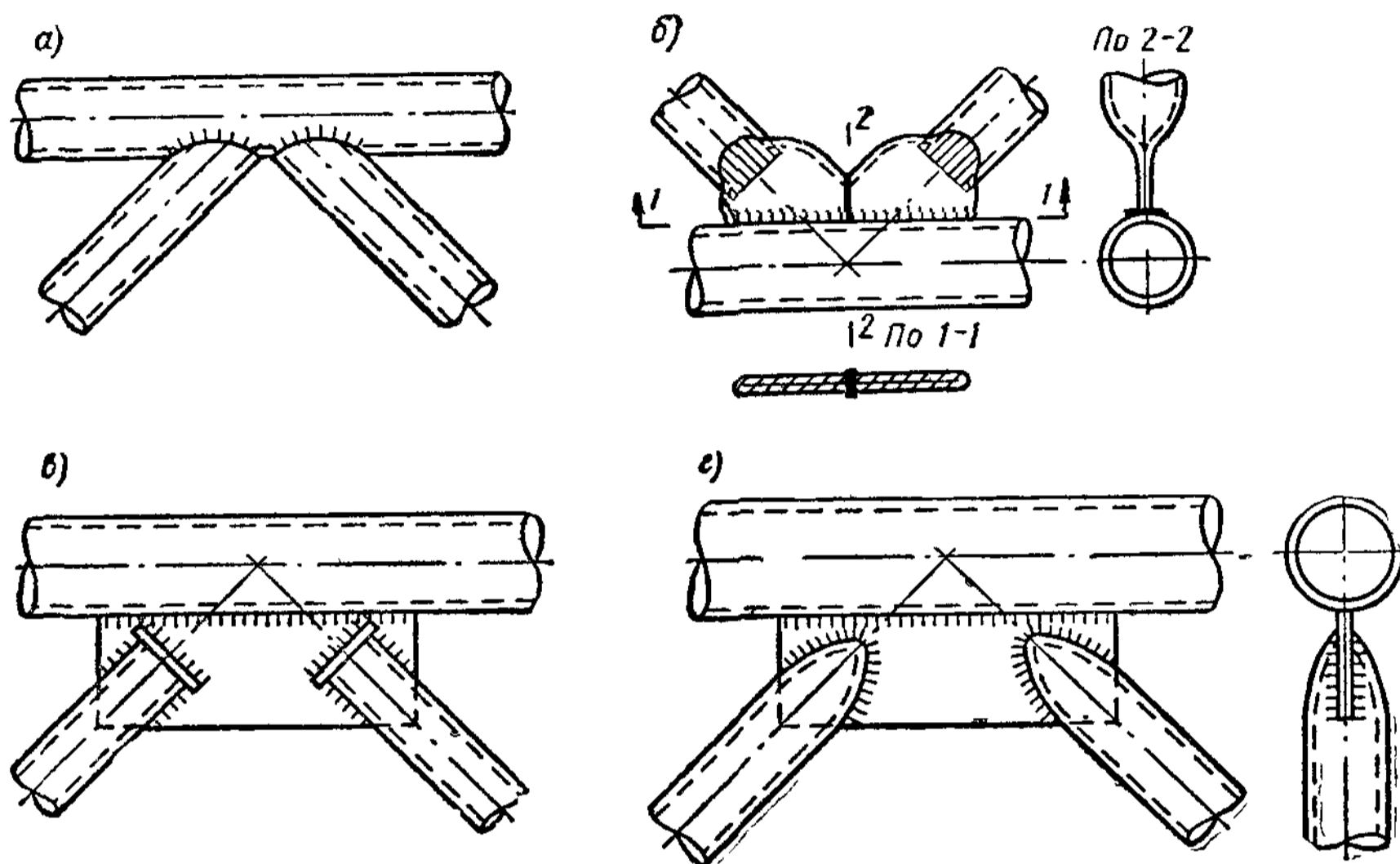


Рис. X.33. Узлы ферм из труб

Конструктивные решения узлов ферм из труб могут иметь различные варианты. Во-первых, стержни решетки могут примыкать к поясам посредством фигурного выреза, который обваривается по контуру (рис. X. 33, а). Недостатком такого решения является сравнительная сложность фигурной обрезки торцов трубчатых раскосов. Этой сложности можно избежать, если трубы раскосов в месте примыкания к поясу сплющить; тогда их можно обрезать простым косым резом (рис. X. 33, б). Получающийся обычно между концом трубы раскоса и наружной поверхностью трубы пояса зазор (обычно менее 2 мм) может быть закрыт сварным швом. Этот тип узла весьма экономичен по затрате металла и дает благодаря непосредственной сварке труб весьма стойкую против коррозии конструкцию. В сложных случаях возможно комбинированное решение узла трубчатых ферм (рис. X.34).

Кроме того, возможно решение узлов ферм из труб на фасонках (рис. X. 33, в и г), которые привариваются к трубам пояса. По концам труб решетки делают вырезы, в которые входит фасонка; трубы к фасонке приваривают фланговыми швами. Открытые торцы элементов решетки следует закрывать специальными планками. Более удачное конструктивное решение получается, если торцы труб после специальной вырезки и обжатия насадить на фасонки и обварить по контуру соприкосновения труб с фасонками (рис. X.33, г). Такое сопряжение является

весьма рациональным в условиях воздействия агрессивной среды, а также динамических или вибрационных нагрузок и весьма прочным.

Концы труб могут иметь разделку, и тогда трубы могут быть соединены в стык К-образным сварным швом. Однако разделка трубчатого сечения достаточно сложна и потому трубы чаще соединяют угловыми

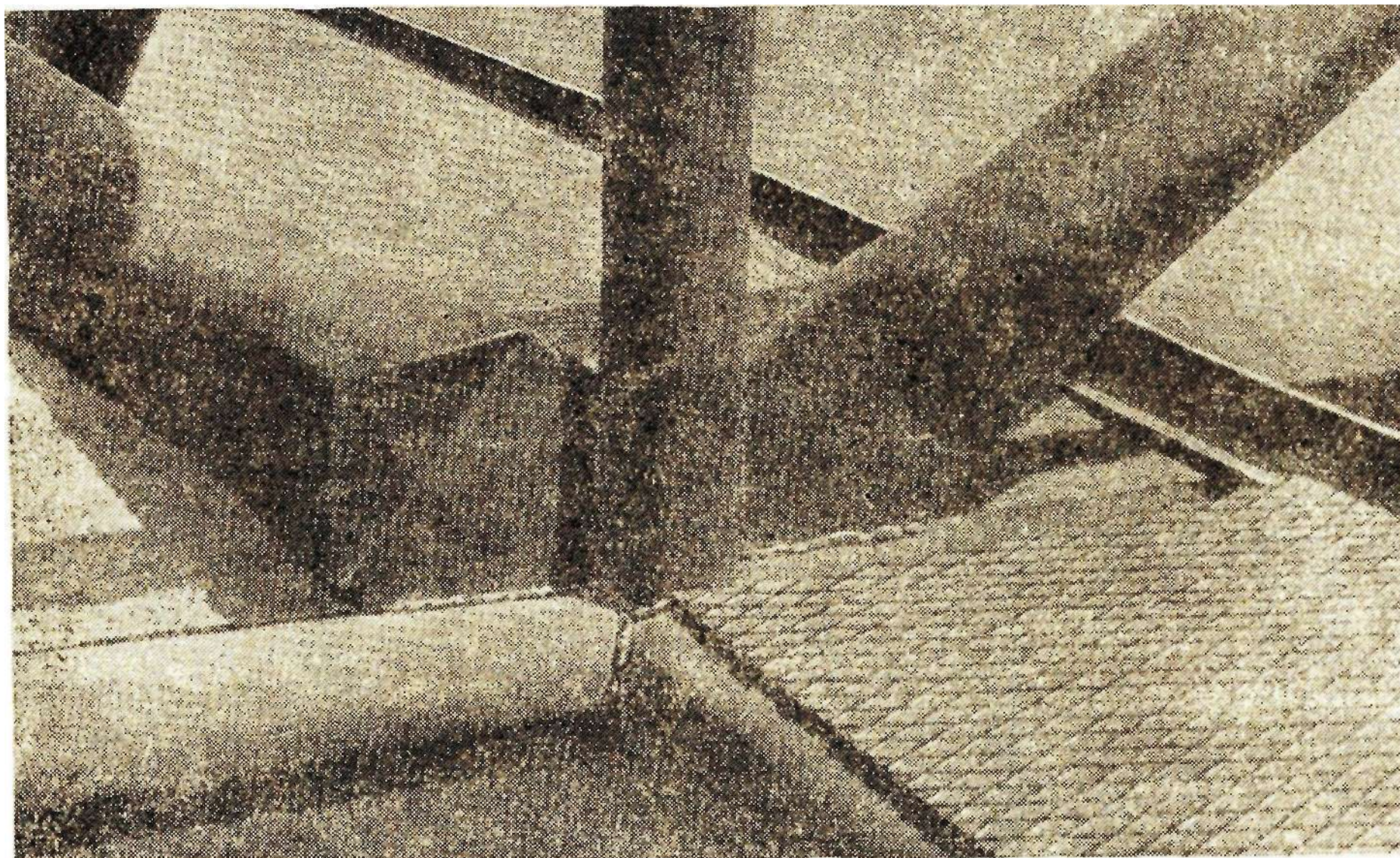


Рис. X.34. Пространственный узел трубчатой фермы

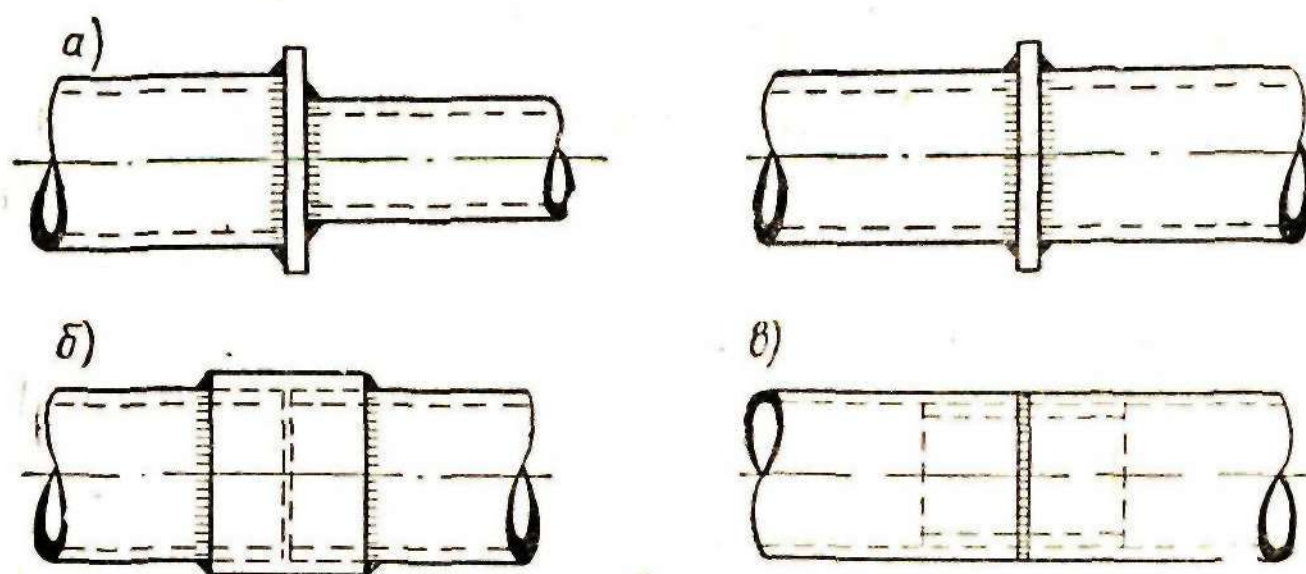


Рис. X.35. Стыки труб

швами через прокладку (рис. X.35, а) или трубчатой накладкой (рис. X. 35, б); фермы с такими соединениями целесообразно применять при статической нагрузке. Стыки труб могут также завариваться стыковым швом на кольцевой прокладке (рис. X.35, в). Стыки могут быть расположены вне узлов; часто применяются также фланцевые стыки на болтах.

Конструкции ферм со стержнями из гнутых профилей при тавровых сечениях аналогичны обычным конструкциям легких ферм.

Ввиду малой толщины сечений весьма рационально применение соединений на точечной контактной сварке, в сильной степени упрощающее и ускоряющее изготовление.

При коробчатых сечениях раскосы, обычно швеллерного гнутого сечения, привариваются к внутренним поверхностям коробки пояса без фасонки, для чего коробка пояса должна быть достаточно глубокой

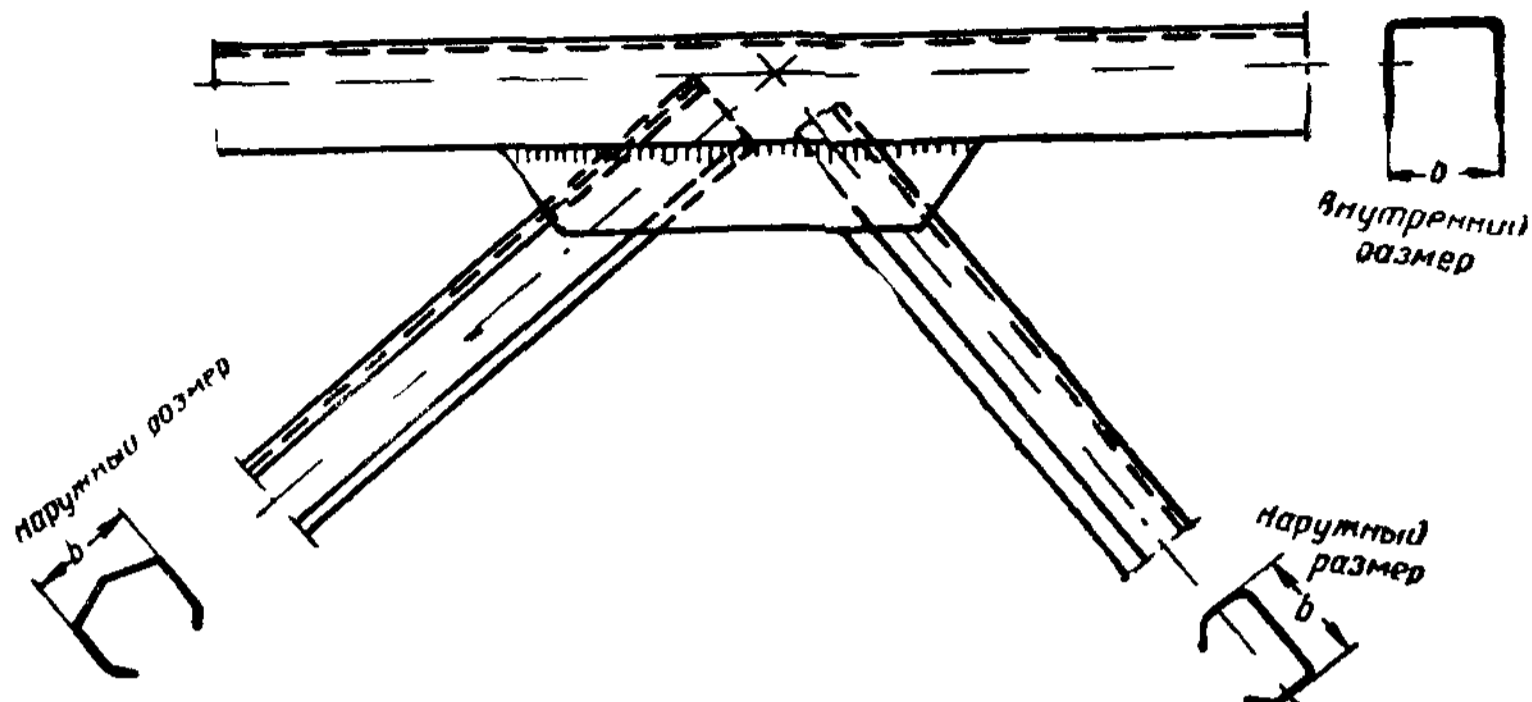


Рис. X. 36. Узел фермы из гнутых профилей

(рис. X. 36). Сжатые коробчатые стержни обязательно должны быть закрыты решеткой или планками. Применение в узлах точечной контактной сварки возможно только при достаточных габаритах сечений.

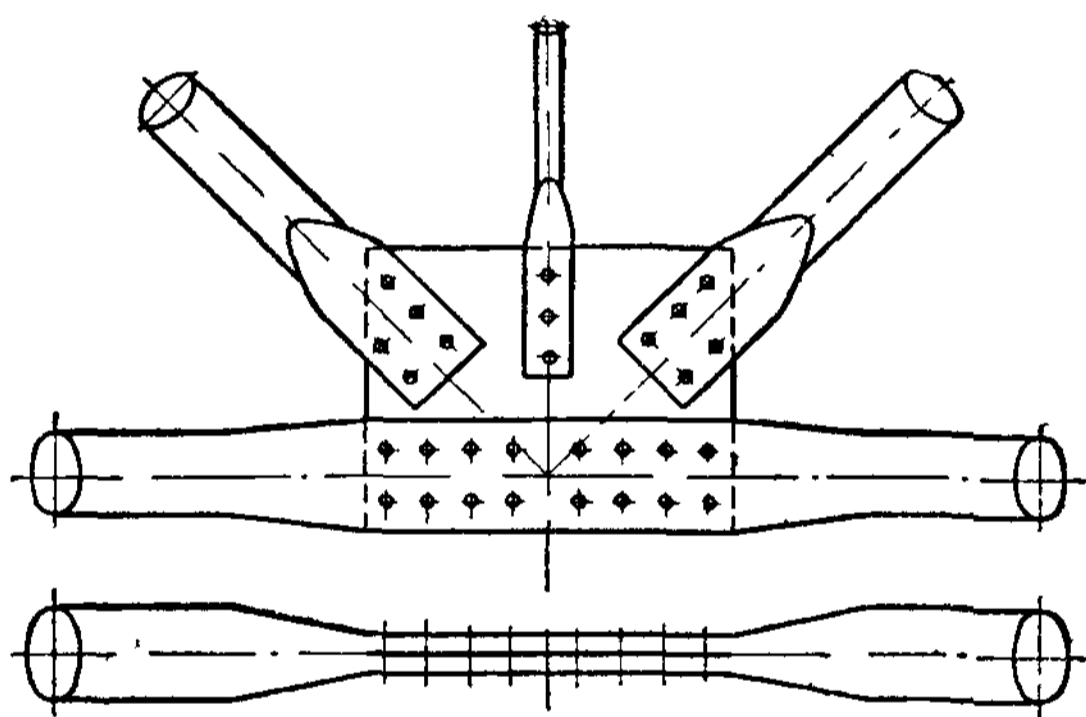


Рис. X.37. Узел трубчатой фермы из алюминиевого сплава

Фермы из гнутых профилей дают до 30% экономии металла (при применении низколегированной стали).

Фермы из алюминиевых сплавов весьма близки по своей конструкции фермам из гнутых профилей; обычно применяются стержни таврового сечения из двух уголков с бульбами, приклепанных к фасонкам.

При трубчатых сечениях сварные узлы конструируются по типу рис. X.33. В трубчатых фермах вследствие мягкости алюминиевых сплавов возможно об-

разование узлов путем насаживания расплюснутых труб на фасонки и их приклейки к последним (рис. X.37); однако при этом повышается деформативность узла.

§ 9. КОНСТРУКТИВНОЕ ОФОРМЛЕНИЕ ЛЕГКИХ ФЕРМ И СОСТАВЛЕНИЕ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ

На рабочем чертеже ферм изображается схема фермы, на которой жирными линиями показывается положение отправочного элемента (марки).

В легких фермах отправочными элементами является или вся ферма целиком или, если ферма в целом виде нетранспортабельна, часть ее (в фермах пролетом 24—36 м обычно половина фермы).

На рабочем чертеже обычно показывают фасад отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и, если нужно, разрезы. Узлы вычерчивают на фасаде, причем часто для ясности чертежа узлы и сечения стержней вычерчивают в масштабе 1 : 10—1 : 15 на схеме осей фермы, вычерченной в масштабе 1 : 20—1 : 30 (рис. X. 38 и X. 39).

На чертеже должны быть указаны основные геометрические размеры фермы (расстояния между узлами) и длины стержней, необходимые для сборки конструкции, а также тангенсы углов наклона стержней. Геометрические длины выносятся на стороны треугольников, прочерчиваемых внутри панели и образуемых прямыми, параллельными осями соответствующих стержней (рис. X. 39), или даются на специальной геометрической схеме (рис. X. 38).

Основными размерами узла являются расстояния от центра узла до торцов прикрепляемых стержней решетки в сварных фермах и до первой заклепки прикрепления элемента решетки в клепаных. По этим расстояниям определяется требуемая длина стержней решетки, которая обычно назначается кратной 10 мм.

В соответствии с указанными размерами производится разметка узла. Минимальная длина фасонки по направлению прикрепляемого стержня определяется размещением необходимых сварных швов или заклепок. От крайних точек фасонки проводят прямые, ограничивающие фасонку так, чтобы получить наиболее удобное с производственной точки зрения очертание.

В клепаных фермах проставляют размеры, определяющие разбивку заклепок в каждом элементе, а также привязку крайних заклепок к центрам узлов. Расстояние от края элемента до первой заклепки, принимаемое равным двум диаметрам заклепки (с округлением до 5 мм), обычно на чертеже не проставляют, а оговаривают в примечании. Размеры фасонки с привязкой ее к узлу проставляют на общем чертеже фермы.

В фермах пролетом более 36 м рекомендуется назначать строительный подъем равным $\frac{1}{500}$ пролета и учитывать его при составлении геометрической схемы фермы на рабочих чертежах.

В стержнях таврового сечения из двух уголков между уголками ставят прокладки и шайбы для связи стержней между собой и обеспечения их совместной работы.

В сварных фермах ставят прямоугольные прокладки с заваркой с обеих сторон. В клепаных фермах с элементами из однорядных уголков прокладки обычно имеют вид круглых шайб на одной заклепке; при двухрядных уголках ставят прямоугольные прокладки на двух заклепках.

Расстояние между прокладками или шайбами не должно превышать 40 r для сжатых стержней и 80 r для растянутых стержней, где r — радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной прокладке. При этом в пределах одного сжатого элемента решетки следует ставить не менее двух прокладок.

§ 10. УЗЛЫ ТЯЖЕЛЫХ ФЕРМ

Тяжелые фермы часто собирают на месте постройки, куда их подвозят отдельными элементами. Таким образом, в тяжелых фермах присоединение стержней к узловым фасонкам осуществляется при монтаже; в узлах или около узлов обычно располагаются и монтажные стыки поясов. Широко распространено центральное расположение стыков в узлах (рис. X. 40), как более универсальное и удобное с точки зрения изготовления конструкций (хотя стыки вне узлов конструктивно несколько проще). Монтажные соединения, в особенности при работе ферм на динамические нагрузки, очень часто конструируются на заклепках даже в сварных фермах; клепаные фермы, естественно, имеют клепаные узловые соединения. Монтажные соединения тяжелых ферм могут также осуществляться на высокопрочных болтах. Таким образом, типы узлов зависят от типа сечений стержней ферм и вида соединений.

Уменьшение шага первых заклепок (рис. X.40), прикрепляющих соединительный лист к уголкам, ускоряет в клепаных фермах ввод в работу соединительного листа и уменьшает концентрацию напряжений. Для увеличения доступности внутренней полости швеллерного сечения

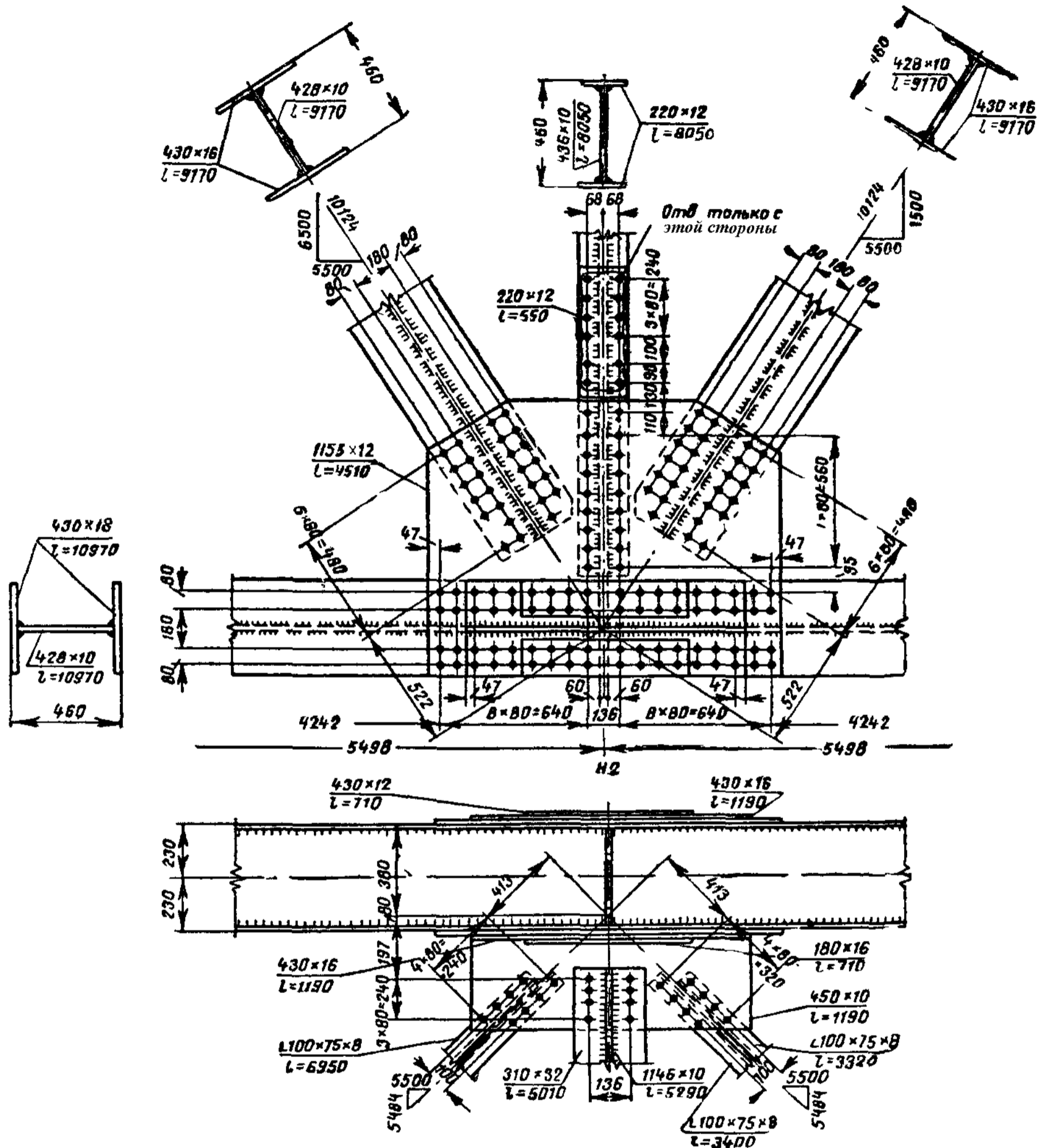


Рис. X.41. Клепанный узел тяжелой фермы при сварных Н-образных сечениях стержней

целесообразно в центре узла полки швеллеров выводить наружу посредством постановки дополнительных уголков (рис. X.42). Опытные исследования показывают, что при таких условиях прикрепление внахлестку работает вполне удовлетворительно¹.

При прикреплении сложных стержней пояса к фасонкам последние служат для пояса стыковыми элементами; между тем фасонки испытывают значительные напряжения как элементы узла, передающие усилия с раскосов на пояса. Поэтому целесообразно в местах прикрепления поясов усиливать фасонки наружными уголками или накладками, которые могли бы передать усилие в поясе с одного стержня на другой по-

¹ Л. П. Шелестенко, Исследование работы мостовых клепаных стыков с прямой передачей усилия, сборник ЦНИИС № 3, Трансжелдориздат, 1951.

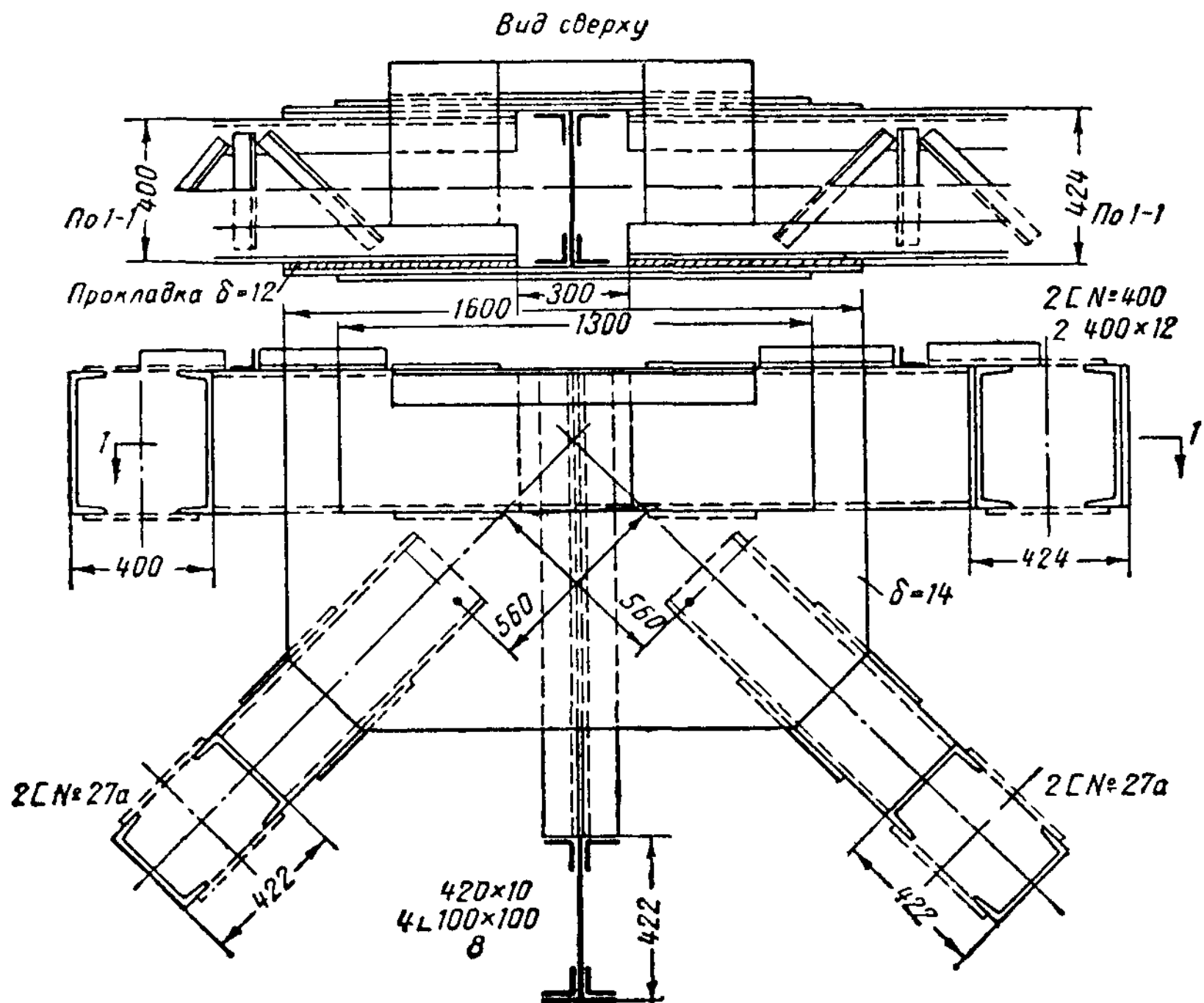


Рис. X.42. Узел тяжелой фермы при швеллерном сечении пояса

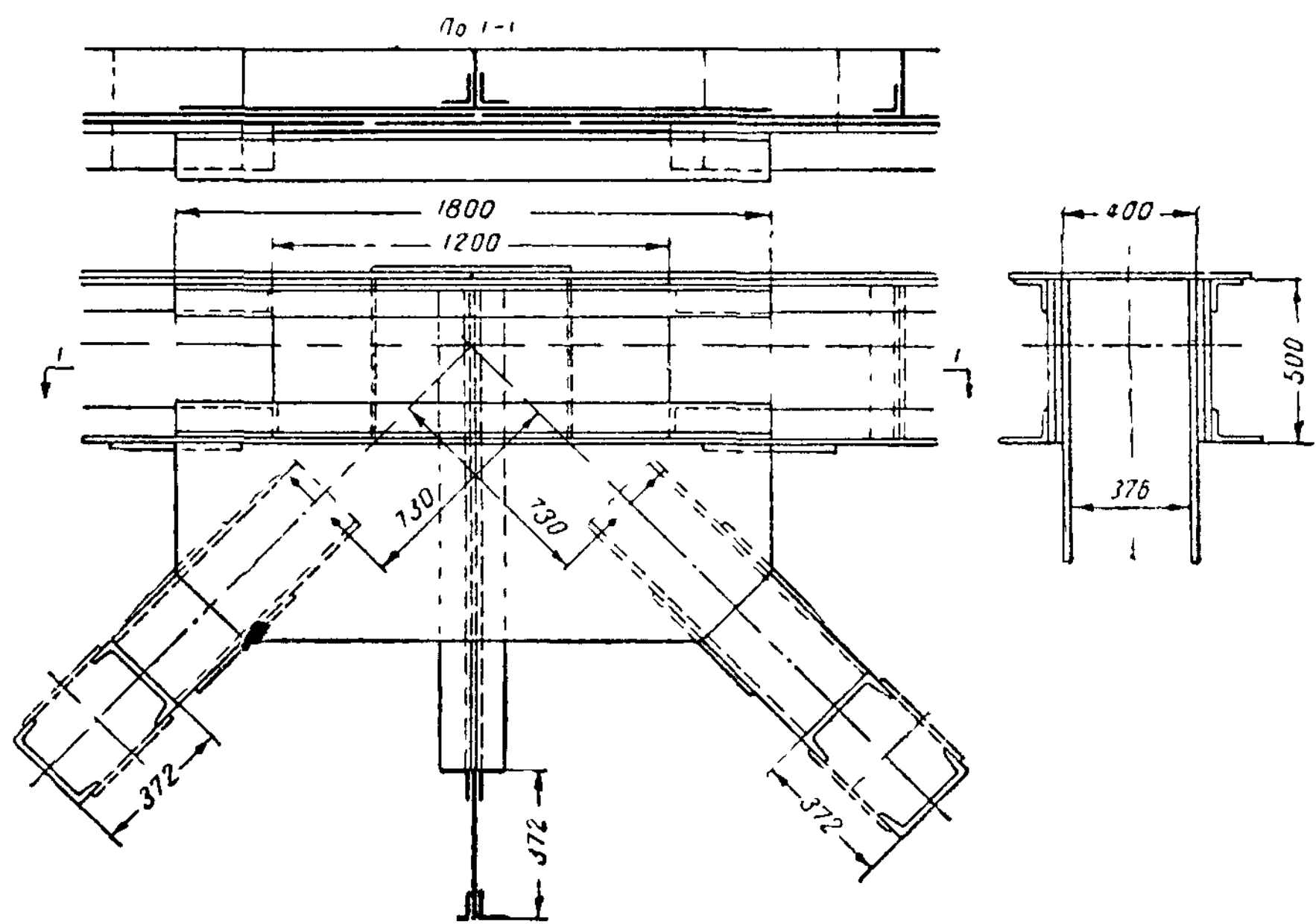


Рис. X.43. Узел тяжелой фермы при коробчатом сечении пояса

верх фасонки (рис. X.40, X.41 и X.42). Фасонки рационально принимать достаточно толстыми, обычно не меньше толщины прикрепляемых элементов. При определении числа заклепок, прикрепляющих пояс, необходимо учитывать передачу усилия на наружные накладки через фасонки и соответственно увеличивать число заклепок на 10% за счет посредственной передачи (см. § 4 главы VI).

Для уменьшения протяженности прикрепления поясов можно, особенно при тяжелых вертикалах и одинаковой их толщине, располагать накладки на вертикалах и с внутренней стороны; в швеллерных сечениях можно, кроме того, перекрывать и полки накладками. Однако все это значительно увеличивает трудоемкость монтажной клепки.

При коробчатых сечениях пояса наиболее удобно конструировать узлы на фасонках, расположенных с внутренней стороны вертикалов (рис. X.43), толщина которых при разном количестве листов выравнивается постановкой узловых прокладок. В стержнях коробчатого сечения перекрываются накладками как вертикалы, так и горизонтал. Стык вертикалов располагается в центре узла и перекрывается по типу совмещенного стыка балки (рис. VIII.34), а при пакетах из нескольких листов — расширенного стыка (рис. X.43). Стык внутреннего листа располагается при этом в центре узла, а наружный лист прерывается для размещения накладки внутреннего листа; уголки прерываются для размещения накладки парного стыка наружного листа и перекрываются накладками поверх накладки наружного листа. Рассмотренная конструкция требует, чтобы листы вертикалов и уголки имели одинаковую толщину. Горизонтал стыкуется самостоятельно в центре узла.

Аналогично может быть решен стык пояса швеллерного сечения при составных швеллерах (из листов и уголков).

Если вертикалы сконструированы по принципу однолистовых пакетов и состоят только из одного толстого листа, обычно устраивается простой совмещенный стык.

Раскосы тяжелых ферм, как правило, прикрепляются к фасонкам внахлестку (рис. X.40, X.41, X.42 и X.43); при швеллерных раскосах необходимо предусматривать планки, связывающие ветви раскоса в месте прикрепления раскоса к фасонкам (рис. X.42 и X.43). Опытные исследования показывают, что такие планки наиболее эффективны у начала прикрепления, у края фасонки. К тому же такое расположение планок менее загромождает внутреннюю полость узла.

Размеры и очертание фасонки определяются условиями прикрепления раскосов, а также числом и размещением заклепок, необходимых для прикрепления всех сходящихся в узле стержней. Заклепки располагаются по унифицированным рискам на расстояниях, необходимых для кондукторного и многошпиндельного сверления.

Чтобы использовать один тип кондукторов для всех стержней, весьма целесообразно унифицировать разбивку отверстий в узлах. Унификация заключается в том, что разбивка отверстий во всех узлах подчиняется определенному модулю в продольном и поперечном направлениях, т. е. центры отверстий совпадают с центрами пересечений модульной сетки, нанесенной на оси стержней, одинаковой для всех стержней и определяемой требованиями кондукторного и многошпиндельного сверления (рис. X.44). При этом в более узких стержнях получается меньшее число продольных рядов отверстий, чем в широких; в стержнях с большими усилиями число поперечных рядов отверстий должно быть больше. В стержнях, передающих меньшие усилия, можно, кроме того, пропустить некоторые отверстия, более свободно размещая требуемое число заклепок по заклепочному полю кондуктора

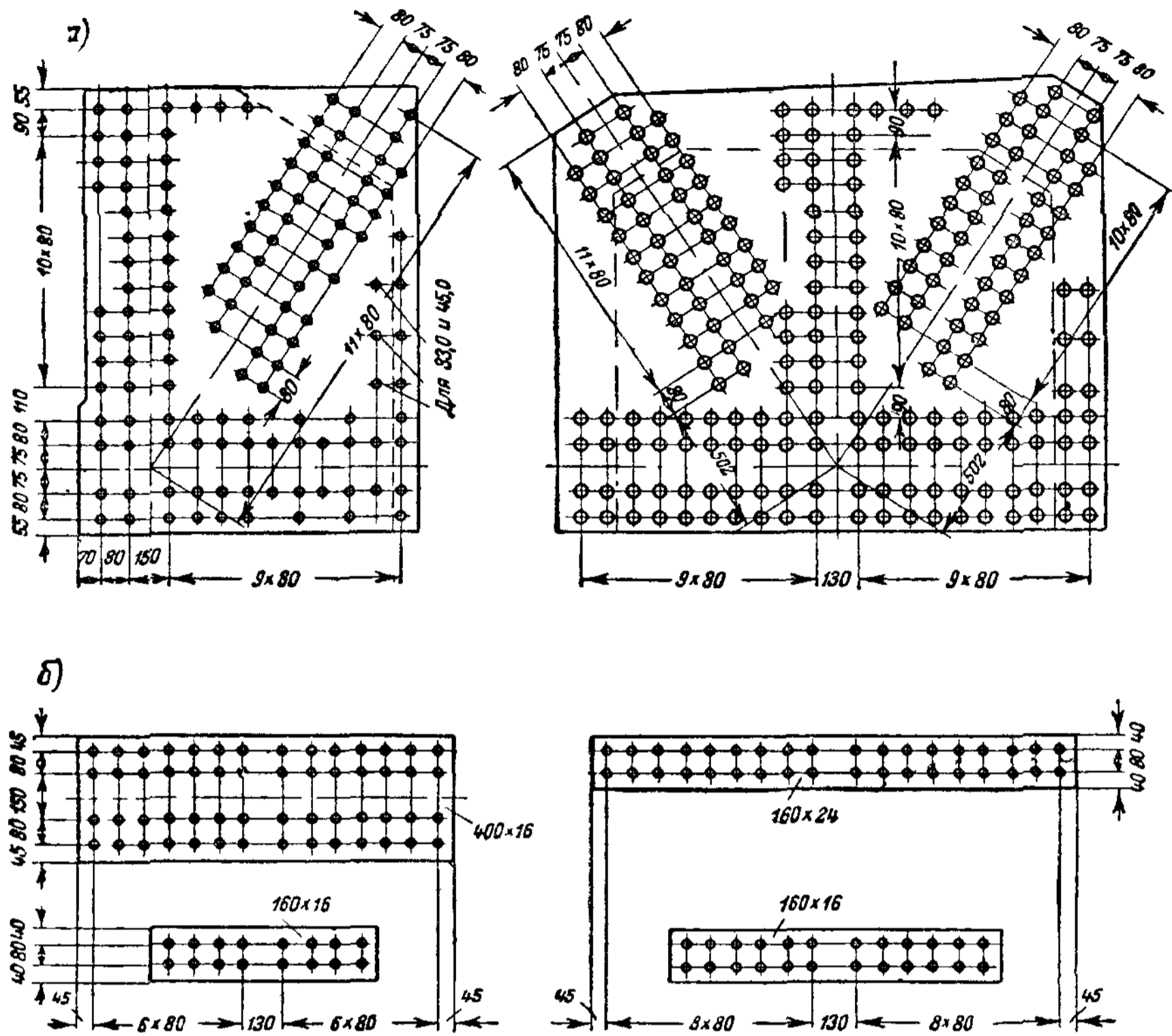


Рис. X.44 Единый кондуктор при унифицированной разбивке заклепок
 а — фасонки узлов главных ферм, б — стыковые накладки

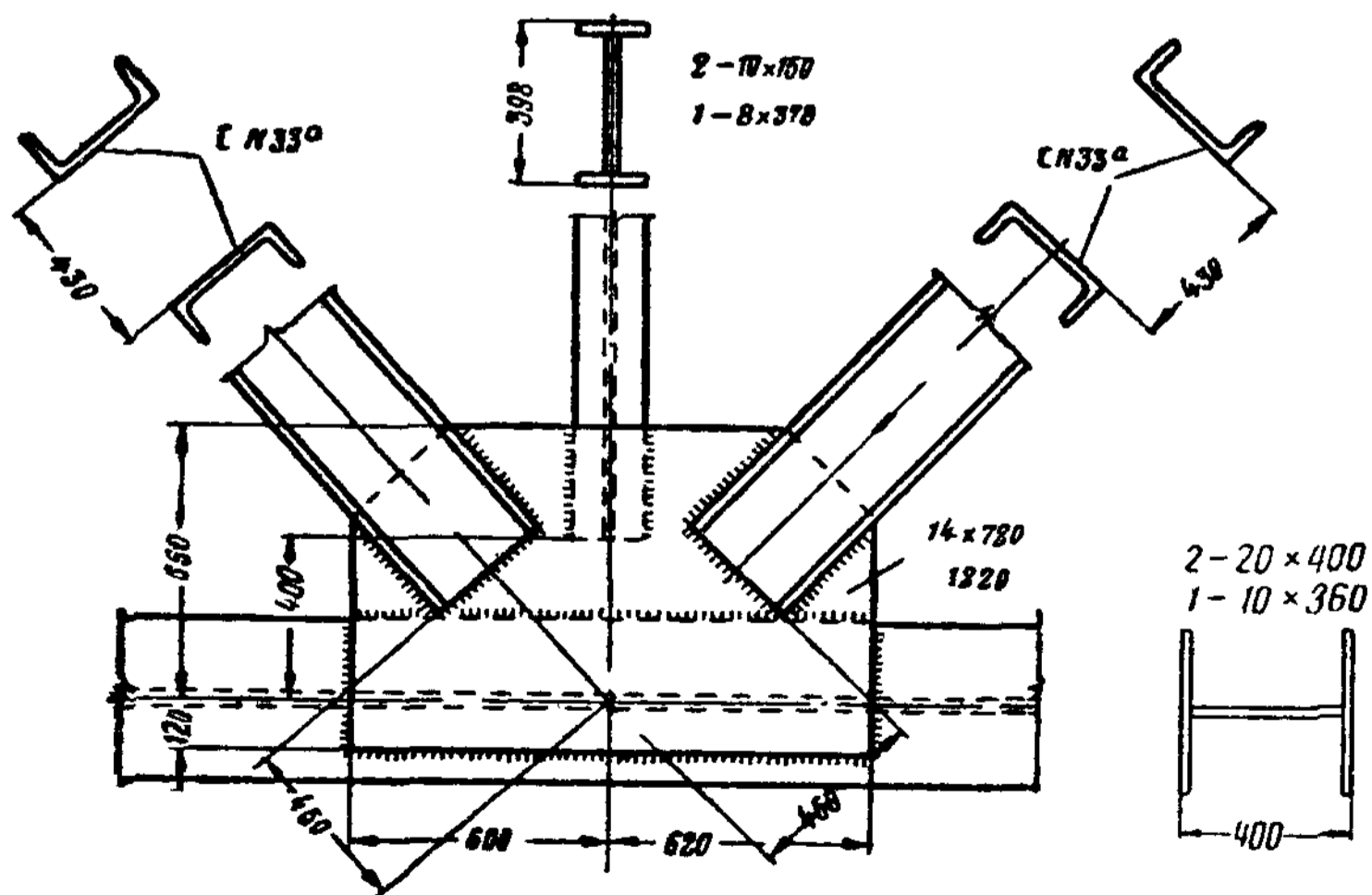


Рис. X.45. Узел сварной фермы при прикреплении стержней фланговыми швами

2. Типы узлов цельносварных ферм

Тип узлов цельносварных ферм зависит от вида работы фермы. Если ферма работает на статическую нагрузку, узлы по своей конструкции близки к узлам клепаных ферм (при Н-образных сечениях поясов). В простейшем случае они могут быть сконструированы на узловых фасонках, которые привариваются к вертикалам поясов; к фасонкам фланговыми швами привариваются элементы решетки из двух швеллеров полками наружу. Монтажная приварка производится по наружным поверхностям фасонки (рис. X.45). Приварка фасонки к поясу производится на заводе; поэтому стык пояса выносится в панель.

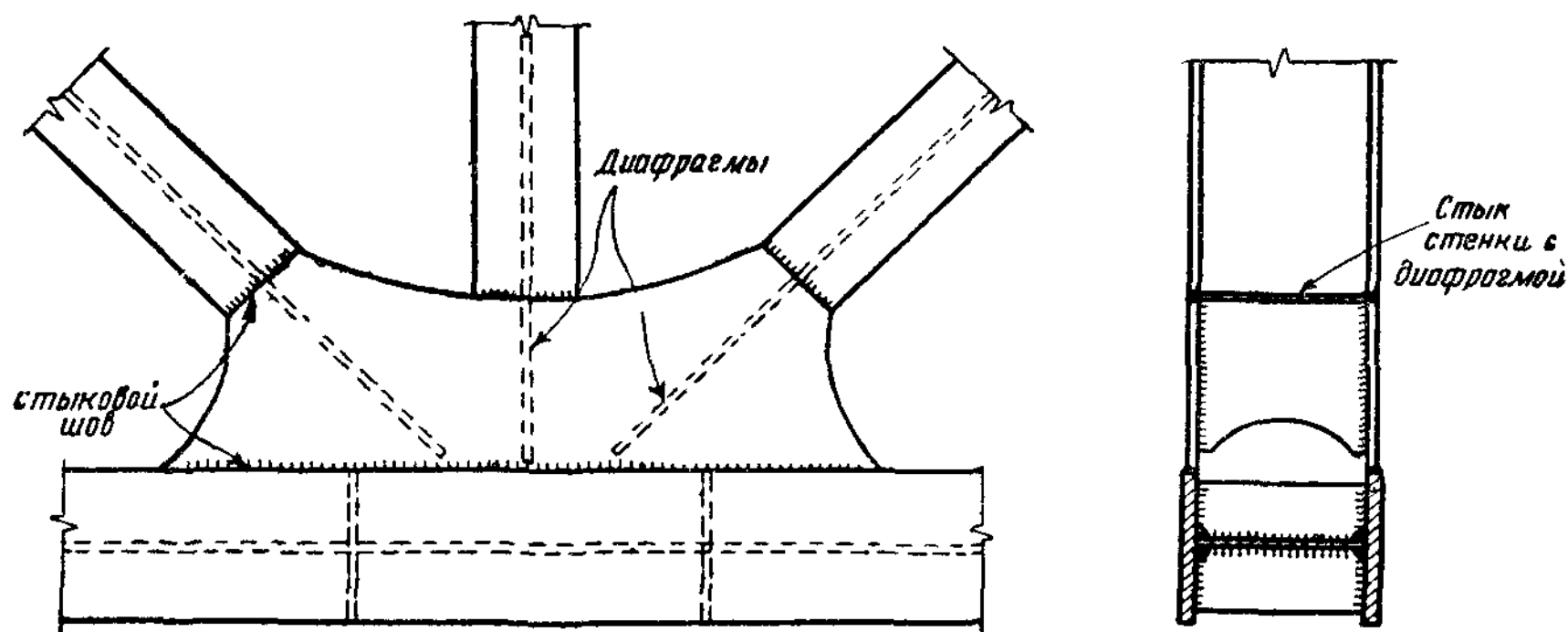


Рис. X.46. Узел сварной фермы при приварке уширений к элементам пояса

Приварка широкой фасонки к вертикалу фланговыми швами мало рациональна (ввиду возможности отставания листов); более целесообразной является приварка уширений к вертикалам пояса (рис. X.46). Правда, при таком решении в узле не получается весьма полезного утолщения стенок, но передача усилий с пояса на узловое уширение происходит значительно более правильно. Приварка раскосов к узловым уширениям производится фланговыми или, что еще лучше, стыковыми швами; последними привариваются как вертикалы, так и соединительный лист раскосов. Стыковые швы требуют точной резки стержня (с допуском ± 2 мм) и фрезерования торцов.

При решении узлов с уширениями стык пояса, как правило, выносится в панель. Возможно также устройство стыка пояса в центре узла (рис. X.47); тогда уширение образует выступ, который приваривается к одному из поясов на монтаже. В этом случае монтажная сварка очень напряженного стыка в панели заменяется сваркой мало напряженного соединения уширения; стык пояса в центре узла также можно считать менее напряженным.

При конструировании узлов ферм, работающих на динамическую нагрузку, основное внимание должно быть обращено на уменьшение концентрации напряжений в местах примыкания стержней. С этой целью узлы решаются на узловых вставках, к которым стержни привариваются стыковыми швами. Вставка имеет несколько большую толщину по сравнению с вертикалами пояса (рис. X.48). Горизонтальный лист Н-образного сечения соединяется стыковым швом с подходящей к нему диафрагмой. Вставка фигурно вырезана, так что она плавно подходит к контурам примыкающих стержней. Места стыков вынесены на прямолинейную часть стержней; на выступах толщина вставки постепенно уменьшается до толщины вертикалов примыкающих стержней.

В сварных фермах, особенно в комбинированных системах (балка с фермой), пояса часто делаются двутаврового сечения, к которому приваривается фасонка для прикрепления раскосов (рис. X.49). Здесь основ-

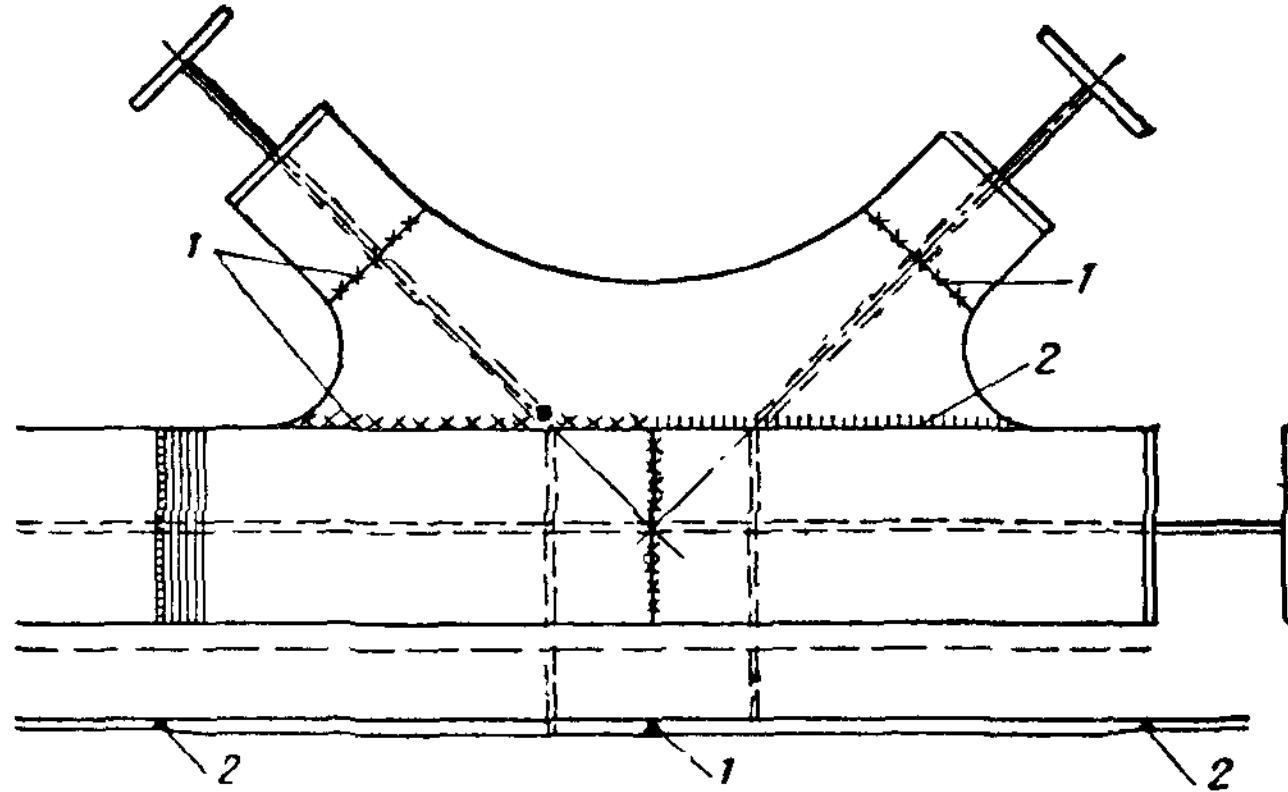


Рис. X.47. Узел сварной фермы со стыком пояса в центре узла

1 — монтажный шов; 2 — заводской шов

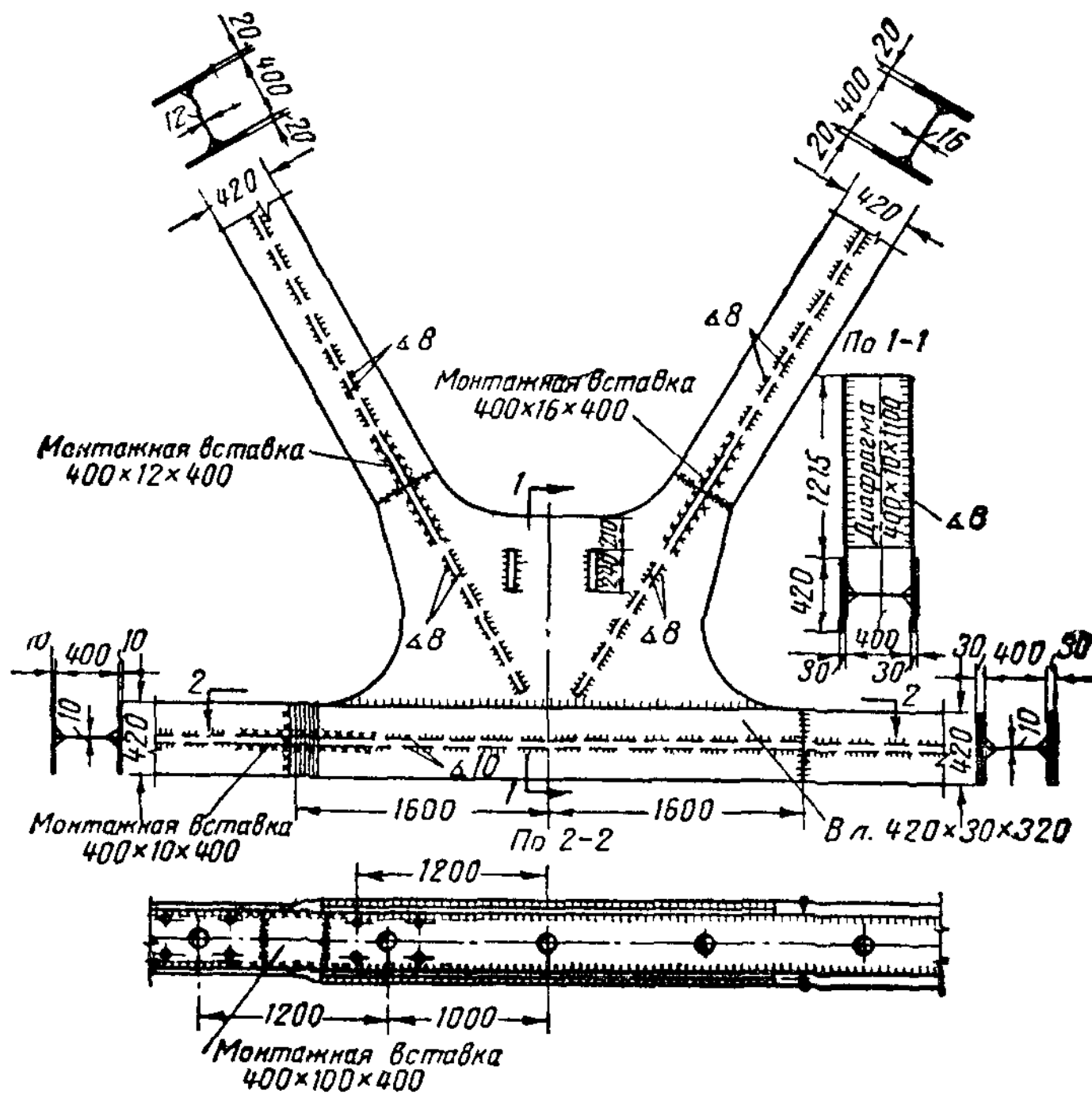


Рис. X.48. Узел сварной фермы на узловой вставке

ное внимание также должно быть обращено на то, чтобы подход фасонки к поясу был плавным, а швы приварки были бы тщательно обработаны, так как большинство повреждений ферм происходит именно в этих местах.

Узлы тяжелых ферм из труб еще не имеют отработанной конструктивной формы.

В нефтяной промышленности применяются монтажные узловые сопряжения на фасонках с фигурной штамповкой концов прикрепляемых стержней. Стержни прихватываются к фасонкам болтами и затем обвариваются по контуру отштампованного конца трубы (рис. X. 50). Конструкция эта очень сложна и требует специального оборудования.

Возможно узловое соединение на заклепках (или высокопрочных болтах) при приварке к отштампованному концу прикрепляемого стержня листа с монтажными отверстиями (рис. X.51).

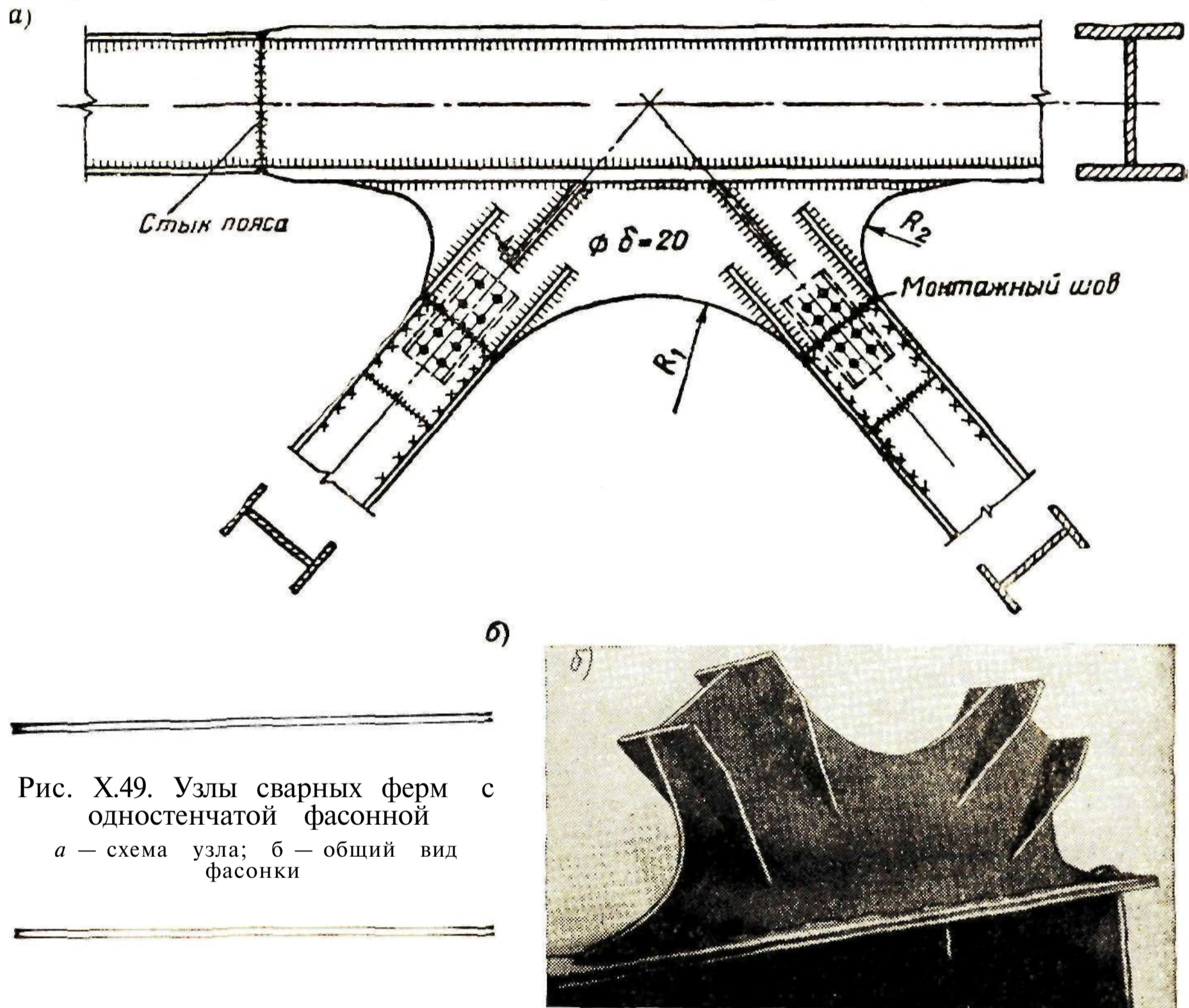


Рис. X.49. Узлы сварных ферм с одностенчатой фасонкой
а — схема узла; б — общий вид фасонки

Узлы тяжелых ферм из алюминиевых сплавов повторяют узлы стальных ферм и зависят от типов сечений; при сечениях Н-образных, П-образных, коробчатых и швеллерных, имеющих гладкие поверхности (наружные или внутренние), узлы конструируются на накладках, располагаемых у указанных поверхностей поясов. Соединения, как правило, делаются клепаными ввиду недостаточной изученности сварки сплавов; кроме того, основной и наиболее дешевый сплав — дуралюмин плохо сваривается. Однако при применении сплавов, которые поддаются сварке (например, АВТ1), возможны сварные соединения вышеуказанных типов.

Ввиду сложности формы отдельные элементы поясов, имеющие разные сечения, соединяются друг с другом при помощи простого прикрепления элемента пояса к узловой фасонке. В коробчатых сечениях, кроме того, перекрываются горизонталы.

Узлы ферм с трубчатыми стержнями возможны на сварных патрубках, к которым элементы примыкают либо с помощью фланцев и стальных изолированных от алюминия высокопрочных болтов, либо путем всовывания трубчатых стержней в патрубок и соединения их с

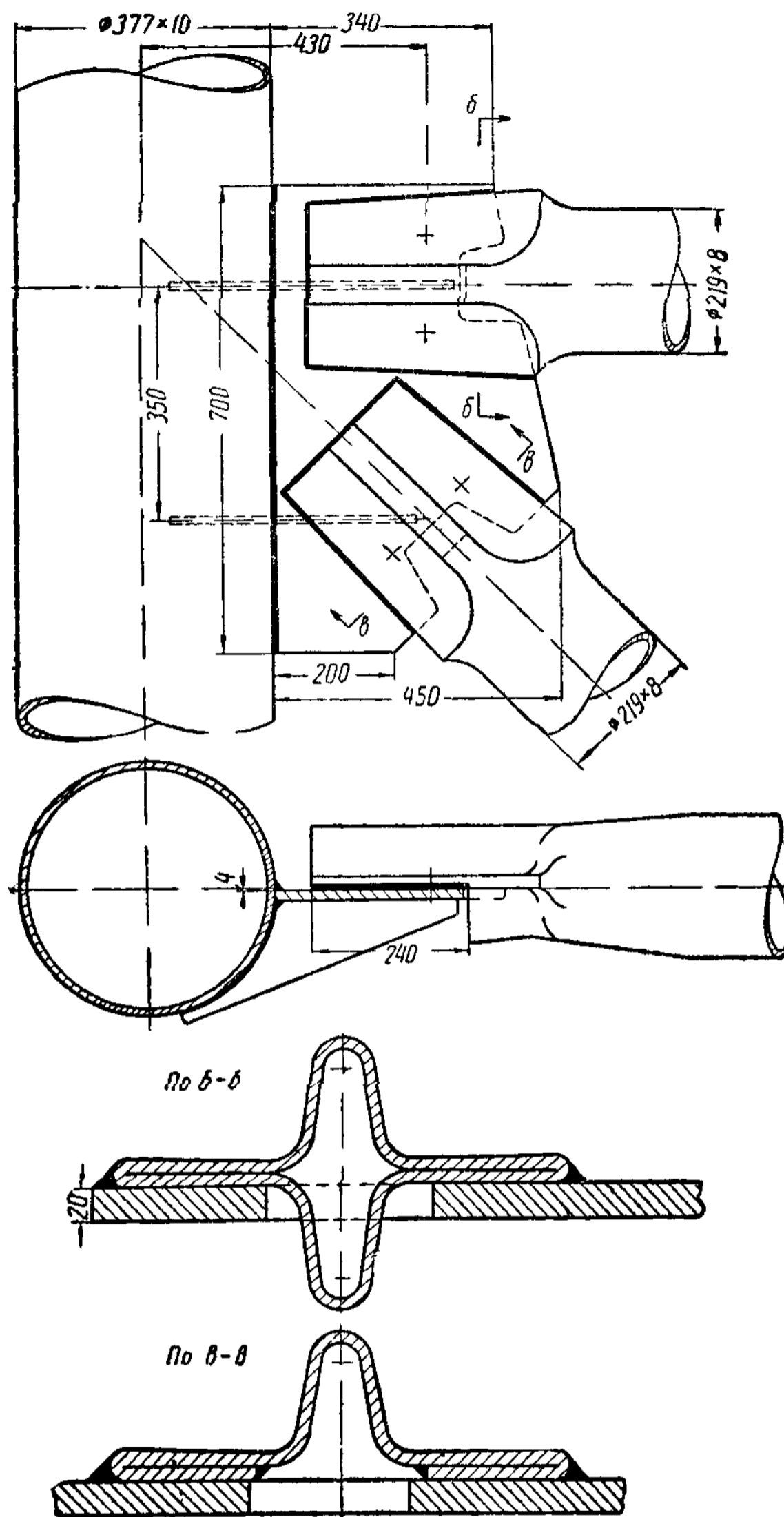


Рис. X.50. Монтажный узел тяжелой трубчатой фермы на сварке

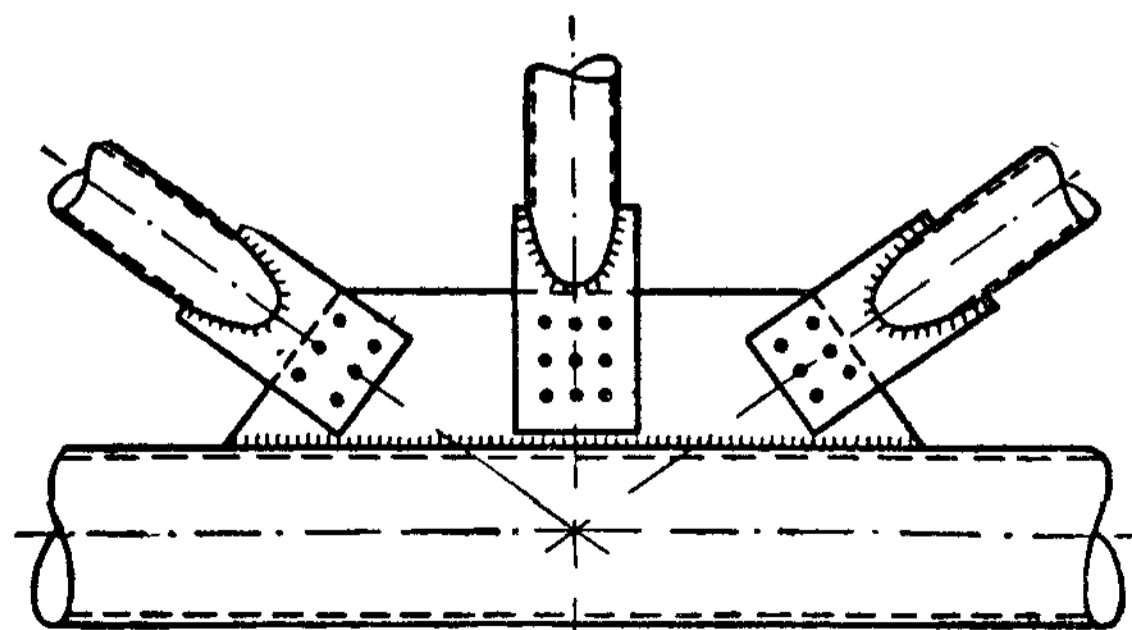


Рис. X.51. Узел тяжелой трубчатой фермы на заклепках

помощью натяжных шпилек болтов. Решение это сложно в монтаже (рис. X.52). Возможно также прикрепление раскосов к фасонке, приваренной к трубе пояса (рис. X.50), или замена труб в узле приваренными к ним листами, которые прикрепляются к узловой фасонке (рис. X.53). Преимущество последнего решения — отсутствие сплющивания труб, которое при большой толщине труб тяжелых ферм затруднительно.

3. Работа узловой фасонки тяжелых ферм

Напряжения в узловых фасонках распределяются весьма неравномерно (рис. X.54): в той части фасонки, которая прилегает к поясу, они оказываются повышенными; напротив, в выступе фасонки напряжения ослаблены и у наружного края часто меняют знак. Наиболее напряжен

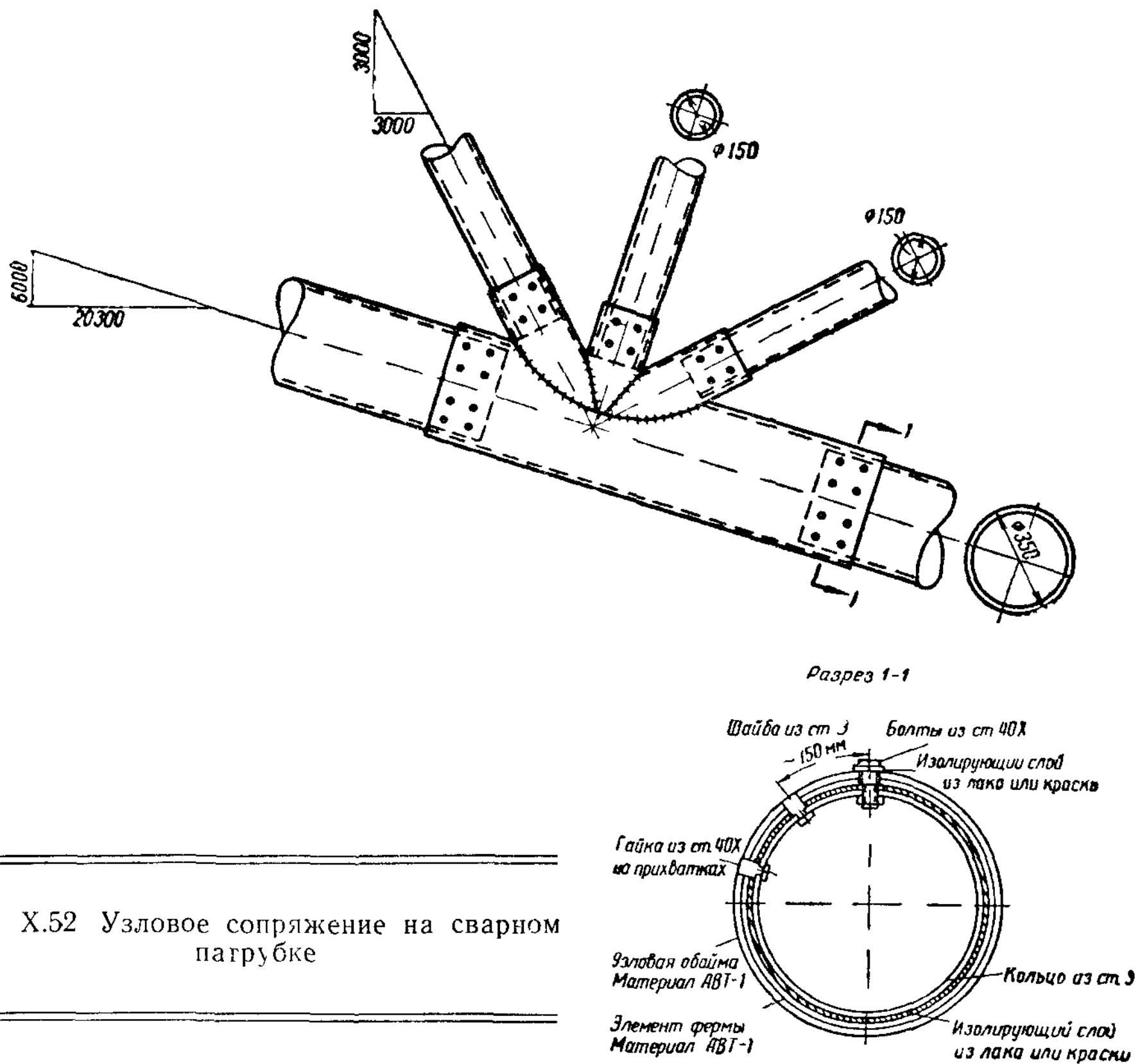


Рис X.52 Узловое сопряжение на сварном пагрубке

центр узла; здесь силовые потоки раскосов сливаются с силовым потоком пояса, что приводит к повышению напряжений. Выступ фасонки между раскосами работает весьма слабо, так как силовые потоки раскосов текут по направлению раскосов, расходясь по телу фасонки примерно под углом в 15° и минуя эту часть фасонки; поэтому в этом месте фасонку можно вырезать. Устройство выкружек в фасонке очень полезно с точки зрения работы узла, так как это уменьшает концентрацию напряжений у примыкания раскосов, которая при прямоугольных фасонках достигает очень большой величины.

Вследствие наличия в центре узла повышенных напряжений очень полезным оказывается утолщение пояса в пределах узла; это утолщение

в тяжелых фермах получается автоматически при устройстве стыков на узловых накладках; в сварных фермах рационально в пределах узла увеличивать толщину вертикалов (рис. X.47 и X.48).

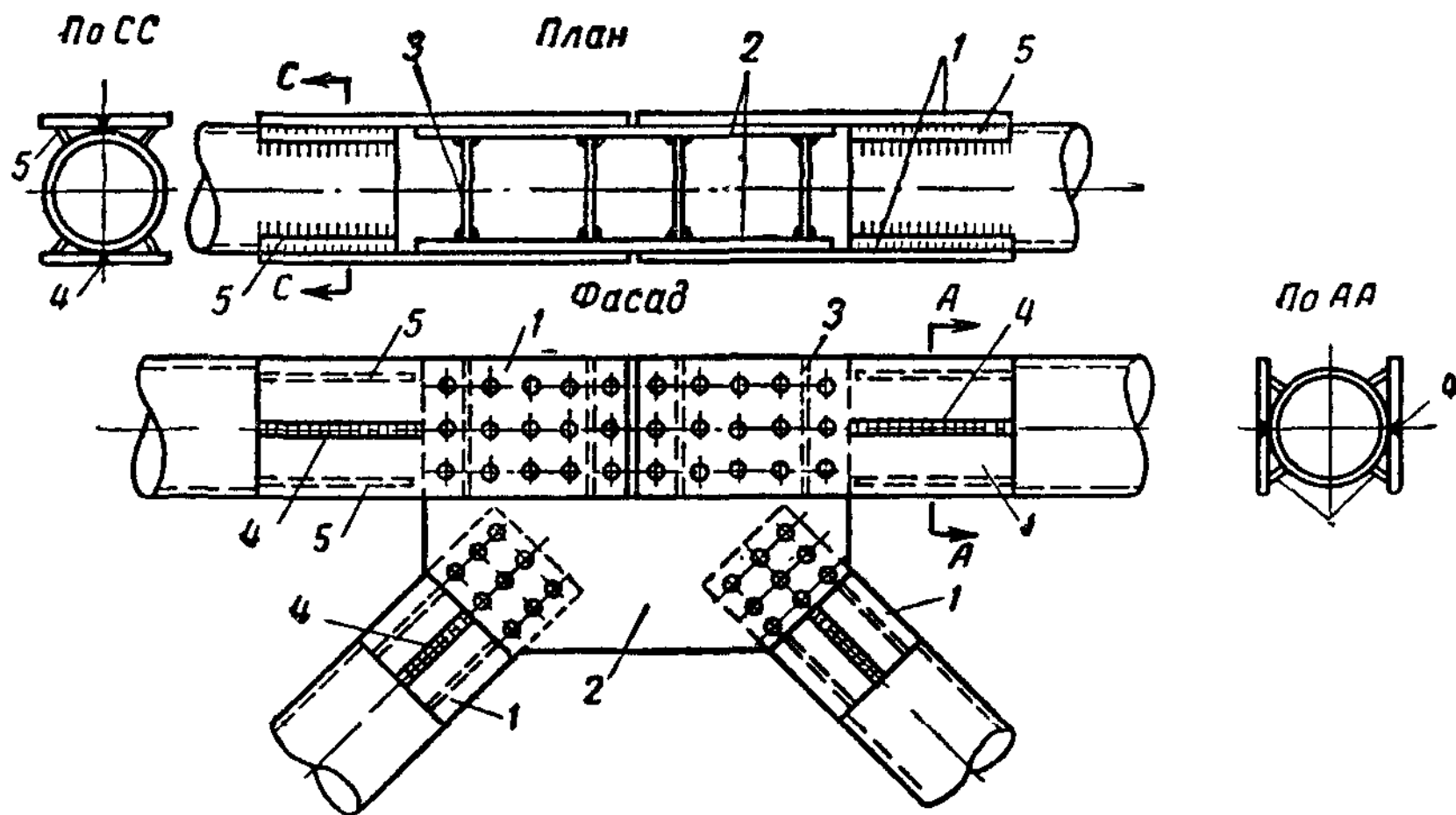


Рис. X.53. Узел тяжелой трубчатой фермы на листовых фасонках
1 — накладки, 2 — фасонки, 3 — ребра, 4 — проплавные швы, 5 — ребра

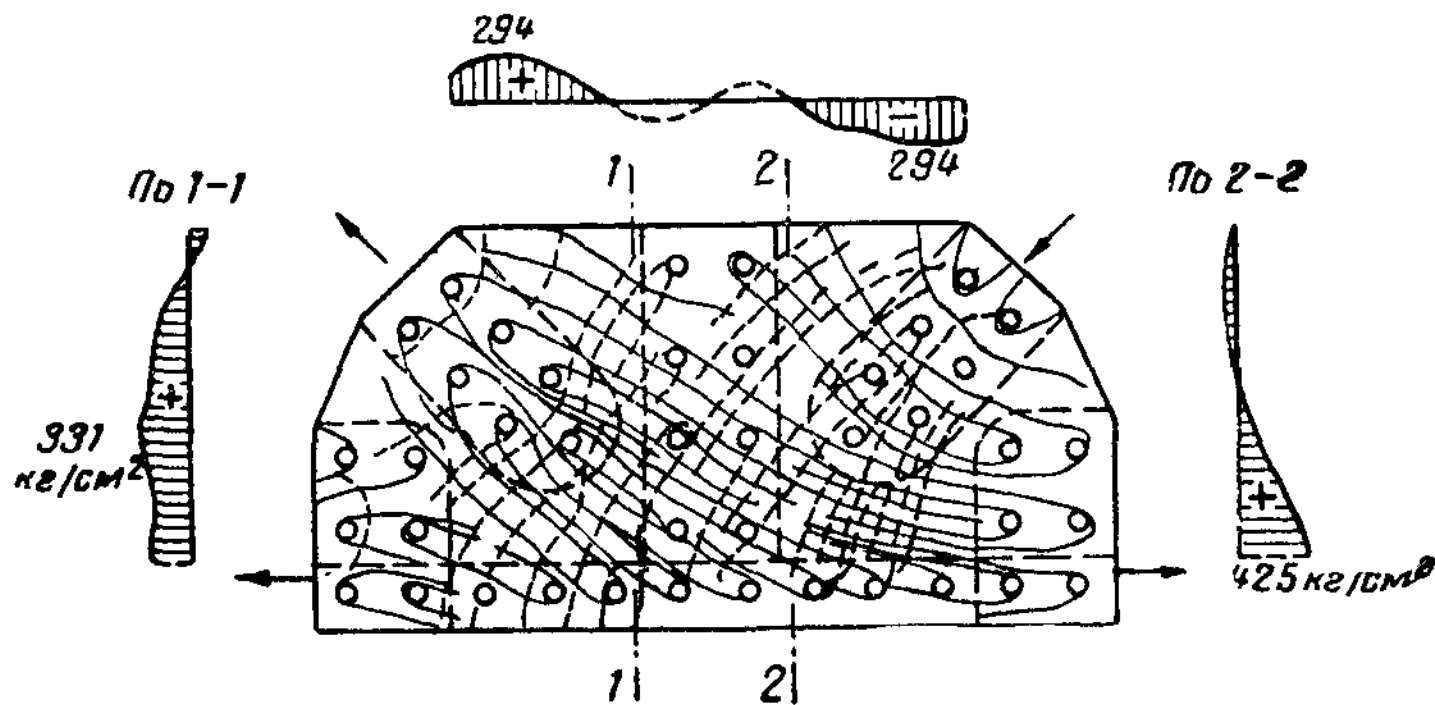


Рис. X.54. Работа узловой фасонки тяжелых ферм

4. Конструирование узлов тяжелых ферм

Конструирование узлов тяжелой фермы, точно так же как и легкой, начинается с нанесения на чертеж осей стержней.

В тяжелых фермах необходимо возможно более строго выдерживать центрирование стержней в узлах (по центрам тяжести), так как даже при незначительных эксцентриситетах большие усилия в стержнях вызывают значительные моменты, которые необходимо учитывать при расчете ферм. Как было отмечено, в тяжелых фермах допускается эксцентриситет не более 1,5% от высоты сечения пояса.

При несимметричных сечениях поясов за осевую линию принимается осредненная линия центров тяжести. После нанесения контуров стержней намечают расположение стыков и оформляют их в соответствии с их типом и числом необходимых заклепок (при клепаных узлах), которые располагаются по унифицированным рискам. По числу заклепок определяют необходимую длину прикрепления, учитывая правила расстановки заклепок, указанные в § 4 главы VI. Этим же определяется

очертание фасонки. В пределах ширины раскосов фасонки обычно обрезают нормально к их оси, хотя это и не является обязательным. Очертание узлового уширения сварных ферм определяется в соответствии с его примыканием к раскосам и поясам, а при наличии фланговых швов — кроме того длиной последних.

Между узлами ветви стержней швеллерного сечения соединяются либо решеткой из раскосов или планок, либо перфорированным листом (аналогично сквозным колоннам), а также диафрагмами, обычно двумя на панель или стержень. Вертикалы стержней коробчатого сечения соединяются диафрагмами, а по открытому краю — решетками. Н-образные стержни при достаточной толщине вертикалов ($\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$ от величины выступа) не имеют ни диафрагм, ни решеток.

§ 11. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ФЕРМЫ

В фермах предварительное напряжение осуществляется натяжением специальных элементов (кабелей, затяжек) из тросов или пучков высокопрочной проволоки с пределом прочности 120—200 кг/см² (рис. X.55).

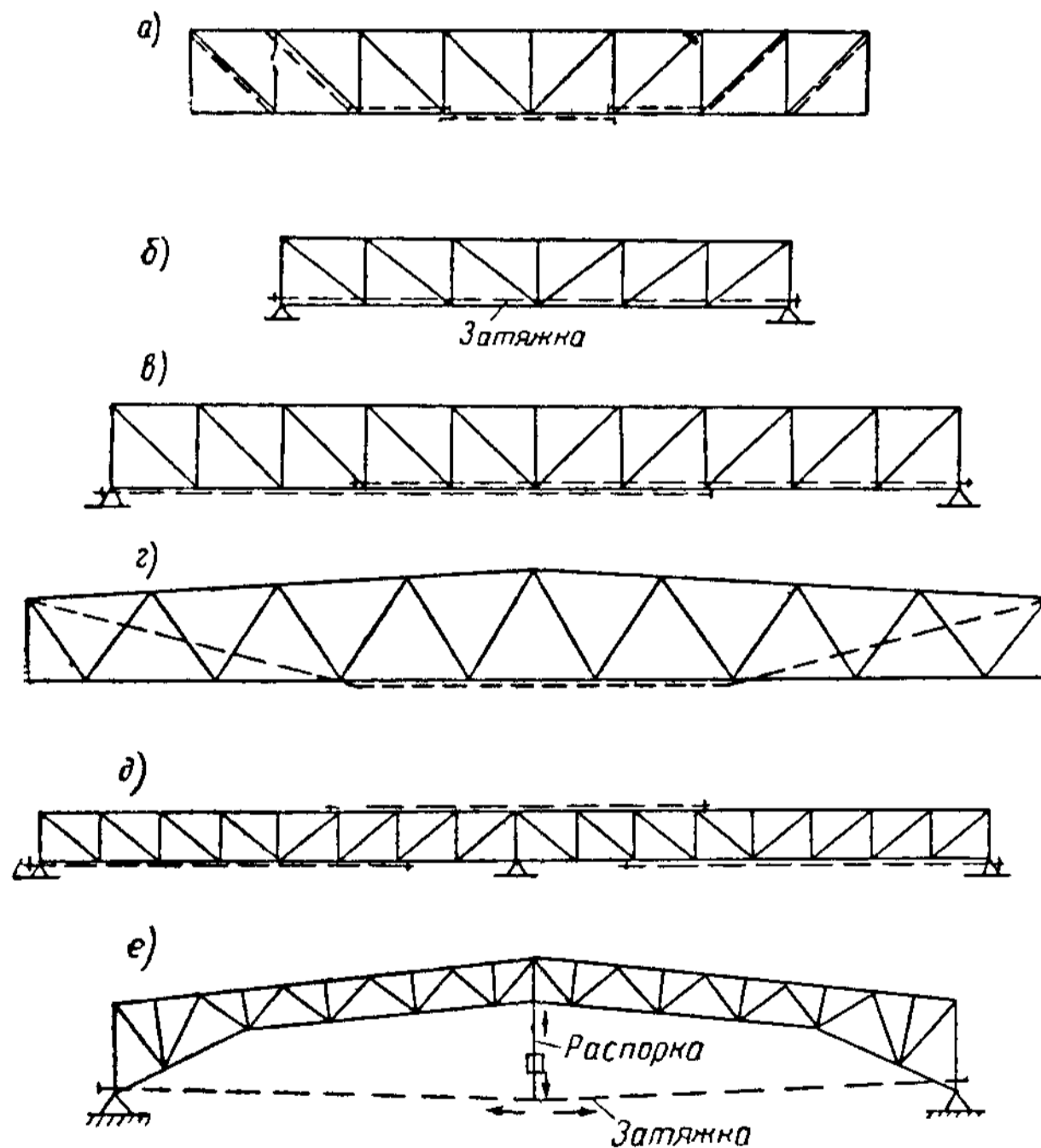


Рис. X.55. Схема расположения кабеля (затяжки) в предварительно напряженных фермах

Напрягающие элементы располагаются так, чтобы в результате их натяжения в основных стержнях фермы возникали усилия, обратные по знаку усилиям от нагрузки. В этих элементах растягивающие напряжения от их натяжения складываются с растягивающими напряжениями от нагрузки, что позволяет полностью использовать их высокую прочность.

По способу создания предварительного напряжения фермы подразделяются на два типа: а) фермы, у которых отдельные растянутые

стержни предварительно обжаты каждый своим кабелем (рис. X.55, а); б) фермы, в которых предварительное натяжение кабеля или системы кабелей вызывает усилия во всех или многих стержнях фермы (рис. X.55, б — е). Первое решение более трудоемко, конструктивно сложнее и может быть применено лишь в специальных случаях. Кабели могут располагаться в пределах контура фермы (рис. X.55, а — д) или вне его (рис. X.55, е). Расположение кабеля вне контура фермы более эффективно с точки зрения распределения усилий и затраты высокопрочного металла. Предельная величина предварительного напряжения ограничена величиной усилия, допустимого в сжимаемом натяжением элементе фермы.

Во внешне статически неопределимых фермах предварительное напряжение может привести к более существенным результатам, чем в статически определимых, так как большая жесткость статически неопределимых систем способствует эффективности натяжения (рис. X.55, д, е).

Предварительное напряжение может быть однократным и многоступенчатым. Проще всего однократное предварительное напряжение, осуществляемое до загрузки фермы. Величина натяжения в этом случае лимитируется, как было отмечено, наименьшей несущей способностью на сжатие одного из сжимаемых в процессе натяжения стержней. Однако после частичного нагружения конструкции постоянной нагрузкой натяжение можно продолжить и получить дополнительный эффект. Наибольшее увеличение несущей способности фермы можно получить при многоступенчатом напряжении, когда натяжение чередуется с частичным нагружением постоянной нагрузкой.

Сначала производится первое предварительное натяжение до величины предельного сжимающего усилия в наиболее слабом стержне. Затем ферма загружается постоянной нагрузкой до тех пор, пока усилия в наиболее нагруженных стержнях достигнут максимального значения растягивающего усилия. Далее дается второе предварительное обжатие до появления предельного сжимающего усилия в одном из растянутых стержней, после чего нагружение постоянной нагрузкой продолжается далее. Затем весь цикл можно повторить в третий раз. Такой способ предварительного напряжения дает возможность максимально уменьшить вес конструкции, но он связан с большими производственными трудностями.

При предварительном напряжении отдельных элементов фермы натягающие элементы (кабели) размещаются внутри сечения обжимаемого элемента симметрично относительно его центра тяжести (рис. X.56). Для обеспечения устойчивости стержней, сжимаемых в процессе предварительного напряжения, кабели соединяются со стержнями при помощи диафрагм и других деталей. Тогда растянутый элемент препятствует выпучиванию сжимаемого стержня и потере устойчивости.

При предварительном напряжении всей фермы кабели располагаются или в вертикальной плоскости ее симметрии или симметрично с двух сторон фермы. В этом случае весьма рациональны трехгранные фермы, устойчивые в процессе натяжения, удобные при транспортировании и монтаже и не требующие дополнительных связей в покрытиях.

Кабели закрепляются по концам в узлах ферм с помощью зажимных клиньев, гильз или иных анкерных устройств (рис. X.57).

В натягающем элементе в процессе натяжения и в процессе работы фермы под нагрузкой возникают два усилия: X_1 — в результате натяжения и X_2 — в результате работы системы под нагрузкой.

Максимальное усилие X_1 в том случае, когда сжимается прямолинейная система стержней (например, нижний пояс фермы, рис. X.55, б), очевидно, равняется предельному усилию наиболее слабого стержня системы

$$X_{1\text{макс}} = \varphi F_1 R, \quad (\text{X.32})$$

где F_1 — площадь самого слабого стержня системы;

R — расчетное сопротивление материала.

При должной связи стержня с напрягающим элементом коэффициент φ продольного изгиба может быть существенно повышен (стержень, связанный с растянутым элементом, работает как в упругой среде). При этом в качестве первого приближения гибкость стержня может быть определена по расстоянию между закреплениями или принята равной 0,2 его нормальной гибкости.

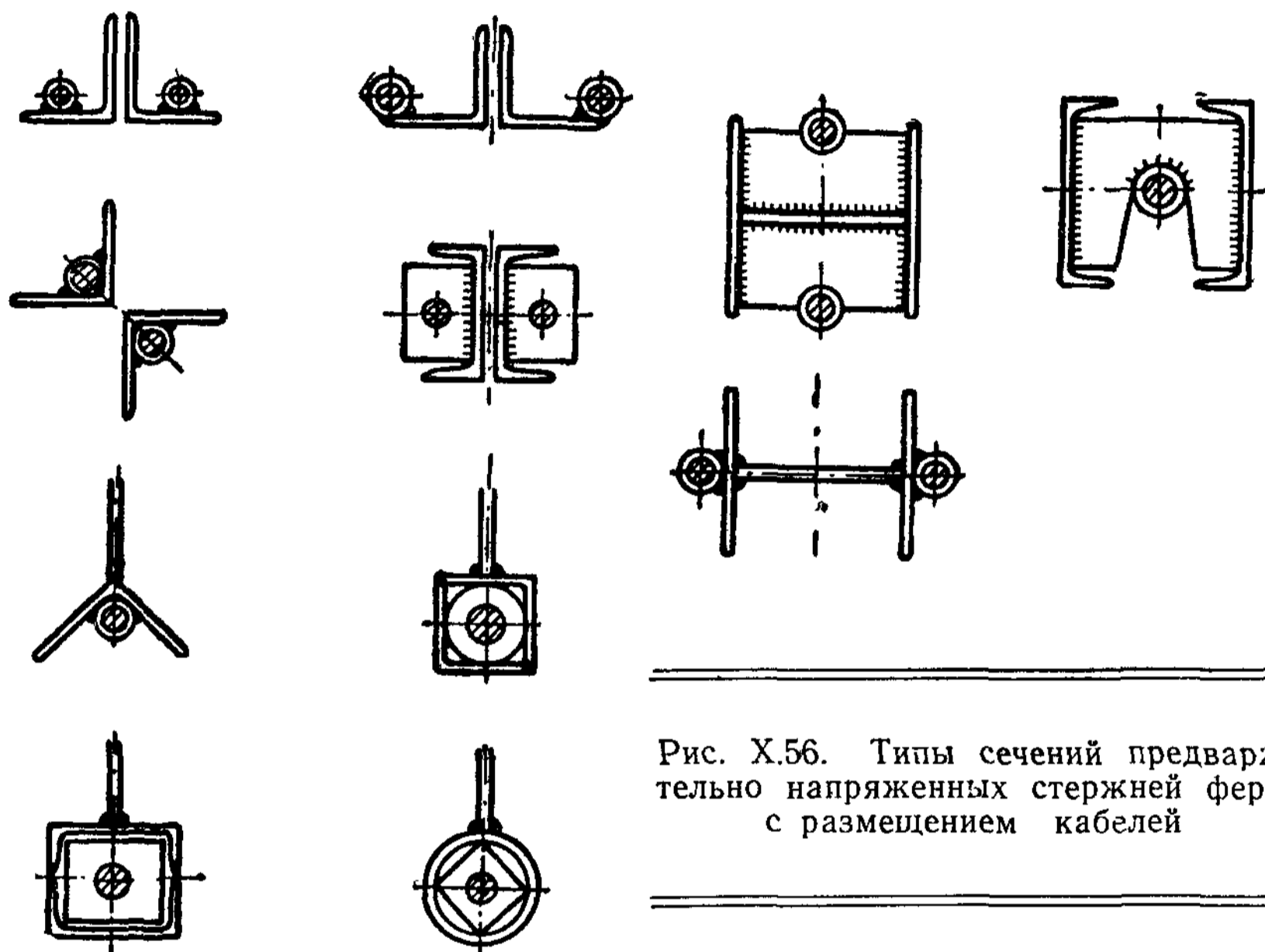


Рис. X.56. Типы сечений предварительно напряженных стержней ферм с размещением кабелей

Если сжимается криволинейная система стержней, то для определения максимального усилия X_1 берется момент относительно точки Риттера, соответствующей наиболее слабому стержню, сжимаемому кабелем (рис. X.58). В этом случае

$$X_{1\text{макс}} = \varphi F_1 R \frac{h}{H}, \quad (\text{X.33})$$

где h — плечо относительно точки Риттера наиболее слабого стержня;
 H — плечо кабеля.

Коэффициент φ принимается здесь в полной мере, поскольку напрягающий элемент проходит вне стержня.

Система с натянутым элементом работает под нагрузкой как статически неопределимая и, следовательно, усилие X_2 в напрягающем элементе равно

$$X_2 = \frac{q \sum N_{ik} N_{iq} \frac{l_i}{EF_i}}{\sum N_{ik}^2 \frac{l_i}{EF_i} + \frac{l_k}{E_k F_k}}. \quad (\text{X.34})$$

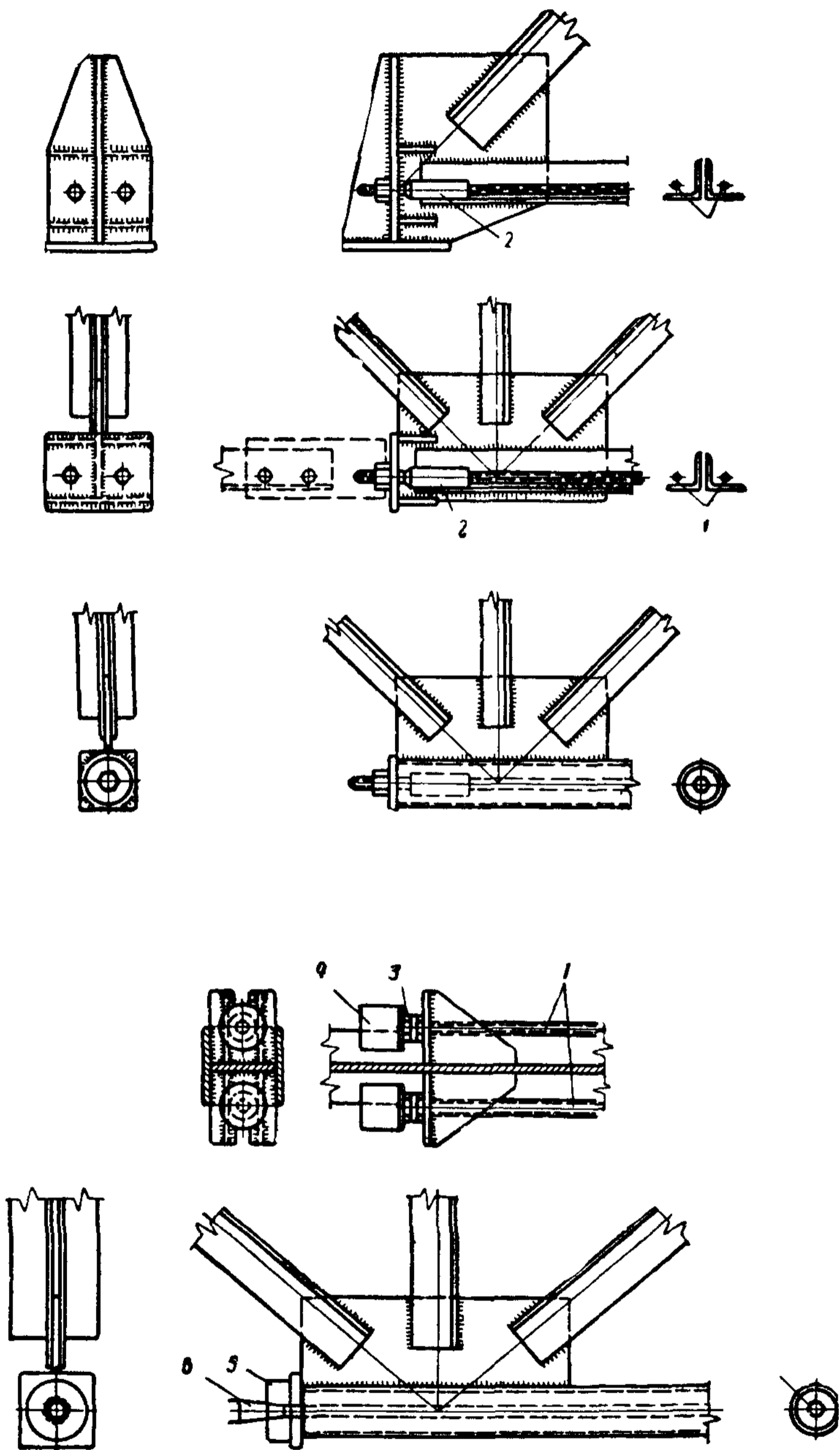


Рис. X.57. Типы анкерных устройств затяжек

1 — проволоочный пучок; 2 — гильзовый анкер; 3 — закладные вилкообразные шайбы; 4 — анкерный стакан; 5 — анкерная колодка; 6 — анкерная пробка

Здесь N_{ik} — усилие в стержне i от усилия в кабеле, равное единице, в основной статически определимой системе;
 N_{iq} — усилие в стержне i от нагрузки $q = 1$ в основной статически определимой системе;
 F_i, F_k, E, E_k — соответствующие площади и модули упругости стержней и кабеля;
 l_k — длина кабеля.

Модуль упругости кабеля E_k из параллельных проволок принимается $E_k = (2 \div 2,1) \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$, из тросов — $E_k = 1,6 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$.

Наибольшая нагрузка q зависит от разности предельных усилий: наиболее слабого стержня, сжимаемого при предварительном напряжении — $\varphi F_I R$, и наиболее слабого растянутого стержня при работе конструкции под нагрузкой — $F_{II} R$. Очень часто эти стержни совпадают.

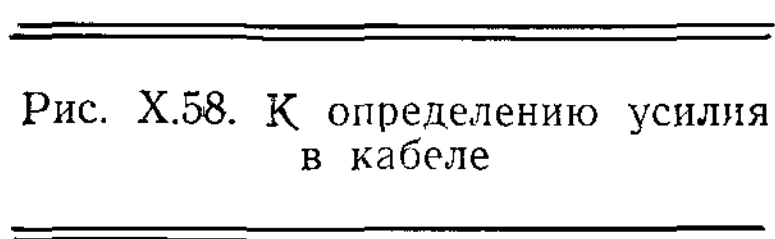
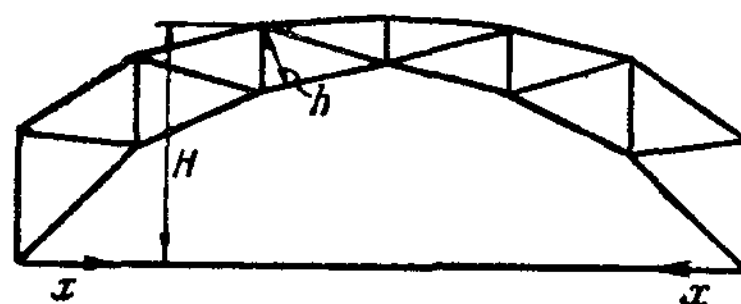


Рис. X.58. К определению усилия в кабеле



Для определения нагрузки q нужно рассчитать статически неопределимую систему от нагрузки $q = 1$ и определить нагрузку q сравнением усилий в стержнях системы от нагрузки q с предельными усилиями $\varphi F_I R$ и $F_{II} R$.

Очевидно,

$$q_1 = \frac{\varphi F_I R}{N_{Iq}}; \quad q_2 = \frac{F_{II} R}{N_{IIq}}; \quad q = q_1 + q_2. \quad (\text{X.35})$$

Здесь N_{Iq} и N_{IIq} усилия в стержнях (I) и (II) статически неопределимой системы от нагрузки $q = 1$.

Таким образом, нагрузка q зависит от площадей стержней.

Задавшись сравнительно небольшими площадями, мы можем определить соответствующую им нагрузку q_1 (первую часть общей нагрузки) и произвести загрузку. В кабеле при этом получают усилия X_1 и X_2 в соответствии с формулами (X.32), (X.33) и (X.34).

После этого можно произвести второе натяжение в затяжке до тех пор, пока в самом слабом стержне не появится предельное напряжение сжатия $\varphi F_I R$.

Для этого необходимо натянуть кабель до усилия X_2 .

Таким образом, суммарное усилие в кабеле будет

$$X = X_1 + 2X_2. \quad (\text{X.36})$$

Затем можно произвести новую загрузку.

Если величина загрузки снова будет q , то после загрузки усилие в кабеле будет равно $X = X_1 + 3X_2$ и т. д.

Таковыми манипуляциями количество основного металла для восприятия нагрузки Σq может быть существенно уменьшено по сравнению с обычным решением за счет увеличения количества более прочного металла кабеля.

Загрузка одинаковыми порциями q не является обязательной, точно так же как и полное использование наиболее слабых стержней системы. Тогда соответственно величинам нагрузок меняются значения усилий X_1 и X_2 в кабеле.

Вследствие сдачи напряжений в кабеле от явления релаксации (потери напряжений при длительной пластической работе) и податливости анкерных закреплений фактическое усилие натяжения, контролируемое в процессе натяжения приборами или другими способами, должно быть больше теоретического.

Оно может быть принято

$$X_{\phi} = \frac{X}{0,95} + \Delta a \frac{F_k E_k}{l_k}, \quad (\text{X.37})$$

где 0,95 — коэффициент релаксации;

Δa — величина податливости анкерных закреплений, равная при применении гаек или клиновидных шайб — 0,1; при применении анкеров с прокладками — 0,2.

Усилия от нагрузок следует принимать с соответствующими коэффициентами перегрузки. Кроме того, в расчетах учитывается возможная неточность натяжения, которая оценивается в 10% усилия.

В соответствии с этим формула подбора имеет вид:

для растянутых стержней

$$F_i = \frac{N_i \pm 0,1 N_{xi} X_1}{R}; \quad (\text{X.38})$$

для сжатых стержней

$$F_i = \frac{N_i \pm 0,1 N_{xi} X_1}{\varphi R}. \quad (\text{X.39})$$

Здесь

N_i — полное расчетное усилие в стержне i статически неопределимой системы от всех нагрузок и предварительного натяжения;

N_{xi} — усилие в стержне i от силы $X = 1$.

В формулах знак минус берется тогда, когда усилие X_1 разгружает стержень, и знак плюс — когда оно его догружает.

При предварительном напряжении отдельных стержней часть расчетного усилия, воспринимаемого кабелем, равна

$$X_2 = \frac{N F_k}{\beta F + F_k}, \quad (\text{X.40})$$

где N — полное расчетное усилие в стержне;

F и F_k — площадь стержня и кабеля.

$\beta = \frac{E}{E_k}$ — отношение модулей упругости основного металла и кабеля.

Экономичность предварительно напряженных ферм повышается с увеличением пролета и отношения постоянной нагрузки к временной.

При предварительном напряжении нижнего пояса ферм обычных схем экономия в весе получается 10—12%.

При применении более рациональных конструктивных схем и многоступенчатом предварительном напряжении можно добиться экономии стали в 25—30%. На стоимость предварительно напряженных ферм оказывают значительное влияние конструктивное выполнение креплений кабеля и способы его натяжения. Необходимость в тщательном надзоре в процессе эксплуатации и предохранении от коррозии может в значительной степени уменьшить эффект экономии в первоначальных затратах.

Г Л А В А XI

**ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ**

**§ 1. ЗАДАЧА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ОБЩЕЕ ПОНЯТИЕ О КОНСТРУКТИВНОЙ
ФОРМЕ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ**

Задача проектирования стальных конструкций производственных (промышленных) зданий заключается в создании рациональных систем каркаса, служащего для перекрытия различных помещений.

Конструкция цеха представляет собой сложную пространственную систему, состоящую из различных элементов.

Применение цельностального каркаса для производственных зданий может быть оправдано не во всех случаях. Необходимость экономии стали, с одной стороны, развитие сборного железобетона, с другой, делают во многих случаях целесообразным применение конструкций комбинированного типа (например, в виде стальных ферм, установленных на железобетонные колонны) или целиком из сборного железобетона.

Одной из основных задач проектирования конструкций производственных зданий является правильное обоснование применения того или другого материала. Основными факторами, определяющими выбор стали или железобетона, являются производственный режим, условия эксплуатации конструкций, а также сроки возведения. Кроме того, на выбор материала могут влиять габаритные размеры частей сооружения (размеры перекрываемых пролетов, высота зданий, расстояния между колоннами), а также эксплуатационные нагрузки и условия транспортирования конструкций.

Применение стали для каркасов производственных зданий регулируется «Техническими правилами по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве», утвержденными Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства (ТП 101-57).

Согласно этим правилам применение стали разрешается:

а) для колонн высотой 15 м и более или при шаге колонн более 12 м; кроме того, независимо от высоты и шага — при пролете покрытия более 30 м, при наличии кранов грузоподъемностью 50 т и более при среднем режиме работы, и кранов грузоподъемностью 30 т и более при тяжелом режиме, а также при наличии консольных катучих кранов или кранов с жестким подвесом;

б) для подкрановых балок по железобетонным колоннам при шаге колонн 6 м в случае наличия кранов грузоподъемностью 20 т и более при среднем режиме работы кранов и при шаге колонн 12 м и более не-

зависимо от грузоподъемности кранов; в цехах с резко выраженными динамическими воздействиями, а также в цехах, оборудованных кранами с жестким подвесом, — независимо от шага колонн и грузоподъемности кранов.

В цехах с металлическими колоннами применение стали для подкрановых балок разрешается во всех случаях.

Стальные фермы в покрытиях производственных зданий разрешаются при пролетах более 24 м. В отдельных случаях допускаются стальные фермы и при меньших пролетах (12—24 м), особенно когда по условиям технологии в общий комплекс цельнометаллического каркаса включается малый пролет. Это бывает, например, в некоторых цехах металлургических заводов (здания нагревательных колодцев, мартеновских печей и др).

Устройство стального каркаса наиболее оправдано для тяжелых цехов. Сюда в первую очередь относятся сталеплавильные цехи большой

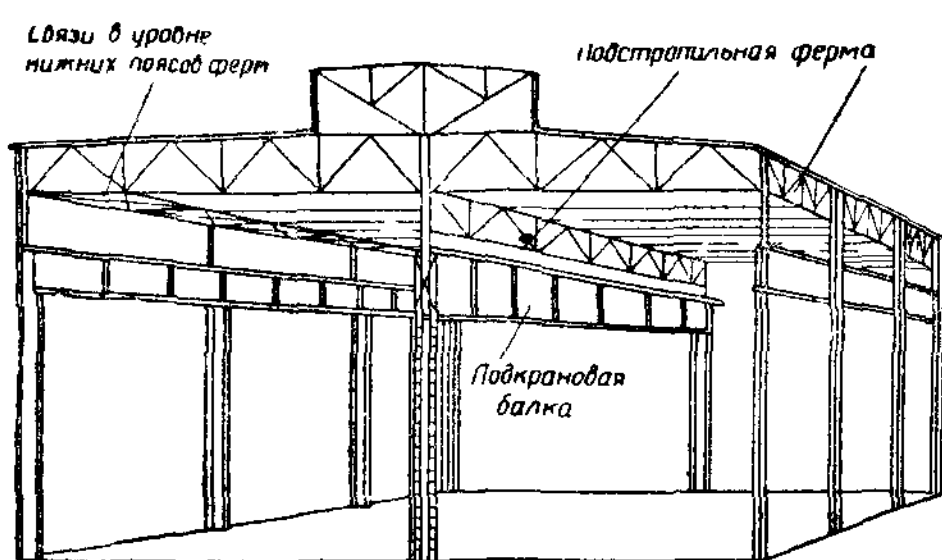


Рис. XI.1 Схема конструкций каркаса промышленного здания

производительности (мартеновские, бессемеровские, дулекс-цехи), оборудованные крупногабаритными агрегатами и обслуживаемые мостовыми кранами большой грузоподъемности (200—350 т), а также тяжелые кузнечно-прессовые цехи, некоторые цехи заводов тяжелого машиностроения и др.

Применение стального каркаса целесообразно также в цехах с большими размерами

перекрываемых пролетов и большими высотами, хотя бы и без значительных крановых нагрузок. К таким цехам относятся, например, авиа-сборочные цехи.

Цехи заводов легкого, а отчасти и среднего машиностроения характерны для зданий легкого типа. В таких цехах наряду с цельножелезобетонными каркасами возможны комбинированные (смешанные) конструкции (например, в виде стальных ферм, установленных на железобетонные колонны).

Каркас каждого цеха, как правило, состоит из плоскостных, обычно рамных, несущих конструкций, взаимно связанных между собой. Системы связей, а также ограждающие элементы стен и кровли придают отдельным плоским рамам требуемую устойчивость и обеспечивают их совместную работу, что повышает эксплуатационные качества здания и целесообразно в экономическом отношении.

Конструкции каркаса промышленного здания могут быть расчленены на следующие элементы (рис. XI.1):

1) основные плоские несущие системы (поперечные рамы цеха), образованные колоннами и связанными с ними сквозными ригелями (в отдельных случаях — ригелями сплошного сечения);

2) элементы покрытия (шатра) здания, к которым относятся прогоны кровли и фонари, а при большом шаге колонн также промежуточные стропильные фермы и поддерживающие их подстропильные фермы; к конструкциям покрытия (шатра) обычно относятся также и ригели поперечных рам (решетчатые или сплошные), упомянутые в п. 1;

3) связи, часть которых также относится к конструкциям покрытия;

4) каркас стен (фахверк).

Кроме того, к комплексу стальных конструкций каркаса производственного здания относятся:

- 1) конструкции, поддерживающие подъемные механизмы, — подкрановые балки, монорельсовые пути;
- 2) конструкции, связанные с особенностями технологического процесса, — площадки, лестницы и т. д.

В стальных каркасах элементы конструкций по своему относительному весу в общем комплексе распределяются следующим образом:

шатер (со своими связями)	60—20%
подкрановые балки	10—40%
колонны	15—35%
фахверк и связи (вне шатра)	15—5%

Первые цифры относятся к легким, вторые — к тяжелым цехам.

Для проектирования конструкций промышленного здания важнейшими являются данные технологической части проекта цеха, кроме того, как и при проектировании всякого сооружения, необходимо иметь данные геологические, климатические, топографические и пр.

Технологические условия, определяя исходные геометрические размеры здания и его объемно-планировочное решение, существенно влияют на выбор рациональных архитектурных и конструктивных форм сооружения. К технологическим условиям относятся:

1. Данные о расположении и габаритах:

- аппаратуры и рабочих агрегатов;
- обслуживающих здание подъемных приспособлений и транспортных устройств, зависящих от технологического процесса (как располагаемых внутри здания, так и примыкающих к нему снаружи);
- подземного хозяйства (подземные трубопроводы, каналы различного назначения и пр.);
- бытовых устройств, связанных с производственным процессом.

2. Данные об эксплуатационном режиме здания:

- работа агрегатов и рабочей аппаратуры и ее влияние на внутренний режим цеха (включая аварийные случаи);
- эксплуатационный режим кранов и прочих подъемных приспособлений;
- характеристика производственных и людских потоков, а также прочие вопросы, связанные с эксплуатацией сооружения.

3. Вопросы, связанные с перспективами развития производства и соответствующей реконструкцией цеха в будущем:

- расширение здания в связи с возможным увеличением масштаба производства;
- перспективы увеличения грузоподъемности подъемных механизмов.

Все эти сведения кладутся в основу составления проектного задания (см. § 4 главы I).

На основе проектного задания разрабатываются технический проект и чертежи КМ, а затем на заводе-изготовителе — чертежи КМД (см. § 4 главы I и § 1 главы VII).

Компоновка конструкций промышленного здания непосредственно определяется технологическим процессом производства, размещенного в здании.

Для иллюстрации рассмотрим в качестве примера здание мартеновских печей (мартеновский цех), оборудованное кранами грузоподъемностью до 350 т и являющееся одним из зданий наиболее тяжелого типа.

Здание мартеновских печей представляет собой перекрытие над печами и сложным оборудованием для загрузки печей шихтой, выплавки стали, транспорта жидкого металла (рис. XI.2)

Печи располагаются по середине помещения, с одной стороны происходит загрузка печей, а с другой — выпуск металла после плавки.

Загрузку приходится производить на повышенных отметках, так как под печами располагаются регенераторные устройства для питания печей воздухом и газом. Поэтому со стороны загрузки печи располагается возвышенная рабочая площадка. Печи связаны с весьма сложными подземными устройствами для их питания и выпуска газов в дымовые трубы, располагаемые по поперечной оси печи со стороны ее загрузки.

Два основных технологических процесса — подача и загрузка печи шихтой и выдача плавки и процесс разлива — определяют два главных рабочих отделения цеха:

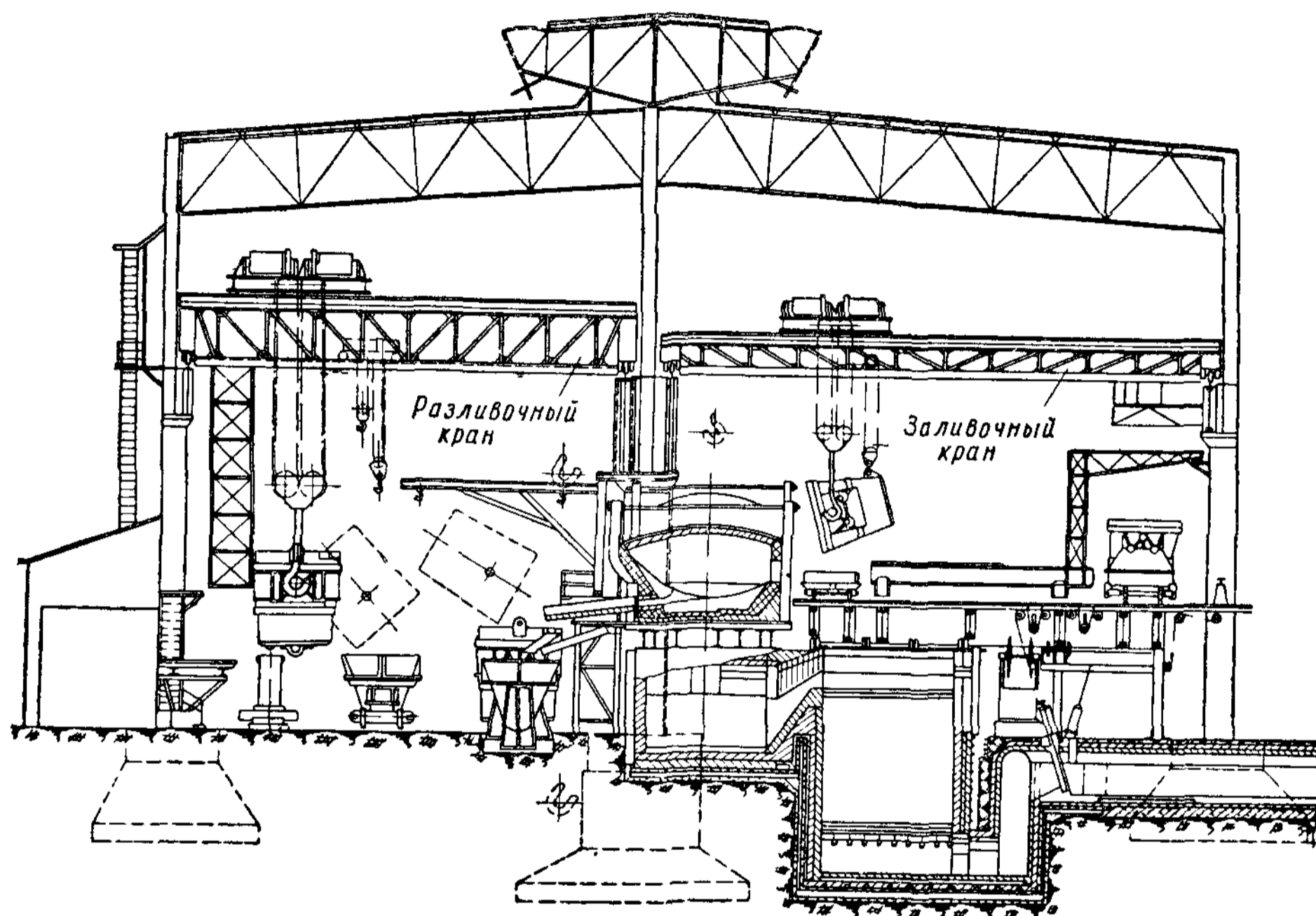


Рис. XI.2. Расположение оборудования и подземного хозяйства в здании мартеновских печей

загрузочное (печное) и разливочное. Этим в свою очередь определяется и поперечная схема каркаса здания в виде двухпролетной рамы с печным и разливочным пролетами (рис. XI.2 и XI.3).

Размеры каждого из пролетов определяются на основе следующих условий.

1) В печном пролете на рабочей площадке необходимо расположить пути: для подачи твердой шихты к фронту печи; для напольной завалочной машины, подающей твердую шихту непосредственно в печь; для подачи жидкого чугуна. Все это, включая поперечные размеры печи, требует пролета до 30 м, который оказывается весьма стабильным для современных печей.

2) В разливочном пролете располагаются два железнодорожных пути: один для поездов с изложницами, другой для уборки шлака при очистке ковшей; кроме того, стенд для разливочных ковшей у печей и литейная площадка для управления операцией разлива. Все это дает величину пролета 24 м.

Большая напряженность транспортных операций на рабочей площадке в печном пролете приводит к тому, что транспортные пути для подачи в цех шихты приходится выносить в специальный пролет (открылок), располагаемый со стороны печного пролета, откуда эти пути подводятся к печам; при больших печах (емкостью до 500 т) и интенсивной подаче шихты этот пролет получается около 18 м.

Расположение колонн в плане определяется габаритами и размерами основных агрегатов — мартеновских печей. С точки зрения условий технологии наиболее целесообразно размещение печей между колоннами среднего ряда Б (рис. XI.4). Длина совре-

менных печей большой емкости (500 т) достигает 34 м; исходя из этого шаг колонн по среднему ряду назначается 36 м. Шаг этот велик и с точки зрения затраты металла невыгоден, поэтому по остальным рядам колонн применяются меньшие шаги, которые, однако, должны быть увязаны с шагом по среднему ряду для того, чтобы в плоскости средних тяжелых колонн могла быть расположена основная поперечная рама.

По ряду В (между печным пролетом и открылком) по середине большого шага колонну поставить нельзя, так как этому препятствуют борова печей; таким образом, по ряду В получается шаг 3×12 м, весьма целесообразный по экономическим соображениям, поскольку колонны ряда В поддерживают тяжелые краны (грузоподъемностью 180 т). Однако в отдельных местах, для перевода рельсовых путей из открылка в печной пролет (для подачи шихты к линии фронта печей), приходится по ряду В назначать шаг 24 м.

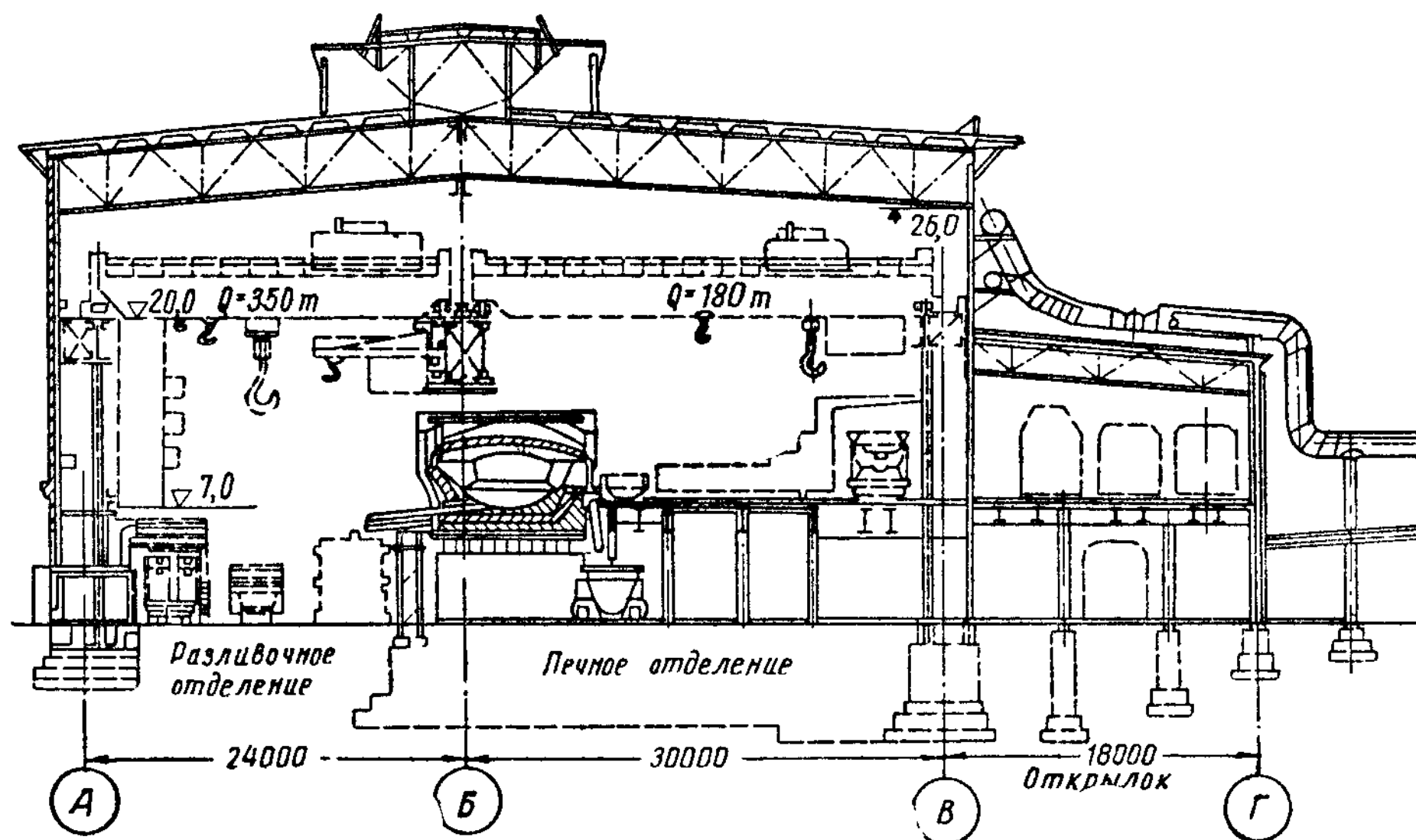


Рис. XI.3. Поперечный разрез конструкций здания мартеновских печей (между основными рамами)

По ряду А (со стороны разливочного пролета) размещению колонн ничто не мешает; здесь шаг может быть равен 6 и 12 м. При достаточно большой высоте колонн и тяжелых кранах шаг 12 м выгоднее. Для пропуска железнодорожных путей (для вывода поезда с изложницами из разливочного пролета) этот шаг в отдельных местах увеличивают до 24 м (в типовом проекте мартеновского цеха — до 36 м).

По ряду Г (со стороны открылка) по указанным соображениям назначается шаг 12 м.

Таким образом, расположение колонн в здании получается с наименьшим шагом 12 м, кратным модулю 6 м, установленному «Основными положениями по унификации».

Современные здания мартеновских печей обслуживаются очень тяжелыми кранами (разливочный пролет — кранами грузоподъемностью до 350 т, печной — 180 т). Такие краны имеют большие габариты и должны располагаться достаточно высоко, так как подкрановые балки ряда В, имеющие вследствие большого пролета большую высоту, проходят над печами; исходя из этого, приходится назначать отметки (считая от уровня пола) головки кранового рельса 20 м и низа стропильных ферм 26 м (рис. XI.3).

Таким образом, в рассматриваемом примере отметка кранового рельса складывается из четырех размеров: высоты рабочей площадки, высоты печи, расстояния от свода печи до низа подкрановой балки и высоты подкрановой балки (с рельсом).

Каркасы мартеновских цехов проектируются стальными из-за неблагоприятных технологических условий для железобетона (возможности его пересушивания при высоких температурах в цеху), значительных трудностей конструирования железобетонных подкрановых балок для таких пролетов и нагрузок, а также очень больших размеров и веса железобетонных колонн и фундаментов, стесняющих размещение подземных устройств цеха.

В покрытиях открылка целесообразно применение стальных ферм, хотя пролет его составляет всего лишь 18 м (вследствие трудности сопряжения железобетонных

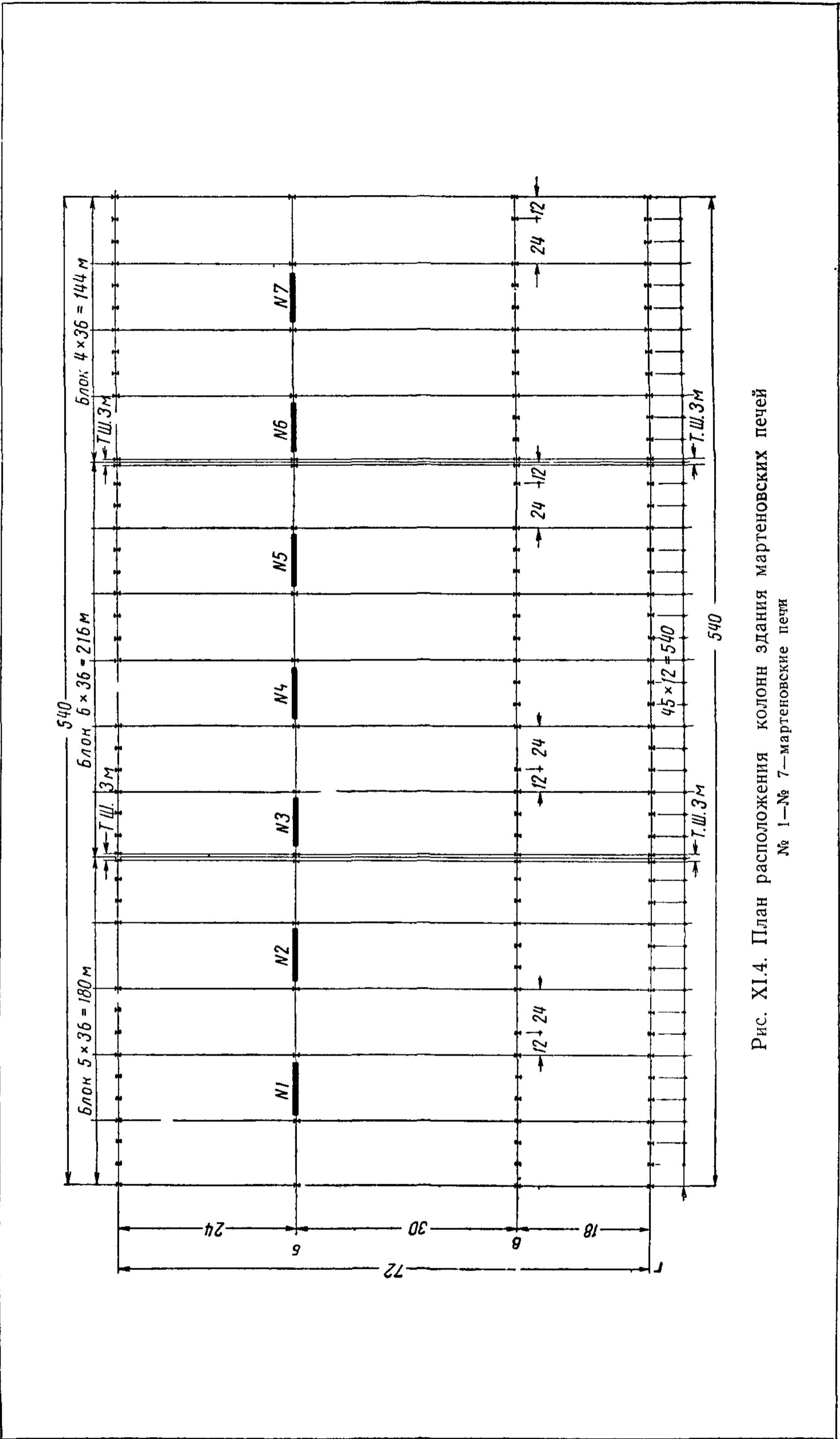


Рис. XI.4. План расположения колонн здания мартеновских печей
 № 1—№ 7—мартеновские печи

балок с металлической конструкцией). Кроме того, при преобладании металла в покрытиях главных пролетов затраты стали на открылок будут весьма незначительными.

Как уже указывалось, главные пролеты здания перекрыты двухпролетными рамами (с шагом 36 м). Так как устраивать внутренние водостоки нельзя из-за опасности взрыва при попадании влаги в расплавленный металл, покрытие должно быть двухскатным.

По середине покрытия для целей аэрации предусматривается фонарь (рис. XI.3).

Между ригелями основных поперечных рам расположены промежуточные стропильные фермы с шагом 12 м. Опорами промежуточных ферм служат: по среднему ряду колонн (ряд Б) — подстропильная ферма пролетом 36 м, а по рядам А и В — колонны. По верхним поясам ригелей рам и промежуточных стропильных ферм непосредственно (без прогонов) уложены железобетонные ребристые плиты 12×3 м.

Современное здание мартеновских печей обычно членится на блоки (по 2—3 печи), разделенные температурными швами; каждый блок представляет собой пространственно завязанный комплекс. В типовом проекте мартеновского цеха (рис. XI.4) к каждому пролету, занимаемому печью, примыкает (по длине цеха) так называемый «холостой» пролет, необходимый для увеличения фронта разливки стали; кроме того, «холостые» пролеты используются для ремонта разливочных кранов.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОМУ РЕШЕНИЮ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Как уже указывалось, рациональность конструктивной схемы сооружения оценивается прежде всего с точки зрения удовлетворения условиям технологии и эксплуатационного режима. Кроме того, достоинства компоновочного решения определяются условиями экономики и индустриализации строительства.

Конструктивно-компоновочное решение здания как в общем, так и в отдельных деталях должно удовлетворять также условиям охраны труда и техники безопасности.

Рассмотрим подробно эти условия.

1. Условия эксплуатации

С точки зрения удобства эксплуатации расположение конструкций, их схемы и габаритные размеры должны обеспечивать:

а) доступность и удобство обслуживания агрегатов цеха и их ремонта (выполнение этого условия требует соответствующего расположения колонн, связей, подкрановых путей и т. д.);

б) возможность нормальной эксплуатации кранового оборудования цеха и прочих подъемных механизмов (выполнение этого условия требует придания сооружению надлежащей поперечной и продольной жесткости);

в) доступность осмотра и ремонта элементов кранового хозяйства;

г) возможность осуществления требуемых условий аэрации, освещения, водоснабжения и пр.

Темпы развития промышленности требуют также, чтобы сооружения могли быть приспособлены к изменениям, связанным с развитием технологии и эксплуатационного режима (возможные изменения габаритов рабочих агрегатов и их расположения, изменения подъемно-транспортных средств, обслуживающих цех, и пр.).

Здания, удовлетворяющие последним требованиям (которые должны быть оговорены в проектном задании), называются универсальными.

Производственные здания могут быть весьма различны по условиям их эксплуатационного режима и в первую очередь по режиму работы кранов (легкому, среднему, тяжелому, весьма тяжелому или весьма тяжелому непрерывного действия).

Признаками отнесения кранов к той или иной группе являются: коэффициент использования их по времени (в течение суток и года), от-

носительная продолжительность их включений, количество включений в час, частота подъема максимального груза.

Для кранов легкого режима характерны большие перерывы в работе, редкие случаи работы при максимальных нагрузках, малая относительная продолжительность включений (примерно до 15%) и небольшое число включений (приблизительно до 60 в час). Примером кранов легкого режима являются краны, предназначенные для монтажа и ремонта агрегатов цеха (кран здания блюминга прокатного цеха, кран машинного зала электростанции и др.).

Для кранов среднего режима характерна регулярная работа при различных по величине нагрузках, продолжительности включений до 25% и среднем числе включений до 120 в час. К этой группе относятся краны, обслуживающие механические и сборочные цехи со среднесерийным производством.

Краны, обслуживающие технологические цехи и склады заводов с крупносерийным производством, относятся к тяжелому режиму работы (продолжительность включений до 40% при среднем числе включений 240 в час).

Для кранов весьма тяжелого и весьма тяжелого непрерывного режимов работы характерны: постоянная круглосуточная работа при нагрузках, близких к максимальным, большая относительная продолжительность включения (60% и более) и большое число включений (соответственно 300 и 720 в час). К этим группам относятся краны сталеплавильных, прокатных и некоторых других цехов заводов черной металлургии, а также и другие краны, работающие в аналогичных условиях.

Конструктивные особенности кранов определяют их режим работы. Так, краны с так называемым жестким подвесом относятся к кранам весьма тяжелого режима из-за особо повышенных динамических воздействий, обусловленных особенностями их конструкции. Примерами таких кранов могут служить краны «клещевые» (тиглер-краны) для операций по нагреву слитков перед прокаткой, «шаржирные» для подачи твердой шихты в мартеновские печи, «стриппер-краны» для выталкивания слитков из изложниц, и т. п.

Промышленные здания, обслуживаемые кранами весьма тяжелого и весьма тяжелого непрерывного режимов работы, называются зданиями с тяжелым режимом работы. При проектировании конструкций этих зданий необходимо учитывать особо неблагоприятные условия работы кранов указанных групп.

Специальные требования к конструкциям зданий с тяжелым режимом работы приведены в Технических условиях проектирования стальных конструкций.

2. Экономические факторы и индустриализация строительства.

Типизация и унификация конструкций

К вопросам экономики относятся прежде всего затраты, связанные с возведением сооружения, т. е. стоимость материалов, транспорта, стоимость изготовления и монтажа конструкций. Экономика сооружения определяется также сокращением сроков его возведения.

К экономическим факторам относятся, кроме того, расходы, связанные с поддержанием сооружения в состоянии, обеспечивающем условия его нормальной эксплуатации в течение всего срока службы, а также амортизационные расходы, зависящие от срока службы сооружения.

Особое значение при проектировании стальных конструкций имеет вопрос экономии стали.

Прежде всего на основании соображений, изложенных в § 1 настоя-

щей главы, должно быть обосновано применение стали для данного сооружения в целом или для отдельных его элементов.

С точки зрения применяемого материала возможно применение трех принципиально различных конструктивных решений производственного здания: 1) с цельностальным каркасом, 2) с цельножелезобетонным каркасом, 3) со смешанным каркасом.

Рациональный выбор решения определяется конъюнктурными условиями, характеризующимися экономикой в широком смысле этого слова, экономией материалов (в частности, стали), снижением стоимости и сокращением сроков возведения сооружения, а также эксплуатационными требованиями производства к конструкциям здания.

Железобетонный каркас по затрате стали всегда экономичнее стального; однако в некоторых конструкциях, главным образом в большепролетных, сталь имеет преимущество в отношении стоимости и сроков изготовления и возведения. В ряде случаев эксплуатационные условия, например повышенные температуры и большие динамические воздействия, оказываются неблагоприятными как для обычного, так и для сборного железобетона. Всеми этими соображениями и определяется применение стального или смешанного каркасов.

В качестве примеров промышленных зданий, для которых цельностальной каркас является единственно рациональным решением, можно привести сталеплавильные (рис. XI.3) и другие цехи черной металлургии с тяжелым режимом работы, а также некоторые цехи тяжелого машиностроения, отличающиеся особо большими размерами (высоты, пролеты) и тяжелыми нагрузками (рис. XI.5).

Наиболее радикальным мероприятием по снижению стоимости и сокращению сроков изготовления и возведения сооружений является типизация конструкций, которая в настоящее время должна рассматриваться как основное направление конструирования.

Основные положения типизации указаны в § 3 введения.

Типизация конструкций относится как к конструктивным схемам здания в целом, так и к их отдельным элементам. Первоначальный процесс типизации конструктивных элементов определяется сведением к возможному минимуму размеров основных параметров зданий (пролетов, шагов колонн, высот). Это может быть достигнуто прежде всего типизацией габаритных схем зданий.

Габаритные схемы — это первый этап работы над типовыми проектами; в них устанавливаются виды и объем продукции цехов, которые могут быть расположены в типовом здании, размеры плана, высота, компоновка пролетов, виды и грузоподъемность транспортного оборудования.

Габаритные схемы в значительной степени зависят от технологических условий данного производства, в результате чего компоновочные решения для различных отраслей промышленности могут иметь существенные различия. Так, например, компоновочные решения тяжелых цехов металлургической промышленности значительно отличаются от соответствующих решений легких зданий машиностроения. Однако для каждой отрасли промышленности (или некоторых смежных отраслей) примерные технологические условия вполне позволяют разрешить вопрос типизации габаритных схем. Существенное значение с точки зрения типизации имеют разработанные в 1954—1955 гг. на основе анализа весьма значительного числа (800) проектов габаритные схемы, утвержденные Госстроем, для основных цехов машиностроительных заводов. Эти схемы были улучшены в 1958 г.

В результате совместной работы технологов и строителей оказалось возможным взамен большого числа многообразных схем создать 32 га-

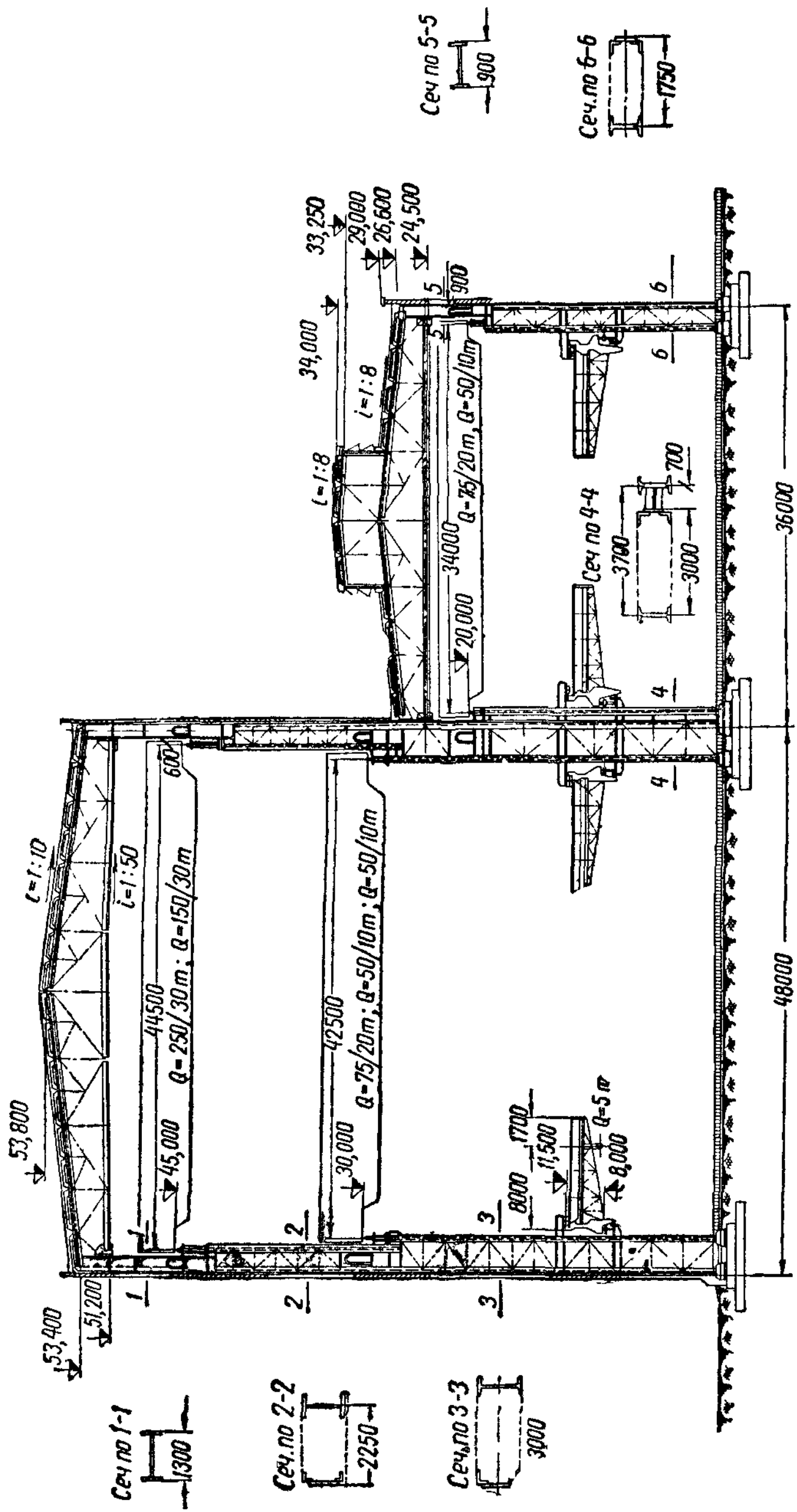


Рис. XI.5. Большепролетный цех завода тяжелого машиностроения

баритные схемы зданий, пригодные для размещения всех встречающихся в практике строительства основных цехов машиностроительной промышленности. Во всех этих габаритных схемах зданий, предназначенных для разных цехов, предусматривается только четыре пролета — 18, 24, 30 и 36 м и четыре высоты до подкранового рельса — 8, 10, 12 и 14 м (кратно 2 м).

Унификация параметров, потребовавшая в известных случаях увеличения размеров и высоты отдельных пролетов, а также нагрузок от кранового оборудования, экономически обоснована.

Так, исследования показали, что в многопролетных зданиях увеличение высоты отдельных пролетов на 1—2 м лишь незначительно влияет на повышение затрат материала и компенсируется выгодами типизации (сокращением сроков изготовления и возведения).

В зданиях с мостовыми кранами некоторое увеличение ширины пролета приводит к снижению удельного расхода материалов на несущий каркас здания (на 1 м² плана).

Проведенная работа выявила существенные возможности в отношении унификации габаритных схем, т. е. сведения их к возможно минимальному числу. Так, во всех кузнечных цехах массового и крупносерийного производства принят только один пролет (24 м), три высоты до верха подкранового рельса (8, 10 и 12 м) и три крановые нагрузки ($Q_0=5, 10$ и 20 т), что дает четыре габаритные схемы этих зданий.

Принятые габаритные размеры и нагрузки позволяют осуществить в этих схемах конструкции целиком из сборного железобетона или принять смешанный каркас с применением стальных ферм для перекрытия 24-метрового пролета.

В механических и механосборочных цехах массового и крупносерийного производства предусмотрены: один пролет (18 м), две высоты до низа фермы (6 и 8 м) и две крановые нагрузки. Эти схемы дают возможность применять конструкции каркаса целиком из сборного железобетона.

На рис. XI.6 показана схема механического цеха, имеющего шесть пролетов: в одной половине цеха (по ширине) пролеты 30 и 24 м обслуживаются кранами грузоподъемностью 100 и 75 т; в другой половине три пролета по 18 м — кранами 5—10 и 30 т. Шаг колонн 6 м.

Здесь возможны следующие варианты выбора материала:

1) три пролета ($l = 18$ м, высота до уровня подкранового рельса $h_1 = 8$ м, краны 5—10 и 30 т) осуществляются в сборном железобетоне; для двух пролетов ($l = 24$ м, $h_1 = 10$ м, краны 75 т) принимается смешанный каркас со стальными 24-метровыми фермами по железобетонным колоннам и для одного пролета ($l = 30$ м, $h_1 = 14$ м, краны 100 т) — цельностальной каркас;

2) три пролета ($l = 18$ м) осуществляются в сборном железобетоне и три пролета ($l = 24$ и 30 м, краны 75 и 100 т) — с цельностальным каркасом.

На рис. XI.7 показана схема механического цеха, где шесть продольных пролетов примыкают к поперечному. Учитывая размеры пролетов, высоту и крановые нагрузки, здесь рационально принять: для поперечного пролета ($l = 36$ м, краны 150 т), а также двух крайних продольных ($l = 36$ и 24 м, краны 150 и 50 т) — цельностальной каркас, а для остальных продольных пролетов ($l = 18$ и 24 м, краны 10 и 30 т) — сборный железобетон.

В зданиях кузнечных цехов индивидуального и мелкосерийного производства оказалось возможным ограничиться 5 габаритными схемами.

На рис. XI.8 показана схема кузнечного цеха, имеющего девять пролетов. Три крайних пролета по 30 м, обслуживаемые 30-тонными кранами ($h_1 = 12$ м), характерны для смешанного каркаса. Для шести пролетов по 24 м, обслуживаемых 10-тонными кранами и подвесными 5-тонными кран-балками ($h_1 = 8$ м), конструкции могут быть решены как целиком из сборного железобетона, так и в виде смешанного каркаса со стальными фермами.

Проведенная унификация габаритных схем для зданий машиностроительной промышленности должна в дальнейшем получить еще более широкое развитие.

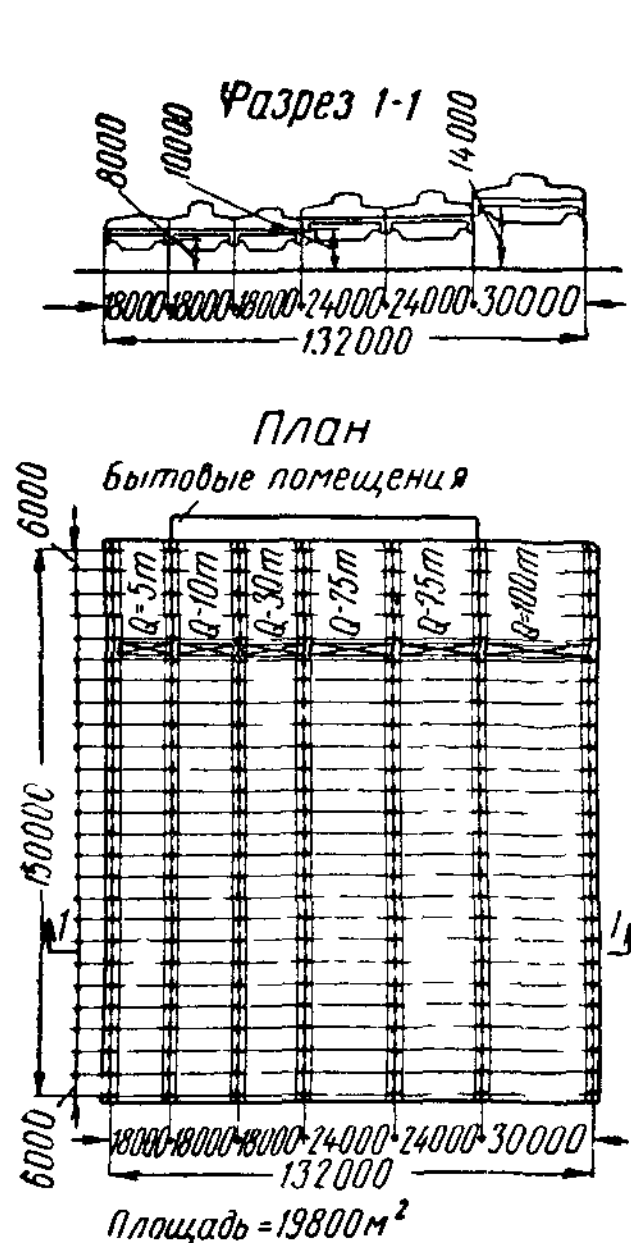


Рис. XI.6. Типовая схема 6-пролетного механического цеха

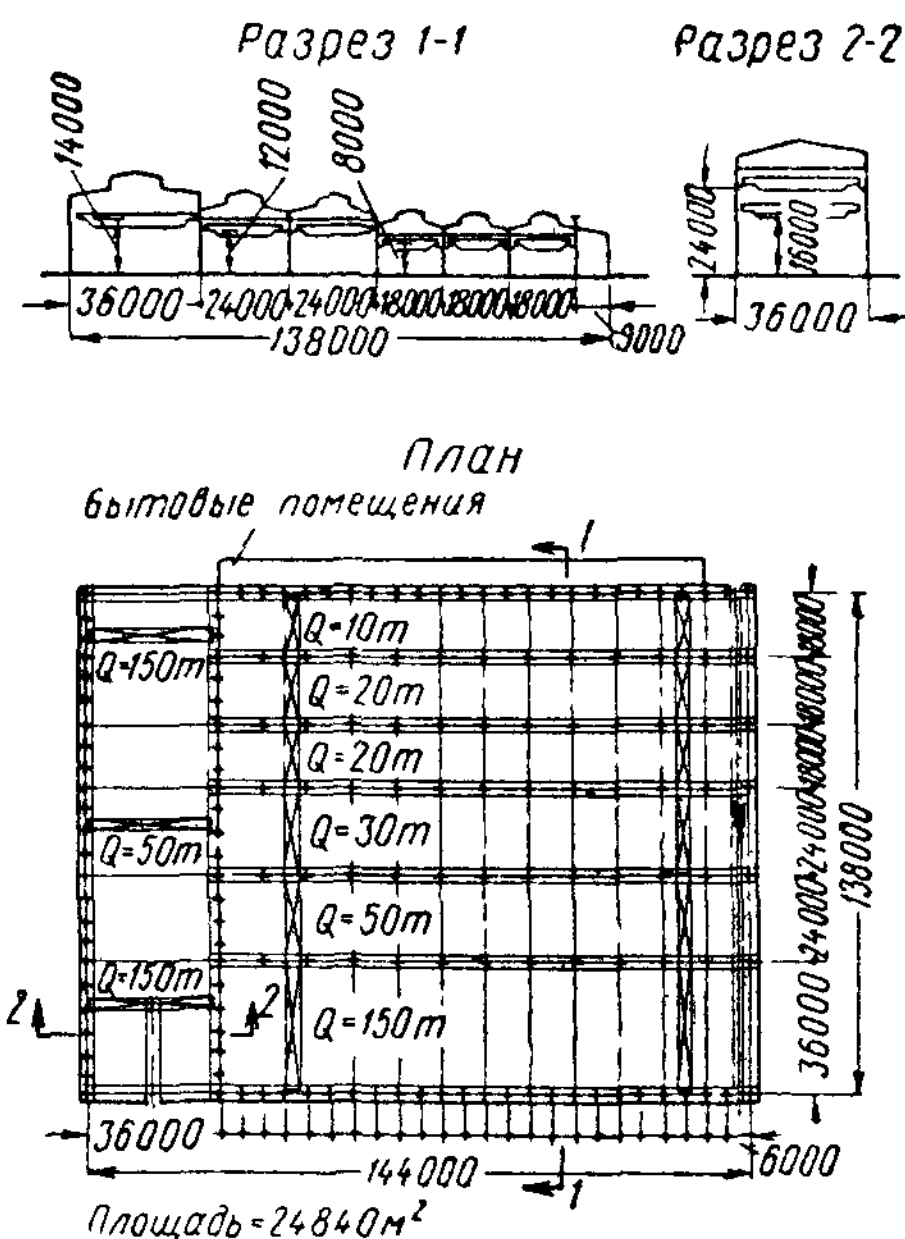


Рис. XI.7. Типовая схема механического цеха с продольными и поперечными пролетами

Из рассмотрения и анализа этих схем можно сделать вывод, что для многих цехов машиностроительной промышленности рационально применять смешанные каркасы.

Необходима унификация габаритных схем производственных зданий и в других отраслях промышленности. Так, в настоящее время Гипрометзом проделан опыт унификации схем прокатных цехов заводов черной металлургии.

Основные требования по унификации планировочных и конструктивных решений изложены в «Основных положениях по унификации конструкций производственных зданий», утвержденных Госстроем в 1955 г.

Типизация конструкций обусловливается весьма важным принципом модульности, сущность и анализ которого рассмотрены ниже.

Экономика возведения стального каркаса определяется также сокращением сроков строительства, что предопределяет не только удешевление строительства, но и сокращение сроков введения в эксплуатацию агрегатов цеха, приводящее к увеличению объема выпускаемой продукции. Так, например, введение в эксплуатацию группы четырех 185-тонных мартеновских печей на 1 ме-

сяц раньше срока может дать дополнительно около 50 тыс. т стали. Требования в отношении сокращения сроков строительства аналогичны требованиям типизации и сводятся к следующему:

а) уменьшению числа монтажных элементов;

б) уменьшению до минимума объема укрупнительной сборки на строительной площадке путем укрупнения отправочных элементов (это относится как к основным элементам — фермам, колоннам и пр., так и к связям, элементы которых часто отправляются россыпью);

в) обеспечению транспортабельности элементов конструкций;

г) упрощению монтажных сопряжений элементов с тем, чтобы они обеспечивали удобный и быстрый монтаж конструкций;

д) обеспечению достаточной жесткости элементов в условиях их транспорта и операций при монтаже (проверка конструкций на монтажные воздействия).

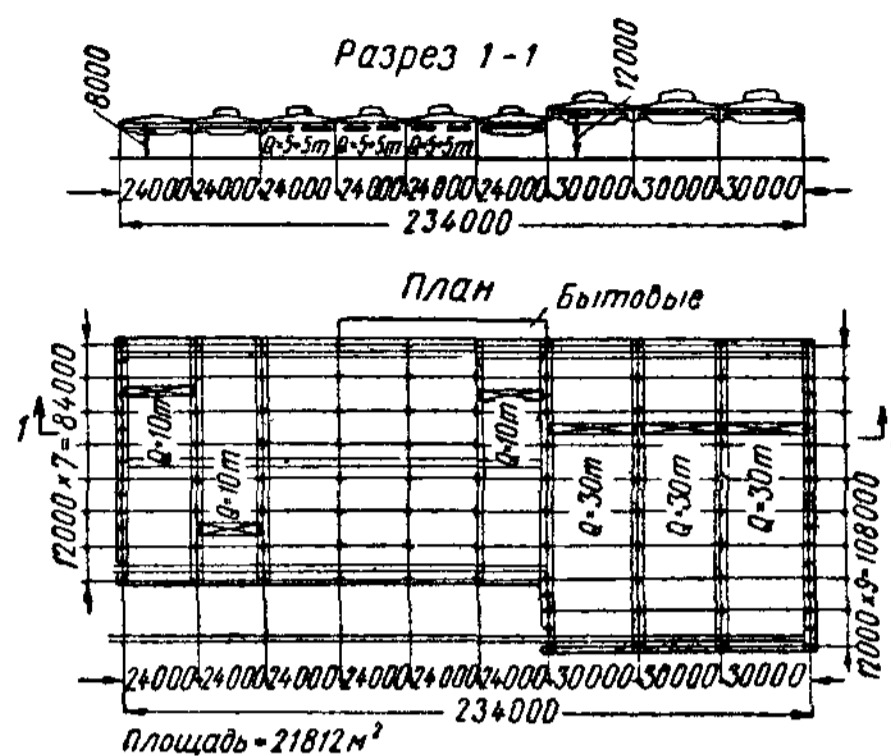


Рис. XI.8. Типовая схема кузнечного цеха

3. Условия охраны труда и техники безопасности

Наиболее общие требования в этой области касаются создания необходимых условий труда, в первую очередь достаточной освещенности и вентиляции — естественной (аэрации) или искусственной, а также теплового режима в здании. Наличие в цехах подъемных механизмов требует во многих случаях устройства свободных проходов у колонн на уровне верха подкрановых балок для обеспечения безопасности рабочих при движении кранов (главным образом, в зданиях с тяжелым режимом работы).

Существует, кроме того, много специфических требований, обусловленных особенностями технологии и эксплуатационного режима цеха. Так, например, в зданиях сталеплавильных цехов необходимо устраивать специальные так называемые спасательные площадки для крановщика на случай аварии при разливке стали (рис. XI.2). В этих же цехах предъявляются особые требования к отводу воды. Здесь не допускается устройство внутренних водостоков в местах расположения ковшей или изложниц с жидким металлом, так как попадание влаги в жидкий металл может вызвать взрыв от сильного испарения; поэтому, как было отмечено, такие здания должны иметь двухскатные кровли (рис. XI.2 и XI.3). Для удовлетворения указанным требованиям необходимо совместно с технологом наметить все необходимые мероприятия по обеспечению безопасности работающих в цехе. Эти мероприятия также составляют обязательную часть проекта.

4. Принцип модульности

а) **Общие сведения.** Основной предпосылкой типизации является модульность (соизмеримость) размеров элементов, т. е. кратность их определенной величине, называемой модулем. Весьма часто модуль сочетается с минимальным значением градации для данного размера, например, пролета, шага колонн, высоты, а также всех основных конструктивных размеров элементов.

По «Строительным нормам и правилам» в основу конструктивно-планировочных решений кладется «Единая модульная система для строительства», согласно которой основные конструктивно-планировочные размеры должны быть кратны величине «единого модуля для строительства», а размеры строительных деталей увязаны с этой величиной. Величина единого модуля принята равной 10 см. Таким образом, все основные размеры должны быть даны в целых дециметрах.

В результате модулирования число возможных размеров значительно уменьшается, между ними устанавливается определенная взаимосвязь, что позволяет модулированные изделия изготавливать на специализированных заводах.

Для производственных зданий должны быть модулированы:

- 1) размеры внутреннего пространства, которые должны оставаться свободными для размещения технологического оборудования;
- 2) расстояния между разбивочными осями здания;
- 3) расстояния между основными отметками здания (например, расстояние между головкой подкранового рельса и полом и др.);
- 4) расстояния, определяющие размеры элементов или деталей, изготавливаемых в разное время и на разных предприятиях (например, расстояния между крановыми рельсами на смежных колоннах, определяющие пролет кранового моста; расстояния между осями анкерных болтов, определяющие величину фундаментов и баз колонн, и т. д.).

Ввиду малости единого модуля в основу модулирования размеров основных параметров здания, а также основных размеров конструктивных элементов принимают укрупненные модули, кратные единому.

С точки зрения уменьшения числа типоразмеров конструкций целесообразно укрупнение модуля основных параметров здания, что повышает серийность конструктивных элементов и тем самым приводит к снижению стоимости конструкций и, кроме того, к повышению качества их изготовления. С другой стороны, укрупнение модуля обуславливает увеличение объема здания при переходе на типовые решения и тем самым вызывает дополнительные затраты на сооружение.

На основе сопоставления снижения стоимости конструкций в результате типизации с дополнительными затратами при переходе на типовые размеры решается вопрос установления оптимального числа типоразмеров и оптимальных пределов укрупнения модулей.

Существенное значение имеет унификация модулей. В ряде случаев для основных параметров производственных зданий модули унифицированы (например, унифицирован модуль продольного шага колонн — 6 м и др.). Конечно, модульные размеры не исключают в случае необходимости, например, при тяжелом крупногабаритном оборудовании (конвертеры и т. п.), применения индивидуальных размеров.

Число типоразмеров отдельных элементов каркаса зависит не только от градации генеральных размеров, но и от внутренних размеров самих элементов. Последние являются функцией нагрузки, и потому унификация нагрузок оказывается существенной предпосылкой уменьшения числа типоразмеров элементов конструкций.

Вопрос унификации нагрузок в соответствии с требованиями «Основных положений по унификации» рассмотрен ниже (см. § 2 главы XV).

б) Модуль пролета поперечных рам. В соответствии с «Основными положениями по унификации» расстояния между разбивочными осями в поперечном направлении при пролетах до 18 м принимаются кратными 3 м и при пролетах более 18 м — кратными 6 м.

Поскольку при пролетах до 18 м применение металла для покрытий ограничено (кроме отдельных случаев, обусловленных соображениями,

указанными на стр. 428), то по существу в качестве основного модуля поперечного шага колонн в зданиях со стальными каркасами предлагается 6 м, что дает пролеты 24, 30, 36 м и выше. Модуль поперечного шага колонн 6 м является весьма укрупненным, что делает его выгодным с точки зрения принципов унификации.

Для некоторых отраслей промышленности, где быстрое совершенствование технологических процессов обуславливает введение нового оборудования (или перестановки существующего) с другими габаритными размерами, укрупнение сетки колонн является также целесообразным с точки зрения повышения универсальности здания и увеличения сроков его эксплуатации.

Шестиметровый модуль пролета стальных стропильных ферм исключает пролеты 21, 27 и 33 м, применявшиеся в прошлом, хотя и более редко, чем приведенные выше четные пролеты.

В ряде случаев переход на 6-метровый модуль приводит к весьма большим дополнительным затратам. Примером могут служить тяжелые здания мартеновских печей; стальной каркас таких цехов требует расхода стали 400—450 кг/м²; увеличение пролетов здесь существенно увеличивает расход стали. Для таких уникальных зданий возможно назначение индивидуальных размеров, хотя и здесь модульные размеры все больше внедряются в проектирование.

в) Модуль продольного шага колонн. В соответствии с «Основными положениями по унификации» модуль продольного шага колонн установлен равным 6 м. Многолетняя практика проектирования цехов самого различного технологического назначения оправдывает целесообразность такого модуля, который применяется более чем в 90% производственных зданий.

Применение индивидуальных шагов колонн связано с большими затруднениями ввиду того, что кровельные плиты, пролеты которых в современных беспроегонных покрытиях равняются шагу ферм (колонн), изготавливаются серийно, с весьма малым числом типоразмеров. Поэтому индивидуальные шаги применяются все более редко.

г) Модули вертикальных параметров цеха. Вертикальные габариты цеха в основном зависят от технологических условий производства и определяются (рис. XI.9):

расстоянием h_1 — от уровня пола до головки кранового рельса;
расстоянием h_2 — от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия (обычно до низа уголков нижнего пояса стропильных ферм).

Величина h_1 обуславливается высотой подъема крюка крана над уровнем пола и обычно указывается в проектном задании. Величина h_2 зависит от габаритов крана и зазора между габаритом крана и низом стропильной фермы.

В сумме размеры h_1 и h_2 определяют полезную высоту пролета H .

В течение продолжительного времени (с 1939 г) для размера h_1 при-

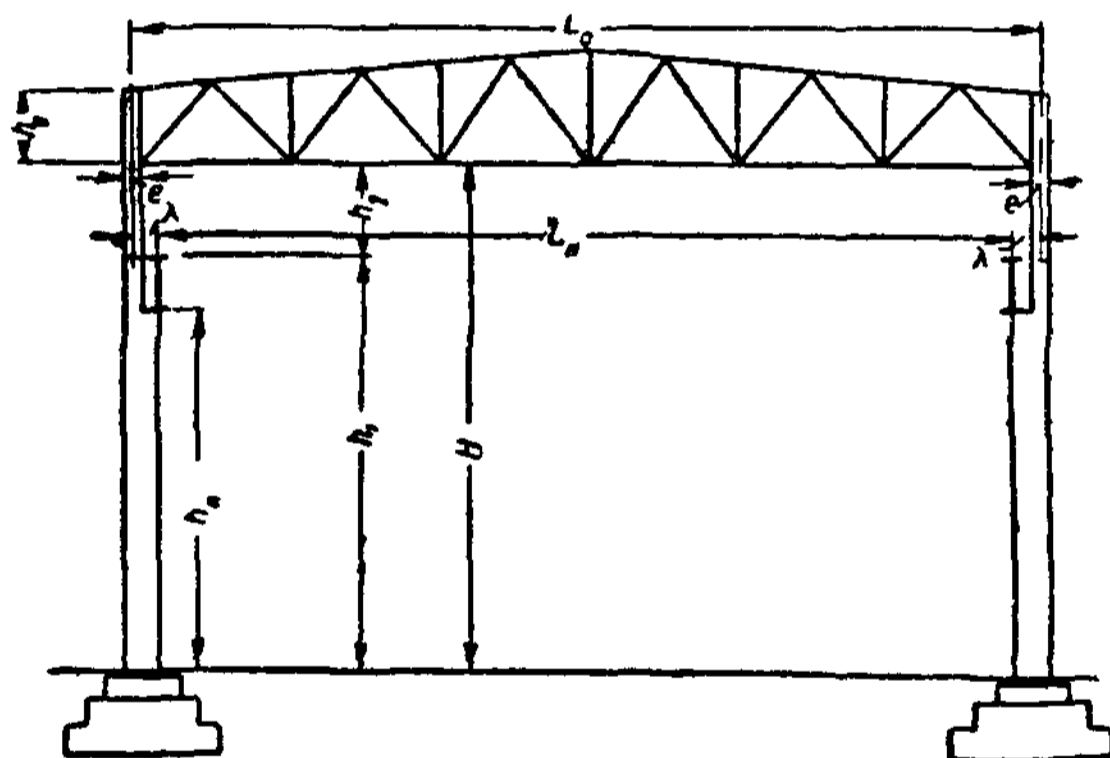


Рис. XI.9. Вертикальные габариты цеха

менялся модуль 1 м. Анализ проектов многих производственных зданий выявил наличие нескольких сотен типоразмеров колонн, что побудило рекомендовать укрупнение указанного модуля. В «Основных положениях по унификации» предлагается в зданиях с отметкой кранового рельса более 8 м принимать модуль для размера h_1 равным 2 м. Указанное укрупнение весьма выгодно с точки зрения типизации конструкций. При высотах колонн менее 8 м модуль размера h_1 сохраняется равным 1 м.

Укрупнение до 2 м модуля для размера h_1 полезно и с точки зрения увязки расположения тормозных ферм и свободных проходов при разных отметках уровня крановых рельсов в смежных пролетах зданий.

Размер h_2 складывается из расстояния от головки кранового рельса до нижней точки конструкций покрытия (равного габариту крановой конструкции + 100 мм) и дополнительного зазора в 150—200 мм, необходимого по условиям прогиба конструкций покрытия и рационального расположения элементов связей (рис. XII.11). Для размера h_2 установлен модуль 0,2 м. Этот модуль целесообразно несколько укрупнить (до 0,3—0,4 м), так как дополнительные затраты при таком увеличении модуля окажутся невелики.

Модуль полезной высоты H , а также расстояния от пола до верха подкрановой площадки h_n (рис. XI.9), согласно «Основным положениям по унификации», равен 0,2 м.

Модули отдельных конструктивных элементов рассмотрены ниже.

§ 3. ОСНОВНЫЕ ПРОЦЕССЫ КОМПОНОВКИ КОНСТРУКЦИИ ЦЕХОВ

В процессе проектирования конструкций цехов на основе условий технологического процесса устанавливаются внутренние габариты здания, а также направления, вид и мощность грузовых потоков; эти вопросы разрешаются на стадии разработки проектного задания. На этой же стадии решается расположение в плане колонн здания (сетка колонн), а также устанавливаются места температурных швов. Одновременно с этим выбирается схема основных несущих конструкций (рам), устанавливаются их основные геометрические размеры.

К этим вопросам примыкает выбор конструктивной схемы покрытия (шатра) здания и назначение основных размеров элементов последнего, а также выбор типа кровли (см. § 2 главы XIII).

Конструкции подкрановых путей (подкрановые балки, монорельсы и пр.) также связаны с основными несущими конструкциями цеха; они обычно прикрепляются к колоннам здания, а в отдельных случаях — к фермам. Поэтому компоновка каркаса цеха непосредственно связана с устройством этих конструкций.

Последующие процессы проектирования, охватывающие вопросы расположения связей и элементов фахверка стен, в значительной степени подчинены перечисленным выше.

В процессе первоначальной компоновки конструкций производственного здания габаритные размеры колонн, ригелей рам, подкрановых балок и т. д. назначают на основании приближенных соотношений между основными размерами этих элементов (пролетом, высотой, шириной и т. д.), строго подчиняя эти размеры установленным модулям.

В некоторых случаях на первоначальной стадии проектирования может оказаться необходимым после предварительной наметки основных размеров элементов сооружения произвести их приближенный расчет.

Такая необходимость может возникнуть:

а) если в состав сооружения входят не совсем обычные типы элементов конструкций при отсутствии достаточных данных об их возмож-

ных, близких к действительности, конструктивных решениях и габаритных размерах;

б) при наличии различных решений сооружения в целом или отдельных его частей для установления оптимального решения.

Одновременно с работой по проектированию конструкций должны быть разработаны принципиальные вопросы освещения, вентиляции, водостоков, противопожарных устройств, решения ограждающих конструкций стен и кровли, совокупность которых вместе с конструктивными решениями дает полный материал для разработки проекта.

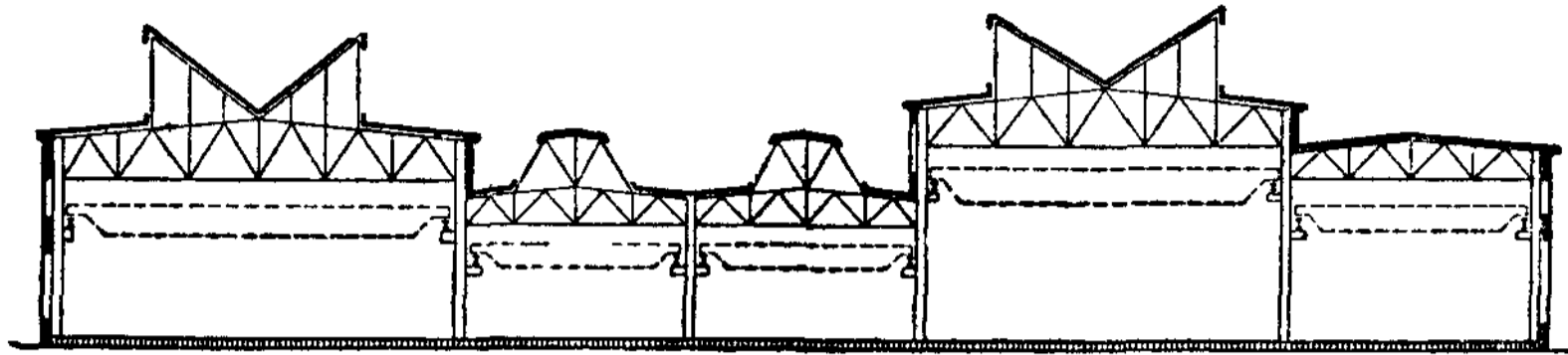


Рис. XI.10. Поперечный разрез литейного цеха по индивидуальному проекту (начало 30-х годов)

При установлении вертикальных габаритов здания необходимо иметь в виду, что одинаковая полезная высота всех пролетов здания весьма целесообразна. При постоянной полезной высоте создается единообразный профиль здания, а также упрощается конструктивная схема его каркаса.

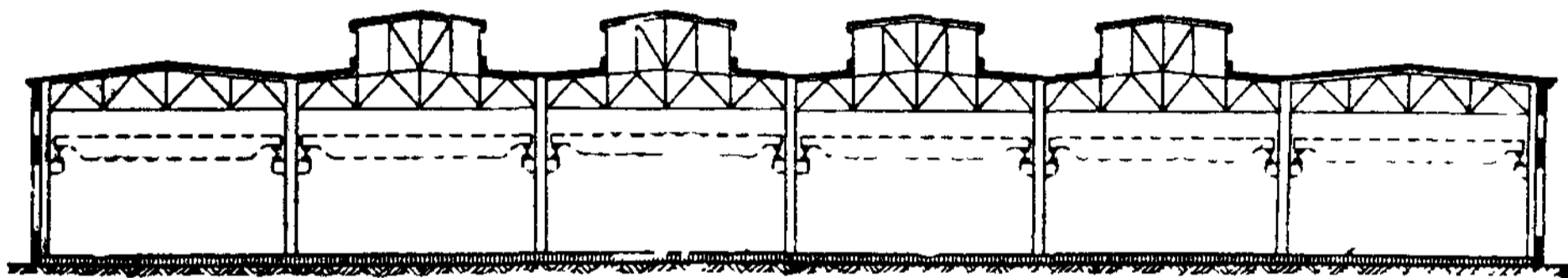


Рис. XI.11. Поперечный разрез литейного цеха по проекту Гипротиса Минтяжстроя СССР (50-е годы)

Отсутствие перепадов по высоте пролетов выгодно в отношении компоновки шатра и обуславливает наибольшую степень стандартизации его элементов. Одинаковая полезная высота благоприятна также в отношении типизации колонн и связей.

Разумеется, выравнивание профиля цеха не должно находиться в противоречии с требованиями технологии и экономии материала.

Особенно нецелесообразны малые по высоте перепады смежных пролетов. Не давая существенной экономической выгоды, они крайне неблагоприятны в конструктивном отношении. Поэтому «Основные положения по унификации» предлагают устранять (путем увеличения полезной высоты более низких пролетов) малые перепады — до 1 м во всех случаях и до 2 м в случаях, когда площадь пониженных пролетов не превышает 40—50% общей площади здания.

Это дает более простую и спокойную компоновку конструкций цеха. На рис. XI. 10 показан поперечный профиль здания литейного цеха начала 30-х годов с резкими перепадами по высоте и чрезвычайным многообразием высот пролетов. На рис. XI. 11 показан разрез здания такого же литейного цеха со спокойным поперечным профилем и однотипными несущими конструкциями.

§ 4. РАЗБИВКА СЕТКИ КОЛОНН

Расположение колонн в плане зависит от технологических, конструктивных и экономических условий. Шаги колонн во всех продольных рядах цеха могут иметь либо одинаковую величину, либо разные соизмеримые друг с другом величины (рис. XI. 12).

Только при этом условии возможна взаимная увязка расположенных в смежных пролетах (поперек здания) конструкций покрытия, связей и других элементов.

Размещение колонн должно быть также согласовано с установленными модулями плана (см. § 2 настоящей главы).

1. Технологические требования, предъявляемые при разбивке сетки колонн

Расположение колонн в плане должно быть строго увязано с наземным оборудованием цеха, направлением грузовых потоков, габаритами и расположением аппаратуры.

Расположение фундаментов под колонны должно быть увязано с размещением подземных сооружений, как-то: фундаментов под рабочие агрегаты цеха, боровов, коллекторов и т. п.

В ряде отраслей промышленности производство прогрессирует настолько быстро, что оборудование приходится менять в сроки, меньшие сроков морального износа здания. Отсюда возникает необходимость проектировать здания такими, чтобы

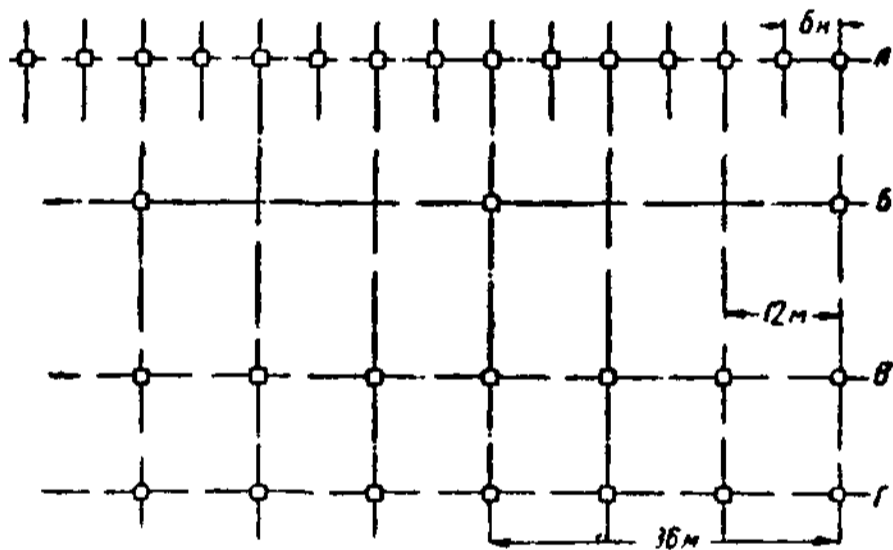


Рис. XI.12. Пример разбивки сетки колонн

они смогли обслуживать развивающееся производство и в будущем.

Компоновка зданий с учетом меньшего стеснения размещения оборудования требует укрупненной сетки колонн и обычно подвешенного к покрытию подъемно-транспортного оборудования. Строительство таких цехов существенно снижает амортизационные расходы на реконструкцию сооружения, что в общегосударственном масштабе дает значительную экономию стали.

Весьма важным технологическим требованием к размещению колонн является достижение возможно большей жесткости цеха, необходимой для бесперебойной эксплуатации кранов и сохранности конструкций ограждения. Для этого колонны должны быть связаны друг с другом в поперечные рамы, а потому иметь одинаковый шаг и располагаться на одних и тех же поперечных осях. Если это невозможно по условиям расположения оборудования или направления транспортных потоков, отдельно стоящие колонны должны быть привязаны к основным рамам продольными связями, имеющими достаточное развитие. Все это значительно упрощается при модульном расположении колонн, когда расстояние между основными рамами, которое определяет ячейку цеха, кратно расстоянию между промежуточными колоннами. Тогда наименьшее расстояние между промежуточными колоннами является модулем ячейки.

2. Экономические требования, предъявляемые при разбивке сетки колонн

Величина шага колонн существенно влияет на вес основных продольных конструкций цеха (элементов покрытия, подкрановых балок и под-

стропильных ферм). Изменение шага может повлиять на выбор типа покрытия. В незначительной мере изменение шага может отразиться и на весе каркаса стен.

Оптимальный шаг колонн зависит от величины действующих нагрузок и от высоты здания. С точки зрения экономии материала каждый ряд колонн должен иметь свой оптимальный шаг.

Нагрузки, действующие на конструкции по продольным рядам, могут быть весьма различными; также различны могут быть и высоты колонн в смежных пролетах цеха. Поэтому целесообразно сначала определить оптимальный шаг колонн по каждому продольному ряду в отдельности и затем, учитывая технологические требования, а также требования модульности, установить окончательную разбивку колонн.

Предполагая вес колонн и объем фундаментов при небольших изменениях шага постоянными, а вес продольной конструкции (подкрановых балок, подстропильных ферм, прогонов) прямо пропорциональным шагу, получим значение оптимального шага колонн

$$a_k = \sqrt{\frac{G_k + V \frac{C_\phi}{C_m}}{\Sigma \alpha}}, \quad (XI.1)$$

где G_k — вес колонны в т;
 V — объем фундамента в m^3 ;
 C_ϕ и C_m — стоимость 1 m^3 фундамента и 1 т стальных конструкций в рублях;
 $\Sigma \alpha$ — сумма весовых коэффициентов¹ подкрановых балок, подстропильных ферм, прогонов и других продольных элементов конструкции.

Вес кровли, опирающейся на прогоны, не зависит от шага колонн и поэтому в формулу не входит, но при беспрогонных покрытиях вес кровельных плит существенно влияет на величину оптимального шага, уменьшая его.

Из перечисленных продольных элементов конструкции наиболее значительными по весу являются подкрановые балки; поэтому увеличение грузоподъемности кранов при постоянной высоте колонны уменьшает оптимальный шаг.

При наличии подстропильных ферм, поддерживающих стропильные фермы, расстояние между последними остается, как правило, неизменным и, следовательно, вес прогонов не зависит от шага колонн. Поэтому в выражение $\Sigma \alpha$ формулы (XI.1) войдут только весовые коэффициенты подкрановых балок и подстропильных ферм, что ведет к увеличению оптимального шага.

При подвесном подъемно-транспортном оборудовании и постоянном шаге стропильных ферм (при наличии подстропильных ферм) весовые коэффициенты подкрановых балок, подвешенных к стропильным фермам, не входят в формулу (XI.1), и в выражении $\Sigma \alpha$ остается только весовой коэффициент подстропильных ферм. Таким образом, наличие подвесного транспорта при указанной конструкции не приводит к уменьшению оптимального шага, как это имеет место при мостовых кранах.

Вес колонны G_k зависит от ее типа и может быть приближенно определен по формуле

$$G_k = \psi \left[0,57 \sqrt[3]{\left(\frac{M}{R}\right)^2 + \frac{N}{0,9R}} \right] H \gamma, \quad (XI.2)$$

¹ Весовой коэффициент, выражаемый в t/m^2 , представляет собой отношение веса 1 пог. м конструкции к величине ее пролета.

где ψ — конструктивный коэффициент, равный 1,2 для ступенчатых колонн и 1,6 — для колонн постоянного сечения;

M и N — расчетные значения изгибающего момента в $тм$ и продольной силы в $т$;

H — высота колонны в $м$;

γ — удельный вес стали в $т/м^3$;

R — расчетное сопротивление стали в $т/м^2$.

Очевидно, что вес колонны зависит от ее высоты, поэтому чем больше высота колонн, тем больше должен быть их оптимальный шаг.

Таким же приемом может быть определен и оптимальный пролет здания

$$L = \sqrt{\frac{G_k + V \frac{C_\phi}{C_m}}{\alpha_\phi}}, \quad (XI.3)$$

где α_ϕ — весовой коэффициент веса стропильных ферм (вес продольных конструкций цеха при постоянном шаге не зависит от пролета и в формулу не входит).

Вес колонн зависит от полной нагрузки, приходящейся на колонну. Наиболее существенной для колонны является нагрузка от мостовых кранов; чем больше эта нагрузка, тем больше вес колонны и тем, следовательно, больше оптимальный пролет.

Подвесное подъемно-транспортное оборудование существенно увеличивает вес стропильных ферм и этим уменьшает оптимальный пролет. Таким образом, влияние нагрузок от подвесного транспорта на компоновку конструкций цеха противоположно влиянию нагрузок от мостовых кранов.

Формулы оптимальных шага и пролета имеют главным образом методическое значение; они устанавливают основные закономерности. Определение фактических оптимальных соотношений чаще всего производится сравнением вариантов с учетом требований унификации.

§ 5. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ШВЫ

Размеры цеха в плане могут быть весьма значительные как в продольном, так и в поперечном направлениях.

Расположенные по длине здания продольные конструкции (подкрановые балки, подстропильные фермы, прогоны, ригели фахверка) получают нарастающие деформации от температуры, равные $\Delta l = \alpha l t$ (здесь α — коэффициент линейного удлинения стали, t — перепад температуры). Такие деформации могут вызвать повреждение стен, кровли и пр.; кроме того, они вызывают изгиб колонн и соответственно с этим дополнительные напряжения в них, величина которых пропорциональна жесткости колонн. Все это заставляет устраивать по длине здания температурные швы, разрезая ими здание на отдельные блоки (отсеки). Предельная длина температурного блока зависит от величины температурного перепада, от высоты расположения подкрановых балок над уровнем пола, а также от степени жесткости колонн.

По Техническим условиям проектирования стальных конструкций предельная длина отсека (вдоль здания) установлена равной 230 м — для отапливаемых зданий и 200 м — для неотапливаемых зданий и горячих цехов; при этом расстояние от торца отсека здания до ближайшей вертикальной связи между колоннами не должно превышать соответственно 90 и 75 м. При превышении указанных размеров требуется расчет конструкций на температурные воздействия.

Наиболее распространенный метод устройства температурного шва заключается в том, что в месте разреза здания ставятся две поперечные рамы, не связанные какими-либо продольными элементами.

Согласно «Основным положениям по унификации» по условиям планировки и унификации элементов ограждения следует, как правило, совмещать ось температурного шва с осью основной сетки колонн, смещая ближайшие рамы с оси шва на 500 мм (рис. XI.13, а и б).

Однако такой метод разбивки колонн у температурного шва имеет и свои недостатки, поскольку нарушается стандартность продольных элементов стального каркаса.

Если по условиям размещения крупногабаритного оборудования (например, в сталеплавильных цехах) смещение колонн с оси температурного шва не может быть допущено, между осями парных колонн предусматривается дополнительное расстояние («вставка»).

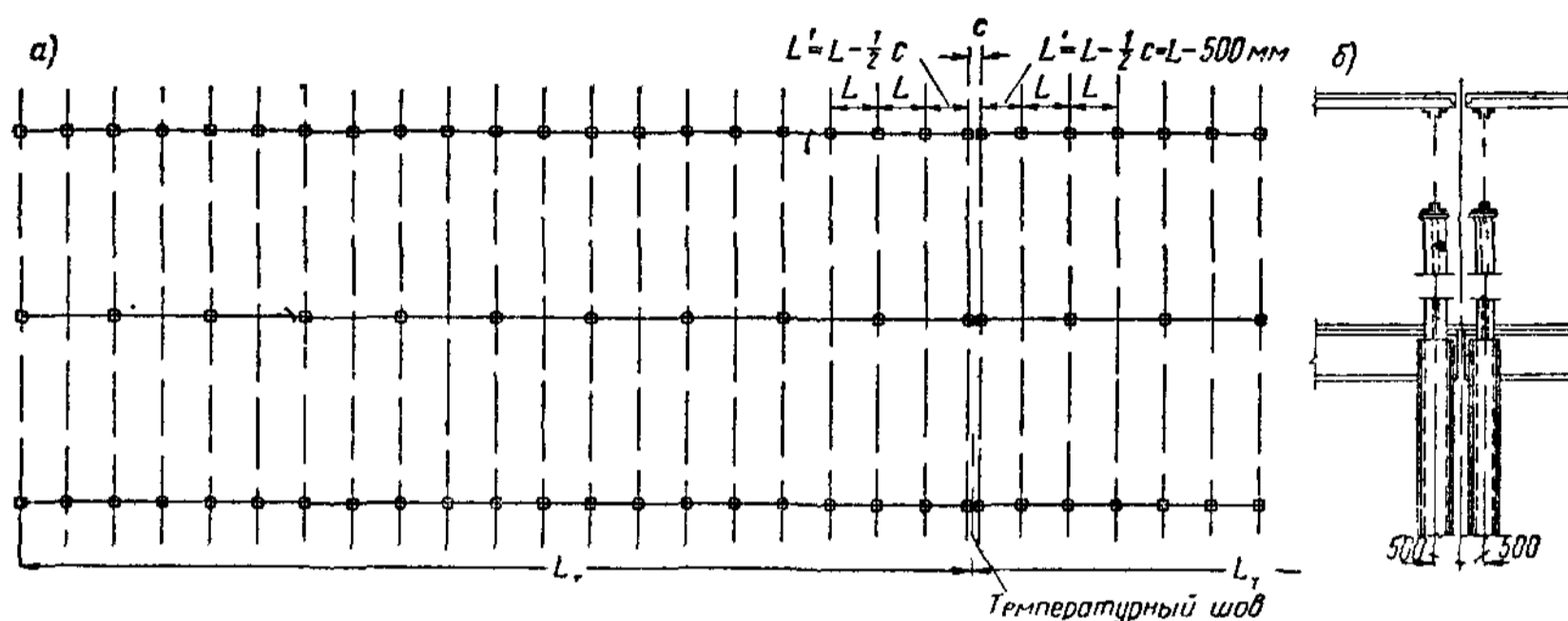


Рис XI.13. Расположение осей колонн около температурного шва

В плоскости поперечной рамы колонны имеют более значительную удельную жесткость, нежели в продольном направлении, вследствие чего дополнительные температурные напряжения в поперечном направлении могут быть существенны даже и при небольшой ширине цеха. В связи с этим предельная ширина здания по Техническим условиям установлена равной 150 м — для отапливаемых зданий и 120 м — для неотапливаемых зданий и горячих цехов. Тем не менее, по конструктивным соображениям, к устройству температурных швов в поперечной конструкции в зданиях с цельностальным каркасом прибегают лишь при весьма значительной ширине его, предпочитая усиление конструкций поперечных рам, необходимое по расчету на температурные воздействия.

Указанные выше предельные размеры температурных блоков относятся к зданиям с цельностальным каркасом.

В зданиях со смешанным каркасом (при наличии железобетонных колонн и железобетонных подкрановых балок) размеры температурных блоков вдоль здания принимаются значительно меньшими, обычно не более 60 м. Это объясняется значительно более низкими упруго-пластическими свойствами железобетонных элементов по сравнению со стальными.

В зданиях с продольными и поперечными пролетами разной высоты рекомендуется примыкание более низких продольных пролетов к повышенному поперечному пролету совмещать с температурным швом и устраивать его на парных колоннах с введением «вставки» между основными разбивочными осями здания.

ОСНОВНЫЕ ПОПЕРЕЧНЫЕ РАМЫ ЦЕХА

§ 1. СИСТЕМЫ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Выбор системы перекрытий (балочной, рамной, арочной, висячей) зависит от размера перекрываемых пролетов, соотношения между высотой и пролетом здания, габаритных очертаний, нагрузок, условий эксплуатации здания.

Анализ указанных условий приводит к заключению, что наиболее рациональной системой перекрытий производственных зданий является рамная система, которая и является основным типом перекрытий современных цехов.

При цельностальном и смешанном каркасах наиболее распространенным типом рамы является рама, ригелем которой служит стропильная ферма, с колоннами сквозного или сплошного сечения.

Применение рам со сплошным стальным ригелем является менее характерным. Стальные ригели сплошного сечения отличаются большим весом, но в то же время они менее трудоемки в изготовлении и более транспортабельны; их меньшая строительная высота по сравнению со сквозными дает некоторое уменьшение высоты стен и соответственно частичное уменьшение кубатуры цеха (рис. XII.1).

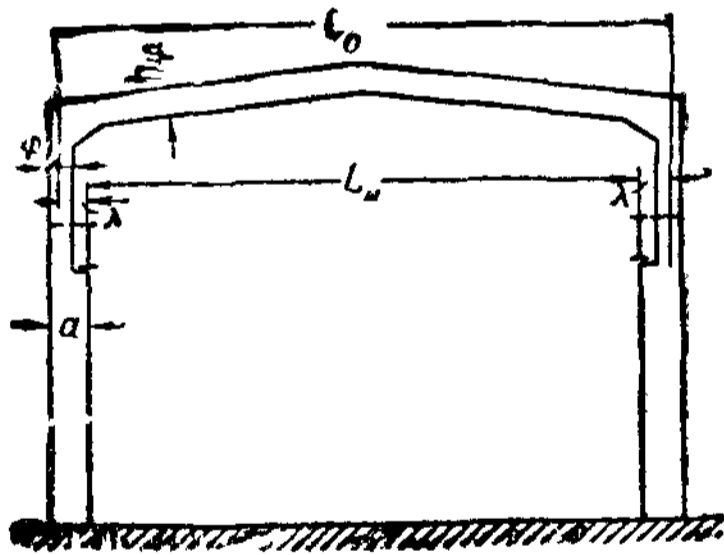


Рис. XII.1. Рама со сплошным ригелем

При малых пролетах рам (менее 18 м) разница в весе сквозного и сплошного ригеля может быть невелика, но такие пролеты делают применение стали нецелесообразным, за исключением отдельных случаев.

По роду узловых сопряжений рамы могут иметь жесткие (рис. XII.2) и шарнирные (рис. XII.3) сопряжения ригеля с колоннами.

Рама с жесткими сопряжениями особенно целесообразны при значительных горизонтальных воздействиях кранов, при весьма тяжелом режиме работы кранов и вообще для высоких и сравнительно узких зданий. К этой же категории относятся и здания, обслуживаемые кранами с жестким подвесом и другими специальными кранами, для которых характерен высокий динамический эффект. Степень поперечной жесткости рам определяется величиной горизонтального смещения колонны на уровне верхнего пояса подкрановых балок. Так, в соответствии с Техниче-

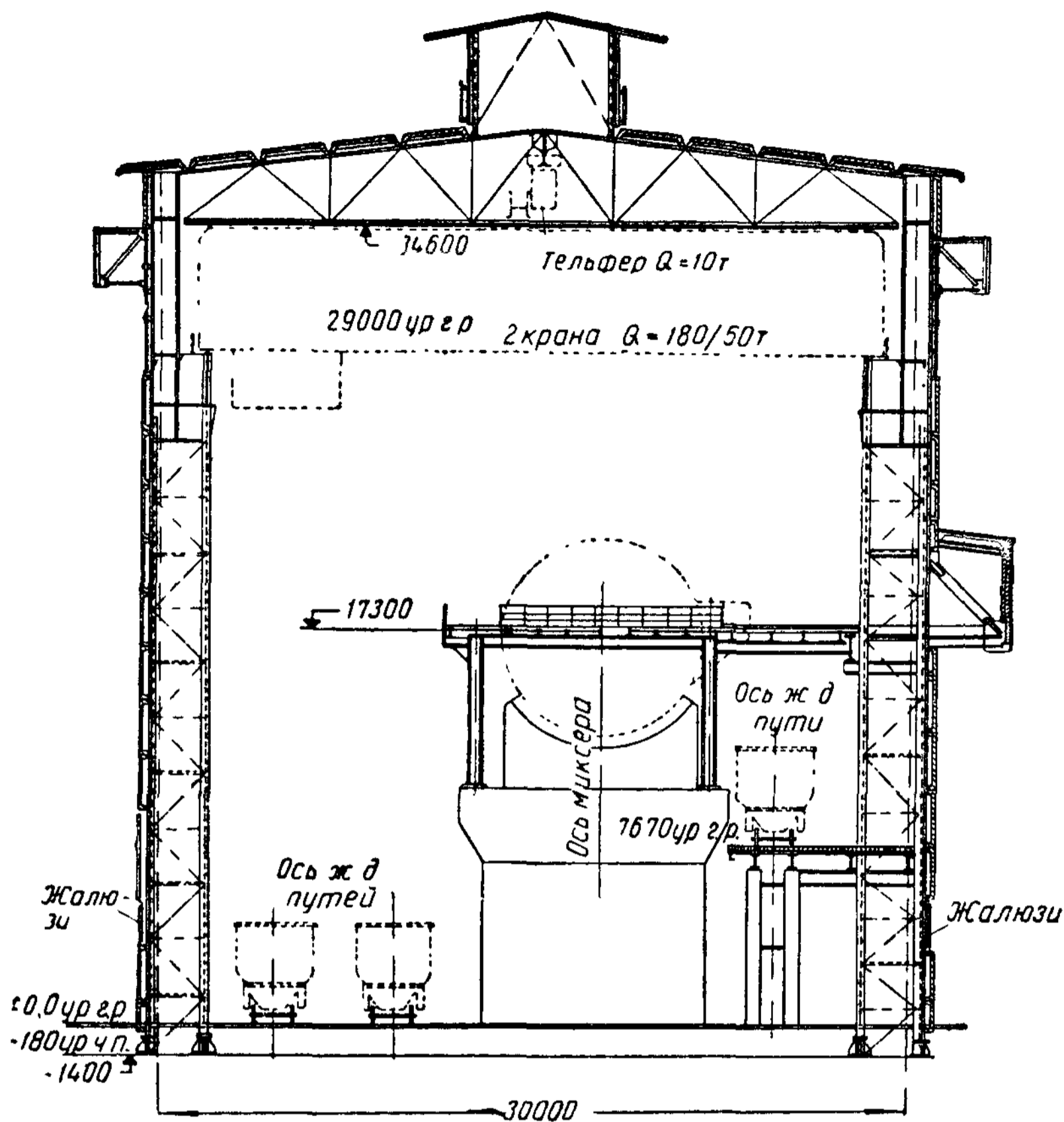


Рис. XII.2. Рама с жесткими сопряжениями ригеля с колоннами (здание миксера)

скими условиями для цехов с тяжелым режимом работы величина указанного смещения при расчете рам как плоских систем не должна превышать $1/2500$ расстояния от низа базы колонны до уровня головки кранового рельса и $1/4000$ этого расстояния при учете пространственной работы каркаса.

Характерным примером неблагоприятного сочетания условий, влияющих на поперечную жесткость, является здание миксера мартеновского цеха (рис. XII.2). Это здание тяжелого режима работы, с кранами грузоподъемностью 180 т, однопролетное, с высоким расположением крановых рельсов (29 м от уровня пола). В данном случае жесткие сопряжения ригеля с колоннами, а также надлежащее развитие системы горизонтальных связей (см. § 2 главы XIV) безусловно необходимы.

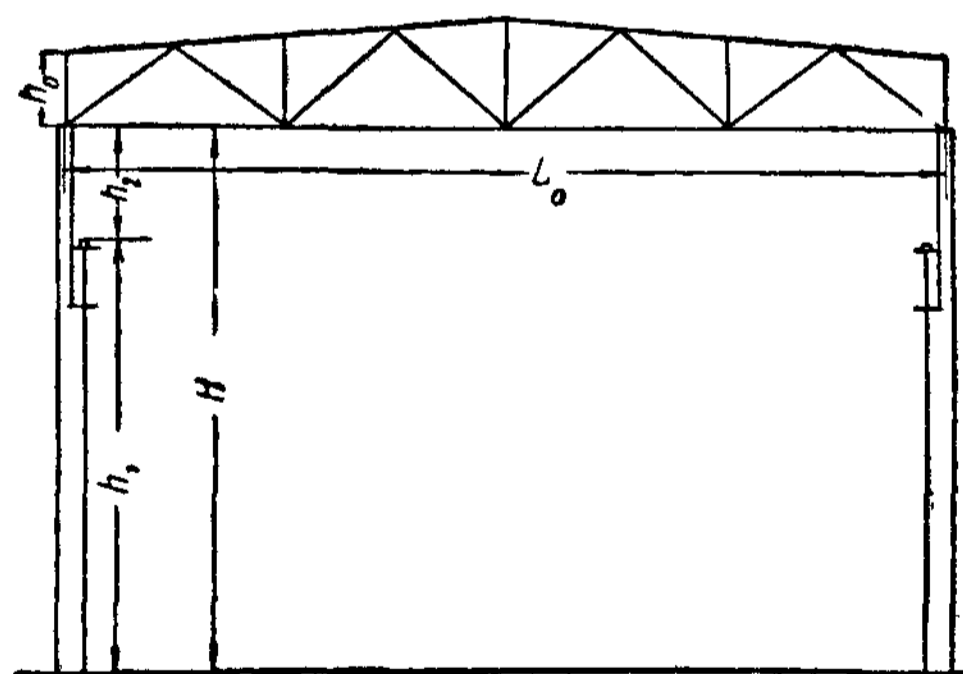


Рис. XII.3. Рама с шарнирными сопряжениями ригеля с колоннами

В зданиях многопролетных, при небольшой высоте расположения крановых рельсов (например, при $h_1 = 10—12$ м), вполне рациональны шарнирные сопряжения, тем более, что при жестком сопряжении ригелей с колоннами и при одинаковой (или мало отличающейся) полезной высоте смежных пролетов в верхних узлах промежуточных колонн весьма часто возникают значительные опорные моменты, усложняющие конструкцию сопряжений ригелей с колоннами (см. § 3 главы XV).

В зданиях со смешанным каркасом применяется шарнирное опирание ферм на колонны. Железобетонные колонны отличаются большей жесткостью (сравнительно со стальными), что облегчает применение шарнирного опирания; к тому же железобетонные колонны в смешанных каркасах употребляются обычно при невысоком расположении мостовых кранов, благодаря чему жесткость этих каркасов при шарнирном опирании ферм оказывается вполне удовлетворительной.

С точки зрения взаимозаменяемости стальных ферм (ригелей рам) как для зданий с цельностальным каркасом, так и для зданий с железобетонными колоннами целесообразно более широкое внедрение шарнирного опирания ферм на колонны.

Конструкция поперечной рамы в зависимости от ее размеров и крановых нагрузок может иметь комбинированное решение, различное в разных пролетах.

На рис. XII.4 показан поперечный разрез механического цеха с шестью пролетами. В соответствии с величиной пролетов и крановыми нагрузками три из этих пролетов по 18 м, с кранами 5, 10 и 30 т имеют конструкции из сборного железобетона с шарнирным опиранием ферм на колонны; два пролета по 24 м, с кранами 75 т имеют смешанный каркас с шарнирным опиранием стальных ферм на железобетонные колонны и один пролет 30 м, с кранами 100 т тяжелого режима работы имеет цельностальные конструк-

ции с жесткими сопряжениями сквозного ригеля с колоннами.

Устройство температурного шва обусловлено здесь примыканием трехпролетной железобетонной шарнирной рамы шириной 54 м к раме

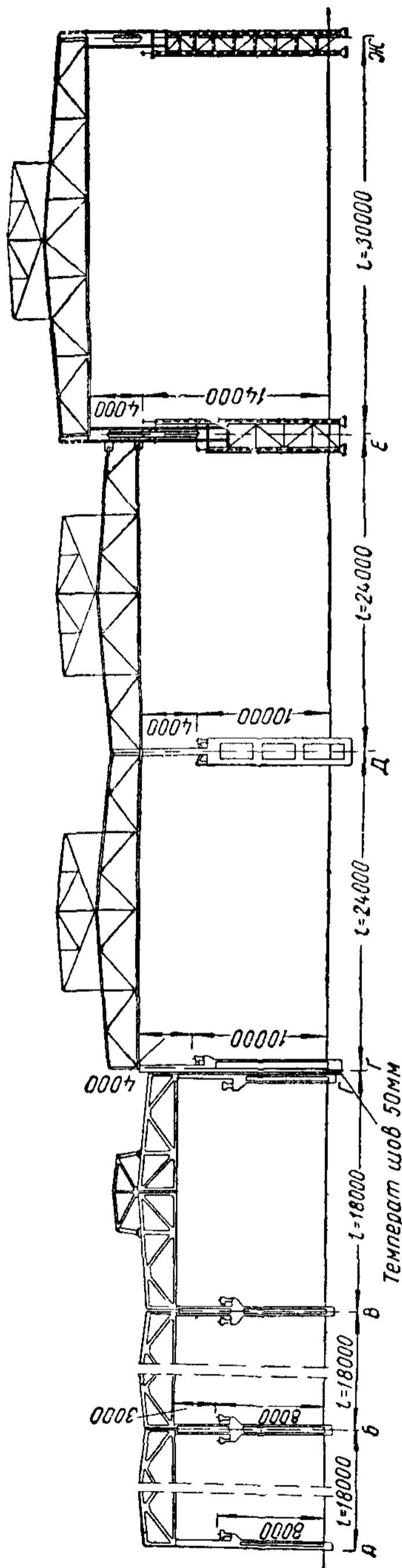


Рис XII.4 Комбинированная рама с железобетонными и стальными конструкциями (механический цех)

смешанного каркаса; температурный шов удачно сочетается с местом перепада высоты цеха.

В тех случаях, когда производится примыкание рамы из сборного железобетона к цельностальной (при перепаде по высоте), целесообразно ригель железобетонной рамы пролета, смежного со стальной рамой, выполнять из стали, т. е. переходить на смешанный каркас.

§ 2. ОСОБЕННОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЯ МНОГОПРОЛЕТНЫХ РАМ

Существенным вопросом при проектировании многопролетных рам является вопрос их поперечного профиля.

1. Здания с одинаковой полезной высотой пролетов

Для достижения максимальной типизации конструкций каркаса желательно, чтобы все пролеты многопролетной поперечной рамы имели одинаковую полезную высоту (см. § 3 главы XI). В таких зданиях возможны различные решения поперечной конструкции.

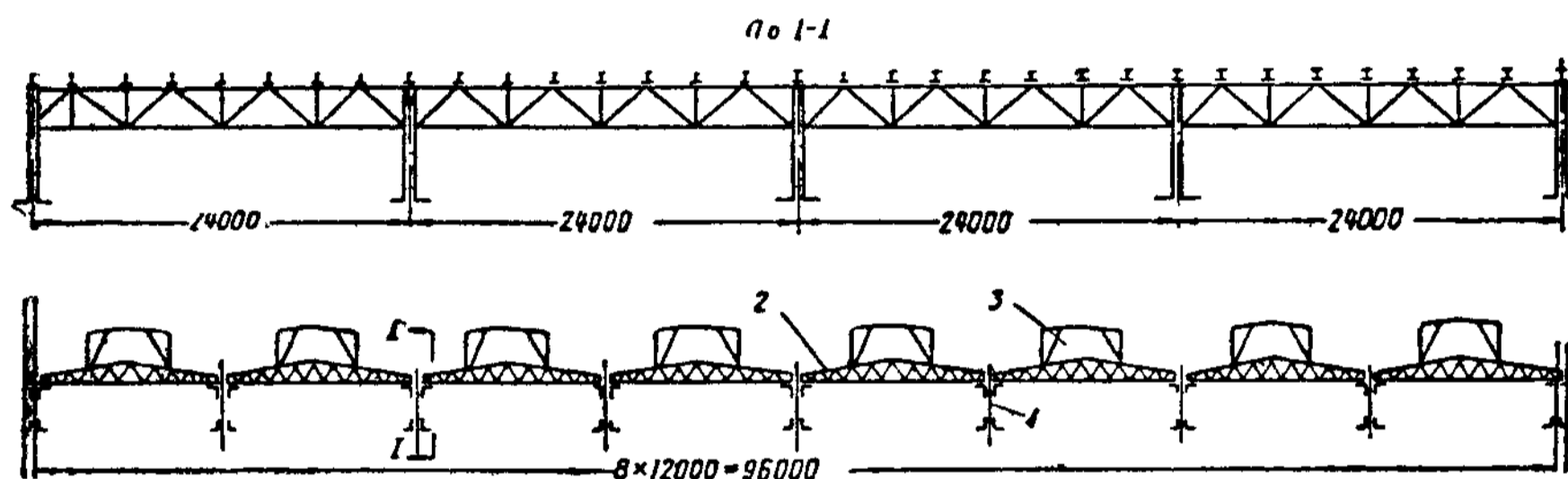


Рис. XII.5. Многопролетный цех с поперечными фонарями
1 — ригели рам; 2 — прогоны; 3 — фонарные конструкции

Основным решением являются многоскатные покрытия с продольными фонарями, размещенными в коньковой части каждого из пролетов (рис. XI. 11).

Применение во всех пролетах однотипных стропильных ферм трапециевидального очертания отвечает требованиям унификации. Одинаковая высота опорных стоек ферм различных пролетов позволяет унифицировать конструкцию сопряжений ферм с колоннами и с ограждающими элементами кровли.

Наряду с этим возможно применение рам с ригелями в виде ферм с параллельными поясами, расположенными горизонтально или с небольшим уклоном (2%) для водоотвода (рис. XII. 5). В этом случае фонари располагаются между фермами, т. е. имеют поперечное расположение (см. главу XIII). Рамы с ригелями, имеющими параллельные пояса, целесообразны с точки зрения унификации узлов и простоты изготовления; кроме того, они имеют несколько большую жесткость, поскольку опорные моменты в узлах рамы воспринимаются более развитым по высоте ригелем.

Неотапливаемые холодные здания требуют устройства наружного отвода воды. Кроме того, иногда по условиям технологического процесса в цехе внутренние водостоки оказываются неприемлемыми, например, в зданиях сталеплавильных цехов (см. стр. 439). В таких случаях необходимо устройство двухскатных покрытий (рис. XII.6), применение которых следует ограничивать зданиями шириной до 70—80 м, поскольку

устройство широких производственных зданий с двухскатными покрытиями сопряжено со следующими затруднениями:

а) отвод воды с длинных скатов при отсутствии внутренних водостоков неблагоприятно сказывается на долговечности кровельного материала;

б) условия для обеспечения надлежащей аэрации менее благоприятны, чем в зданиях с многоскатными покрытиями; это главным образом

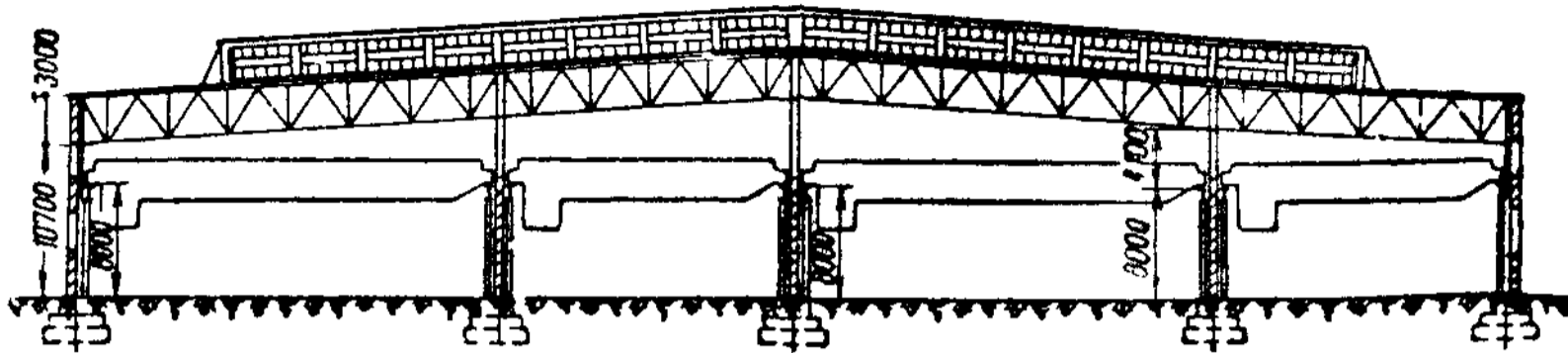


Рис. XII.6. Двухскатное покрытие цеха

относится к зданиям с большими производственными тепловыделениями, где необходимо создание естественного воздухообмена;

в) кубатура здания увеличивается вследствие подъема покрытия к средней коньковой части.

2. Здания с различной полезной высотой пролетов

Проектирование отдельных пролетов с различной полезной высотой в многопролетных зданиях вызывается разнохарактерными условиями производства в смежных пролетах.

Основные вертикальные габариты пролетов устанавливаются технологическим заданием.

В многопролетных зданиях с большими производственными тепло- и газовыделениями перепады по высоте при достаточной их величине позволяют использовать их для повышения эффективности аэрации.

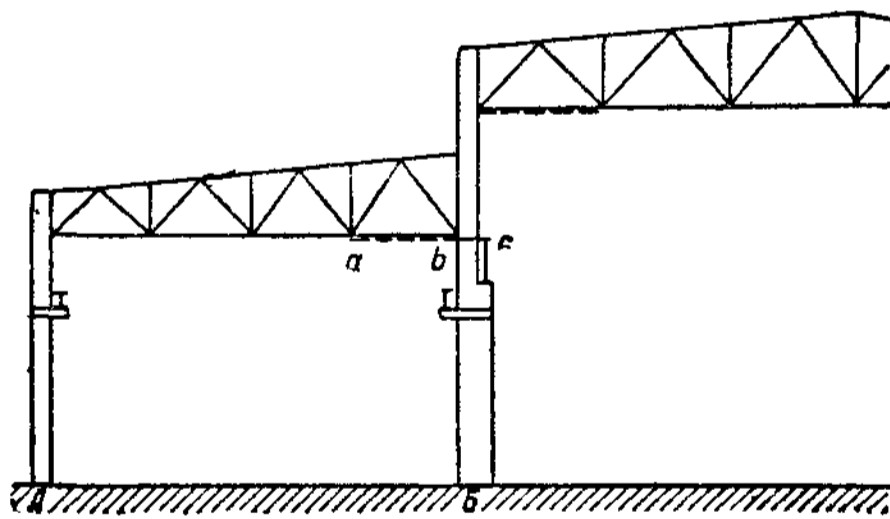


Рис. XII.7. Пример увязки элементов конструкций смежных пролетов при перепаде высоты здания

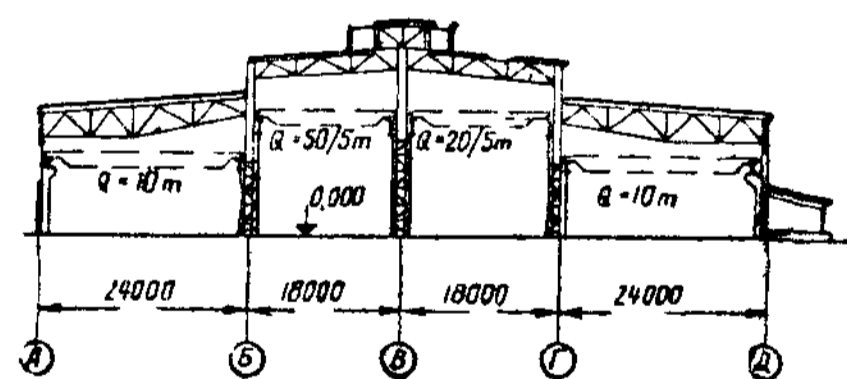


Рис. XII.8. Перекрытие боковых пролетов фермами с переломом нижнего пояса в электросталеплавильном цехе

Условия освещенности также заставляют в отдельных случаях использовать перепады высот смежных пролетов для устройства дополнительного бокового освещения.

При перепадах весьма целесообразна увязка по высоте элементов конструкций смежных пролетов. Так, например, рационально совмещение отметки нижнего пояса стропильной фермы бокового пролета с отметкой верхнего пояса подкрановой балки смежного пролета (рис XII. 7). При этом нижние горизонтальные связи *ab* совмещаются с тормозной конструкцией *bc*, что обеспечивает большую горизонтальную жесткость кра-

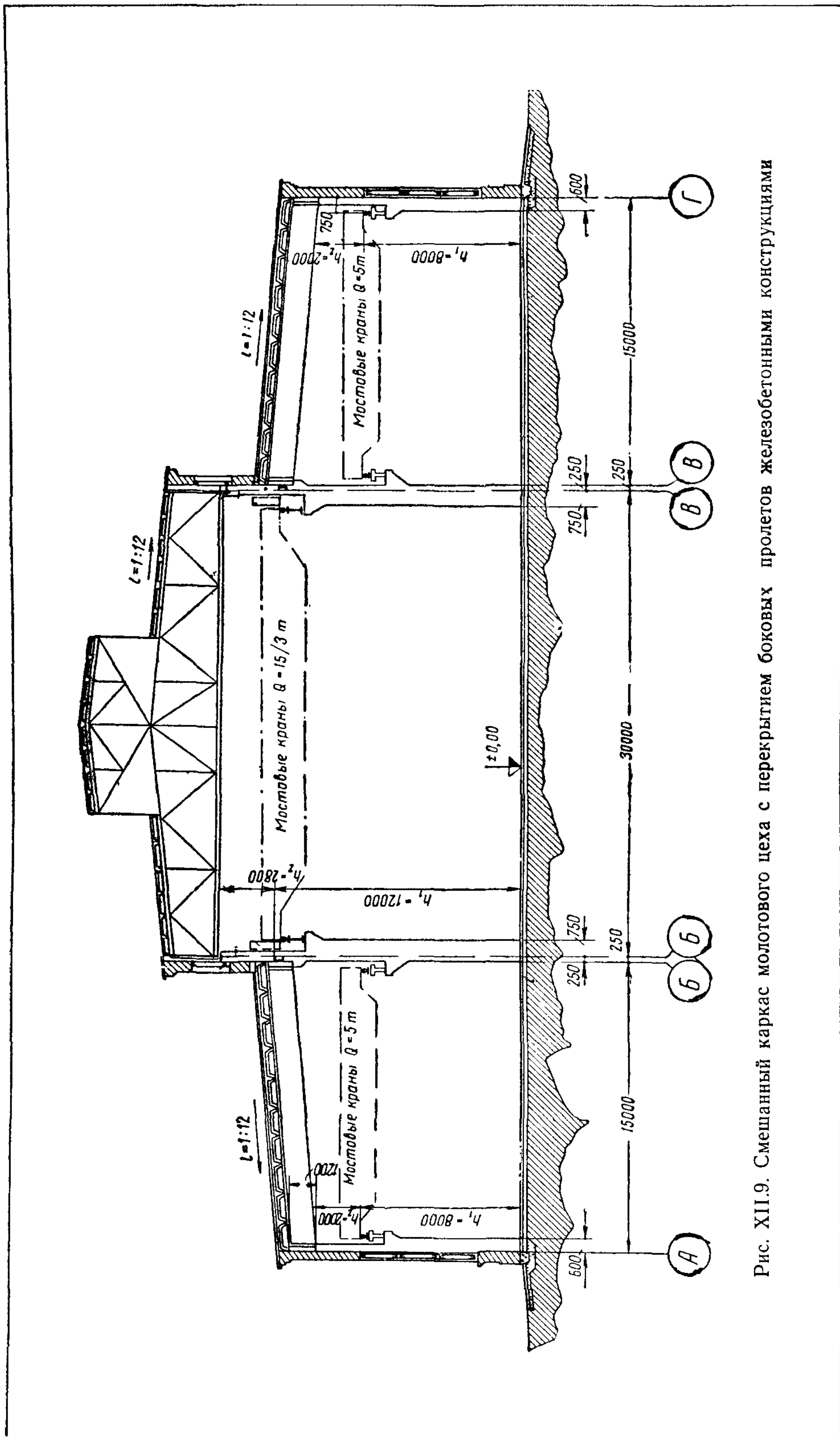


Рис. XII.9. Смешанный каркас молотового цеха с перекрытием боковых пролетов железобетонными конструкциями

нового пути. Особенно существенное значение это имеет при большом продольном шаге колонн.

Таким образом, при компоновке поперечного профиля многопролетных рам с различной полезной высотой пролетов приходится решать вопрос о применении в этих пролетах односкатных или двухскатных покрытий. Чаще всего это относится к боковым (наружным) пролетам.

Для малых боковых пролетов самыми простыми являются односкатные покрытия (рис. XII. 7).

Для больших боковых пролетов, при возможности устройства внутреннего водостока, наиболее целесообразно применять двухскатные типовые фермы. В случае невозможности устройства внутреннего водостока применяются односкатные покрытия, которые могут быть решены либо с фермами, имеющими параллельные пояса, либо с фермами, имеющими перелом в среднем узле нижнего пояса и одинаковую высоту на обеих опорах (рис. XII. 8). Преимущество первого варианта — более простая конструкция ферм, преимущество второго варианта — более удобное устройство горизонтальных связей по нижнему поясу у наружных колонн (поскольку нижний пояс у наружных колонн в этом случае располагается горизонтально).

При железобетонных колоннах малые боковые пролеты перекрываются железобетонными конструкциями, хорошо сочетающимися с колоннами (рис. XII.9). Перекрытие большого среднего пролета зависит от высоты и величины пролета и может быть металлическим (смешанный каркас) или железобетонным. Однако в тех случаях, когда крановые нагрузки и шаг колонн обуславливают применение стальных колонн, целесообразно и для малых боковых пролетов иметь стальные фермы (преимущественно с параллельными поясами) ввиду трудности сочетания железобетонных балок со стальными колоннами.

При компоновке рам с различными по высоте пролетами необходимо учитывать особенности привязки в местах перепада высот (в целях унификации сопряжений элементов кровельного настила, а также стеновых ограждений).

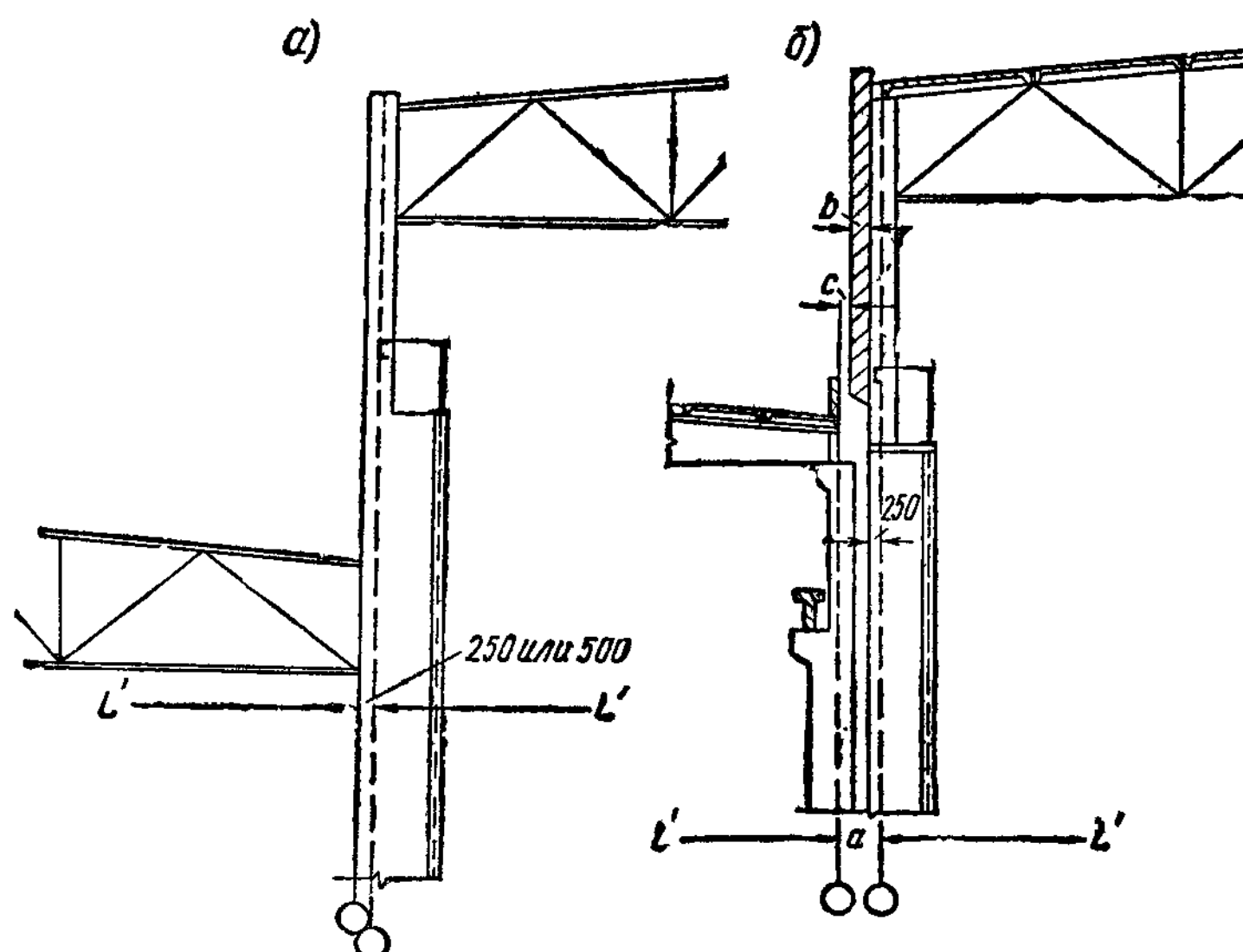


Рис. XII.10. Расположение разбивочных осей при перепаде высот цеха

a — на одной колонне; *b* — на двух колоннах (в температурном шве)

Если перепад между двумя смежными пролетами осуществляется на одной колонне, то при стальном каркасе принимают две продольные разбивочные оси с расстоянием между ними 250 или 500 мм (рис. XII.10, а).

В зданиях значительной ширины при устройстве продольных температурных швов целесообразно температурные швы совмещать с местами перепада пролетов по высоте.

Как было отмечено в § 5 главы XI, температурный шов обычно осуществляется с применением парных колонн. В таком случае расстояние между двумя разбивочными продольными осями должно приниматься равным зазору температурного шва (c) плюс толщина стены в месте перепада (b) и плюс расстояние от внутренней грани стены до разбивочной оси колонны повышенного пролета, которое по «Основным положениям по унификации» принимается 250 или 500 мм, т. е. $a = c + b + 250$ (рис. XII.10, б).

§ 3. ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Пролеты рам, т. е. расстояния между колоннами поперек здания, зависят от технологического процесса цеха и, как правило, назначаются в проектном задании.

Задача конструктора заключается в уточнении размеров поперечного шага колонн и приведения их к модульным величинам, поскольку этим шагом определяются пролет стропильных ферм и мостовых кранов, а также размеры ограждающих элементов покрытия. При назначении размеров конструкций поперечных рам необходимо также учитывать правила привязки колонн и ферм к разбивочным осям здания, установленные «Основными положениями по унификации».

Пролет рамы определяется расстоянием L_0 между разбивочными осями здания. Согласно существующим правилам привязки в зданиях с цельностальными каркасами, в наружных колоннах расстояние e' от разбивочной оси до наружной грани колонны (совпадающей с внутренней гранью стены) должно приниматься равным 250 или 500 мм (рис. XII.11). Такое правило позволяет унифицировать конструкции сопряжения ограждений (кровли и стен).

Между величиной поперечного шага колонн L_0 и пролетом мостового крана существует зависимость (рис. XII.11).

$$L_0 = L_k + 2\lambda, \quad (\text{XII.1})$$

где L_k — пролет мостового крана или, что то же, расстояние между осями подкрановых балок;

λ — расстояние от оси подкрановой балки до разбивочной оси.

Величина λ складывается из: расстояния B , определяющего длину конструкции опорного узла крана (рис. XII.11), расстояния D между внутренней гранью колонны и конструкцией опорного узла крана и расстояния e'' от внутренней грани колонны до разбивочной оси.

Расстояние от разбивочной оси до наружной грани e' , согласно правилам привязки, принимается равным 250 мм или 500 мм. Ширина e для стальных колонн обычно назначается в пределах 400—1000 мм.

Для колонн средних рядов, поскольку разбивочная ось здесь, как правило, располагается по средней геометрической оси колонны,

$$e' = e'' = \frac{1}{2} e.$$

Величина B изменяется в зависимости от грузоподъемности крана; так, для обычных мостовых кранов при изменении грузоподъемности

от 5 до 100 т величина B изменяется в пределах 0,2—0,5 м (ГОСТы 3332-54 и 6711-53).

Минимально допустимая величина зазора D составляет 0,06—0,1 м. Согласно требованиям техники безопасности расстояние D для определенной категории цехов должно обеспечивать возможность свободного прохода; сюда в первую очередь относятся здания с тяжелым режимом работы, т. е. здания, обслуживаемые кранами весьма тяжелого режима при круглосуточной их работе. Для таких зданий величина D должна быть не менее 0,4 м; при этом необходимо ограждение прохода со стороны крана

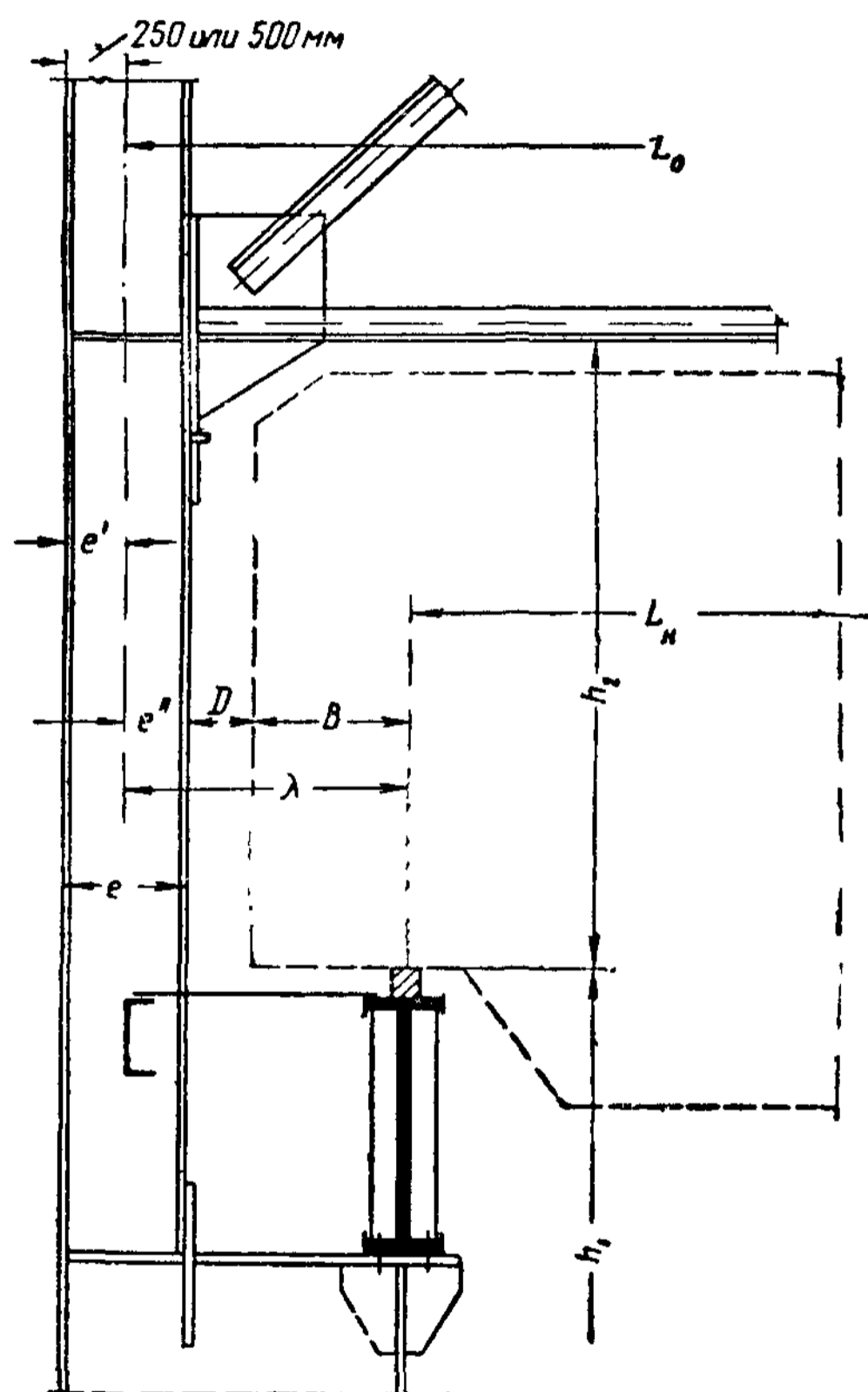


Рис. XII.11. Габариты приближения оси подкранового пути к колонне

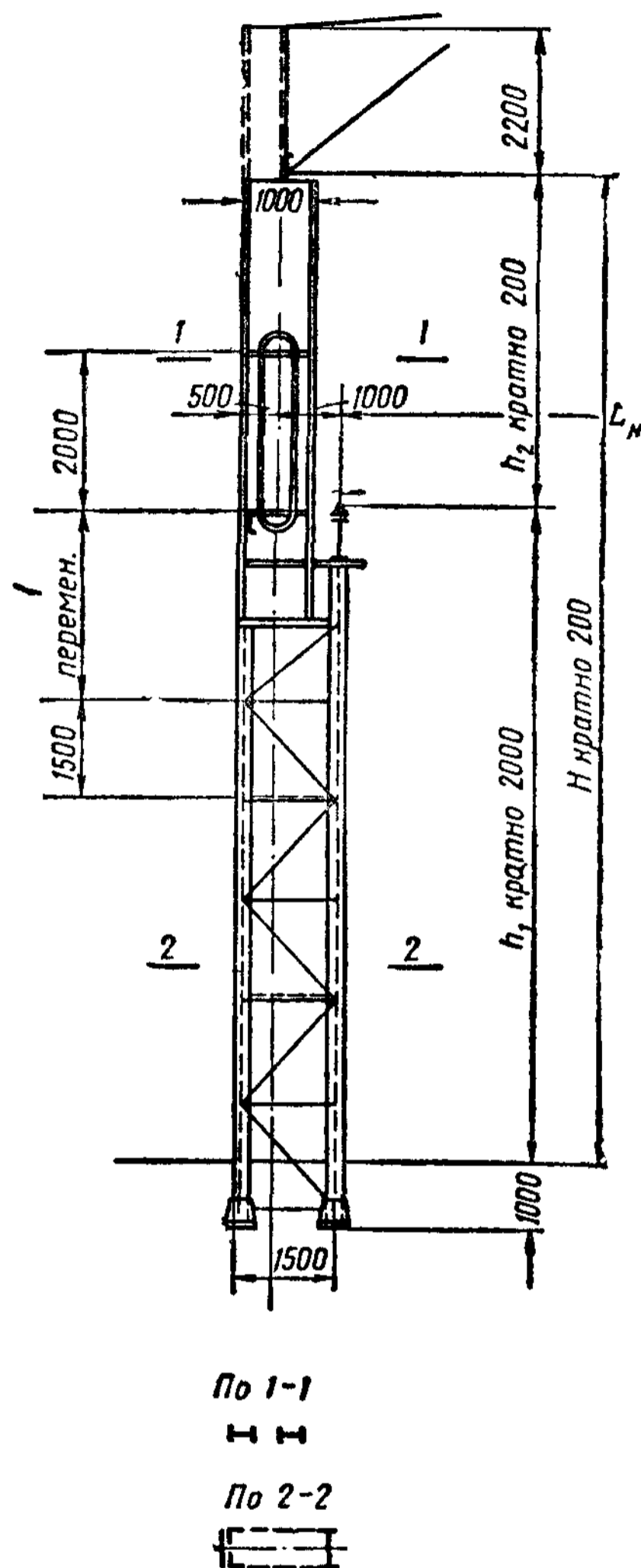


Рис. XII.12. Устройство свободного прохода у кранового пути в пределах сечения колонны

перилами, что дает необходимое расстояние от конструкции опорного узла крана до грани колонны — 0,5 м.

Исходя из изложенного, мы можем назначить величину L_k , т. е. пролет мостового крана, который также должен быть модулирован. Модуль пролета крана принят равным 0,5 м.

На основе приведенных данных величина λ может быть сведена либо к 0,75 м, либо к 1 м. В отдельных случаях при наличии тяжелых кранов (например, $Q = 200—250$ т) величина λ может получить значение 1,25 м.

В тяжелых цехах, в которых колонны имеют сильно развитое сече-

ние надкрановой части, целесообразно свободный проход (шириной 0,4 м) устраивать в пределах сечения колонны (рис. XII.12); в этих случаях ширина сечения надкрановой части колонны принимается не менее 0,8 м.

Вообще говоря, для наружных колонн разбивочная ось ряда может не совпадать с геометрической осью надкрановой части колонн. Однако, если принять ширину e надкрановой части колонн равной удвоенному значению унифицированных размеров привязки e' (от разбивочной оси до наружной грани колонны), т. е. принять $e=500$ или 1 000 мм, то, очевидно, разбивочная ось совпадет с геометрической осью надкрановой части колонн. Такое расположение оси ряда имеет известные преимущества в отношении унификации длин стропильных ферм. Указанные размеры надкрановой части колонн приняты, например, в проектах унифицированных конструкций производственных зданий Гипромеза.

Поскольку большая ширина $e = 1\ 000$ мм может быть оправдана только для очень больших колонн (или при наличии проходов), следует в максимальной мере использовать величину $e=500$ мм. Наряду с этим применяются и другие значения e от 400 до 800 мм (с градацией через 200 мм), что часто дает более экономичное сечение колонн.

При установлении основных размеров поперечных рам для смешанного каркаса необходимо иметь в виду, что, согласно правилам привязки, в зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при шаге колонн 6 м, разбивочная ось наружного ряда железобетонных колонн должна совмещаться с наружной гранью колонны (так называемая нулевая привязка, рис. XII.13). В этом случае величина λ определяет расстояние от наружной грани колонны до оси подкрановой балки. При нулевой привязке упрощается сопряжение ограждения кровли с наружными стенами.

При шаге железобетонных колонн 12 м и более, а также в зданиях с кранами грузоподъемностью более 30 т правила привязки остаются теми же, что и для стальных колонн.

В колоннах средних рядов, как уже указывалось, при отсутствии перепада по высоте смежных параллельных пролетов разбивочная ось располагается по геометрическому центру сечения надкрановой части колонны. Вопросы привязки разбивочных осей при перепаде по высоте смежных пролетов рассмотрены выше (см § 2 настоящей главы).

Вертикальные размеры поперечных рам определяются размерами h_1 и h_2 (рис. XI. 12), которые должны быть модулированы в соответствии с указаниями § 2 главы XI.

§ 4. КОНСТРУКЦИИ ЭЛЕМЕНТОВ РАМ

1. Решетчатый ригель

Очертание решетчатого ригеля поперечных рам имеет существенное значение, поскольку оно непосредственно влияет на поперечный профиль перекрываемого здания.

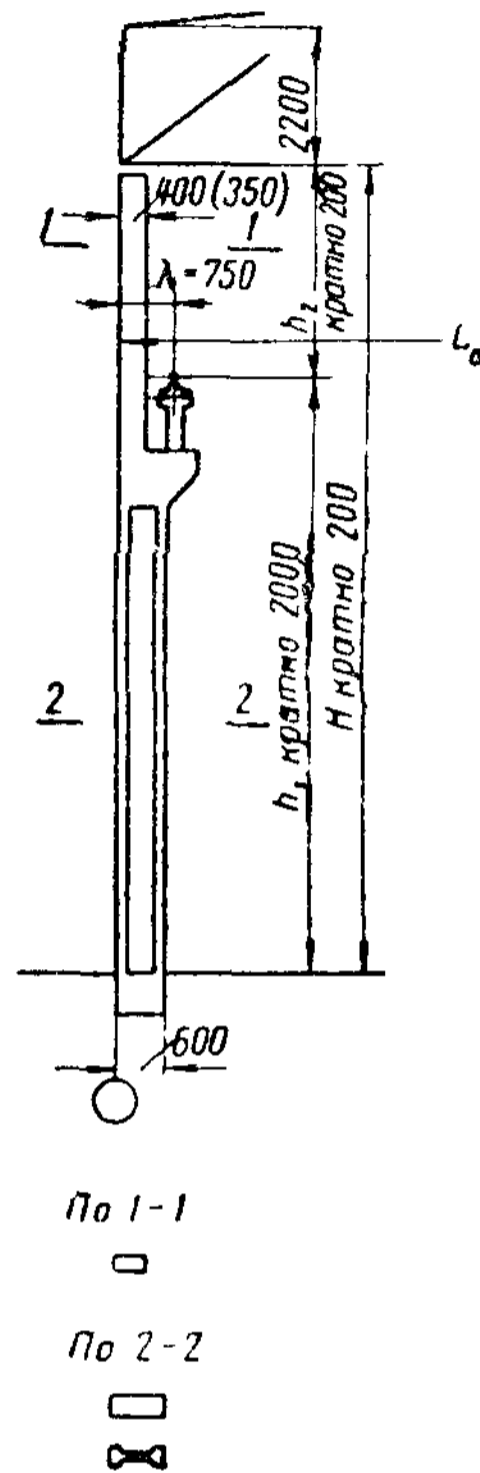


Рис XII.13 Нулевая привязка разбивочной оси здания

Для зданий однопролетных (а в большинстве случаев и для многопролетных) основным типом решетчатого ригеля является двухскатная ферма трапецеидального очертания.

При назначении основных размеров ригеля необходимо учитывать принцип его взаимозаменяемости, т. е. возможность его применения в составе как однопролетных, так и многопролетных рам, а также в системе смешанного каркаса.

При рулонных кровлях наиболее рационально применение в качестве ригеля типовых стропильных ферм (см. § 2 главы X) с уклоном верхнего пояса в $1/12$ — одинаковым как для стальных, так и для железобетонных ферм, что удобно с точки зрения взаимозаменяемости стальных и железобетонных конструкций.

Наряду с указанными применяются также стропильные фермы с уклоном верхнего пояса в $1/8$, имеющие несколько лучшие весовые показатели.

В тех случаях, когда применяются другие виды ограждающих элементов кровли, приходится при назначении уклона кровли считаться с особенностями их конструкции и эксплуатации.

Стропильные фермы, опирающиеся на колонны шарнирно (например в смешанных каркасах) имеют очертание и систему решетки, одинаковые со сквозными ригелями стальных рам тех же пролетов. Эти фермы отличаются только концевыми частями в соответствии с конструкцией примыкания к колоннам, сохраняя в остальном унифицированную конструкцию обычных стропильных ферм. Основные требования к размерам, очертанию, системе и конструкции стропильных ферм, определяемые условиями эксплуатации, устройством кровли, условиями перевозки и типизации, изложены в § 2 главы X.

Сквозные ригели жестких рам должны иметь достаточную высоту в месте примыкания к колоннам для восприятия рамных моментов. В настоящее время эта высота, точно так же как в обычных стропильных фермах, принимается равной 2,2 м для всех пролетов, что дает возможность унифицировать конструкцию примыкания. Такая же высота принята и для железобетонных ферм. Как указано в § 2 главы X, панель стропильных ферм (а также и сквозных ригелей) в соответствии с размерами кровельных плит принята равной 3 м. Вследствие стандартности геометрической схемы ригелей на всем диапазоне применения стальных каркасов производственных зданий (пролеты 24—36 м) жесткость рамы несколько уменьшается с увеличением пролета, что может быть компенсировано большим развитием связей.

При кровельном настиле из асбестоцементных волнистых листов, требующем уклона $i=1:4$ применение унифицированной схемы трапецеидальной фермы становится невозможным. Вследствие большого уклона верхнего пояса делать нижний пояс горизонтальным нецелесообразно прежде всего из-за необходимости ограничить высоту фермы (по условиям железнодорожного габарита — не более 3,85 м), а также из-за того, что элементы решетки получаются чрезмерно длинными. Поэтому в данном случае нижний пояс либо делают наклонным, параллельным верхнему (рис. XII. 14, а), либо, для обеспечения надлежащей высоты в середине пролета, несколько более пологим (рис. XII. 14, б).

Небольшая ширина наиболее часто применяемых крупнопанельных кровельных плит размерами $6 \times 1,5$ м, опирающихся только по краям (см. § 3 главы XIII), при 3-метровой панели фермы приводит к местному изгибу пояса или необходимости устройства шпренгелей, как указано в § 2 главы X.

Прогоны в настоящее время применяются весьма редко, например

при кровлях из асбестоцементных листов. Такие кровли требуют весьма частого размещения прогонов как в узлах, так и вне узлов (рис. XII. 14, *a*), что также приводит к местному изгибу, в данном случае незначительному вследствие малого веса кровли.

Применение крупнопанельных плит шириной 3 м позволило бы избежать местного изгиба верхнего пояса ферм при сохранении простой треугольной решетки (с унифицированной 3-метровой панелью). Опыт изготовления таких плит (размерами 6 × 3 м) показал возможность внедрения их в строительство.

Направление опорных раскосов в ригелях рам и стропильных фермах возможно как восходящее (рис. XII. 15, *a*), так и нисходящее (рис. XII. 15, *б*). Достоинство восходящего опорного раскоса заключается в том, что при свободном опирании ферм на колонны расположение главного опорного узла у нижнего пояса позволяет сократить высоту колесны на величину высоты опорной стойки фермы. Это относится как к стальным, так и к железобетонным колоннам. Конечно, при расположении оголовка колонны у нижнего пояса ферма должна иметь стойку в опорном узле, но, поскольку эта стойка воспринимает незначительную нагрузку (с полупанели), сечение ее весьма мало по сравнению с сечением колонны.

В известных случаях в многопролетных стальных каркасах (см. § 3 главы XV) оказывается целесообразным устройство податливых соединений у промежуточных колонн (в месте примыкания узла верхнего пояса фермы к колонне), что легче осуществляется при восходящем направлении опорных раскосов.

Преимуществом нисходящего раскоса является лучшая устойчивость ригеля во время монтажа и простота сопряжения с колонной (при свободном опирании ферм), недостатком — необходимость большей высоты колонны и несоответствие типовым железобетонным фермам, для которых опорный раскос принят восходящим. При нисходящих раскосах получается меньшая ширина продольных связей (рис. XII.15, *б*), а поэтому они менее рациональны в зданиях, требующих повышенной жесткости.

В настоящее время направление опорного раскоса в фермах производственных зданий, как правило, принимается восходящим.

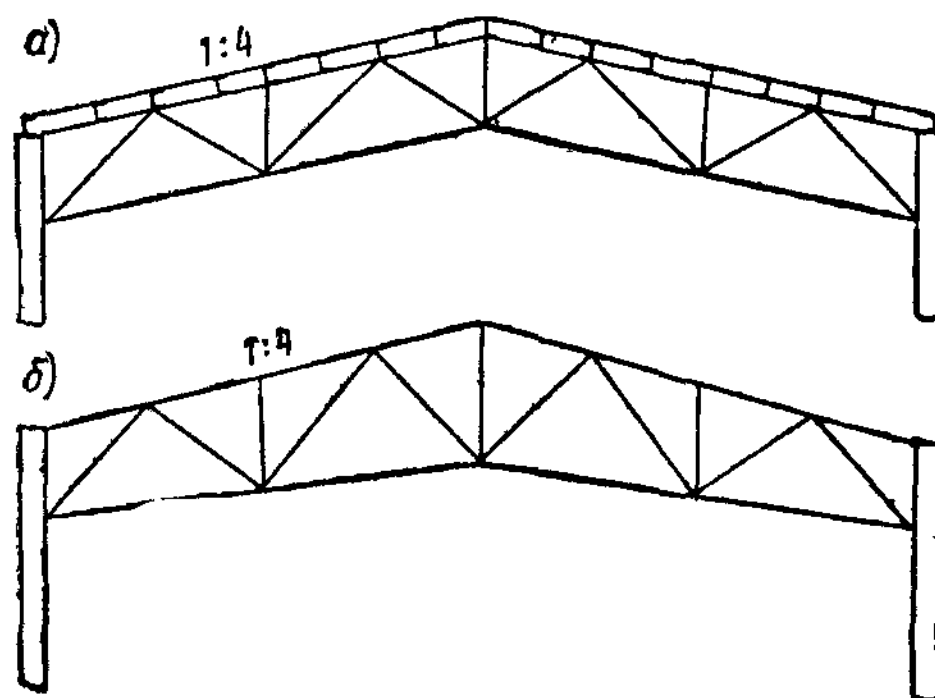


Рис. XII.14. Сквозной ригель рам при кровле из асбестоцементных волнистых листов

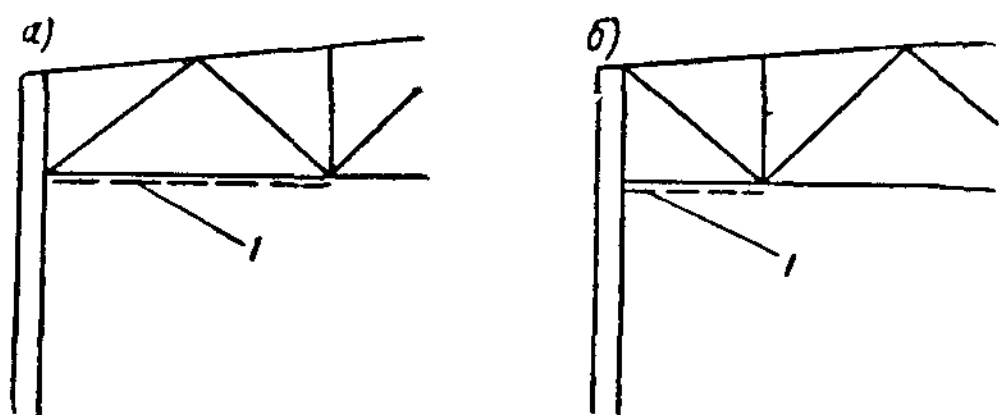


Рис. XII.15. Сквозные ригели рам с восходящим и нисходящим направлением опорных раскосов

l — продольные горизонтальные связи

2. Колонны

Колонны, являющиеся стойками поперечной рамы цеха, воспринимают нагрузку от покрытия, от мостовых кранов, от ветра, а также от веса подвесных (каркасных) стен

Как уже было отмечено, в стальных каркасах колонны применяются стальные, в смешанных — железобетонные.

Стальные колонны могут быть трех типов (рис. XII. 16): а) постоянного по высоте сечения; б) ступенчатые; в) отдельные.

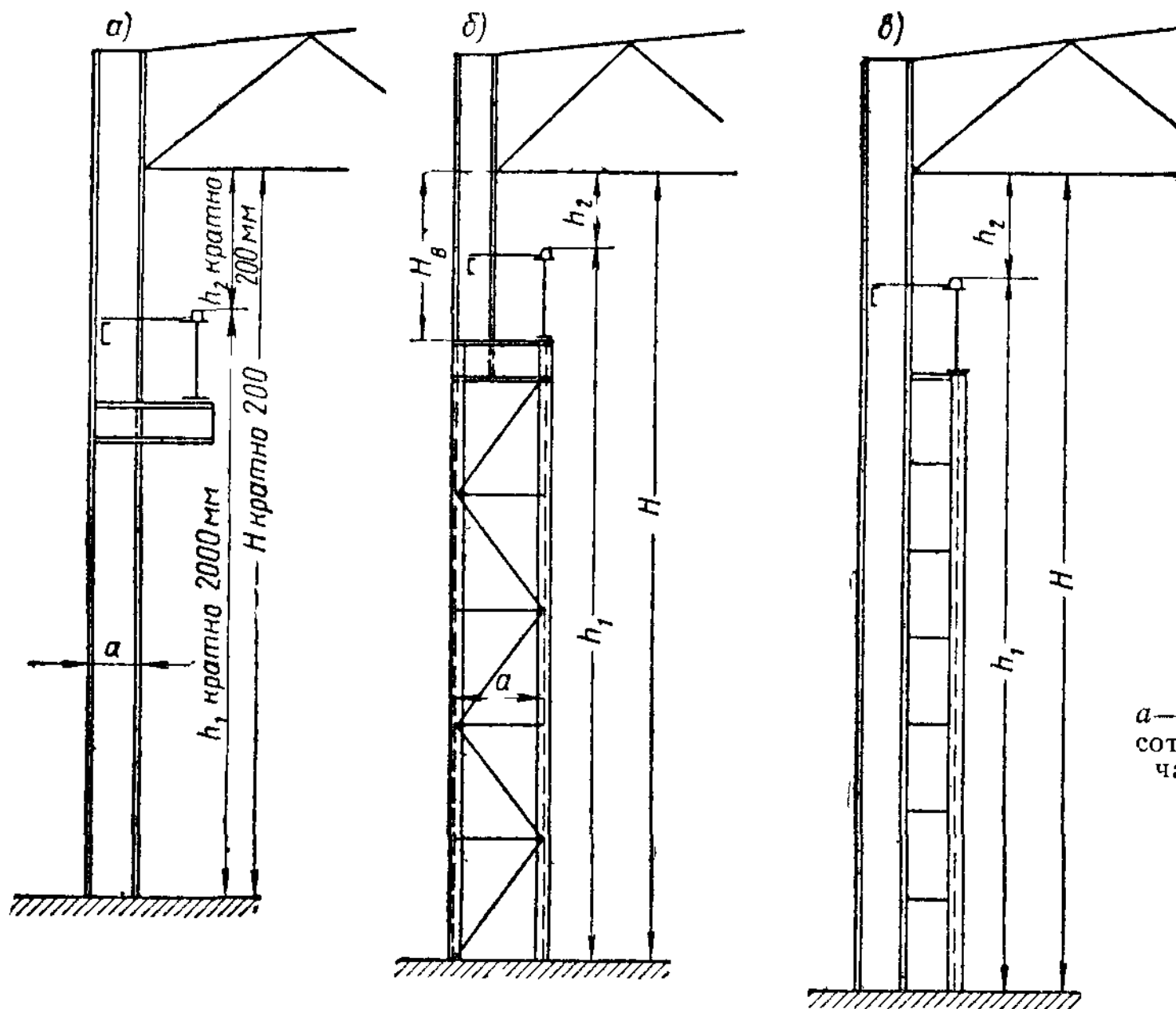


Рис. XII.16 Типы стальных колонн
 а—постоянного по высоте сечения; б—ступенчатая; в—раздельная

В колоннах постоянного по высоте сечения нагрузка от мостовых кранов передается на стержень колонны посредством кронштейнов (консолей), на которые опираются подкрановые балки (рис. XII.16, а). Эти колонны применимы при сравнительно небольших крановых нагрузках (Q до 15—20 т), позволяющих их изготовлять преимущественно из сборного железобетона.

При кранах большей грузоподъемности рационально переходить к колоннам ступенчатым, переменного по высоте сечения (рис. XII.16, б), которые в настоящее время являются основным типом колонн в стальных каркасах.

Раздельные колонны состоят из двух рядом стоящих стержней (шатровой ветви и подкрановой стойки), соединенных по высоте планками (рис. XII. 16, в).

Применение раздельных колонн позволяет, не нарушая цельности перекрытия, произвести замену или усиление подкрановых стоек и подкрановых балок, если это будет необходимо в случае увеличения грузоподъемности кранов при реконструкции цеха. Раздельные колонны, вообще говоря, более тяжелы, чем колонны ступенчатые, и несколько уступают им в отношении жесткости. Только в частном случае, при низком расположении кранов большой грузоподъемности, раздельные колонны дают благоприятные экономические показатели.

В процессе компоновки стального каркаса производственного здания весьма важно правильно назначить основные размеры колонн в плоско-

сти рамы. В качестве первого приближения для эскизного проектирования можно рекомендовать:

а) для колонн постоянного сечения принимать ширину равной $a = (1/15 \div 1/20)H$;

б) для колонн ступенчатых при полной высоте их $H = 12 \div 30$ м ширину нижней части колонн принимать равной $a = (1/15 \div 1/22)H$, а ширину верхней части принимать в пределах $a = (1/8 \div 1/10)H_B$ где H_B — высота колонны от подкрановой площадки до низа ригеля рамы. Как было отмечено, в настоящее время унифицированная ширина этой части колонны равна 500 или 1 000 мм, но применяются и другие значения.

При назначении ширины колонны необходимо увязать ее с габаритным размером λ между разбивочной осью ряда и осью подкрановой балки и расстоянием e' , определяющим привязку разбивочной оси к наружной грани колонны.

Ширина подкрановой части колонны a из условия расположения разбивочной оси ряда ($e' = 250$ или 500 мм), а также привязки этой оси к оси подкрановой балки ($\lambda = 750$ или $1\,000$ мм) определяется, очевидно, размерами: для колонн крайних рядов 1 000, 1 250, 1 500 мм; средних рядов 1 500, 1 750, 2 000 мм. Таким образом, модуль ширины подкрановой части ступенчатых колонн составляет 250 мм.

Ширина шатровой ветви отдельной колонны принимается в пределах $(1/15 \div 1/20)H$; ширина подкрановой стойки (в плоскости подкрановых балок) — приблизительно $1/15$ ее высоты. Обе ветви отдельной колонны связаны между собой жесткими в горизонтальной плоскости планками, повышающими их устойчивость.

В зависимости от ширины, колонны (или их отдельные участки) могут быть сплошными или сквозными (см. § 5 главы XV).

Железобетонные колонны в смешанных каркасах конструируются сплошными или (в подкрановой части) сквозными рамными из двух стоек, связанных распорками. Такие колонны могут быть как постоянного сечения, так и ступенчатые, причем область их применения (в соответствии с крановыми нагрузками) примерно такая же, как у стальных колонн.

На рис. XII.9 показаны ступенчатые железобетонные колонны для кранов легкого и среднего режимов работы

На рис. XII.17 показан вариант комбинированной сталежелезобетонной колонны для тяжелого цеха. Здесь подкрановая часть колонны — сквозная железобетонная, надкрановая часть — стальная в виде сварно-

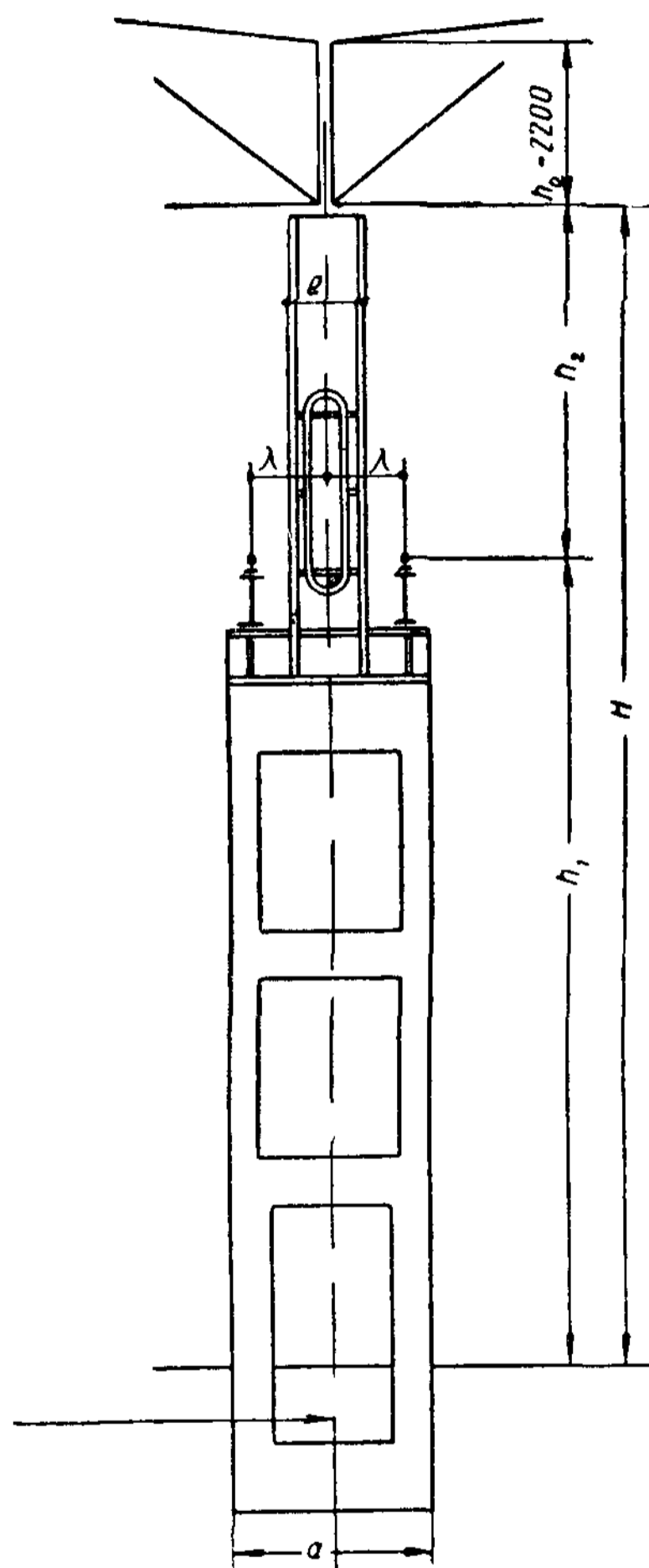


Рис. XII.17 Комбинированная сталежелезобетонная колонна под тяжелую нагрузку

го двутавра. При таком решении легко осуществляется жесткое сопряжение стального ригеля с надкрановой частью колонны; кроме того, устройство свободного прохода в пределах сечения надкрановой (стальной) части колонны позволяет уменьшить ширину ее подкрановой части, которая в противном случае из-за необходимости устройства проходов с двух сторон в колоннах средних рядов может достигнуть очень большой величины.

§ 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ЦЕХА

Пример XII.1. Требуется установить основные размеры поперечной рамы цеха с тяжелым режимом работы (рис. XII.18). Здание двухпролетное; величина пролетов $L_0' = 30$ м и $L_0'' = 24$ м. Пролеты обслуживаются: первый — кранами грузоподъемностью $Q_0' = 30$ т, второй — кранами грузоподъемностью $Q_0'' = 50$ т. Расстояние от

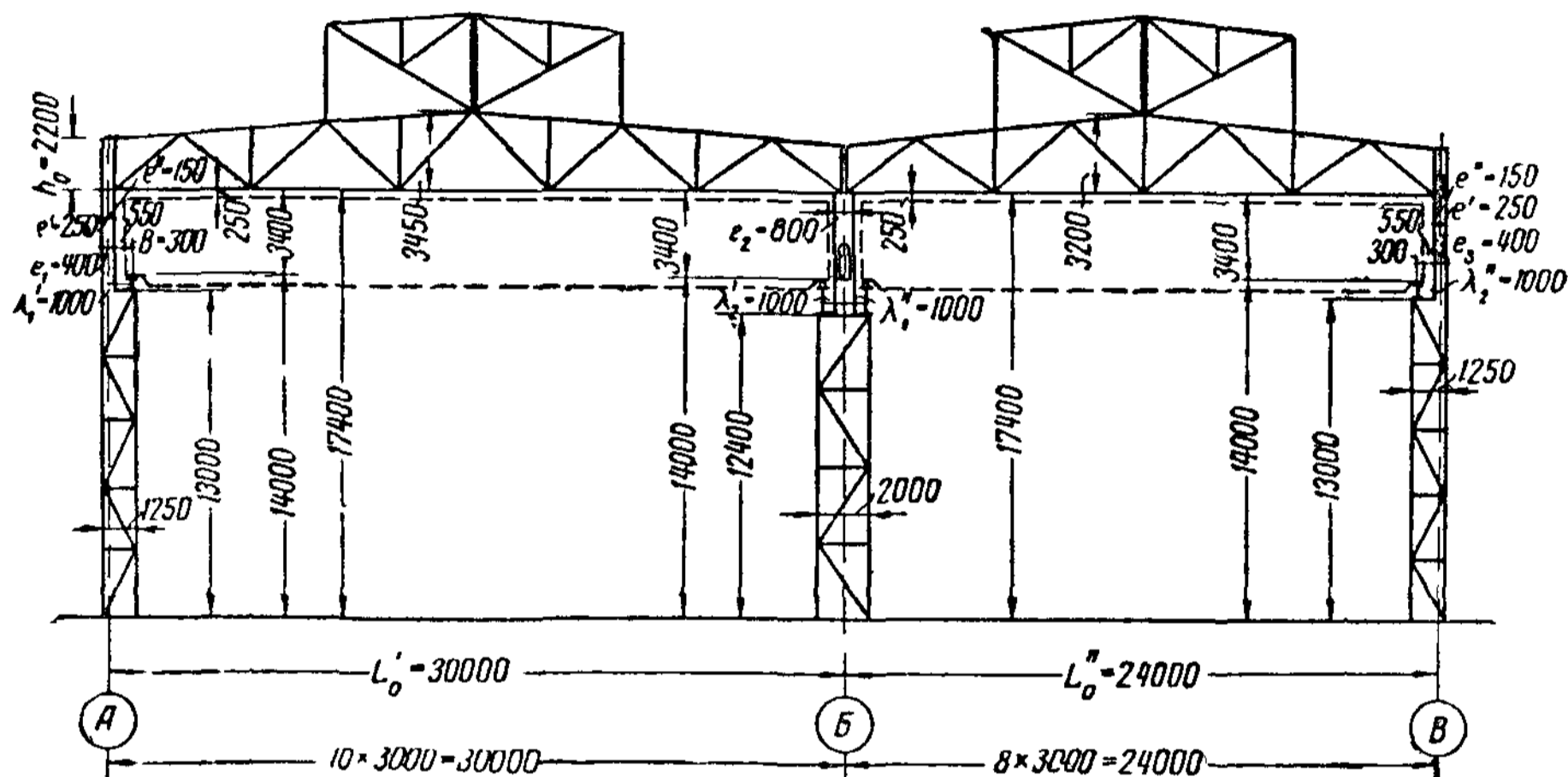


Рис. XII.18. Поперечное сечение цеха (к примеру XII.1)

уровня пола до головки рельса в обоих пролетах $h_1 = 14$ м. Шаг колонн по крайним рядам (А, В) — 6 м и по среднему ряду (Б) — 12 м. Оба пролета перекрыты двухскатными стропильными фермами трапецидального очертания

1. Установление вертикальных размеров рамы

Для пролета $L_0' = 30$ м (краны $Q_0' = 30$ т). В соответствии со стандартом мостовых кранов (ГОСТ 3332-54) для 30-тонных кранов тяжелого режима работы расстояние от уровня головки кранового рельса до низа конструкций покрытия (см. стр. 442):

$$h_2' = 2\,750 + 100 + 150 = 3\,000 \text{ мм (кратно модулю 200 мм).}$$

Следовательно, полезная высота пролета

$$H' = 14 + 3 = 17 \text{ м.}$$

Для пролета $L_0'' = 24$ м (краны $Q_0'' = 50$ т). Аналогично находим величину

$$h_2'' = 3\,150 + 100 + 150 = 3\,400 \text{ мм.}$$

Следовательно, полезная высота пролета

$$H'' = 14 + 3,4 = 17,4 \text{ м.}$$

Поскольку величина перепада полезных высот незначительна (0,4 м, т. е. менее 1 м), принимаем полезную высоту обоих пролетов 17,4 м (кратно модулю 200 мм)

Определяем высоту h_B надкрановой части колонн.

Для колонны ряда А. Принимая высоту подкрановых балок при кранах $Q_0' = 30$ т и шаге колонн 6 м равной $\approx 0,8$ м, находим высоту

$$h_B' = 3\,400 + 800 + 120 = 4\,320 \text{ мм}$$

(здесь 120 мм — высота кранового рельса).

Принимаем $h'_B = 4400$ мм (кратно 200 мм).

Для колонны ряда Б. Принимая высоту подкрановых балок в обоих пролетах при шаге колонн 12 м равной $\approx 1,5$ м, находим высоту

$$h''_B = 3400 + 1500 + 130 = 5030 \text{ мм}$$

(здесь 130 мм — высота рельса)

Принимаем $h''_B = 5000$ мм (кратно 200 мм).

Для колонны ряда В. Принимая высоту подкрановых балок при кранах $Q_0'' = 50$ т и шаге колонн 6 м равной $\approx 0,8$ м, находим высоту

$$h'''_B = 3400 + 800 + 130 = 4330 \text{ мм.}$$

Принимаем $h'''_B = 4400$ мм (кратно 200 мм).

2. Установление горизонтальных размеров рамы

Пролет $L_0' = 30$ м. Пролет мостового крана определяем из формулы (XII 1)

$$L'_{кр} = L_0' - 2\lambda',$$

где у колонны ряда А

$$\lambda'_1 = B + D + e''.$$

Для 30-тонных кранов (ГОСТ 3332-54) величина $B = 300$ мм.

Величина D с учетом необходимости свободного прохода шириной 400 мм в зданиях с тяжелым режимом работы плюс 100 мм для устройства перильного ограждения прохода составляет 500 мм.

При высоте надкрановой части колонны ряда А $h'_B = 4,4$ м принимаем ширину ее $e = \frac{1}{10} h'_B \approx 400$ мм.

Расстояние от разбивочной оси ряда до наружной грани колонны $e' = 250$ мм и, следовательно, $e'' = e - e' = 150$ мм.

Таким образом, минимальная величина

$$\lambda'_1 = 300 + 500 + 150 = 950 \text{ мм;}$$

принимаем $\lambda'_1 = 1000$ мм (за счет увеличения размера D на 50 мм).

На колонне ряда Б целесообразно дать свободный проход (400 мм) в пределах сечения надкрановой части колонны, приняв ширину этого сечения равной 800 мм.

В таком случае при расположении разбивочной оси среднего ряда по геометрической оси колонны минимальное расстояние от разбивочной оси до оси подкрановых балок первого пролета

$$\lambda'_2 = B + D + \frac{e}{2} = 300 + 100 + 400 = 800 \text{ мм}$$

(где $D = 100$ мм — зазор между опорным узлом крана и гранью колонны).

Принимаем $\lambda'_2 = 1000$ мм (за счет увеличения зазора D до 300 мм).

Поскольку для кранов $Q_0'' = 50$ т величина B также равна 300 мм, расстояние от разбивочной оси колонны ряда Б до оси подкрановых балок второго пролета принимаем также $\lambda_1'' = 1000$ мм.

Для колонны ряда В принимаем такие же размеры, как и для колонны ряда А, т. е. ширину надкрановой части $e_3 = 400$ мм и $\lambda_2'' = 1000$ мм.

В результате пролеты мостовых кранов получаются равными:

в первом пролете $L'_к = L_0' - \lambda'_1 - \lambda'_2 = 30 - 1 - 1 = 28$ м;

во втором пролете $L''_к = L_0'' - \lambda_1'' - \lambda_2'' = 24 - 1 - 1 = 22$ м.

Ширину подкрановой части колонн рядов А и В принимаем равной

$$a = \lambda'_1 + e' = 1000 + 250 = 1250 \text{ мм; колонны ряда Б } a = 2000 \text{ мм.}$$

СИСТЕМЫ ПОКРЫТИЙ

§ 1. ОСНОВЫ КОМПОНОВКИ КОНСТРУКЦИЙ ШАТРА

Выбор системы покрытия зависит главным образом, от шага поперечных рам, от расположения в плане колонн, а также от пролета и системы поперечных рам. На выбор покрытия могут также оказать влияние расположение и система фонарей.

В целях унификации конструктивных элементов шатра здания, компоновка шатра производится в модульных размерах, позволяющих унифицировать элементы кровельных покрытий и горизонтальных связей прогоны, конструктивные элементы фонарей и ферм (одинаковые высоты на опорах, одинаковые уклоны и т. д.).

§ 2. СИСТЕМЫ ПОКРЫТИЙ

1. Основные системы покрытий

Первым, простейшим, вариантом системы покрытий является так называемое беспрогонное покрытие. В таком покрытии несущие элементы кровли укладывают непосредственно на пояса стропильных ферм (рис. XIII.1).

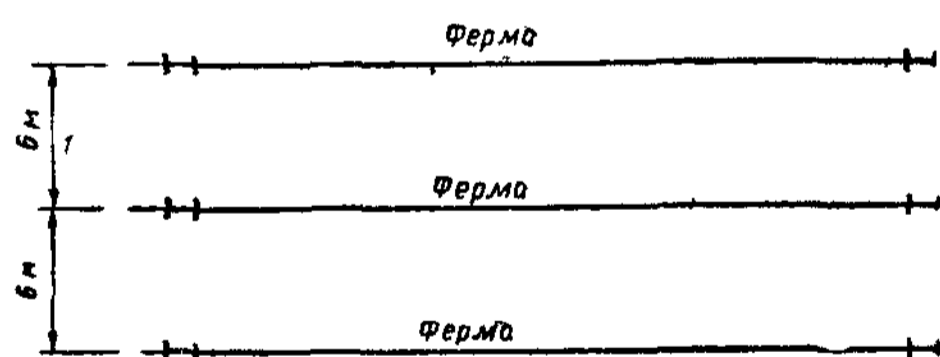


Рис. XIII.1. Схема беспрогонного покрытия

Эта схема является по существу упрощенным типом балочной клетки шатра, имеющим только один элемент — стропильные фермы.

Наличие в настоящее время крупнопанельных настилов заводского изготовления (см. § 3 настоящей главы) позволяет при шаге стропильных ферм 6 м укладывать плиты непосредственно на пояса ферм.

Такое решение покрытий (без прогонов) надо считать основным благодаря его существенным преимуществам по сравнению с другим решением, применявшимся в течение весьма длительного времени в строительной практике, т. е. с применением прогонов, укладываемых в узлах ферм (рис. XIII.2). Беспрогонные покрытия дают экономию стали, так как из покрытия исключаются прогоны, вес которых составляет 12—15 кг на 1 м² площади здания, а также сокращается число элементов связей ввиду того, что крупнопанельные плиты, привариваемые к стропильным фермам, закрепляют их (см. § 2 главы XIV). Одновременным преимуществом беспрогонных покрытий следует считать резкое уменьшение числа элементов, подлежащих подъему и укладке в процессе возведения

покрытия, в основном за счет крупноразмерных плит), чем существенно повышается степень индустриальности строительства.

В настоящее время крупнопанельные плиты, как, например, железобетонные часторебристые плиты Промстройпроекта, армопенобетонные плиты КАП, корбчатые железобетонные плиты Гипротиса и др., имеют унифицированные номинальные размеры $6 \times 1,5$ м и 6×3 м. Опираание плит на пояса ферм осуществляется посредством ребер.

Вторым решением покрытия является схема с прогонами, укладываемыми по верхним поясам ригелей поперечных рам (рис. XIII.2). Такая схема целесообразна в случае применения легких кровельных настилов, например из асбестоцементных волнистых листов (усиленного типа).

Настил такого рода можно осуществлять в неотопливаемых зданиях, хотя он и уступает настилу из железобетонных часторебристых или армопенобетонных плит в отношении долговечности эксплуатации.

При шаге ферм 6 м прогоны применяются стальные (из прокатных двутавров или швеллеров) или железобетонные. Поскольку опорами прогонов служат ригели поперечных рам, имеющих при одинаковом шаге одинаковую жесткость, возможна укладка неразрезных прогонов, что при учете развития пластических деформаций может дать экономию стали. Однако в целях упрощения монтажа конструкций обычно применяются разрезные прогоны.

При увеличении шага поперечных рам до 12 м возможны следующие варианты решения покрытия.

1) Между основными рамами размещают обычные стропильные фермы (с шагом 6 м), опирающиеся на продольные подстропильные фермы, расположенные в плоскости колонн (рис. XIII.3). Введение в систему покрытия подстропильных ферм позволяет сохранить шаг стропильных ферм 6 м и применить беспрогонное решение с укладкой крупнопанельного настила по поясам ферм (или, в частных случаях, кровельный настил по прогонам).

2) В узлах сквозного ригеля рамы располагают сквозные прогоны легкого типа (прутковые и др.) пролетом 12 м с укладкой кровельного настила по прогонам. При шаге 12 м применение сплошных прокатных прогонов не экономично.

Первый вариант решения является наиболее распространенным, хотя в экономическом отношении второй вариант может оказаться выгоднее при условии специализированного индустриального изготовления сквозных прогонов. В первом варианте (при шаге стропильных ферм 6 м) наряду с преимуществом беспрогонного покрытия облегчается конструкция продольных (горизонтальных и вертикальных) связей покрытия (см. § 2 главы XIV), а также упрощается и удешевляется конструкция продольных элементов фонаря.

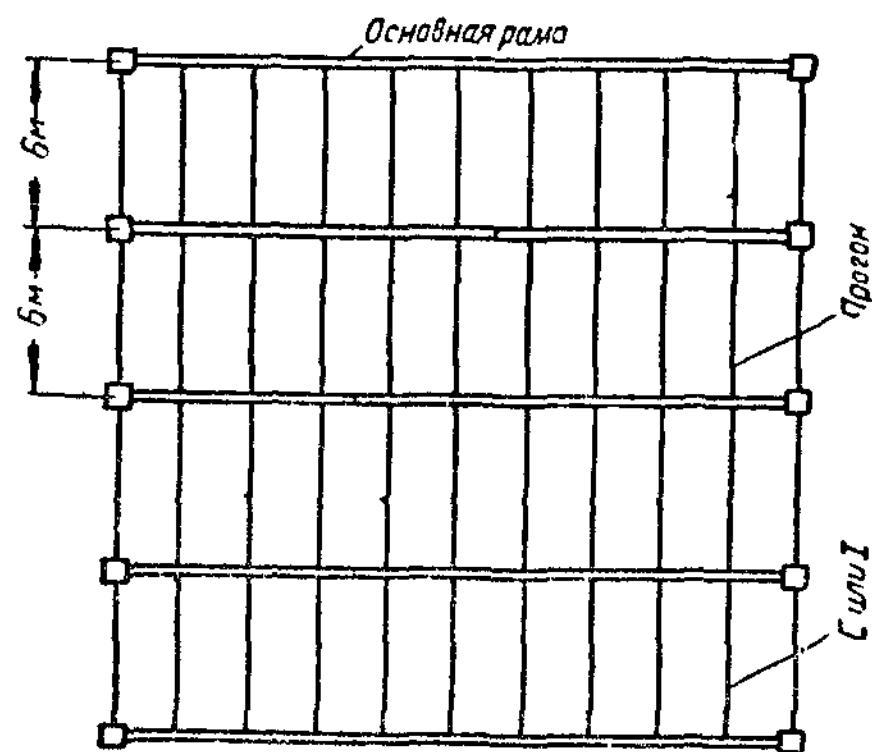


Рис. XIII.2. Схема покрытия с одиночной системой прогонов

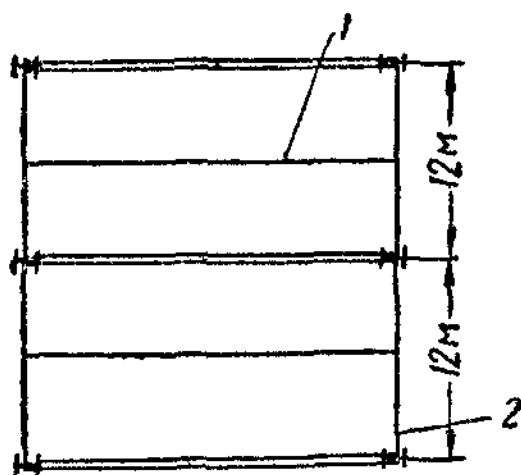


Рис. XIII.3. Покрытие с применением подстропильных ферм
1 — промежуточная ферма; 2 — подстропильная ферма

Следует также иметь в виду, что легкие прогоны, применяемые при шаге ферм 12 м, имеют малую жесткость в горизонтальной плоскости, что приводит к необходимости их закрепления в пролете (обычно постановкой одной вертикальной связи в середине пролета).

В настоящее время началось внедрение в практику строительства крупнопанельных ребристых кровельных плит длиной 12 м, что позволит распространить беспрогонные покрытия на шаг ферм 12 м. Это обстоятельство стимулирует применение 12-метрового шага ферм, резко сокращающего число элементов покрытия. При шаге рам более 12 м (18, 24 м и т. д.) необходимо во всех случаях вводить в систему покрытия продольные подстропильные фермы (первый вариант), располагая между основными рамами промежуточные стропильные фермы

2. Особенности компоновки покрытий в зависимости от расположения фонарей

Рассмотренные выше конструктивные схемы шатра относятся как к бесфонарным покрытиям, так и к покрытиям с продольным расположением фонарей (рис. XI.11 и XII.4). Такое расположение фонарей является основным и наиболее распространенным. Продольные фонари в

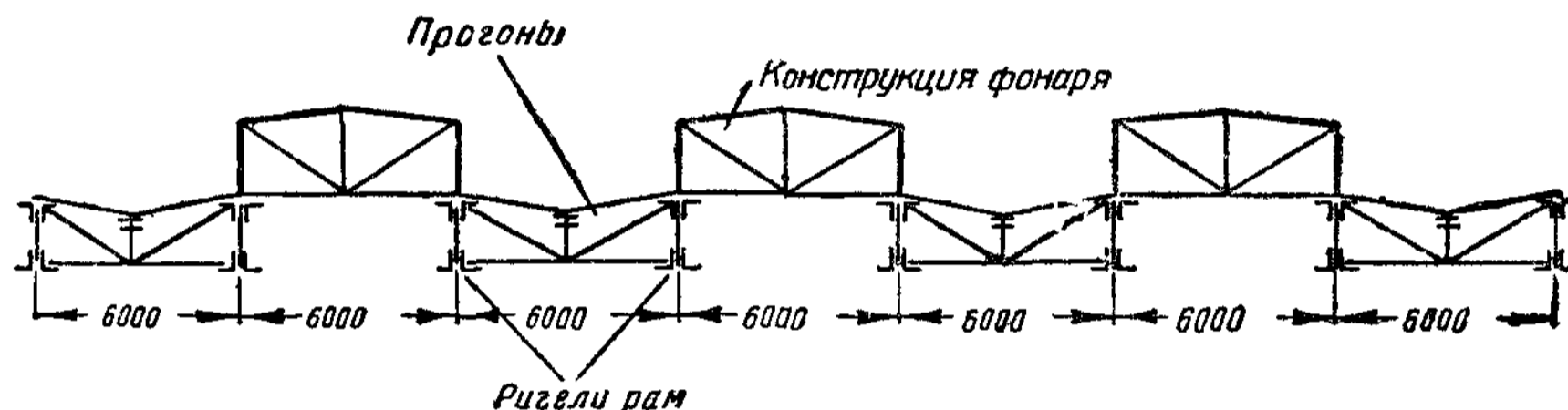


Рис. XIII.4. Схема покрытия с поперечным расположением фонарей

наилучшей степени отвечают современным формам покрытий производственных цехов — многоскатным покрытиям.

Однако, как уже было отмечено, схемы покрытий с поперечным расположением фонарей (рис. XII. 5 и XIII. 4) также имеют достоинства благодаря упрощению конструкции стропильных ферм (фермы с параллельными поясами) и большим возможностям типизации элементов покрытия. Эти преимущества особенно существенны в зданиях большой ширины с большим числом пролетов одинаковой высоты, где поперечные фонари получают большую протяженность (рис. XII. 5).

Существенным недостатком покрытий с поперечными фонарями являются трудности в осуществлении достаточно эффективного водоотвода. В рамах с горизонтальным расположением ригелей, имеющих параллельные пояса (или с малым уклоном — 2%), необходимые скаты кровли обычно создают путем укладки поверх кровельного настила слоя легкого бетона, причем для создания эффективного водоотвода этот слой бетона должен иметь большую толщину.

В настоящее время поперечные фонари находят в основном применение в перекрытиях большепролетных цехов, например в зданиях авиа-сборочных цехов, судоверфей, и др. Характерными для таких зданий являются схемы, в которых остекление располагается вдоль плоскости сквозного ригеля, что возможно благодаря его большим вертикальным размерам. Этим устраняется необходимость сооружения сложных фонарных надстроек на большой площади перекрытия.

На рис. XIII. 5 показан пример компоновки большепролетного сборочного цеха. Здесь поперечные рамы (пролетом около 100 м) располо-

жены с переменным шагом 6 и 18 м. В 6-метровом пролете покрытие по верхним поясам ригелей осуществляется с помощью крупнопанельных плит.

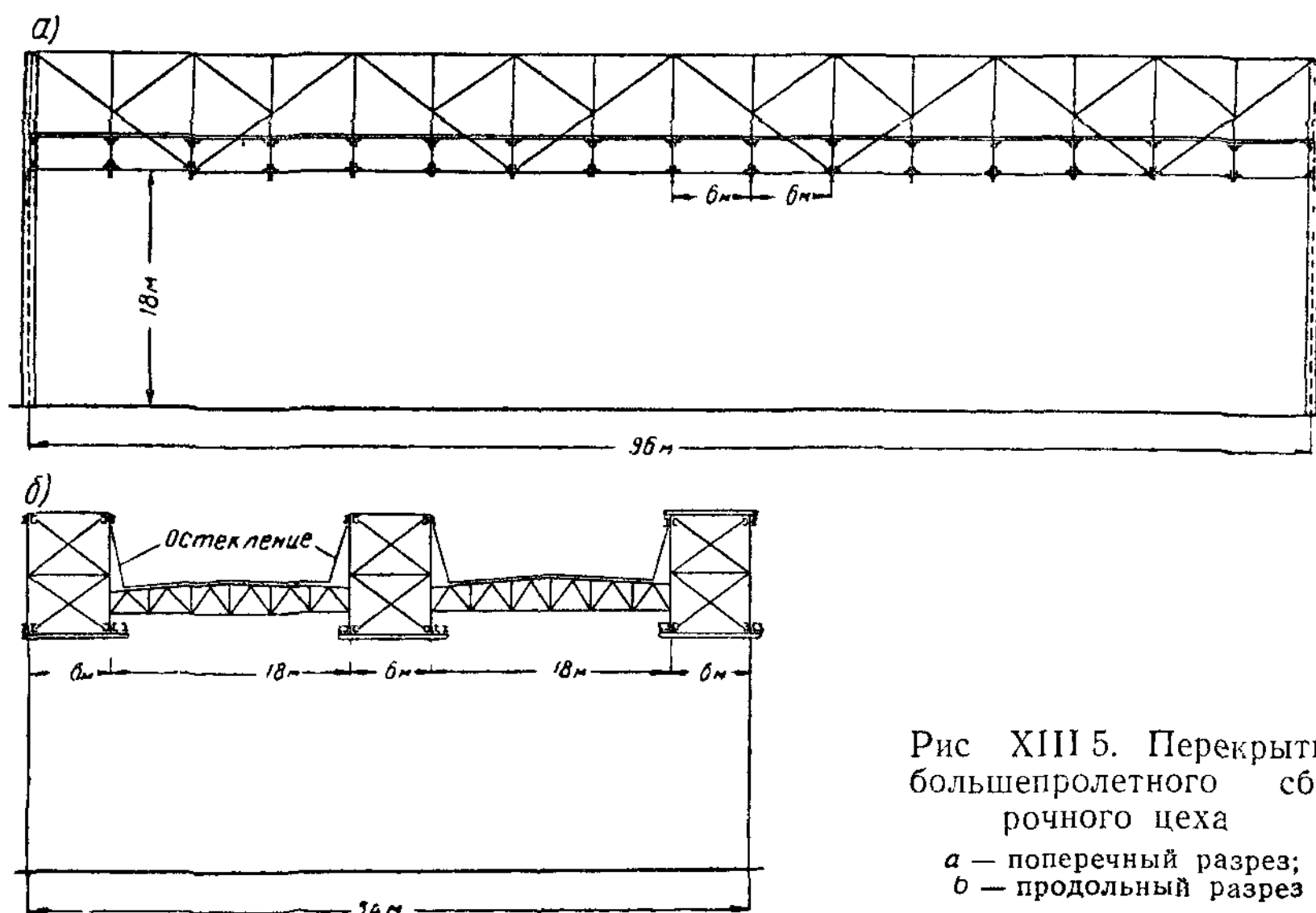


Рис XIII 5. Перекрытие большепролетного сборного цеха

a — поперечный разрез;
b — продольный разрез

Покрытие в 18-метровом пролете состоит из сквозных двухскатных ферм, располагаемых с шагом 6 м у нижних поясов ригелей, и крупнопанельных плит, уложенных по верхним поясам ферм. Вдоль плоскостей сквозных ригелей рам расположено остекление.

§ 3. ЭЛЕМЕНТЫ КРОВЛИ

Выбор типа кровли зависит от требований, вытекающих из технологических условий производства.

Одним из наиболее распространенных видов кровельного настила, начиная с 30-х годов, являлись железобетонные сборные ребристые плиты, а также армопенобетонные и армопеносиликатные плиты с размерами по длине 1,5; 1,75; 2; 2,25; 2,5 и 3 м. Применение таких плит требует устройства прогонов. Как указывалось выше, целесообразность устройства беспрогонных покрытий и выгоды укрупнения размеров монтажных элементов послужили предпосылками создания крупнопанельного кровельного настила, который может перекрывать расстояния, равные шагу ферм. Такой настил получил в настоящее время наибольшее распространение в промышленном строительстве.

Применяются следующие типы крупнопанельного настила с номинальными размерами плит $6 \times 1,5$:

1) железобетонные часторебристые плиты Промстройпроекта (ГОСТ 7740-55) весом 1 200 кг, что вместе с утеплителем (преимущественно пеносиликат) и рулонным ковром дает вес 1 м^2 кровли примерно 250 кг (рис. XIII.6);

2) армопенобетонные ребристые плиты КАП (ГОСТ 7741-55) весом 1 350—1 450 кг; несущие ребра этих плит выполняются из тяжелого бетона (марки 200), сами плиты — из пенобетона (марки 70); таким образом, армопенобетонные плиты являются одновременно несущим настилом и утеплителем; вес такой кровли $\approx 200 \text{ кг/м}^2$ (рис XIII.7);

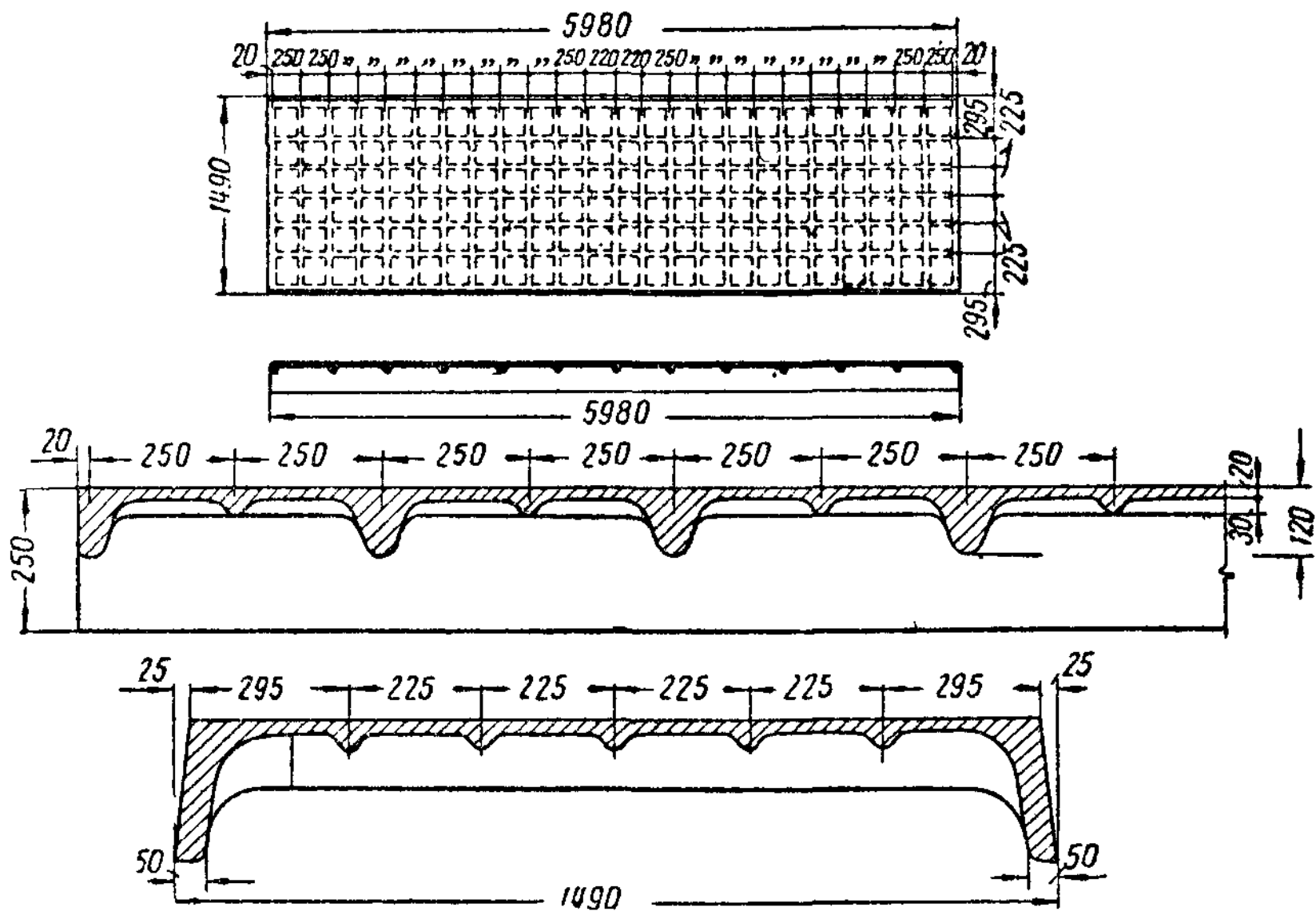


Рис. XIII.6. Крупнопанельная железобетонная часторебристая плита

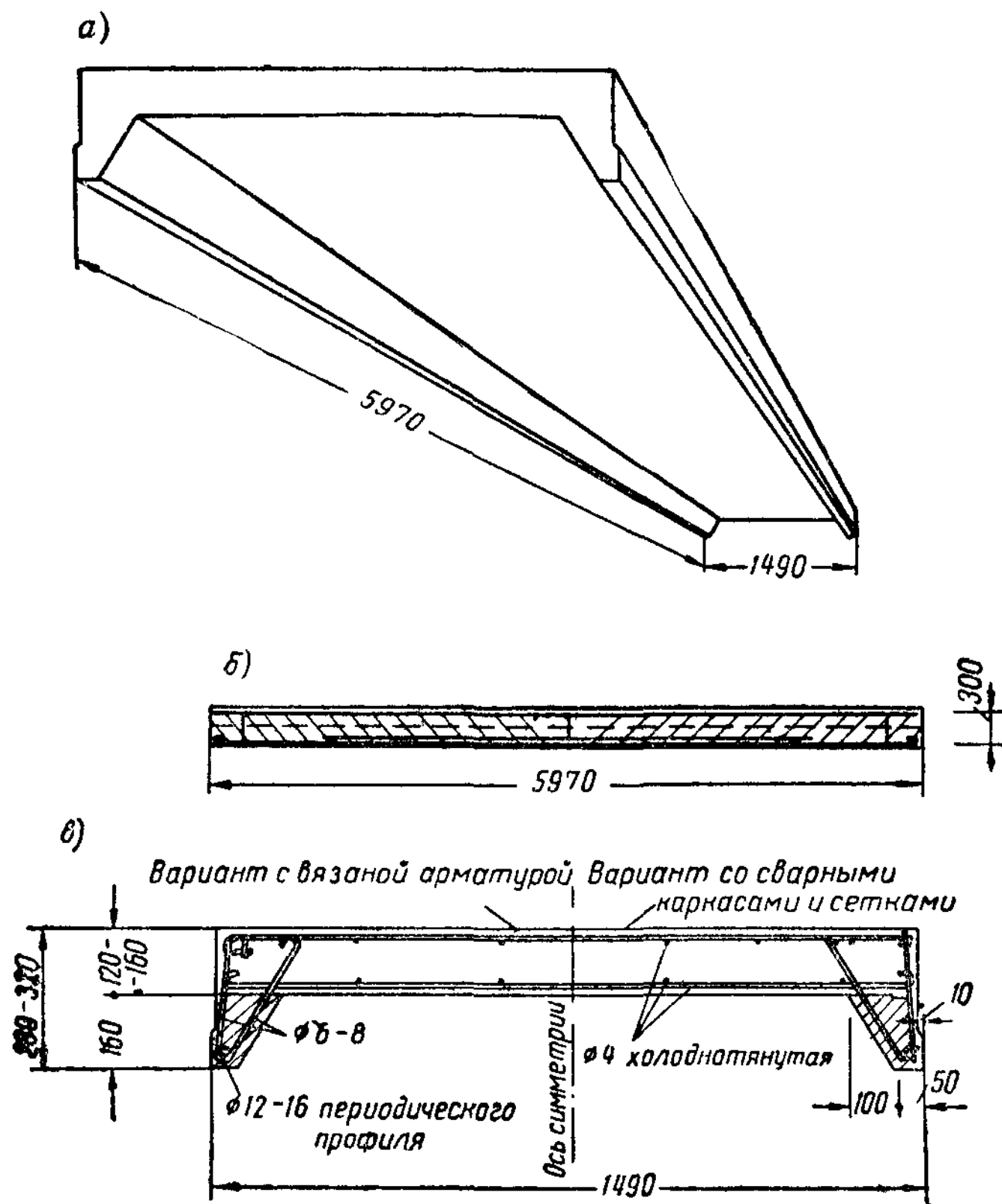


Рис. XIII.7. Крупнопанельная армопенобетонная плита
а -- схема; б -- боковой вид; в -- разрез

3) железобетонные коробчатые плиты КТИС (рис. XIII. 8) весом 1 300 кг.

Все перечисленные плиты укладываются на верхние пояса ферм с передачей нагрузки через продольные ребра; для прикрепления плит к

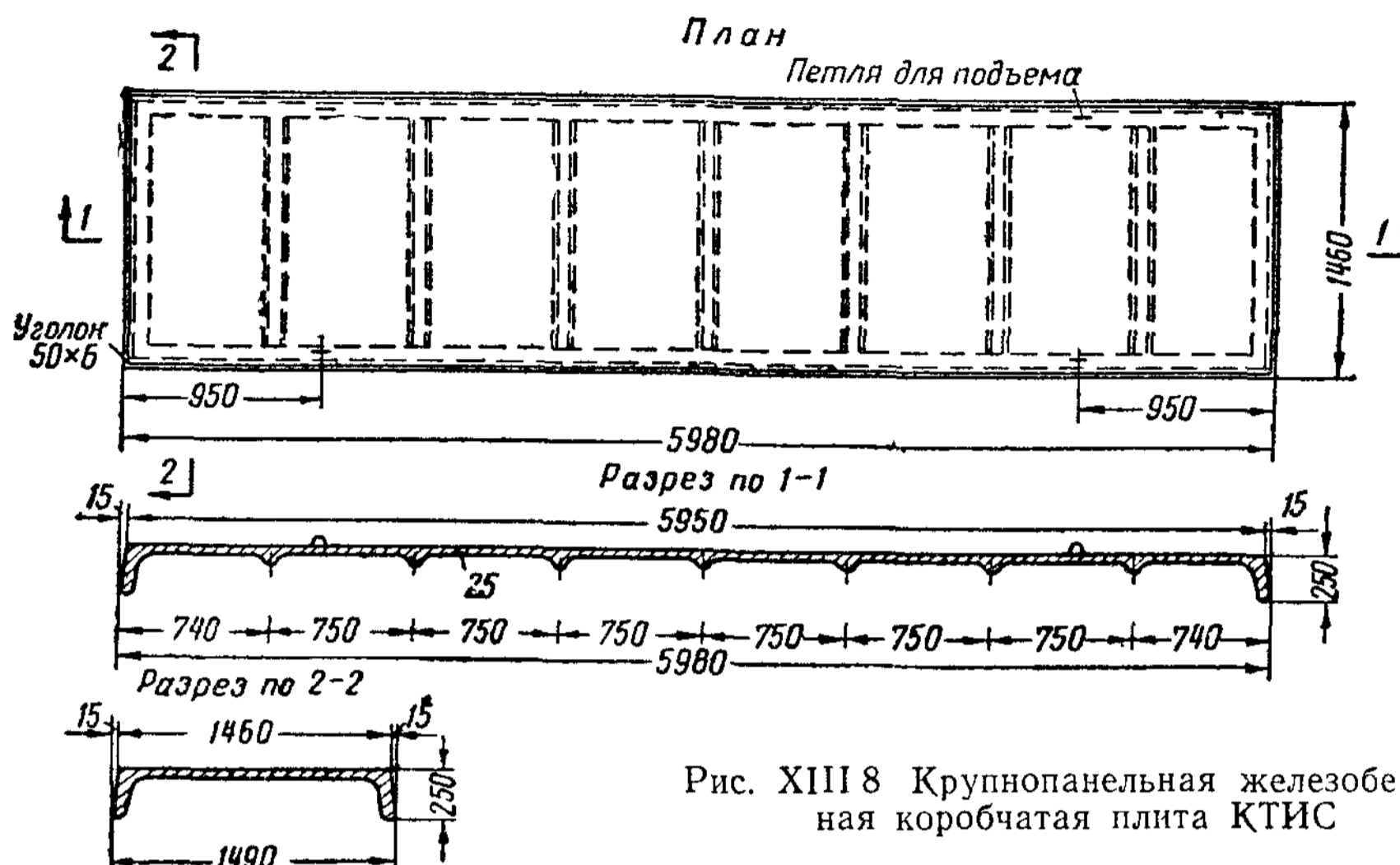


Рис. XIII 8 Крупнопанельная железобетонная коробчатая плита КТИС

фермам в концах продольных ребер заложены уголки-коротыши, которые привариваются к поясам ферм (рис. XIII. 9).

На рис. XIII. 10 показано расположение крупнопанельного настила в узлах примыкания его к наружным (рис. XIII.10, а) и внутренним (рис. XIII.10, б) колоннам. Связь настила со стеновым ограждением осуществляется с помощью плоских плит.

Размеры этих плит должны соответствовать унифицированным размерам привязки разбивочных осей здания к наружным граням колонн (250 и 500 мм).

В настиле при сплошной укладке крупнопанельных плит вдоль цеха с заливкой швов цементным раствором необходимо через каждые 60 м устраивать температурные швы. В этих местах плиты не приваривают к поясам ферм и зазор между плитами не заливают цементным раствором; для обеспечения подвижности плит в температурном шве целесообразно укладывать между верхним поясом фермы и ребрами плит графитовые подкладки. Во избежание разрыва руберойдного ковра в температурных швах кровельного настила предусматриваются компенсаторы из оцинкованной стали.

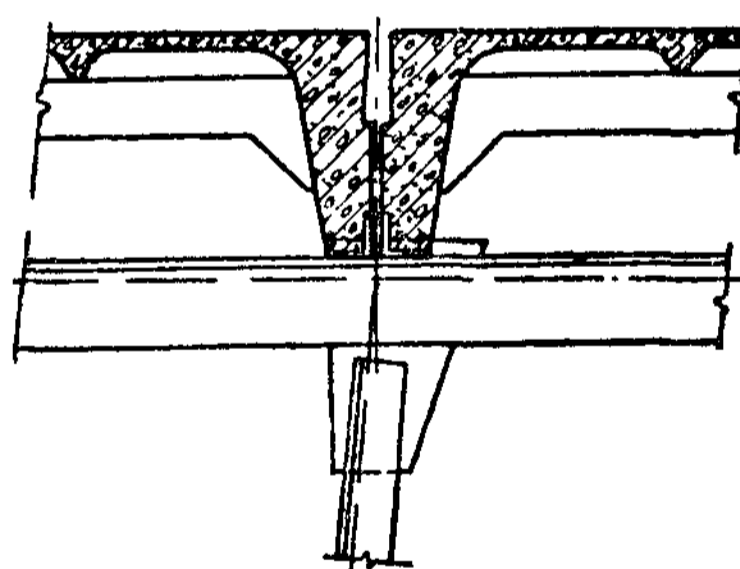


Рис XIII 9 Деталь прикрепления ребер крупнопанельных плит к поясам фермы

Широкое внедрение в строительство крупнопанельного кровельного настила не исключает применения в ряде случаев плит длиной 3 м по прогонам. При малой снеговой нагрузке собственный вес кровли имеет существенное значение (особенно при больших пролетах). В таких случаях целесообразно применять 3-метровые армоцементные (рис. XIII. 11) или асбестоцементные полые плиты (рис. XIII. 12) с малым собственным весом (50—60 кг/м²), которые укладывают по прогонам. Большим

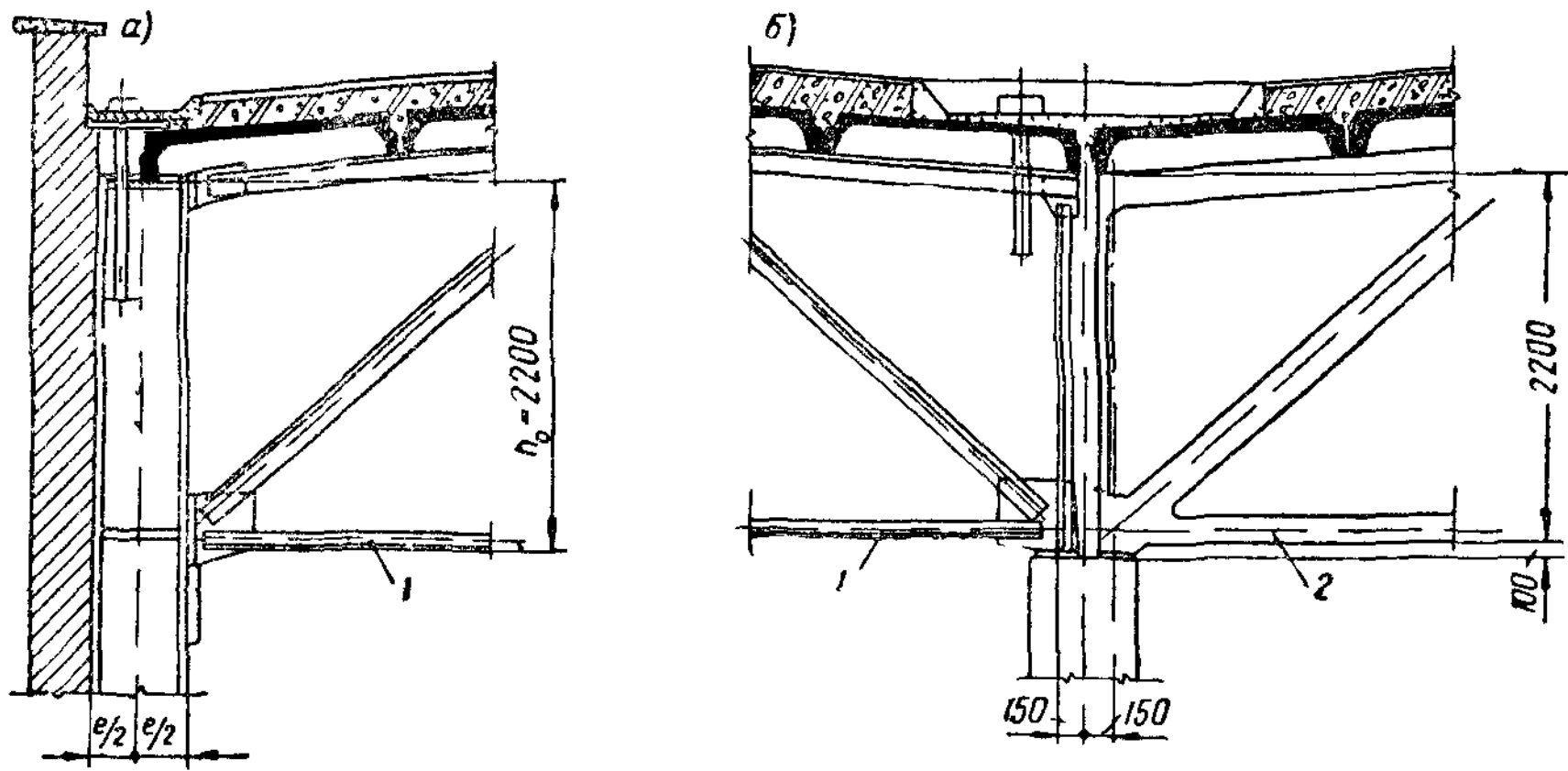


Рис XIII 10 Примыкание крупнопанельных плит
 а — у наружной колонны, б — у внутренней колонны 1 — стальная стропильная ферма
 2 — железобетонная стропильная ферма

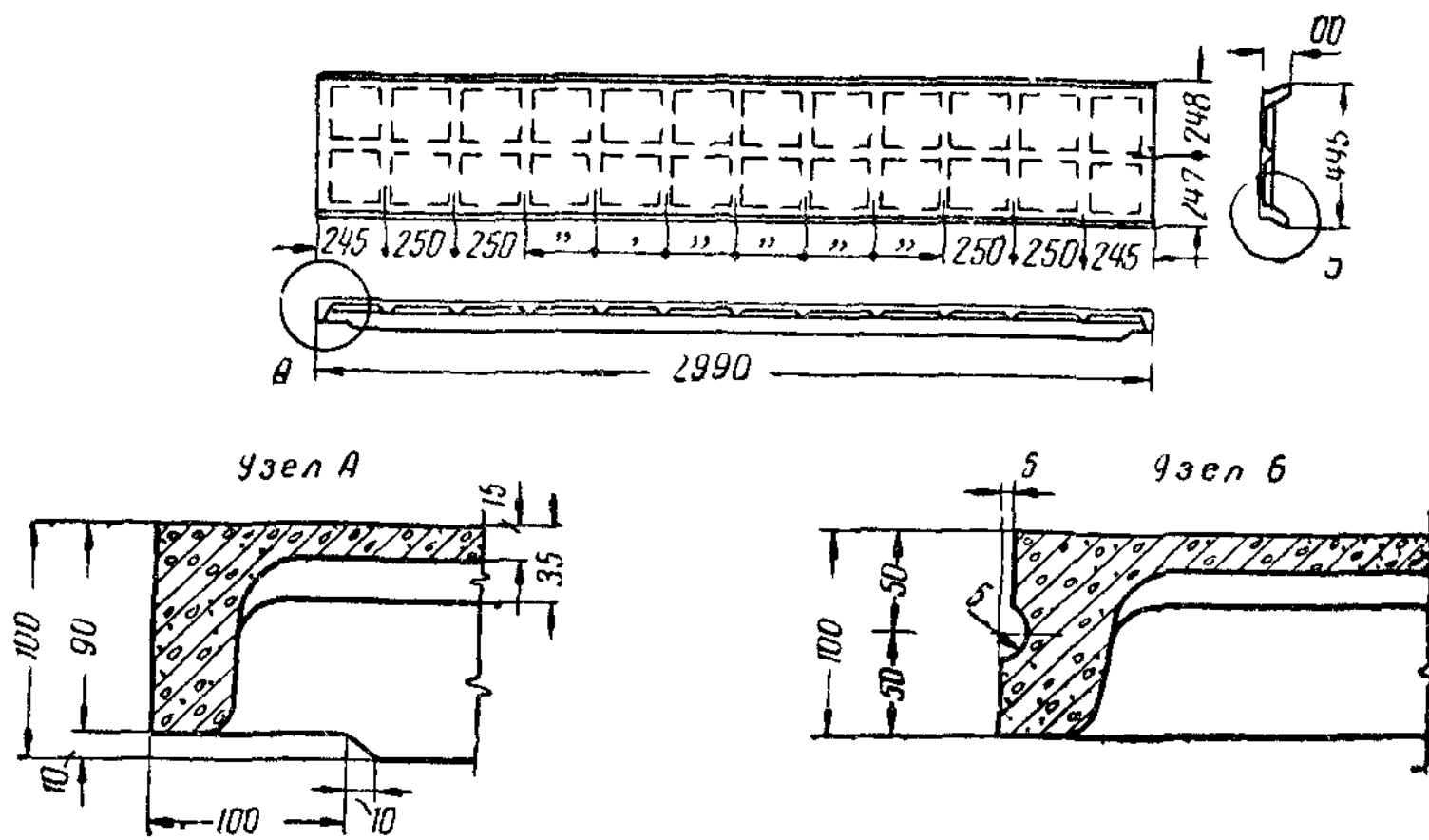


Рис XIII 11 Армоцементная плита

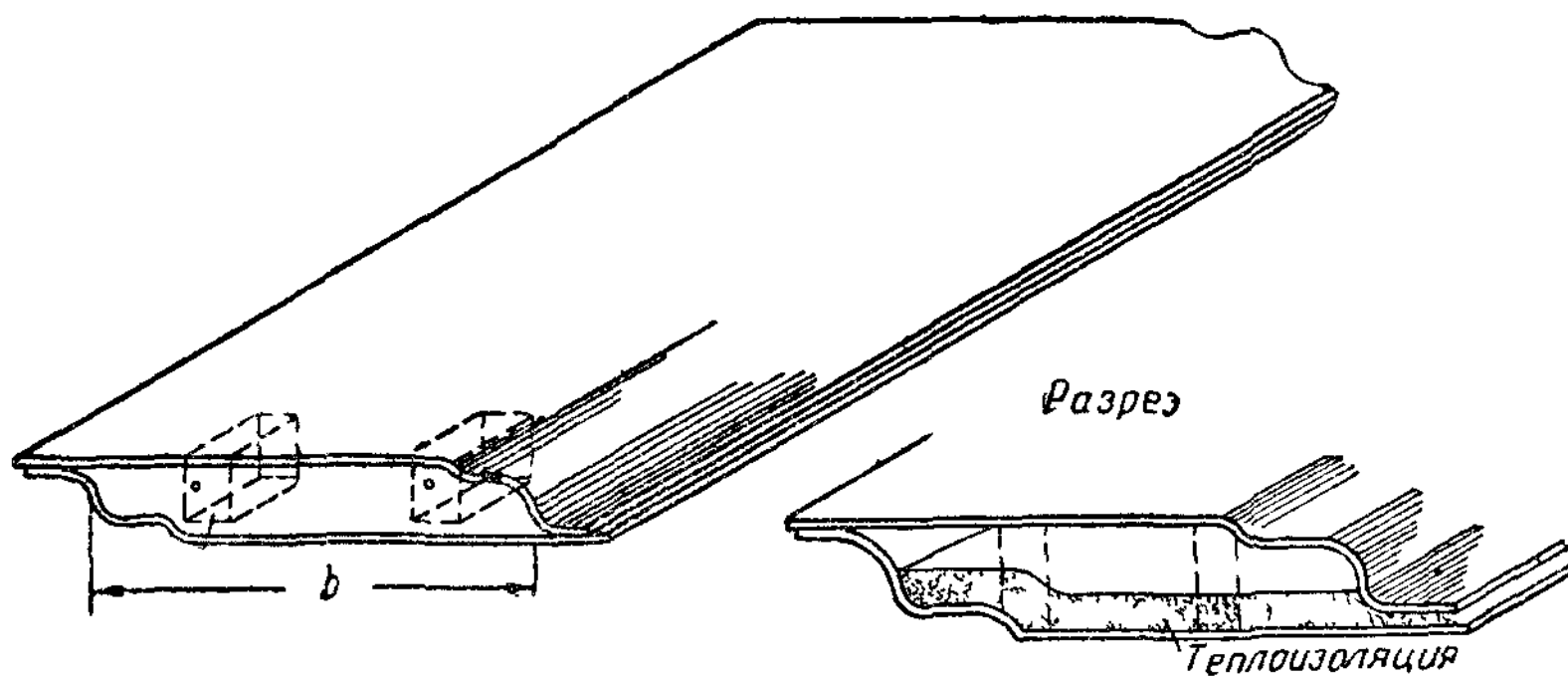


Рис XIII 12 Асбестоцементная полая плита

недостатком железобетонных и армоцементных плит является их малая долговечность в горячих цехах вследствие пересушивания бетона. В этих случаях их заменяют волнистыми листами из алюминиевых сплавов или стали.

Для устройства холодной кровли наиболее легким кровельным настилом являются крупноразмерные асбестоцементные волнистые листы, имеющие ширину до 1 000 мм, длину до 2 800 мм и толщину до 8 мм (рис. XIII.13).

Таковыми листами перекрывают два пролета между прогонами, расположенными с шагом не более 1 300 мм. Для обеспечения водонепроницаемости асбестоцементной кровле необходимо придавать уклон не менее 1:4.

Асбестоцементные листы по длине вдоль ската стыкуют внахлестку, причем длина нахлестки составляет не менее 150 мм; стык обязательно располагают над прогоном (рис. XIII.13). Взаимная связь листов в поперечном направлении осуществляется болтиками.

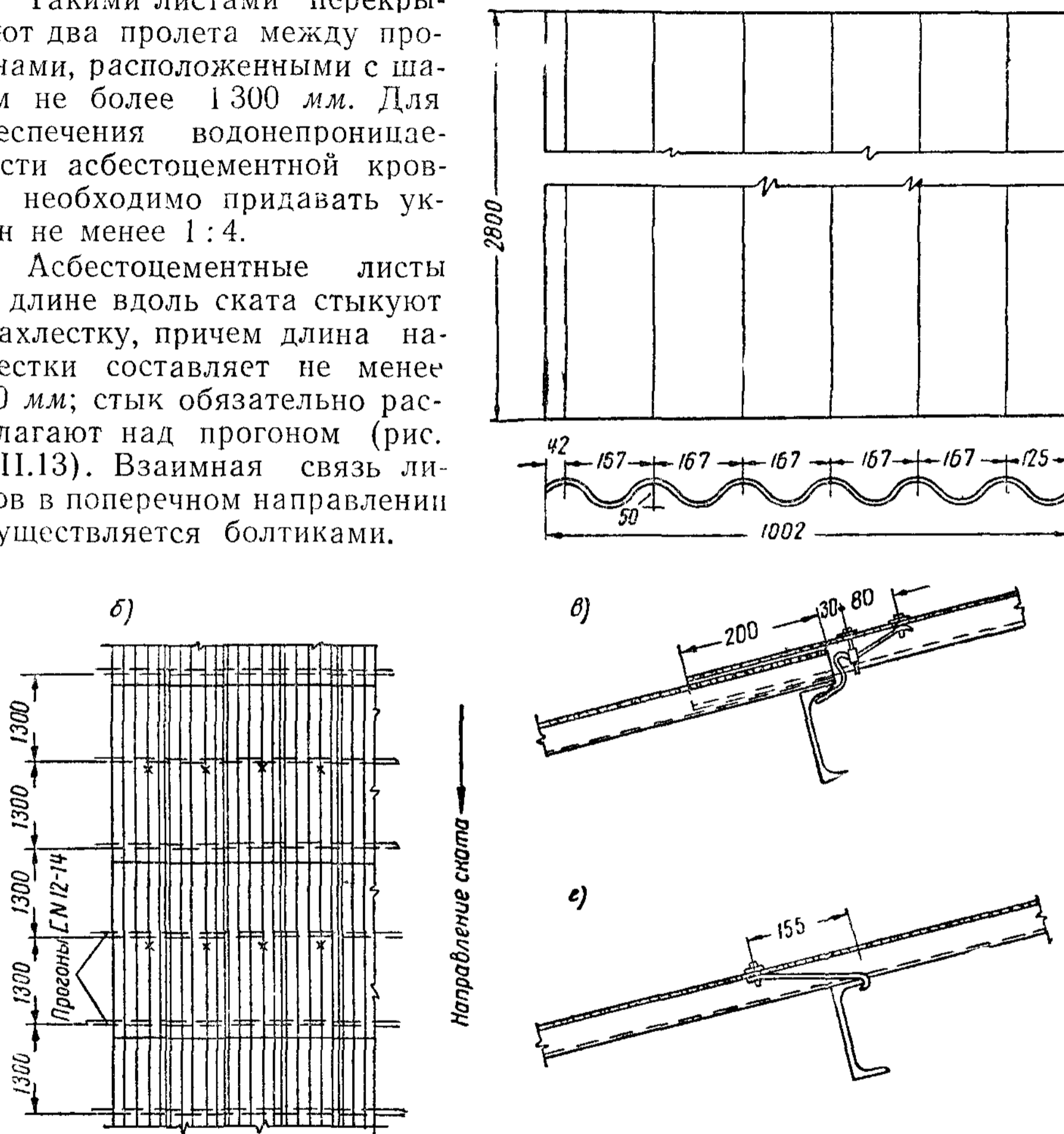


Рис. XIII.13. Асбестоцементные волнистые листы

а — план листа; б — план покрытия из асбестоцементных волнистых листов, в — двухвинтовое крепление, г — крепление крючком

Прогоны, поддерживающие кровлю из волнистых асбестоцементных листов, вследствие малого шага ($\leq 1\,300$ мм) обычно располагаются не только в узлах фермы, но и вне узлов (рис. XII.14). Благодаря малому весу кровли местный изгиб пояса стропильных ферм является в данном случае несущественным.

В кровельных покрытиях весьма целесообразно использование легких алюминиевых сплавов вследствие большой стойкости последних против коррозии, а также их малого веса. Несмотря на большую стоимость алюминиевых сплавов, в ряде случаев, особенно при больших про-

летах, их применение может привести к экономически выгодным результатам, так как сокращаются эксплуатационные расходы (ненужность окраски) и снижается вес несущих конструкций в связи со значительным облегчением кровли.

Алюминиевые кровли чаще всего осуществляются из волнистых листов (сплав АМг). На рис. XIII.14 показан пример волнистого настила (предложение Гипромеца), соответствующего 3-метровому шагу прогонов.

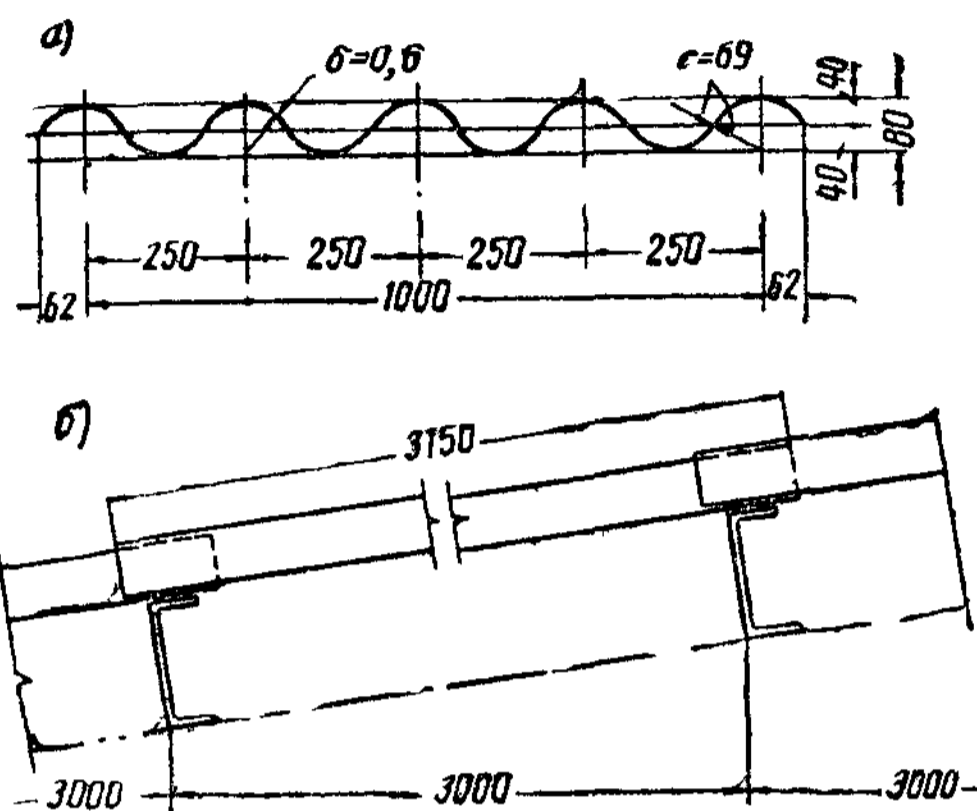


Рис. XIII.14. Настил из алюминиевого сплава для холодных покрытий

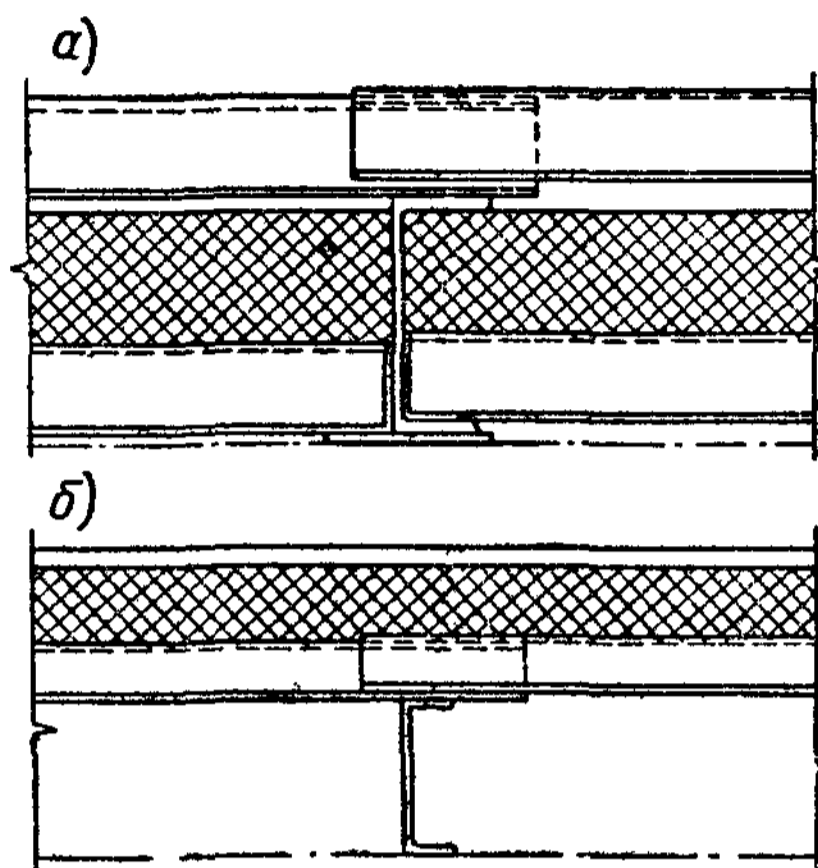


Рис. XIII.15. Применение настила из алюминиевого сплава для утепленных покрытий

Волнистый настил допускает применение и теплых кровельных покрытий (рис. XIII. 15, а, б). При алюминиевых кровельных настилах обычно применяются стальные прогоны. Между прогонами и настилом помещаются изолирующие прокладки во избежание контактной коррозии.

§ 4. ПРОГОНЫ

1. Прокатные стальные прогоны

Стальные прокатные прогоны в прошлом являлись основным типом прогонов.

Из прокатных профилей в качестве прогонов были наиболее распространены швеллеры, имеющие перед двутаврами конструктивные преимущества в отношении прикрепления их к поясам стропильных ферм; кроме того, швеллер обладает несколько бóльшим моментом инерции относительно вертикальной оси $y-y$, что улучшает его работу на кривой изгиб. Однако швеллеры имеют узкую полку, что приводило к необходимости делать кровельные плиты с фигурными торцами. Поэтому в настоящее время по соображениям унификации очертания армированных плит, а также для возможности применения асбестоцементных полых плит в качестве стальных прогонов используют двутавры, имеющие более широкие полки (за исключением покрытий из волнистых листов, где применяются прогоны из швеллеров).

Прогоны несут статическую нагрузку и, как правило, закреплены настилом от потери устойчивости по всей своей длине. В этом случае в соответствии с Техническими условиями их разрешается рассчитывать с учетом развития пластических деформаций (см. § 4 главы III) по упрощенной формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{плx}} + \frac{M_y}{W_{плу}} \ll R, \quad (\text{XIII.1})$$

где M_x , M_y — изгибающие моменты, действующие в плоскости главных осей сечения прогона;

$W_{плх}$, $W_{пул}$ — соответствующие пластические моменты сопротивления (см. § 5 главы VIII).

В случаях, когда может быть допущен учет только упругих деформаций (см. § 4 главы III), прогоны должны рассчитываться по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x \ll R, \quad (\text{XIII.2})$$

где x , y — координаты наиболее напряженной точки сечения.

Для уменьшения величины момента M_y , действующего параллельно скату кровли, пролет прогонов в плоскости ската сокращают с помощью тяжей. При малых углах наклона кровли достаточно уменьшить пролет

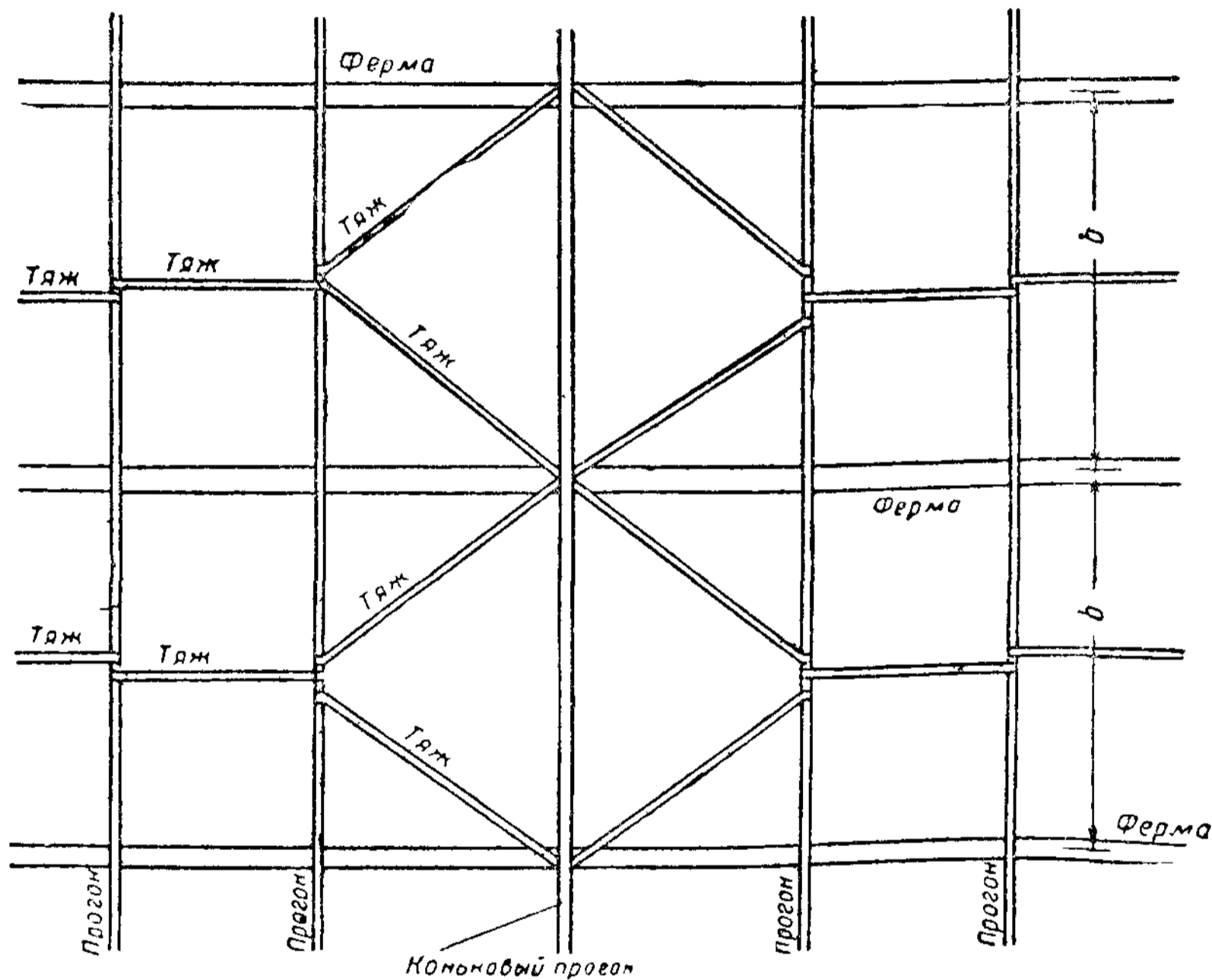


Рис. XIII.16. Расположение тяжей для закрепления прогонов

прогонов в 2 раза (рис. XIII. 16); при больших углах целесообразно делить пролет прогонов в плоскости кровли на три части. Вблизи конька тяжи рекомендуется прикреплять к неподвижным точкам.

Учитывая, что после укладки кровельных плит и затирки швов между ними скатная составляющая будет передаваться от плиты к плите, можно в случае устройства кровель по железобетонным, армоцементным, армопенобетонным и тому подобным плитам рассчитывать прогоны на косоу изгиб только от веса плит.

Прокатные прогоны крепятся к поясу фермы при помощи уголко-вых коротышей, заранее присоединенных к ферме (рис. X. 25), или при помощи планок, приваренных к прогонам.

Крепление первого типа является наиболее распространенным, так как лучше обеспечивает общую устойчивость прогона и более удобно в монтаже.

При увеличении пролета прогонов более 6 м применение прокатных прогонов становится неэкономичным и в таких случаях целесообразно переходить к сквозным составным прогонам.

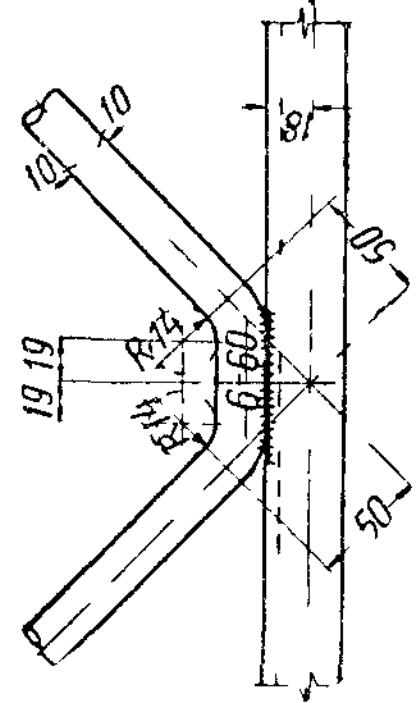
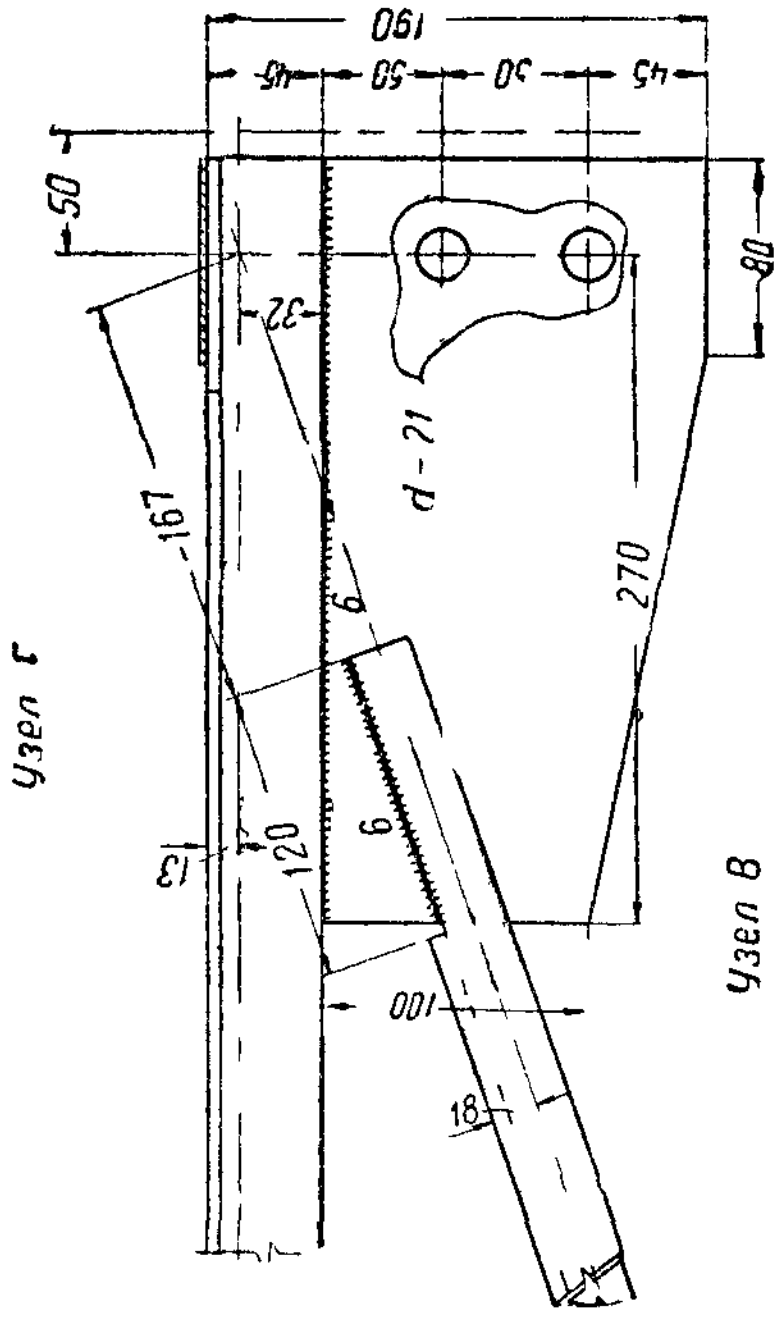
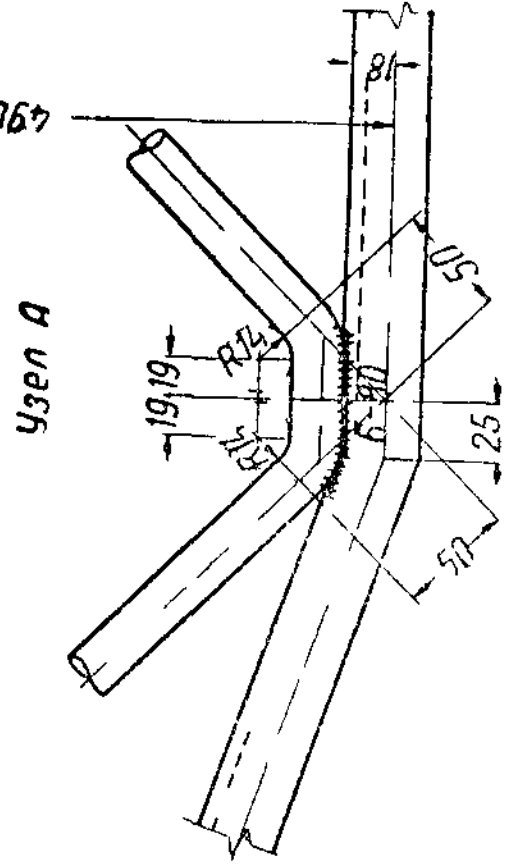
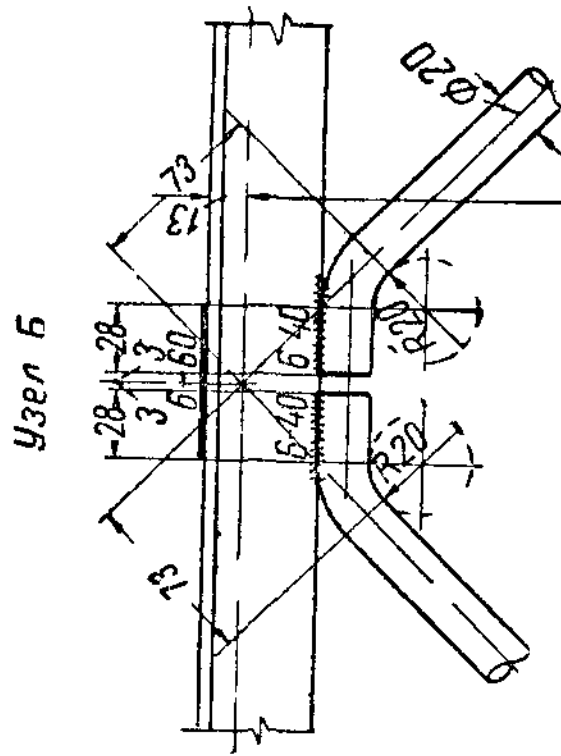
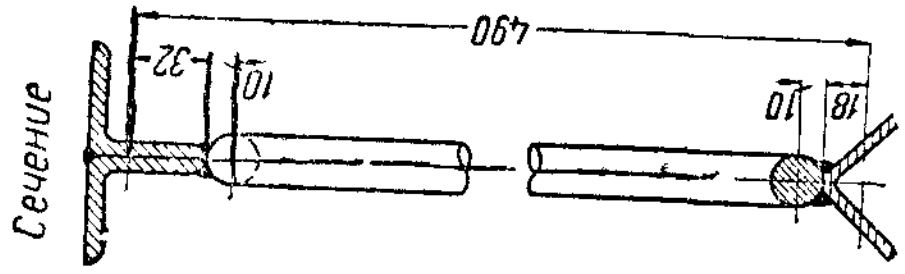
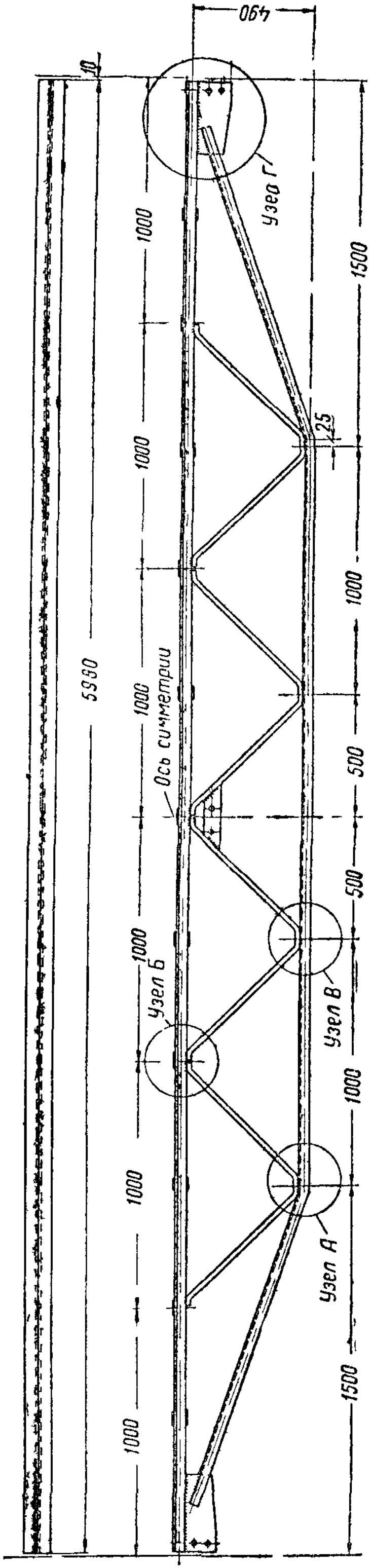


Рис XIII 17 Пружковый прогон

2. Сквозные стальные прогоны

Обычные сквозные прогоны — прутковые (рис. XIII. 17) и прутково-шпренгельные (рис. XIII. 18) — обладают весьма небольшой жесткостью в плоскости кровли; поэтому при их монтаже требуется особая осторожность и тщательность, особенно в случае укладки по ним тяжелых плит.

Вследствие своей малой жесткости в плоскости кровли сквозные прогоны должны иметь развитые по скату верхние пояса из двух уголков или швеллеров достаточно широких сечений (во избежание большого количества связей между ними).

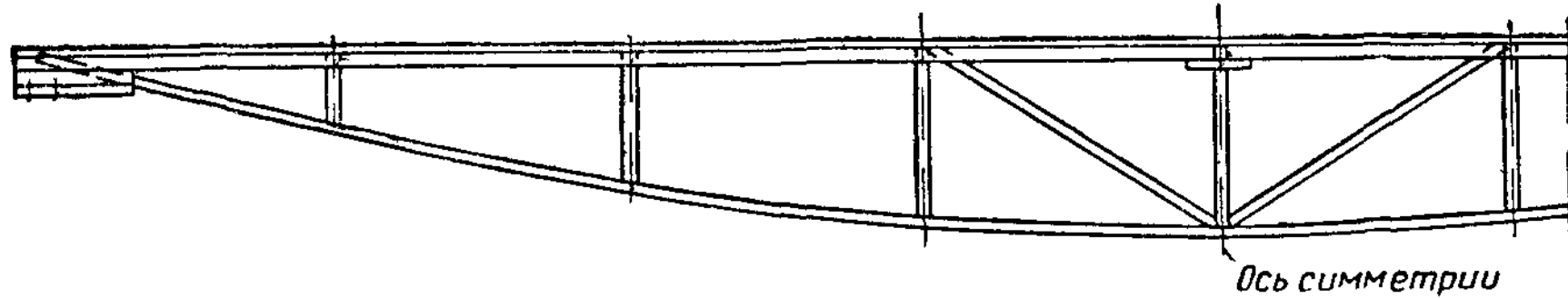


Рис. XIII.18. Прутково-шпренгельный прогон

Применение сквозных прогонов целесообразно для зданий с большими пролетами, перекрытыми рамами со сквозным ригелем, например, для покрытий авиасборочных цехов или судоверфей, в которых рационально увеличивать шаг поперечных рам. Однако составные прогоны при обычном изготовлении значительно более трудоемки, чем прокатные, а потому их более широкое распространение связано с организацией специализированной производственной базы. Опыт индустриального изготовления сквозных прогонов оказался вполне удовлетворительным¹.

При больших шагах поперечных рам сквозные прогоны заменяются легкими фермами.

Для сквозных прогонов целесообразно применение легких алюминиевых сплавов. Ввиду сравнительно незначительных усилий в их элементах такие прогоны рационально делать сварными из сплавов типа АМг.

3. Железобетонные прогоны

В целях экономии стали возможно устройство железобетонных прогонов. Последние представляют собой готовые заводские изделия из струнобетона и имеют массивное тавровое сечение со слабо развитыми полками. Уширение верхней части прогона необходимо для прикрепления плит кровли, которое производится на закладных частях.

Железобетонные прогоны располагаются в узлах фермы и прикрепляются к поясам фермы с помощью уголковых коротышей на болтах (аналогично стальным прогонам). Они значительно тяжелее стальных прогонов, но дают экономию металла по всему комплексу конструкций покрытия до 9 кг/м². Наиболее целесообразно применять их в сочетании с кровельным настилом из армоцементных и армопенобетонных плит.

§ 5. ФОНАРИ

Тип фонаря определяется его назначением. В производственных зданиях фонари могут предназначаться для целей освещения и аэрации.

¹ Подлипский А. А., Стальные прутковые конструкции покрытий, Госстройиздат, 1954.

Для освещения наиболее целесообразны прямоугольные фонари с расположением остекления по вертикальным стенкам (рис. XIII.19); они используются также для аэрации помещений, где по условиям производства нет больших выделений тепла и вредных газов.

В современных производственных зданиях прямоугольные фонари находят самое широкое применение. Они наиболее просты в конструктивном отношении. Вертикальное остекление по сравнению с наклонным отличается большей водонепроницаемостью, в меньшей степени подвержено загрязнению, требует меньшего ухода в процессе эксплуатации, а также более благоприятно в отношении маскировки и мероприятий воздушной обороны.

Положительным свойством прямоугольных фонарей является, кроме того, их малая инсоляция, что делает эти фонари особенно предпочтительными в южных районах.

Ширина фонаря обычно принимается в пределах $(0,33-0,5) L_0$, где L_0 — ширина пролета.

При предварительном определении величины светопроемов фонарей по условиям естественной освещенности сумма двух остекленных поверхностей фонаря $2a$ (рис. XIII.19) может приниматься равной $0,25 \div 0,3) L_0$. Низ остекленной части фонаря в целях предотвращения заноса снегом должен возвышаться над уровнем кровли на $0,4-0,6$ м; поэтому в нижней части фонаря располагается бортовое ограждение.

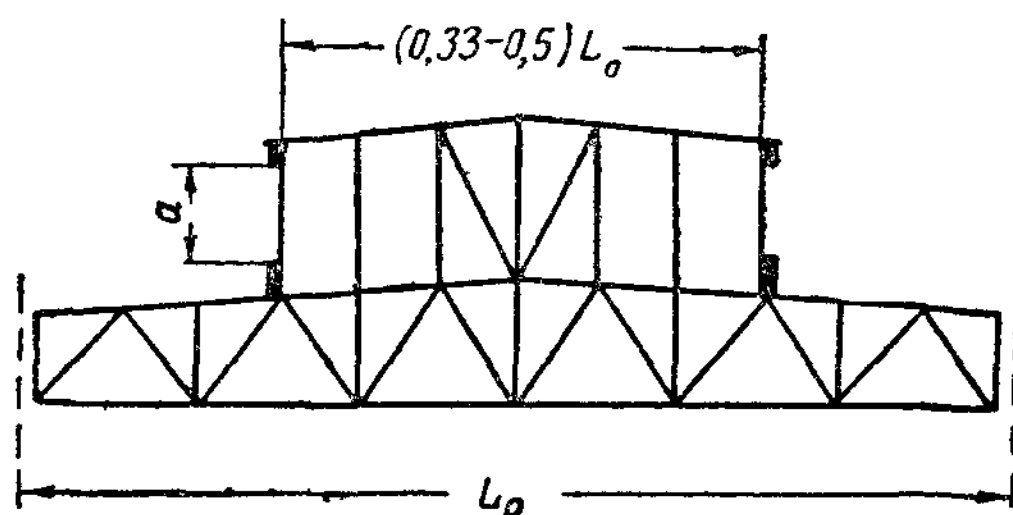


Рис. XIII.19. Фонарь с вертикальным остеклением

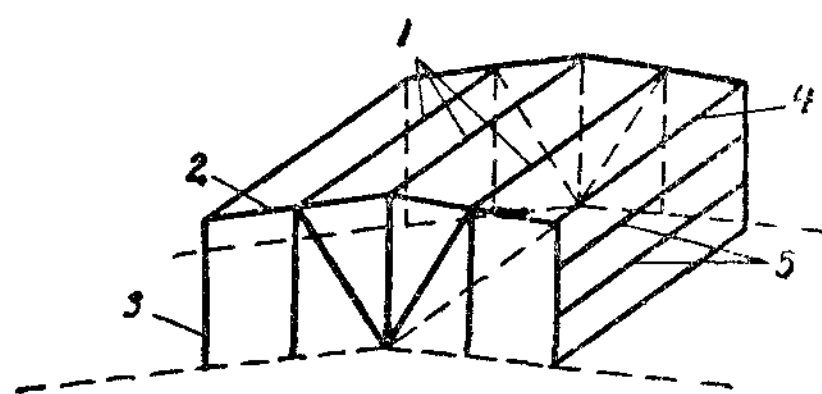


Рис. XIII.20. Общее расположение элементов каркаса фонаря

1 — прогоны кровли; 2 — ригель фонаря, 3 — нога фонаря, 4 — верхний бортовой прогон; 5 — прогоны остекления

В верхней части фонаря бортовое ограждение образуется специальным прогоном.

Высота фонаря должна соответствовать размещению необходимого числа стандартных переплетов с номинальными размерами: 1,25; 1,5 и 1,75 м. Длина ригеля (верхнего пояса) фонаря должна соответствовать стандартным размерам элементов кровли. Отвод воды с фонарей шириной более 9 м в зданиях с внутренним отводом воды также делается внутренним (по соображениям нормальной эксплуатации кровли).

Каркас фонаря (рис. XIII. 20) состоит из поперечных несущих конструкций и продольных элементов, непосредственно поддерживающих ограждение (кровлю, переплеты остекления).

Поперечные конструкции фонаря обычно представляют собой стержневые или рамные системы. Шаг поперечных конструкций фонаря должен быть согласован с принятым в проекте шагом стропильных ферм или поперечных рам.

Рамная поперечная конструкция фонаря (со средней стойкой) наиболее целесообразна, так как она имеет более низкий коэффициент затемнения, однако она несколько невыгодна по расходу металла и потому до сих пор не имела большого распространения. При учете развития

пластических деформаций в ригеле конструкция такого фонаря может быть несколько облегчена.

Стержневая поперечная конструкция фонаря применяется в виде следующих схем:

а) верхний пояс (ригель) фонаря поддерживается стойками, причем для восприятия ветровой нагрузки в средних панелях ставят раскосы (рис. XIII.19);

б) конструкция фонаря представляет собой шпренгельную систему (рис. XIII. 21).

Конструкция по первой схеме проста в изготовлении, но неудобна в том случае, если монтируется отдельно после установки стропильных ферм.

Конструкция по второй схеме сложнее в изготовлении, но зато представляет собою отдельный монтажный элемент, позволяющий монтировать его отдельно от стропильных ферм (что обычно имеет место при больших пролетах ферм). Однако при перевозке таких фонарей в цельном виде коэффициент использования грузоподъемности железнодорожных платформ получается весьма низким, что удорожает их перевозку.

Последнее обстоятельство существенно влияет на выбор конструктивной схемы фонарей и в настоящее время фонари принимаются преимущественно «стоечного» типа

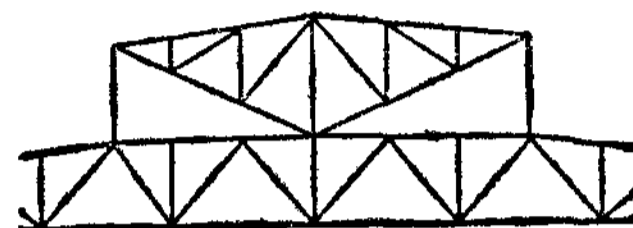


Рис. XIII.21. Шпренгельная система поперечной конструкции фонаря

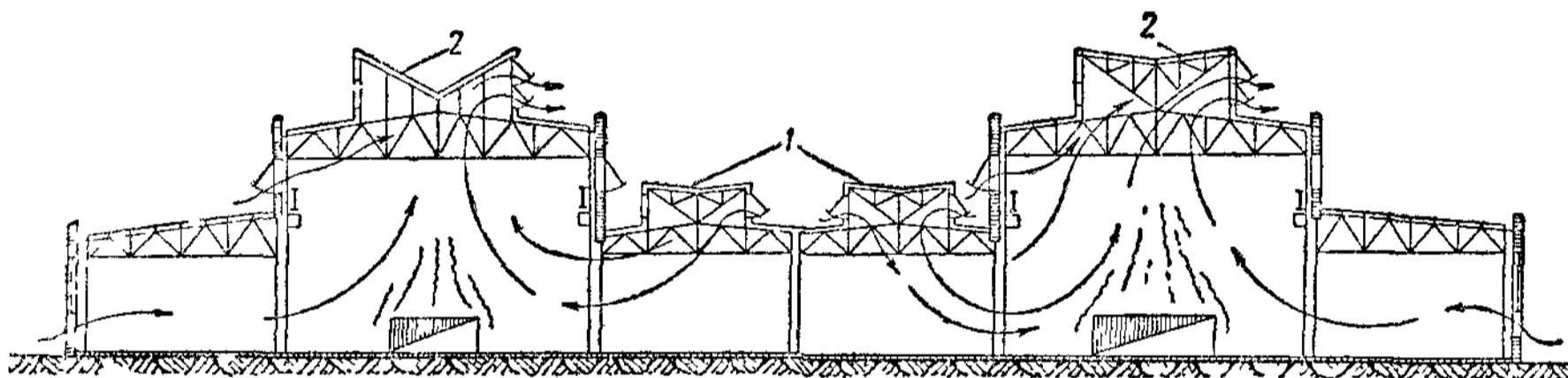


Рис. XIII 22. Поперечный профиль цеха с размещением вытяжных и приточных фонарей
1 — приточные фонари; 2 — вытяжные фонари

В цехах, где по условиям производства выделяются в больших количествах тепло и вредные газы, фонари должны обеспечивать надлежащую аэрацию помещений.

В прошлом, начиная с 30-х годов, для целей аэрации зданию придавали так называемый активный профиль с применением вытяжных М-образных и приточных фонарей (рис. XIII. 22). Такая система аэрации обуславливала создание сложного поперечного профиля цеха с перепадами высот пролетов, что мало целесообразно с точки зрения возможности унификации конструкций. Кроме того, при ветре оказывается затрудненным аэрирование с наветренной стороны.

Это привело к созданию так называемых незадуваемых (аэрационных) фонарей, в конструкцию которых введены оградительные (ветроотбойные) щиты и ветер используется в качестве активного фактора, усиливающего вытяжное действие фонаря.

В настоящее время аэрационные фонари находят заметное применение в промышленном строительстве. По своему назначению они могут либо служить только целям аэрации, либо быть комбинированными, т. е., кроме аэрирования, обладать также светопропускной способностью.

По конструктивному устройству аэрационные фонари могут быть с неподвижными (рис. XIII. 23) и с поворотными (рис. XIII. 24) ветроотбойными щитами. При этом регулирование расхода воздуха через проемы фонаря может быть ручным и механическим.

Фонари с поворотными щитами и ручным регулированием открывания рекомендуются для цехов с непрерывным процессом производства. Регулирование расхода воздуха, проходящего через такой фонарь, осуществляется поворотом щита. Поворотные щиты, как правило, выполняются из волнистой стали.

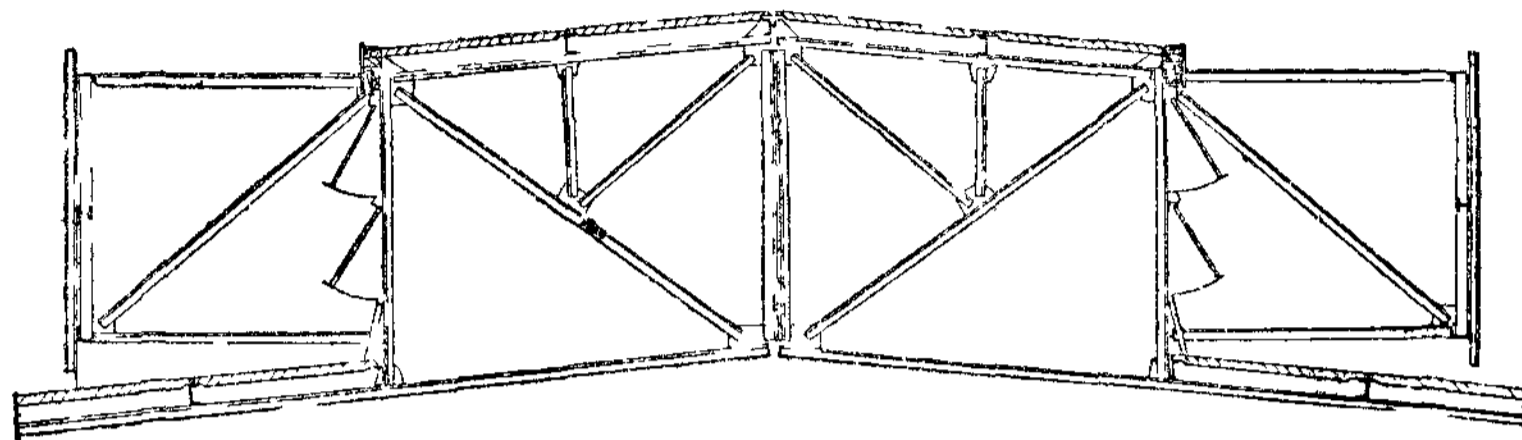


Рис XIII 23 Аэрационный фонарь с неподвижными ветроотбойными щитами

Фонари с поворотными щитами не могут быть рекомендованы для производств, не допускающих попадания в помещение влаги и минеральной пыли при косом дожде, ливне и снежных бурях (например, в зданиях сталеплавильных цехов).

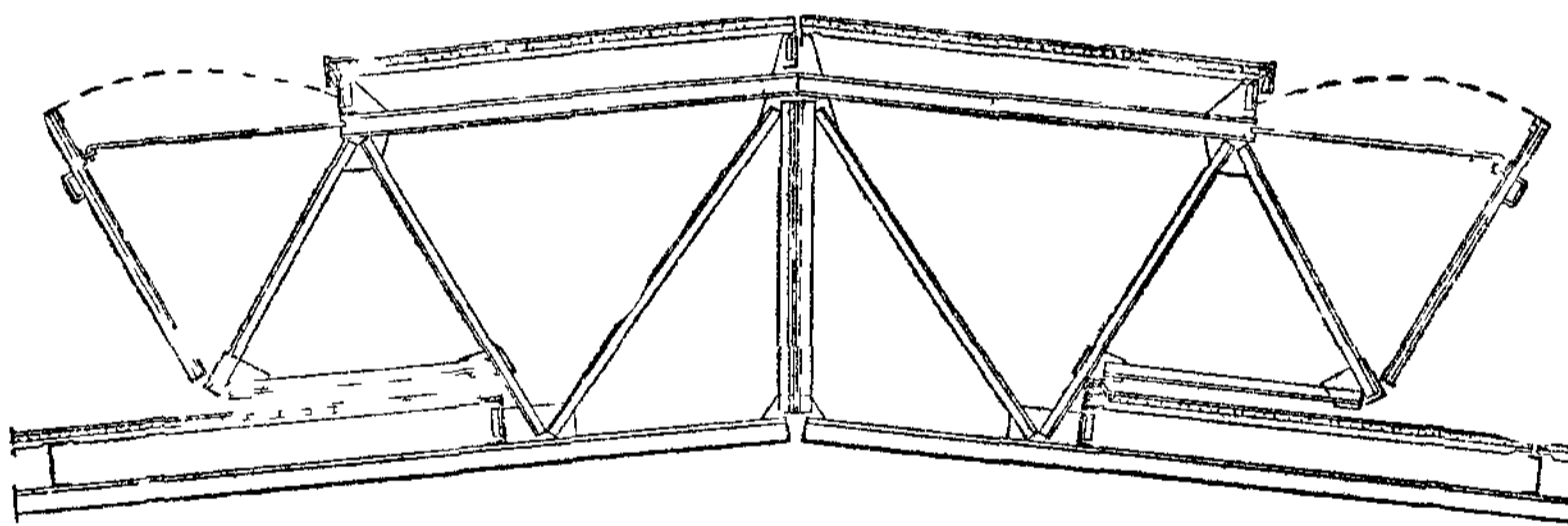


Рис XIII 24 Аэрационный фонарь с поворотными ветроотбойными щитами

В аэрационных фонарях с поворотными щитами (рис. XIII. 24), регулирование положения которых осуществляется вручную, ветроотбойные щиты сделаны в виде поворотных панелей, укрепленных на нижних горизонтальных осях. Фонари этого типа не следует применять в цехах, в которых требуется большой воздухообмен, так как в таких зданиях требуются фонари больших размеров и высота поворотных щитов должна быть значительна (около 2 м и более), что создает трудность поворачивания щитов без механизмов.

Во избежание последнего в конструкции аэрационного фонаря, показанного на рис. XIII 25, ось вращения расположена по середине щита, чем достигается хорошая маневренность при открывании и малая затрата сил. Недостатком этой конструкции является неплотность закрывания щита.

Назначение основных размеров аэрационного фонаря основано на аэродинамическом расчете, определяющем величину горловины фонаря A (рис. XIII, 26, a). Высота проема фонаря B , высота щита h , расстояние c от боковых стенок фонаря до щита и другие основные размеры на-

значаются по отношению к размеру горловины фонаря A . На рис. XIII.26, б даны основные размеры фонаря с поворотными щитами по отношению к размеру горловины A .

§ 6. БЕСФОНАРНЫЕ ЗДАНИЯ

Новые методы искусственного освещения (люминесцентные лампы) и вентиляции позволяют отказаться от устройства световых и аэрационных фонарей и перейти к бесфонарным типам производственных зданий,

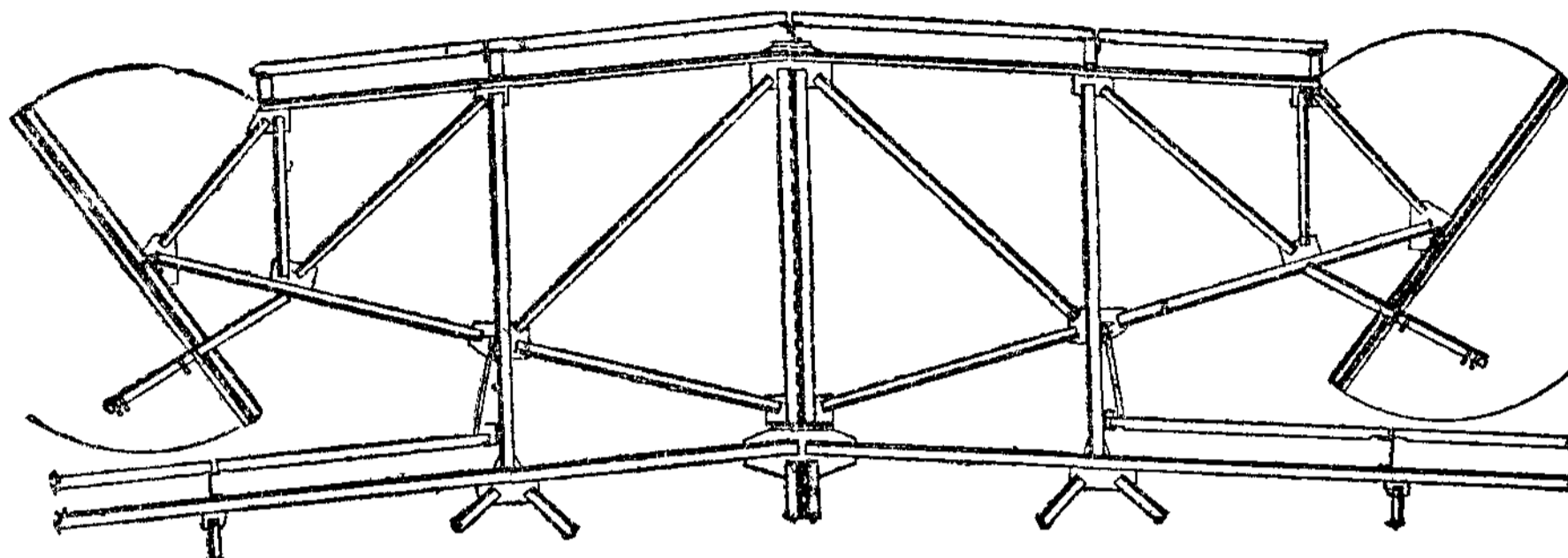


Рис. XIII.25. Аэрационный фонарь с поворотными щитами (по средней осью вращения)

которые за последнее время начинают внедрять в промышленное строительство

Бесфонарные здания имеют ряд технологических преимуществ в отношении постоянства светового, температурно-влажностного и аэрационного режима. Поскольку они не имеют световых проемов, они более удобны в эксплуатации и ниже по стоимости. Они более просты в конструктивном отношении и могут иметь более легкие перекрытия, так как отсутствие фонарей избавляет от образования снеговых мешков и завихрений, усложняющих работу каркаса, а хорошая обдуваемость здания снижает снеговую нагрузку и еще больше облегчает перекрытия. Известные преимущества бесфонарных зданий имеют с точки зрения удобств маскировки.

Конструкции бесфонарных промышленных зданий, особенно многопролетных, не имеют существенных отличий от конструкций обычных зданий; можно только подчеркнуть большее стремление к использованию возможностей свободной планировки. Фонарная надстройка вообще легка и мало отражается на планировке несущих конструкций, но при больших шагах ферм она становится сложной и малоудобной. Отсутствие фонарной надстройки стимулирует увеличение шага ферм, тем более, что в бесфонарных схемах пространство между редко расставленными рамами легко может быть перекрыто оболочками.

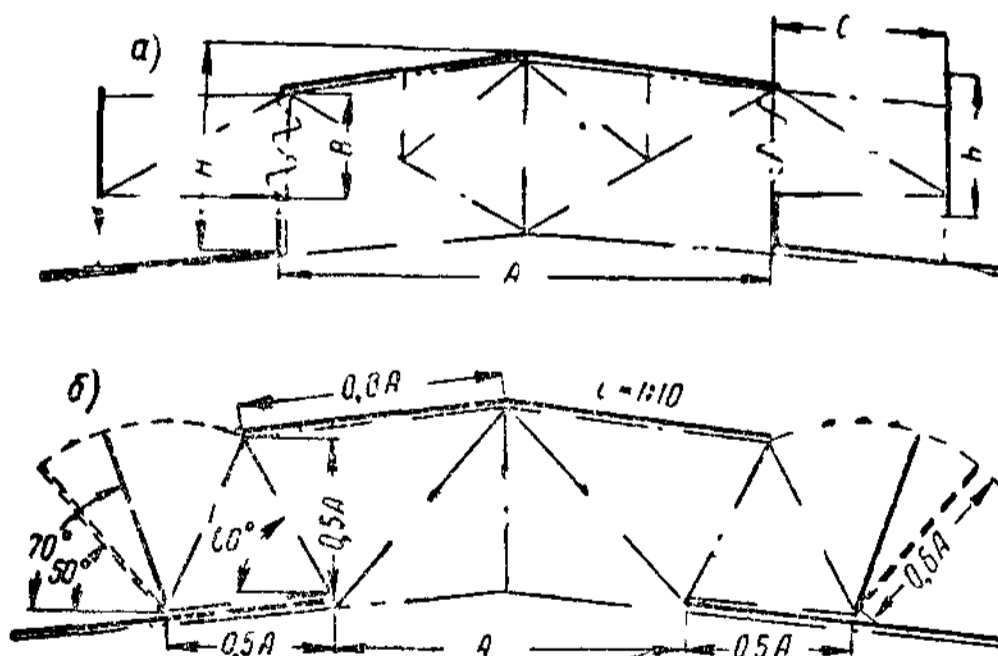


Рис. XIII.26. Основные размеры аэрационных фонарей

Бесфонарные конструкции в виде пространственных тонкостенных оболочек наиболее пригодны для перекрытия больших площадей без промежуточных опор; они вполне возможны и в компоновочных решениях многопролетных зданий.

В бесфонарных зданиях желательно иметь легко обдуваемую поверхность кровли; при этом целесообразно применение арочно-рамных поперечных конструкций (см. § 5 главы XVIII) часто с повышенными затяжками, тем более, что при достаточно сложных системах вытяжной вентиляции и кондиционирования воздуха весьма рационально устройство технических чердаков, которые располагаются поверх затяжек. Мостовые краны, если они необходимы, поддерживаются в таких зданиях крановыми эстакадами.

Бесфонарных зданий со стальным каркасом пока сооружено очень немного; обычно такие здания строят из железобетона.

Г Л А В А X I V
С И С Т Е М Ы С В Я З Е Й

§ 1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К СИСТЕМАМ СВЯЗЕЙ

Важными элементами стального каркаса промышленного здания являются системы связей, предназначенные для:

1) обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;

2) восприятия ветровых нагрузок и инерционных воздействий от мостовых кранов;

3) создания жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации и продолжительности срока службы сооружения;

4) обеспечения условий для качественного и удобного монтажа элементов сооружения.

Надлежащая компоновка связей обеспечивает совместную работу конструкций каркаса, что имеет большое значение для повышения жесткости сооружения и экономии материала. Связи, предназначенные для восприятия определенных силовых воздействий (ветер, тормозные силы), должны обеспечивать последовательное доведение усилий от места приложения нагрузки до фундаментов опор здания; при этом путь передачи усилий должен быть по возможности кратчайшим.

Анализ каждого из указанных требований позволяет правильно решить вопросы выбора систем связей и их компоновки; при этом необходимо учитывать особенности эксплуатационного режима цеха, действующие нагрузки, генеральные размеры каркаса (пролет, длина, высота), а также методы монтажа.

Совокупность связей цеха состоит по существу из двух основных комплексов: один комплекс связей обеспечивает пространственную завязку элементов покрытия, второй — завязку колонн здания.

§ 2. СВЯЗИ ПОКРЫТИЯ

Как видно из § 1 настоящей главы, функции связей весьма многообразны. Поэтому целесообразно так компоновать связи, чтобы каждая определенная система связей могла выполнять различные функции в соответствии с возможным конструктивным их расположением.

В результате такого подхода в пределах покрытия (шатра) цеха располагаются следующие системы связей: а) связи в плоскости верхних поясов ферм; б) связи в плоскости нижних поясов ферм; в) вертикальные связи между фермами; г) связи по фонарям.

1. Связи в плоскости верхних поясов ферм

Элементы верхнего пояса ферм сжаты, а потому необходимо обеспечить их устойчивость при продольном изгибе из плоскости ферм. Как было указано в § 2 главы X прогоны могут рассматриваться как опоры, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы, при условии, что они закреплены от продольных перемещений связями, расположенными в плоскости кровли. Такие связи наиболее целесообразно

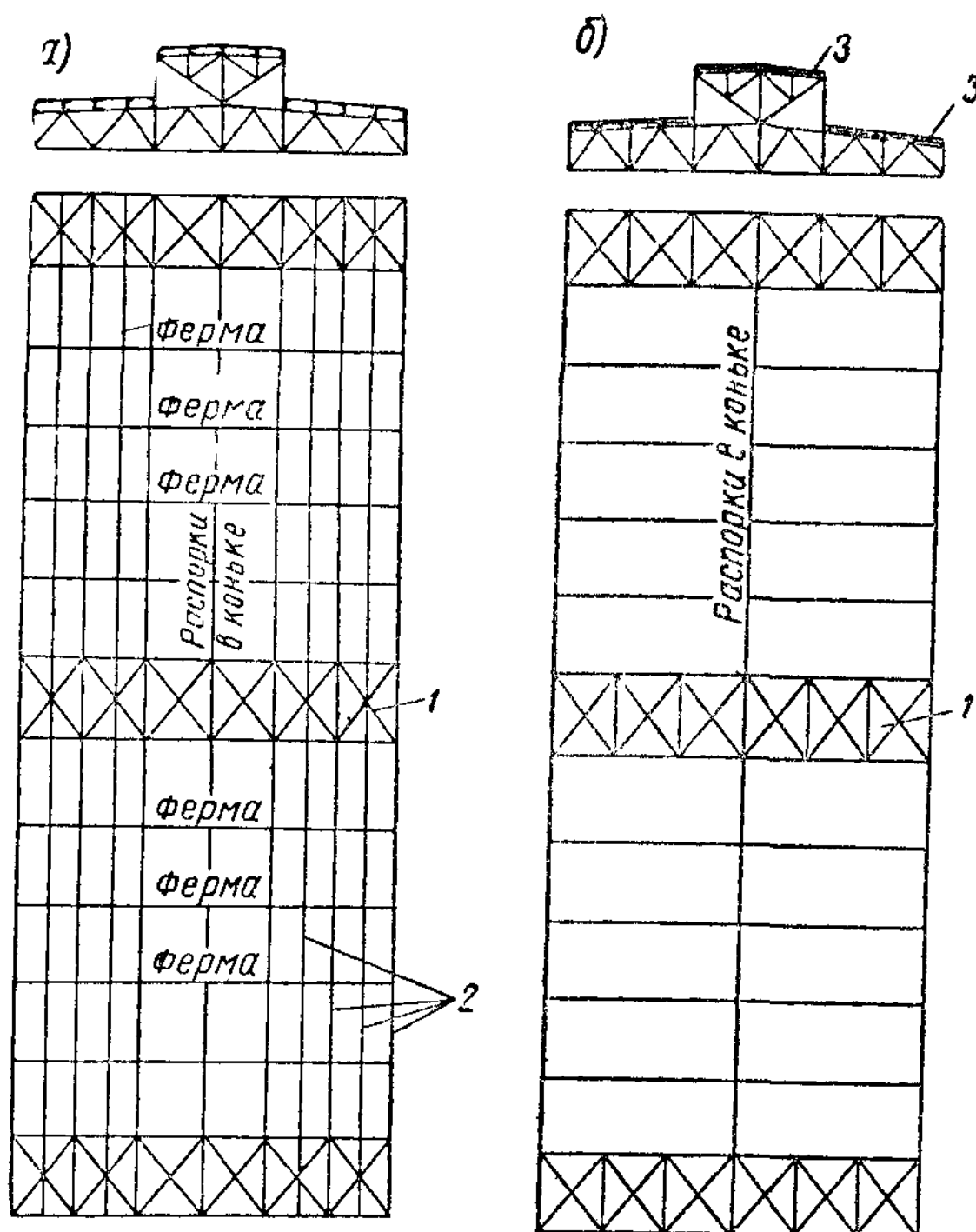


Рис. XIV.1. Поперечные связи в плоскости верхних поясов ферм

а — при наличии прогонов, б — при беспрогонном решении. 1 — промежуточные поперечные связи; 2 — прогоны, 3 — ребристые плиты

располагать в торцах цеха (рис. XIV. 1) с тем, чтобы вместе с поперечными горизонтальными связями, расположенными по нижним поясам ферм, создать пространственную завязку покрытия в торцах. Это имеет существенное значение с точки зрения неизменяемости конструкций покрытия в процессе монтажа, особенно при действии ветра в направлении вдоль здания; кроме того, располагаемые в торцах связевые фермы частично воспринимают ветровые нагрузки от стоек торцового фахверка (см. § 3 главы XVII). Такие же связи следует располагать и с каждой стороны температурных швов, имея в виду, что каждый температурный блок представляет собой законченный пространственный комплекс. Кроме указанных связей, при

большой длине температурного блока целесообразно дополнительно располагать промежуточные поперечные связевые фермы (примерно через 50—60 м). Наличие таких связей увеличивает пространственную жесткость покрытия в целом и, кроме того, дополнительно обеспечивает закрепление прогонов по длине здания.

Так как обычное отношение шага ферм к панели верхнего пояса $\frac{b}{d} \geq 2$ (при унифицированных размерах шага 6 м и панели 3 м $\frac{b}{d} = 2$), панель связевых ферм, как правило, принимается равной двум панелям верхнего пояса (рис. XIV. 1). Систему решетки связевых ферм наиболее рационально принимать крестовую как наиболее жесткую.

В беспрогонных покрытиях продольные ребра крупнопанельных плит приваривают к поясам ферм; это обстоятельство, а также продольная жесткость настила обеспечивают закрепление узлов верхних поясов из плоскости ферм. Однако с точки зрения четкости передачи ветровых нагрузок от стоек торцового фахверка, а также обеспечения неизменя-

емости конструкций покрытия в процессе монтажа, пространственная завязка покрытия в торцах необходима и при устройстве покрытия без прогонов. Поэтому устраивать поперечные связи по верхним поясам ферм рекомендуется независимо от типа покрытия (рис. XIV. 1, а и б).

Для обеспечения устойчивости верхнего пояса ферм необходимо обращать особое внимание на завязку узлов ферм в пределах фонаря, где отсутствует кровельный настил. Здесь для закрепления узлов верхнего пояса в боковом направлении предусматриваются специальные распорки (рис. XVI. 1, а и б), причем такие распорки в коньковом узле фермы обязательны. Эти распорки прикрепляют к торцовым связям в плоскости верхних поясов ферм.

2. Связи в плоскости нижних поясов ферм

В зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы особое значение имеет обеспечение надлежащей горизонтальной жесткости каркаса как поперек, так и вдоль здания. При работе мостовых

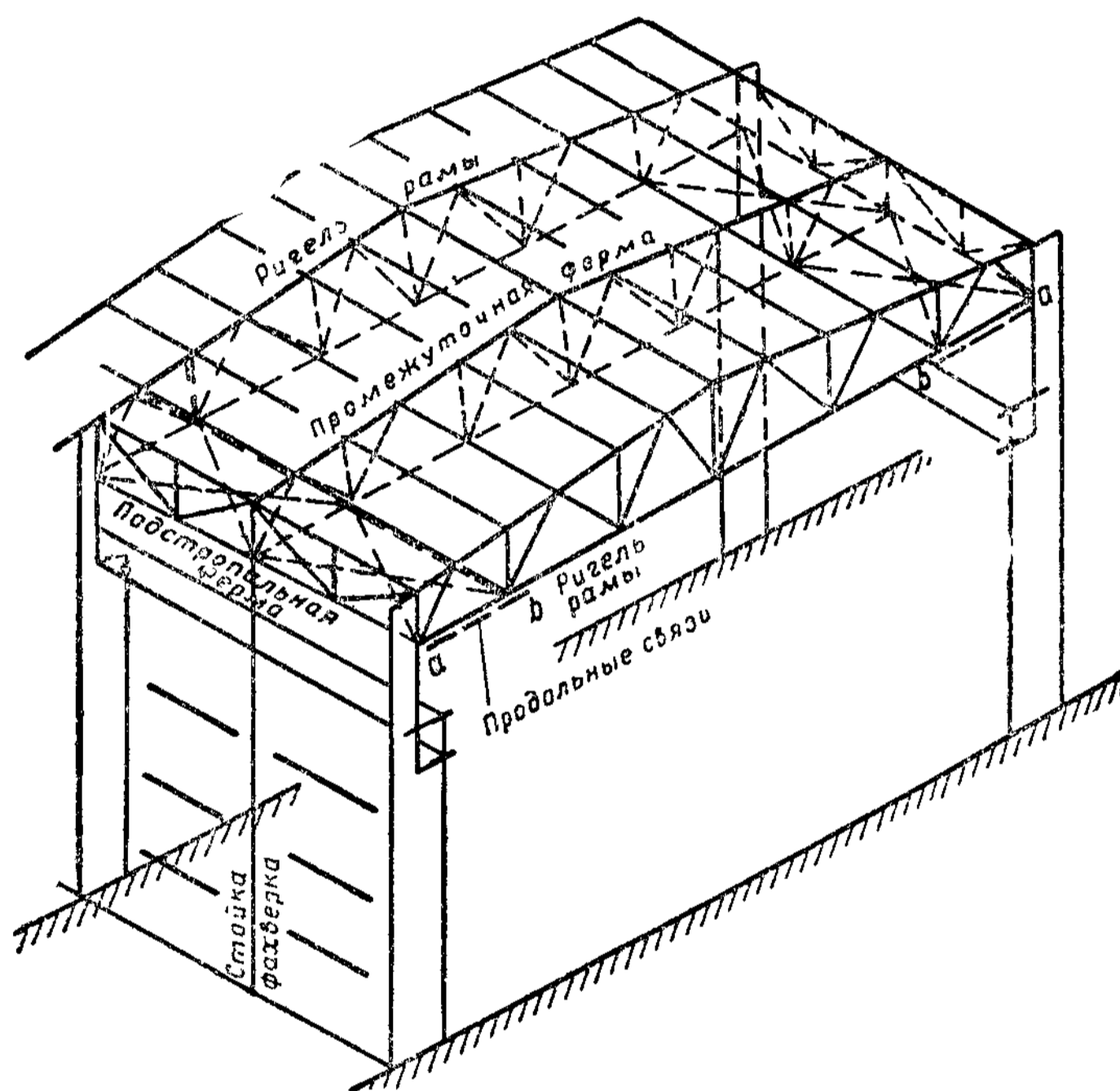


Рис. XIV.2 Расположение продольных связей в плоскости нижних поясов ферм

кранов возникают инерционные усилия (см. § 2 главы XV), вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса цеха. Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, краны при движении заклиниваются и, как следствие этого, нарушается нормальная их эксплуатация, приходится часто ремонтировать их ходовые части и крановые рельсы. Чрезмерно высокие значения ускорений колебаний каркаса создают неблагоприятные условия для работы персонала, а также для сохранности стеновых ограждений и кровли.

При кранах тяжелого и весьма тяжелого режима работы и высоком расположении подкрановых балок (в зданиях большой высоты) каркас однопролетного цеха находится в наиболее невыгодных условиях. Таково, например, однопролетное здание миксера (рис. XII. 2), в котором краны весьма тяжелого режима работы грузоподъемностью 180 т расположены на высоте примерно 29 м.

Здания с кранами среднего и легкого режима работы (в особенности многопролетные) с невысоким расположением подкрановых балок находятся в значительно более благоприятных условиях и поэтому повышенной жесткости каркаса в них не требуется.

Горизонтальные инерционные силы приложены в уровне рельсов подкрановых балок и их воздействие в поперечном направлении является обычно в большой степени сосредоточенным по отношению к одной плоской раме или двум смежным. Совместная работа систем плоских рам, получаемая в результате завязки их связями, может значительно повысить степень их поперечной жесткости (см. § 3 главы XV).

Практикой проектирования и экспериментальными исследованиями поперечных деформаций каркаса установлена целесообразность устройства продольных связевых ферм, располагаемых в плоскости нижних поясов в пределах крайних панелей ригелей рамы (рис. XIV. 2).

Поскольку основное значение имеет уменьшение поперечных смещений колонн в уровне приложения инерционных сил, т. е. в уровне верхних поясов подкрановых балок, наиболее эффективной будет система взаимной завязки колонн цеха при расположении связей возможно ближе к верху подкрановых балок. Этим и обосновывается обычно применяемое в практике проектирования расположение горизонтальных

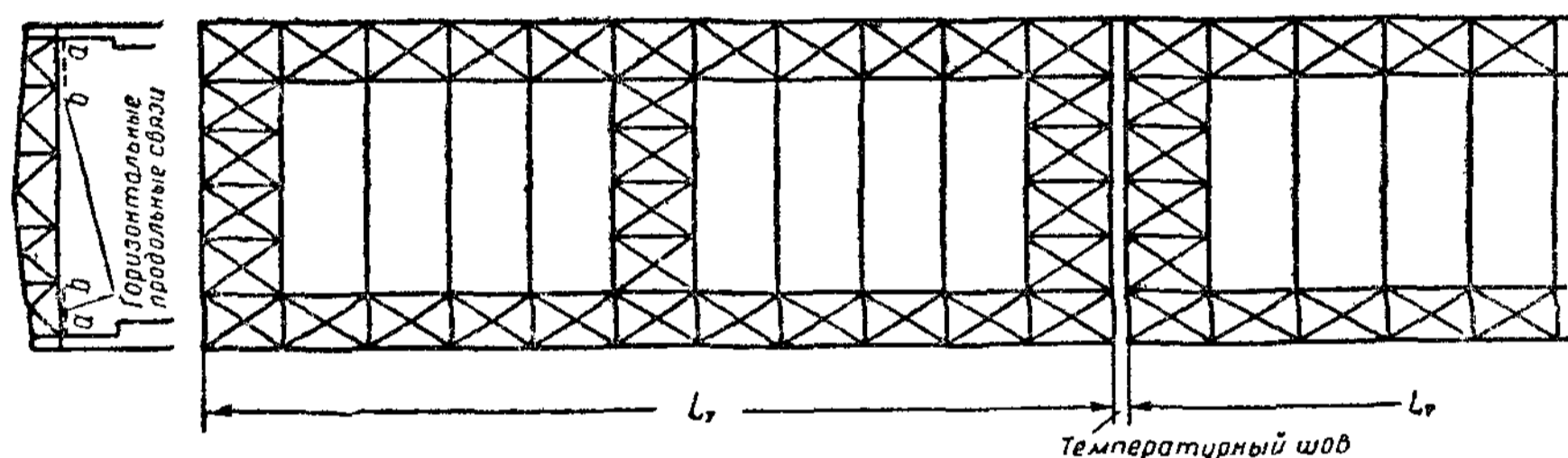


Рис. XIV 3. Горизонтальные поперечные и продольные связи в плоскости нижних поясов

продольных связей в плоскости нижних поясов стропильных ферм. Кроме того, при наличии в плоскости верхних поясов ферм жесткого диска в виде крупнопанельного кровельного настила значение более податливых упругих продольных связевых ферм в случае расположения их в той же плоскости (т. е. верхних поясов ферм) было бы мало эффективным.

При большом шаге поперечных рам и наличии промежуточных колонн, не входящих в систему основных рам, продольные связевые фермы воспринимают горизонтальную нагрузку, передаваемую этими колоннами, а также стойками фахверка, и передают эти нагрузки в узлы поперечных рам (рис. XIV. 2).

Необходимо также иметь в виду, что эти связи закрепляют опорные панели нижнего пояса ригеля поперечной рамы, что является целесообразным, так как в этих панелях могут возникнуть сжимающие усилия.

В плоскости нижних поясов ферм устраивают также и поперечные горизонтальные связи (рис. XIV. 3). В торцах эти связи необходимы для восприятия ветровой нагрузки, передаваемой стойками торцового фахверка.

Ветровая нагрузка, как правило, передается стойками фахверка в узлы поперечной горизонтальной торцовой фермы, поясами которой служат нижние пояса торцовой и смежной с ней стропильных ферм. Поперечные связи вместе с продольными образуют замкнутую систему, расположенную по контуру здания и обеспечивающую его простран-

ственную жесткость. В плоскости нижних поясов целесообразно также устраивать промежуточные поперечные связи, расположенные в тех же панелях, что и поперечные связи по верхним поясам ферм (примерно через 50—60 м).

Для увеличения пространственной жесткости каркаса продольные связи должны иметь достаточно большую ширину, чтобы вовлечь в работу возможно большее число поперечных рам.

Из конструктивных соображений наиболее удобно ширину продольной связевой фермы принимать равной опорной панели нижнего пояса стропильной фермы (ригеля рамы): при подстропильных фермах пояс



Рис. XIV.4. Устройство продольных связей шириной, равной половине панели нижнего пояса

последних используется как пояс горизонтальной связевой фермы (рис. XIV. 2).

Связи столь большой ширины, весьма полезной с точки зрения жесткости каркаса, имеют тот недостаток, что их приходится перевозить и монтировать отдельными элементами («россыпью»); при ширине связей, равной $1/2$ ширины панели нижнего пояса (примерно 3 м), их можно перевозить и монтировать целыми элементами в виде ферм, что более удобно. Вопрос о том, достаточна ли ширина связей, можно проверить расчетом (см. § 3 главы XV), исходя из того, что в зданиях с тяжелым режимом работы наибольшее горизонтальное смещение колонн в уровне подкрановых рельсов не должно превышать $1/2500$ расстояния от низа базы колонн до головки кранового рельса при расчете рамы как плоской системы и $1/4000$ при учете пространственной работы каркаса.

При ширине связей, равной полупанели нижнего пояса, их целесообразно переносить во вторую половину опорной панели в целях большей простоты и унификации прикрепления связевой фермы к промежуточным узлам стропильной фермы a и b (рис. XIV. 4). Система решетки горизонтальных связевых ферм, вообще говоря, может быть любой; однако наиболее рациональной является крестовая решетка, как наиболее жесткая.

Устраивать продольные связевые фермы как элемент, повышающий жесткость каркаса при горизонтальных воздействиях от кранов, совершенно необходимо в цехах с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы, особенно в однопролетных зданиях большой высоты. В многопролетных цехах, обслуживаемых такими кранами, в большинстве случаев нет необходимости располагать связи у средних рядов колонн со стороны каждого прилегающего пролета.

В зданиях с пролетами одинаковой полезной высоты обычно достаточно расположить связи вдоль средних рядов колонн с одной стороны каждого ряда (рис. XIV. 5, а).

Можно также по средним рядам колонн устроить разреженную систему продольных связей (рис. XIV, 5, б).

Для цехов с кранами среднего режима работы продольные связевые фермы можно считать необходимыми лишь при малом числе пролетов (один-два).

В цехах с кранами легкого режима работы, а также в зданиях со смешанным каркасом (с железобетонными колоннами) необходимость устройства продольных связевых ферм отпадает.

В случаях, когда в опорных панелях нижнего пояса ригеля рамы возможно появление сжимающих усилий, этот пояс должен быть закреплен в боковом направлении с таким расчетом, чтобы в пределах

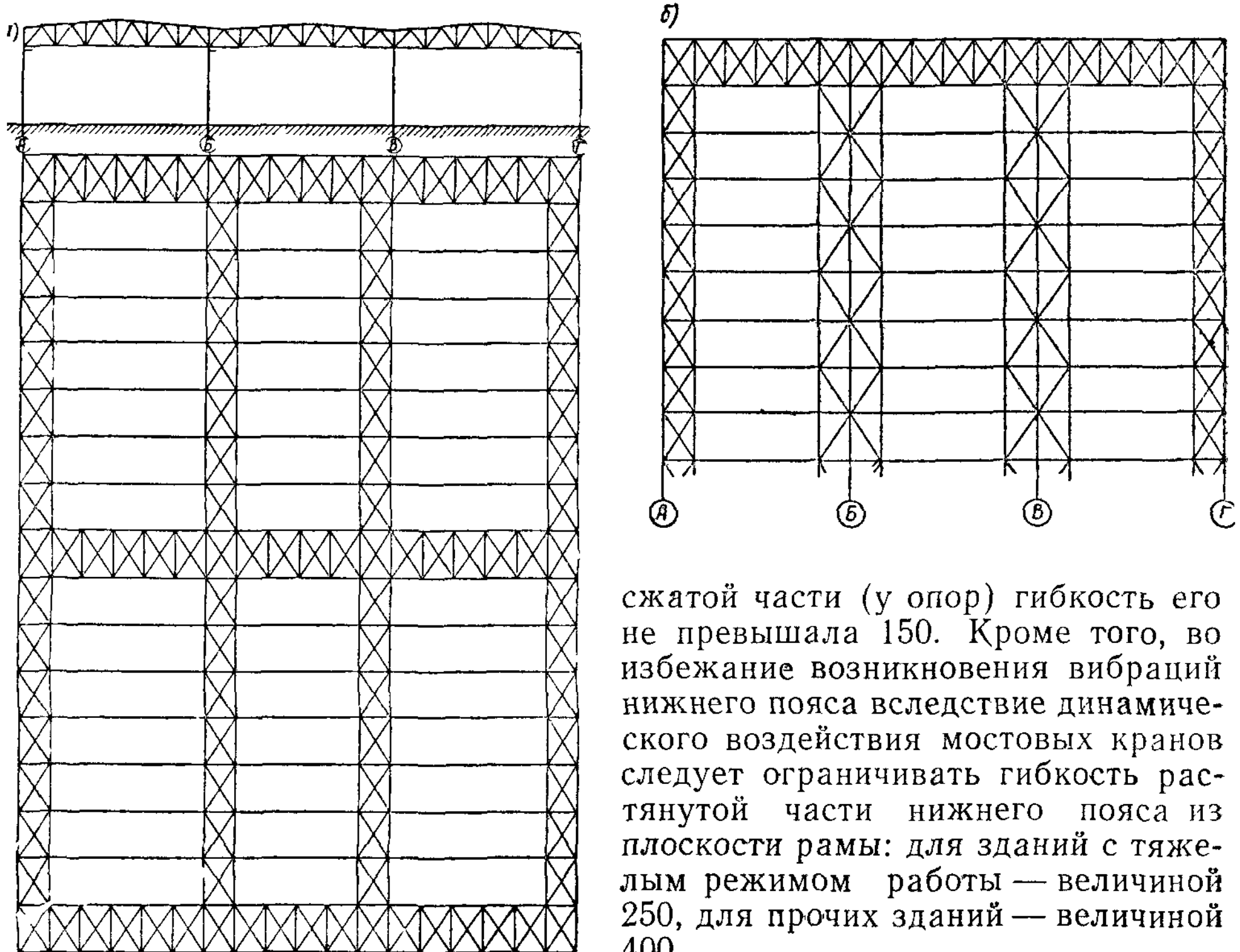


Рис. XIV.5. Планы связей многопролетного цеха при одинаковой полезной высоте пролетов

дольных связей только с одной стороны средних рядов колонн (рис. XIV. 5, а), а также при отсутствии продольных связевых ферм, для завязки сжатых опорных панелей нижнего пояса необходимо между поперечными связями предусматривать продольные распорки (рис. XIV. 6). Эти распорки в продольном направлении прикрепляются в торцах и у температурных швов к узлам поперечных связей.

Для сокращения свободной длины растянутой части нижнего пояса также приходится в некоторых случаях предусматривать распорки, закрепляющие нижний пояс в боковом направлении (при этом учитываются вертикальные связи между фермами).

Если по условиям обеспечения поперечной жесткости каркаса устройство продольных связей оказывается излишним, но в плоскости продольных стен имеются стойки фахверка (например, при шаге поперечных рам 12 м и более), то для восприятия передаваемых ими горизонтальных нагрузок в опорных панелях нижних поясов ферм у наружных колонн по всей длине цеха (или в той его части, где имеются такие стойки) необходимо устраивать горизонтальные связи, которые в дан-

сжатой части (у опор) гибкость его не превышала 150. Кроме того, во избежание возникновения вибраций нижнего пояса вследствие динамического воздействия мостовых кранов следует ограничивать гибкость растянутой части нижнего пояса из плоскости рамы: для зданий с тяжелым режимом работы — величиной 250, для прочих зданий — величиной 400.

При наличии продольных связей последние закрепляют в боковом направлении опорные панели нижнего пояса. При расположении про-

ном случае служат для передачи горизонтальных нагрузок от стоек в узлы основных поперечных рам (рис. XIV. 7).

3. Вертикальные связи между фермами

Стропильные фермы обладают незначительной боковой жесткостью, а потому процесс монтажа (особенно при укладке по плоским фермам тяжелого кровельного настила), без их предварительного взаимного раскрепления, связан с опасностью. Ввиду этого необходимо устройство особых вертикальных связей между фермами, располагающихся в

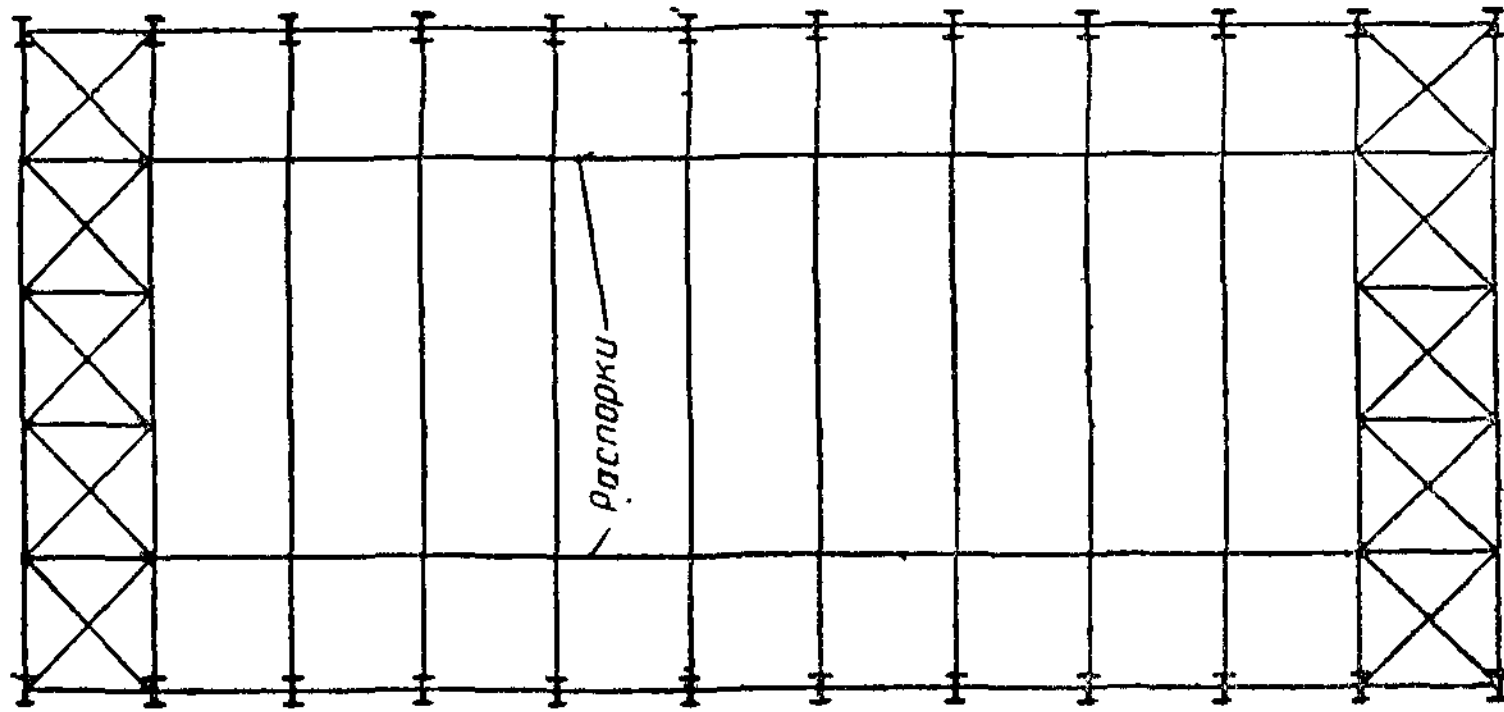


Рис. XIV.6. Закрепление сжатых опорных панелей нижнего пояса при отсутствии продольных связей

плоскости вертикальных стоек стропильных ферм; эти стойки для удобства крепления элементов связей обычно проектируют крестового сечения (из двух уголков).

При размещении связей по длине фермы следует считаться с величиной предельно допустимой гибкости сжатого верхнего пояса из плоскости фермы в процессе монтажа крупнопанельного настила, которая не должна превышать величины 220. Это приводит к необходимости раскрепления верхнего пояса по длине фермы через каждые 9—10 м. Исходя из этого обычно устраивают одну вертикальную связь по середине пролета при пролетах ферм 18 и 24 м и две связи при пролетах 30 и 36 м с устройством дополнительных распорок (рис. XIV.8).

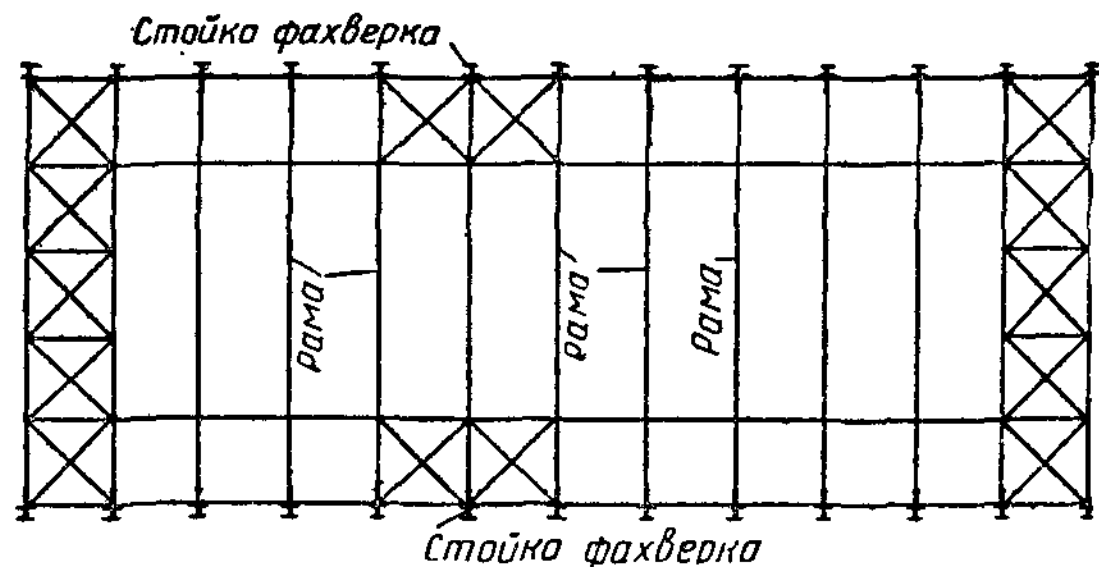


Рис. XIV.7. Передача горизонтальных нагрузок от стоек фахверка через продольные связи

При опирании опорного нижнего узла стропильных ферм на оголовки колонны (железобетонной или стальной) вертикальные связи необходимо располагать также по опорным стойкам ферм.

Вертикальные связи в направлении вдоль цеха размещаются через три-четыре шага стропильных ферм (рис. XIV. 9); часть из них при этом совмещается с поперечными связями в плоскостях верхних и нижних поясов ферм. Раскрепление верхних узлов ферм, не соединенных вертикальными связями, производится с помощью распорок $a-b$; эти распорки одновременно используются для обеспечения устойчивости нахо-

дящихся в пределах фонаря верхних сжатых поясов ферм в боковом направлении. Поскольку гибкость растянутых поясов ферм в боковом направлении также ограничивается, распорки $c-d$ используются для закрепления нижних узлов ферм, не соединенных вертикальными связями. Из монтажных соображений целесообразно, чтобы вертикальные

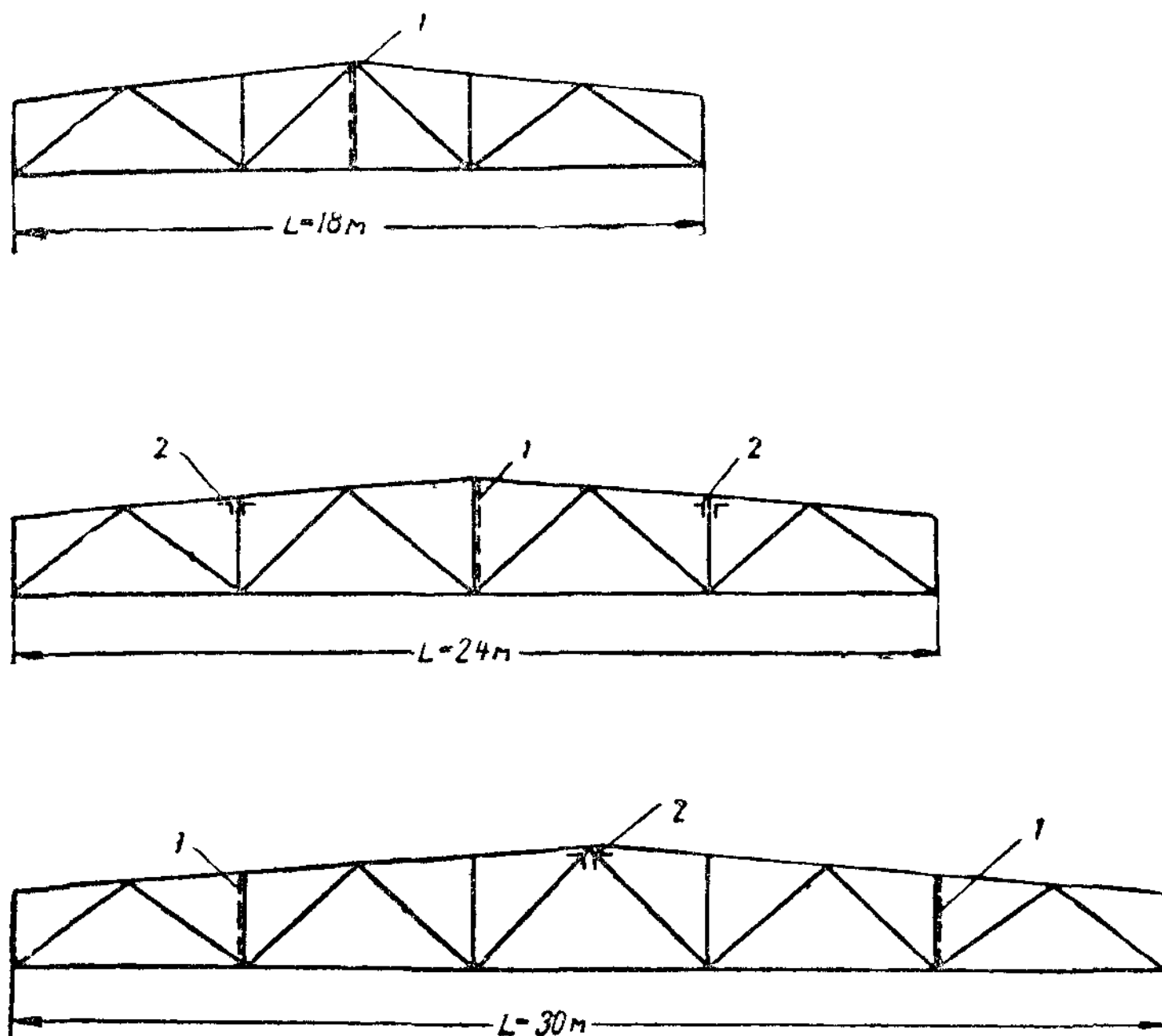


Рис. XIV.8. Размещение вертикальных связей по длине ферм
1 — вертикальные связи; 2 — распорки

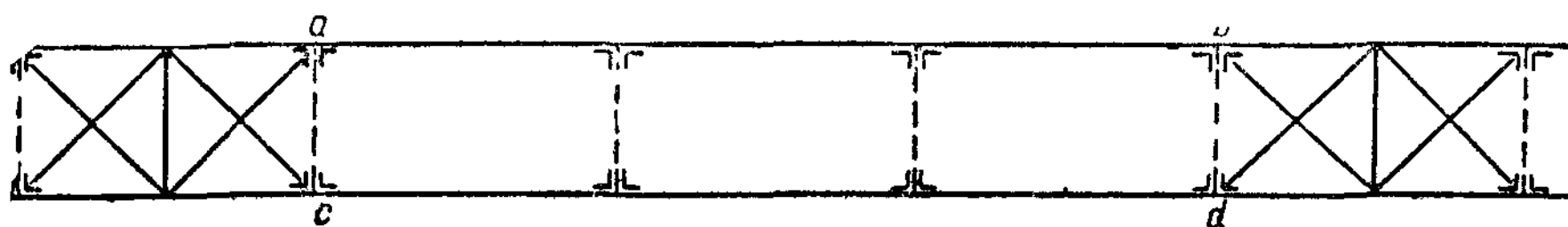


Рис. XIV.9. Размещение вертикальных связей между фермами вдоль цеха

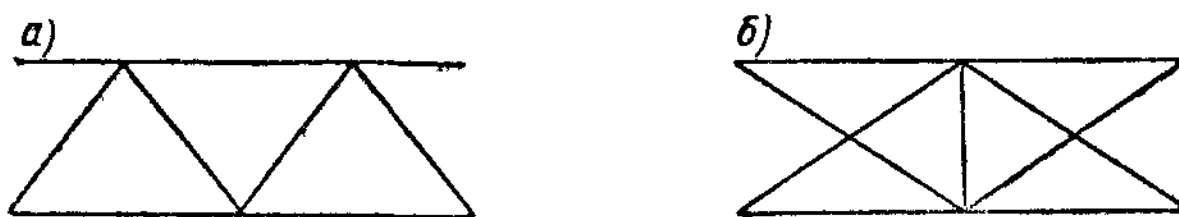


Рис. XIV.10. Схемы вертикальных связей между фермами

связи между стропильными фермами представляли собой неизменяемые системы — фермы (рис. XIV. 10, а, б).

В зданиях с подвесным транспортом вертикальные связи могут иметь значение с точки зрения перераспределения между фермами крановой нагрузки, непосредственно приложенной к конструкциям покрытия. В этих случаях, в особенности, когда к стропильным фермам подвешены электрические кран-балки значительной грузоподъемности (например, в крупных сборочных цехах), следует вертикальные связи располагать в плоскостях подвески непрерывно по всей длине здания (рис. XIV. 11).

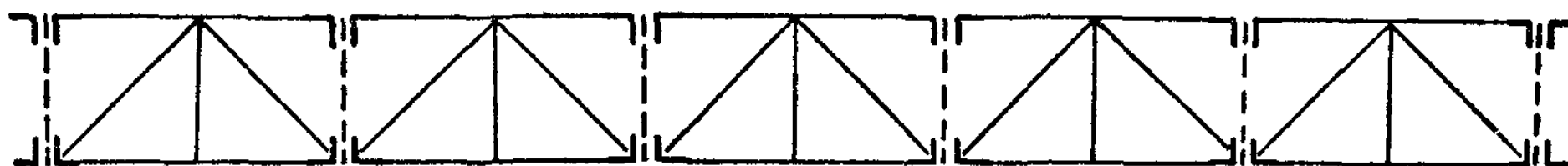


Рис. XIV.11. Вертикальные связи в плоскостях подвески транспортных устройств

4. Связи по фонарям

Связи по фонарям необходимы:

- а) для восприятия ветровых нагрузок, действующих на торцовые стенки фонаря;
- б) для обеспечения пространственной жесткости фонаря;
- в) для обеспечения устойчивости сжатых элементов конструкции фонаря (ригелей, опорных ног);
- г) для обеспечения надежности монтажа фонарной конструкции.

Связи по фонарям располагают у торцов и с обеих сторон температурных швов (рис. XIV. 12). Кроме того, как и в стропильных фермах предусматриваются промежуточные связи (через 50—60 м).

Связи в плоскости ригелей фонарей имеют то же значение, что и аналогичные связи по верхним поясам стропильных ферм. Эти связи следует соединять при помощи вертикальных связей *a—b* (рис. XIV. 12) с соответствующими поперечными связями, расположенными между стропильными фермами. С этой целью связи по верхним поясам фонарей и ферм располагаются в одних и тех же панелях.

Для уменьшения свободной длины ног фонаря из плоскости фонарной конструкции применяются крестовые связи, расположенные в плоскости ног фонаря. Такие связи следует помещать в панелях с неоткрывающимися переплетами, так как расположение этих связей в пределах створной ленты переплетов затрудняет открывание последних.

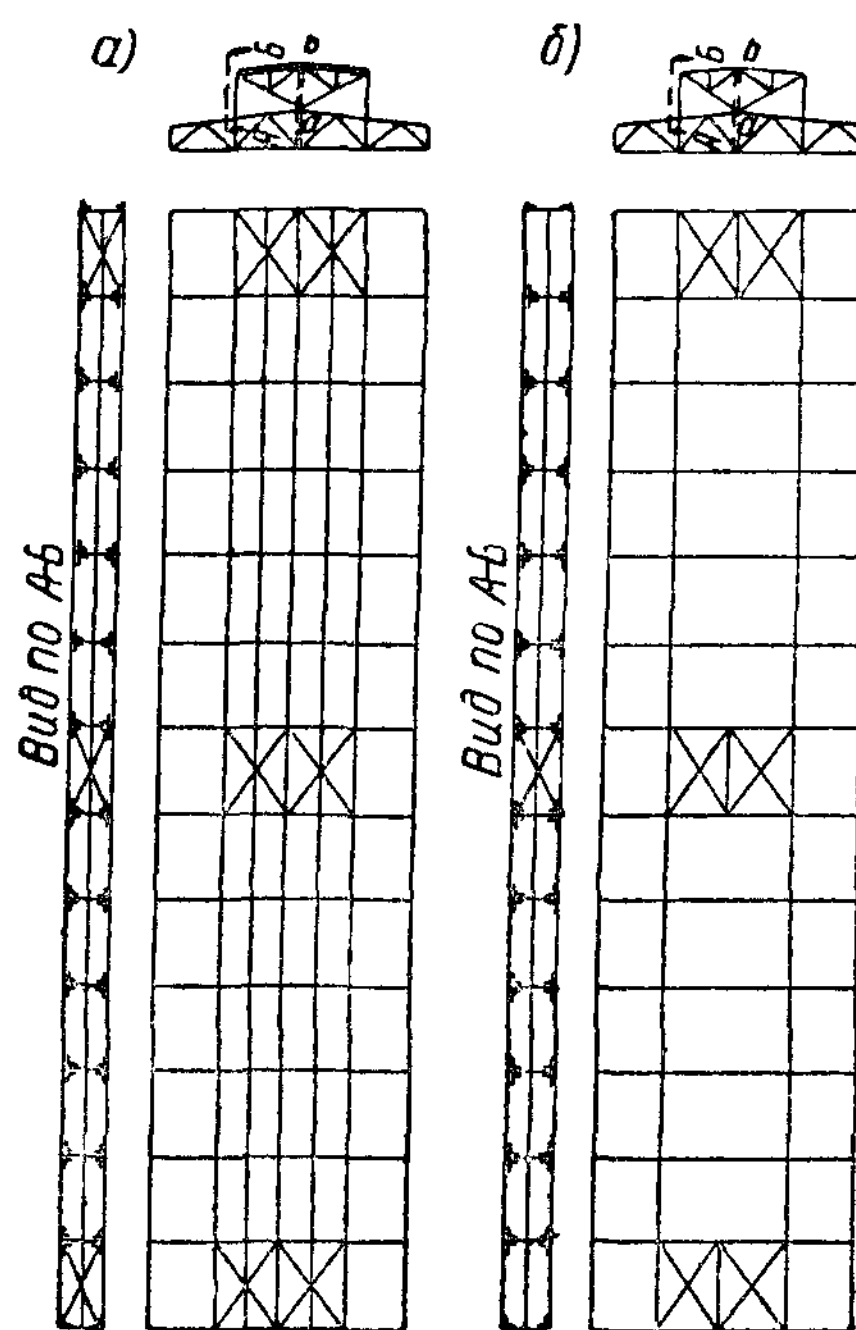


Рис. XIV.12. Расположение связей по фонарям

a — при наличии прогонов; *б* — при беспрогонном решении

§ 3. СВЯЗИ МЕЖДУ КОЛОННАМИ

1. Вертикальные связи

а) **Назначение вертикальных связей.** Вертикальные связи между колоннами необходимы для создания неизменяемости стального каркаса в продольном направлении цеха, а также для обеспечения устойчивости сжатых стержней колонн. Вертикальными связями воспринимаются продольные нагрузки, т. е. ветер, действующий на торцовые стены здания, и тормозные силы от мостовых кранов.

Вертикальные связи должны обеспечивать продольную жесткость цеха, поскольку колонны, сечения которых определяются из условия их работы в плоскости поперечных рам цеха, в продольном направлении здания проектируются мало жесткими (для уменьшения температурных воздействий), а подкрановые балки обычно шарнирно оперты на колонны. Значение этого фактора особенно существенно для зданий с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы.

Необходимая продольная жесткость цеха наиболее эффективно достигается устройством диагональных вертикальных связей, располагаемых по продольным рядам колонн в верхнем (надкрановом) и нижнем ярусах цеха (рис. XIV. 13).

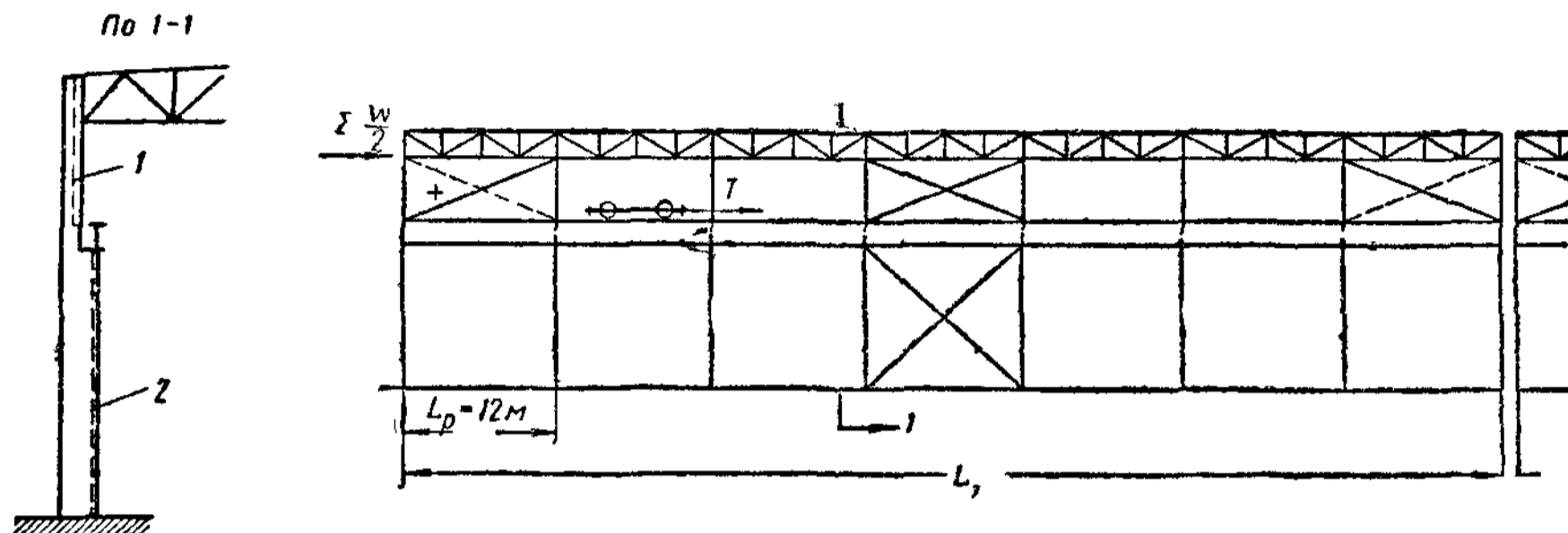


Рис. XIV.13. Верхние и нижние вертикальные связи между колоннами
1 — верхние связи, 2 — нижние связи

Верхние вертикальные связи воспринимают ветровую нагрузку, действующую на торцовые стены, и обеспечивают продольную жесткость верхней части каркаса.

Нижние вертикальные связи воспринимают усилия, передаваемые верхними связями, а также нагрузку от продольного торможения кранов, приложенную на уровне головки крановых рельсов, и передают их на фундаменты колонн; кроме того, эти связи обеспечивают продольную жесткость всего здания. Таким образом, нижние связи между колоннами воспринимают все силы, действующие вдоль цеха.

б) Размещение вертикальных связей. Расположение нижних вертикальных связей, образующих вместе с колоннами и подкрановыми балками жесткую в продольном направлении конструкцию, определяет направление и величину температурных деформаций блока. Поэтому для уменьшения температурных деформаций и соответствующих им дополнительных напряжений в конструкциях следует располагать связи нижнего яруса по возможности в середине или около середины температурного блока. Наиболее неблагоприятным в отношении влияния изменений температуры будет, очевидно, расположение нижних связей по концам температурного блока.

Однако наличие связей между колоннами в торцах весьма целесообразно по условиям монтажа; поэтому постановка таких связей на время монтажа (до установки подкрановых балок) применяется достаточно часто.

При небольшой длине температурного блока можно ограничиться постановкой одного вертикального креста связей (рис. XIV. 13). При значительной длине блока (например 90 м и более) завязка одной средней панели может оказаться недостаточной для обеспечения продольной жесткости здания; в таком случае рационально устраивать вертикальные связи между колоннами в двух панелях, симметрично расположенных относительно середины блока (рис. XIV. 14). При этом в соот-

ветствии с Техническими условиями расстояние между осями этих связей не должно превышать 50 м; при большем расстоянии требуется проверка температурных напряжений. Часто сохраняют центральную завязку и при больших длинах цеха, так как пластические деформации, которым подвергаются колонны при больших продольных температурных смещениях, не свободны и не являются опасными.

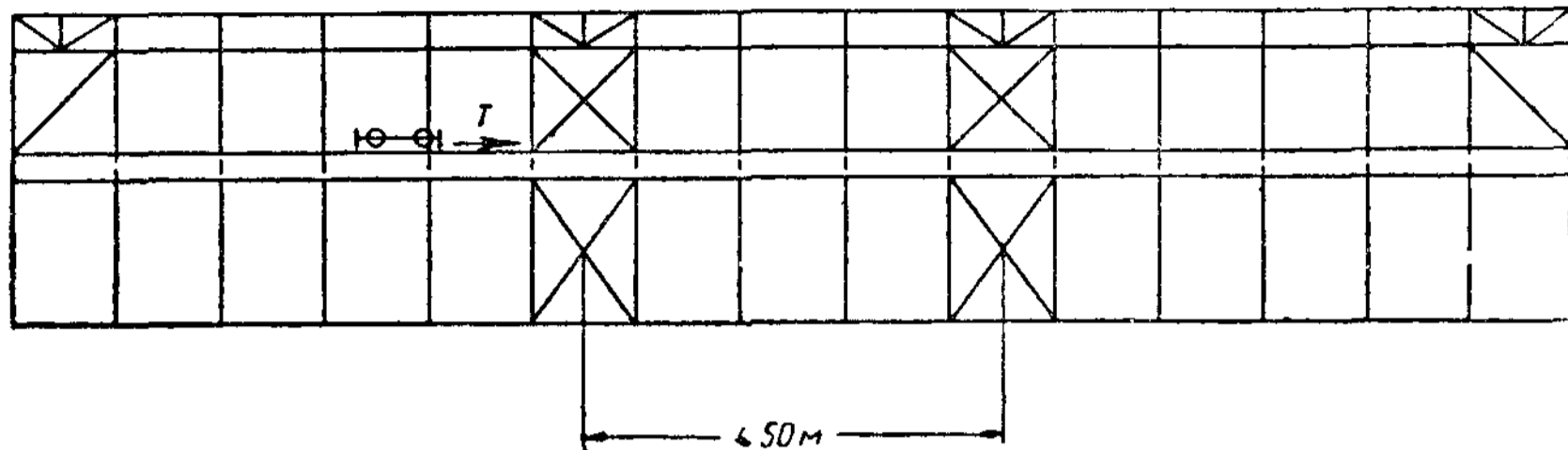


Рис. XIV.14 Расположение вертикальных связей при большой длине блока

По торцам здания крайние колонны соединяются между собой гибкими верхними связями (рис. XIV. 13 и XIV. 14), передающими ветровые усилия с поперечных торцовых горизонтальных связей на жесткие продольные элементы подкрановой конструкции, по которым ветровые усилия передаются на нижние вертикальные связи. Вследствие относительно малой жесткости надкрановой части здания расположение верхних связей в торцовых панелях лишь незначительно сказывается на температурных напряжениях. Поэтому верхние торцовые связи иногда делают также в виде крестов, что целесообразно с точки зрения монтажных условий.

Верхние вертикальные связи следует размещать не только в торцовых панелях здания, но и в панелях, примыкающих к температурным швам (где ветровые усилия не приложены), так как это повышает продольную жесткость верхней части каркаса (рис. XIV. 13); кроме того, в процессе возведения цеха каждый температурный блок может в течение известного времени представлять собой самостоятельное здание.

Для повышения продольной жесткости здания целесообразно располагать верхние связи также и в тех средних панелях, где расположены связи нижнего яруса.

в) Схемы вертикальных связей. Верхние вертикальные связи между колоннами проектируются следующим образом.

1. Если перекрытие цеха представляет собой систему поперечных рам со сквозным ригелем, без подстропильных ферм, то верхние связи располагаются в два яруса: первый — от верха подкрановых балок до низа стропильных ферм, второй — в пределах высоты стропильных ферм на опорах (рис. XIV. 14). Связи первого яруса обычно выполняются в виде крестов, связи второго яруса — по системе, принятой для вертикальных связей между фермами (рис. XIV. 10). В направлении вдоль цеха между верхними связями на уровне нижнего пояса стропильных ферм размещаются распорки.

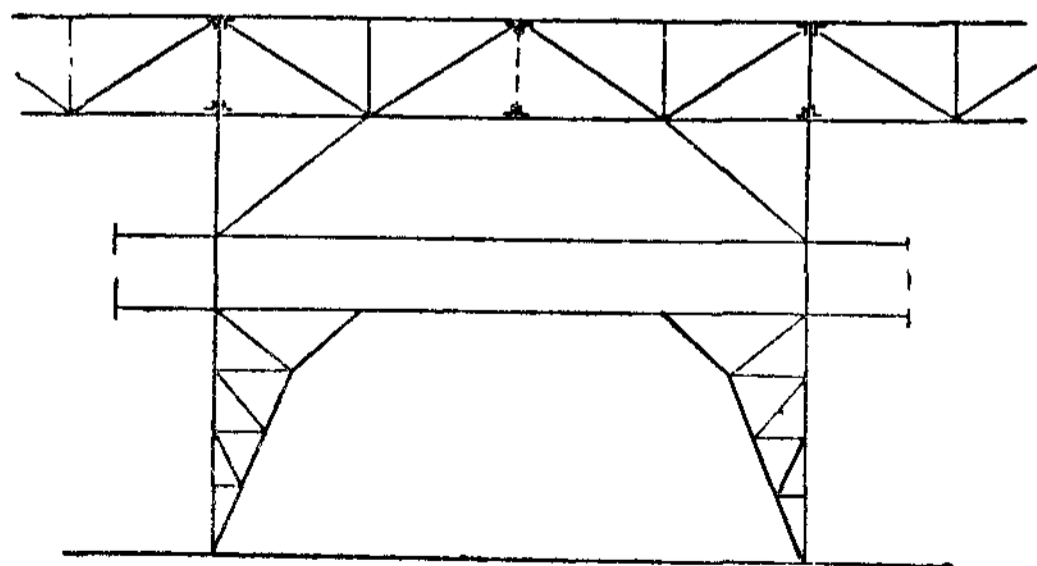


Рис. XIV.15. Решетчатый портал, связанный с подкрановыми балками

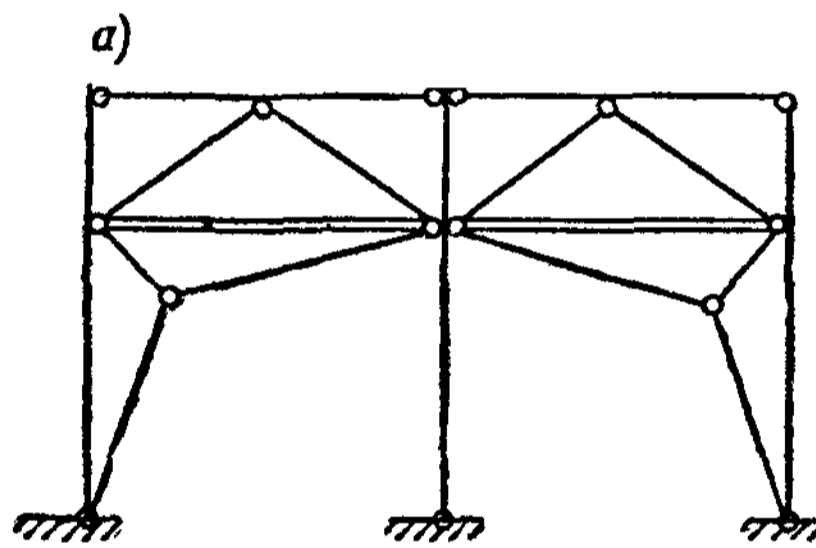
2. При подстропильных фермах вертикальные связи располагаются между нижним поясом подстропильных ферм и верхом подкрановых балок; в качестве распорок между колоннами служат пояса подстропильных ферм.

3. Если перекрытие цеха представляет собой систему поперечных рам со сплошным ригелем связи (в виде крестов) располагаются в один ярус в пределах от верхнего пояса ригеля рамы до верха подкрановых балок. В качестве распорок при малом шаге поперечных рам могут быть использованы крайние прогоны (усиленные, если это требуется, до гибкости $\lambda = 200$).

Нижние вертикальные связи обычно проектируют в виде крестовой системы, обеспечивающей наиболее простую и жесткую завязку колонн. Верхние узлы диагоналей связей примыкают к колоннам у подкрановых балок, нижние узлы примыкают к базам колонн.

В ступенчатых колоннах нижние связи целесообразно располагать в плоскости ветви колонны, поддерживающей подкрановые балки, как это показано на рис. XIV. 13.

Применять крестовые связи в нижнем ярусе далеко не всегда возможно по технологическим условиям, например, когда требуется иметь свободное пространство между колоннами; это в особенности касается расположения связей по внутренним рядам колонн здания. В этих случаях взамен крестовых диагональных связей можно применять следующие схемы.



1. Показанная на рис. XIV. 15 решетчатая система (портал) дает возможность более свободного использования пространства между колоннами.

Эта система имеет тот недостаток, что элементы портала воспринимают не только продольную горизонтальную нагрузку, но и вертикальные давления, передаваемые подкрановыми балками на его подкосы.

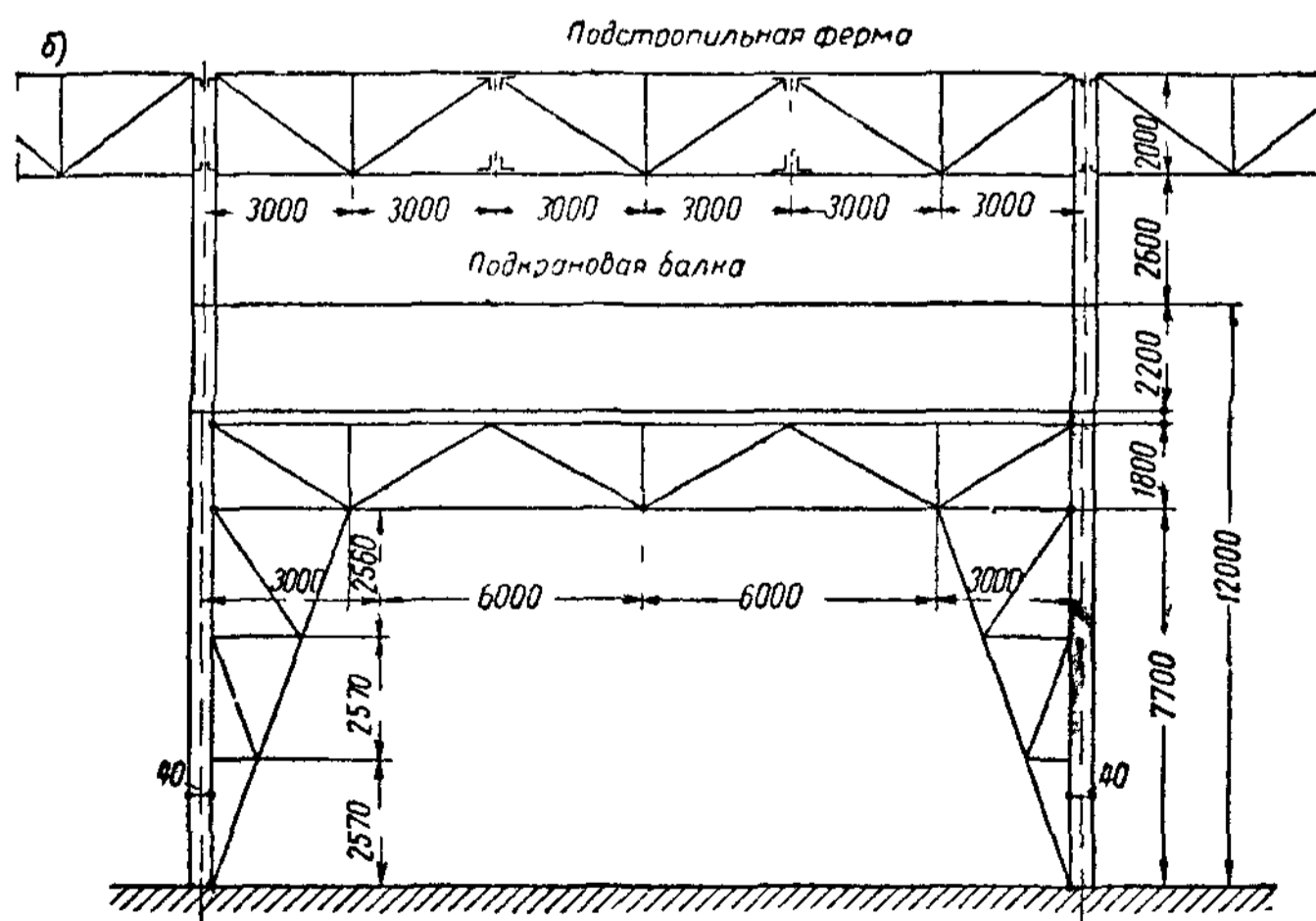


Рис. XIV.16. Схемы свободных решетчатых порталов

2. В показанном на рис. XIV. 16, а варианте решетчатого портала

вертикальные деформации подкрановых балок не оказывают воздействия на элементы портала, и, следовательно, эта схема является более четкой в отношении распределения усилий. На рис. XIV. 16, б показано другое решение решетчатого портала, не связанного с конструкцией подкрановой балки. Это решение, однако, вызывает стеснение габарита между колоннами.

3. При сильно стесненных габаритах обеспечение продольной жесткости цеха может быть достигнуто следующими способами:

а) Наиболее простым решением является устройство подкосов, при помощи которых обеспечивается жесткость сопряжений подкрановых балок с колоннами (рис. XIV. 17).

В этом варианте, при несимметричной загрузке мостовыми кранами смежных пролетов, колонны испытывают изгиб от усилий в подкосах, вызванных действием вертикальной крановой нагрузки. Так как из условия

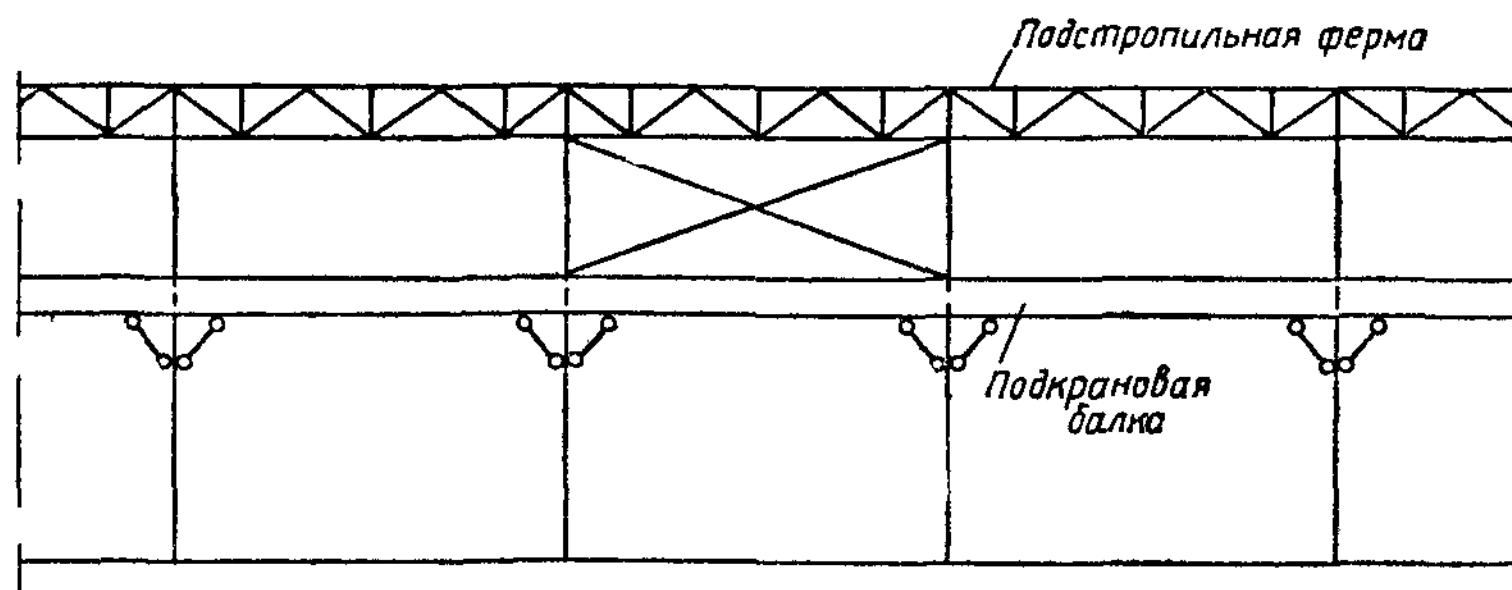


Рис. XIV 17. Устройство подкосов для обеспечения продольной жесткости цеха

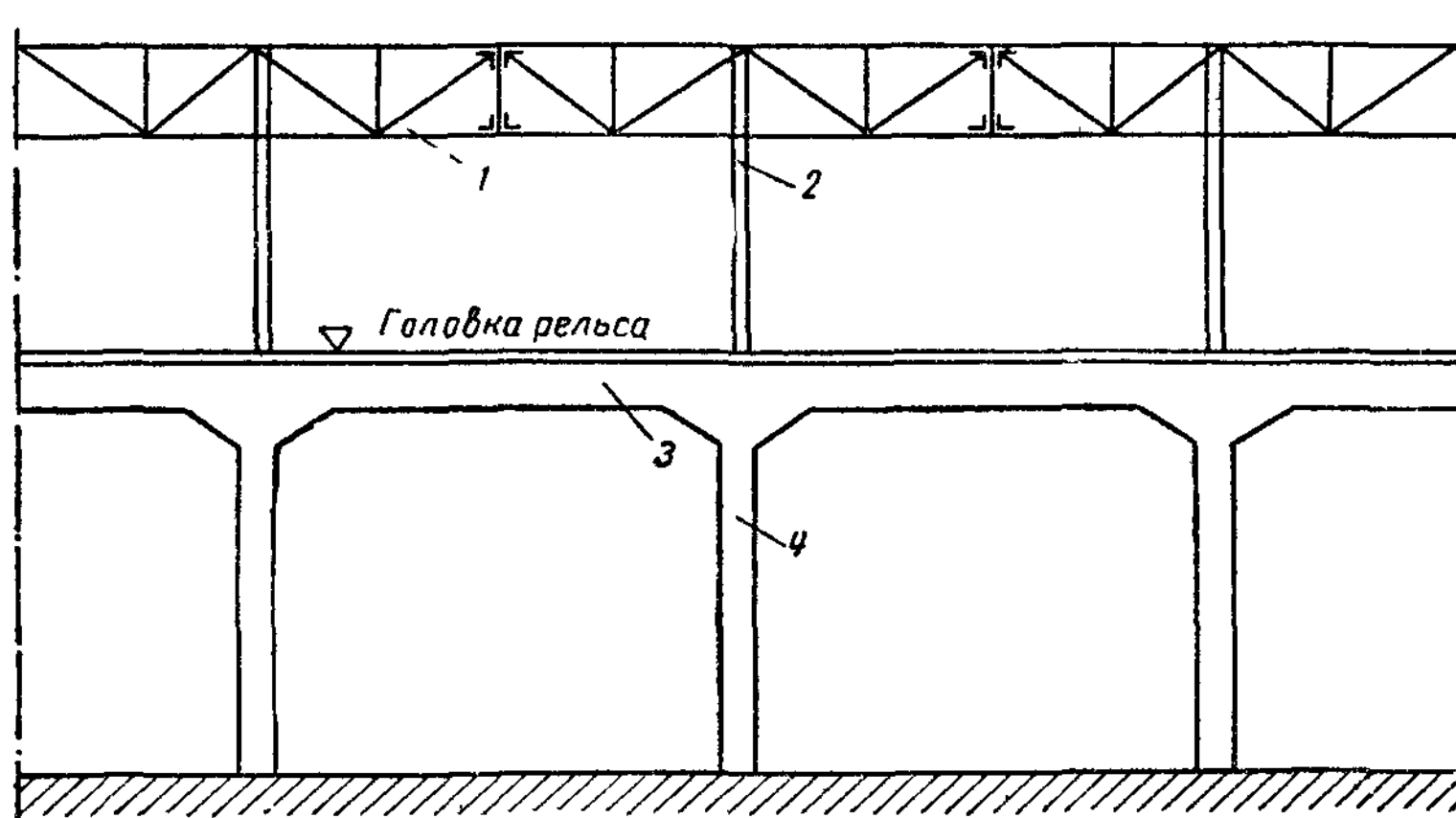


Рис XIV.18. Схема подкрановой эстакады

1 — подстропильная ферма; 2 — шатровая колонна, 3 — подкрановая эстакада; 4 — подкрановая стойка

температурных деформаций развитие сечения колонн в направлении вдоль цеха не целесообразно, то воздействие подкосов на колонны, особенно при тяжелых кранах, оказывается достаточно большим. Однако, если подкрановые балки закрепить на колоннах от отрыва, оно может быть передано смежным подкосом на соседнюю подкрановую балку и там воспринято жесткостью последней.

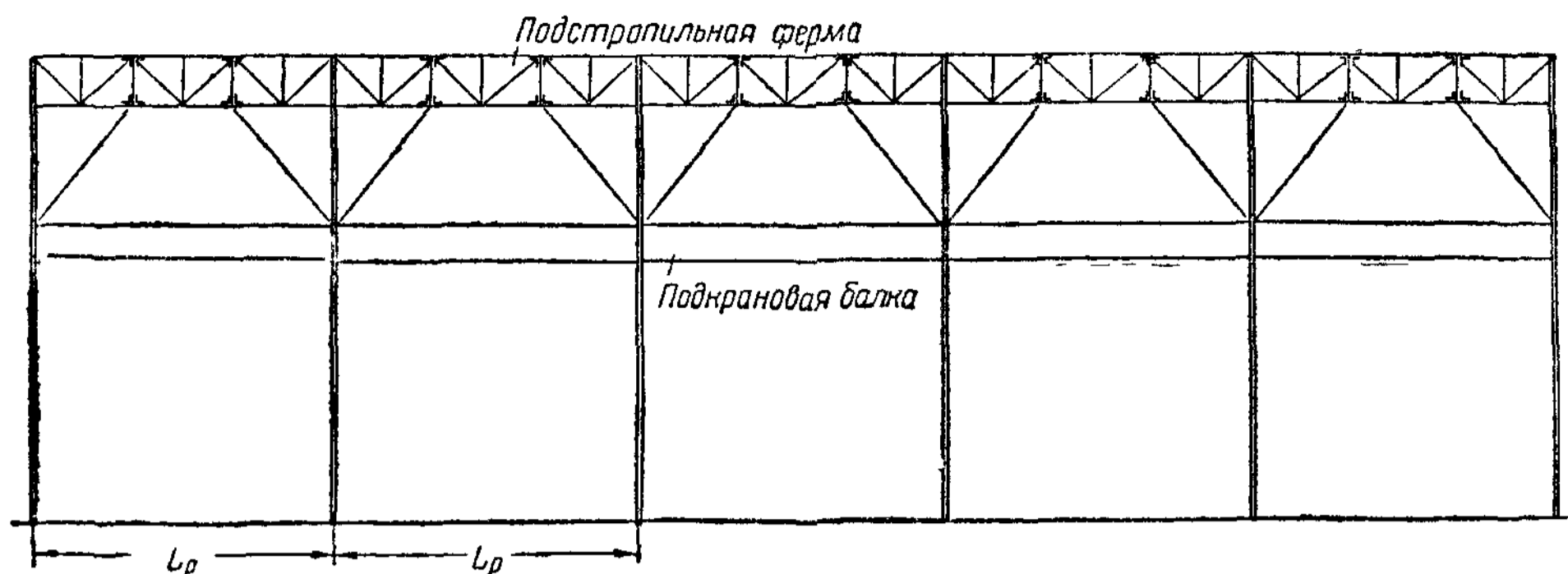
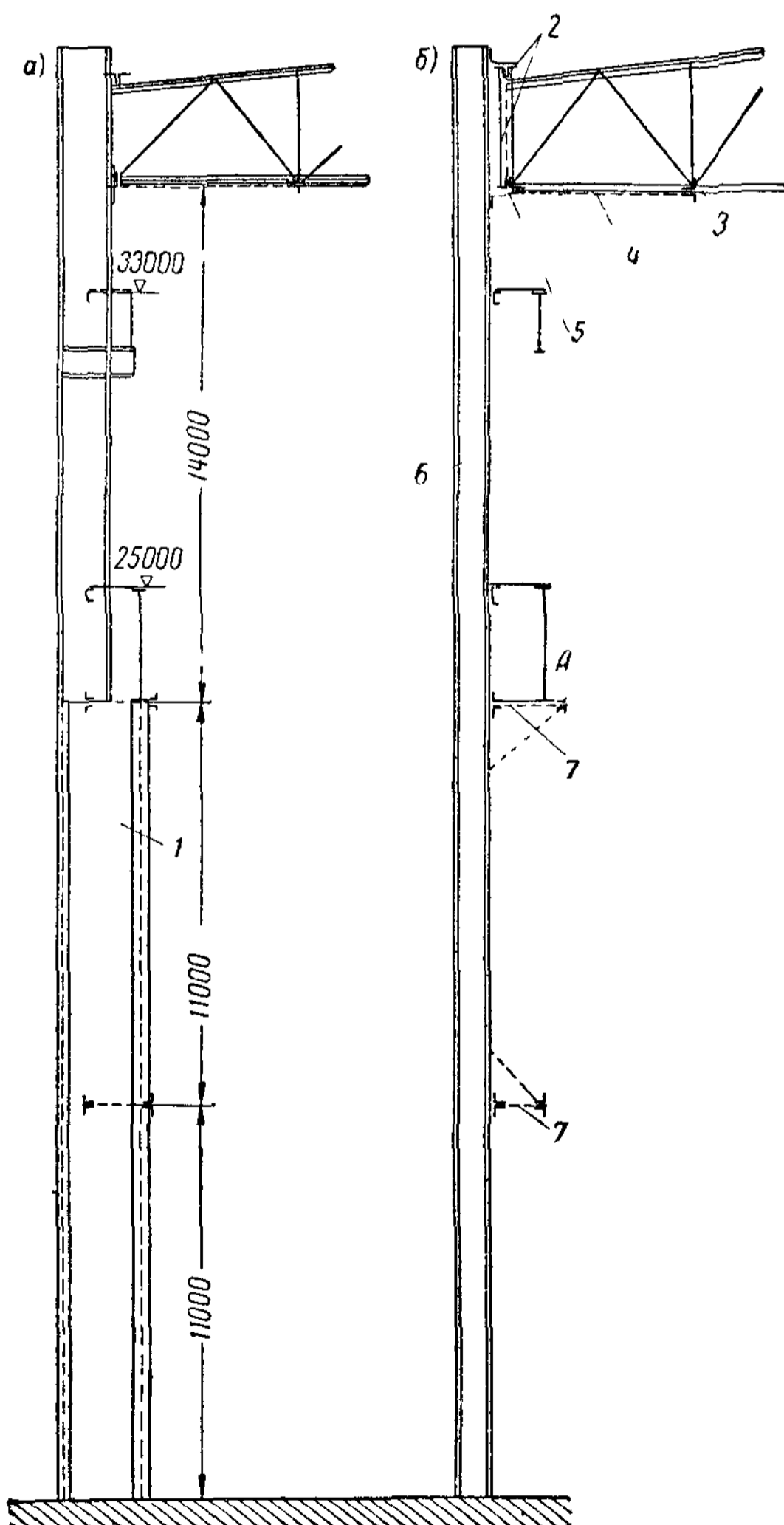


Рис. XIV.19 Продольная завязка конструкций цеха с использованием подстропильных ферм

б) Возможным решением является также устройство подкрановой эстакады с жестким сопряжением подкрановых балок с колоннами (рис. XIV. 18). В этом случае колонны проектируются раздельного типа; сечения подкрановых стоек получают надлежащее развитие в направлении вдоль здания и проектируются жестко связанными с балками.



Однако это трудоемкое и дорогое решение. Применение подкрановых эстакад целесообразно при тяжелых крановых нагрузках и небольшой высоте подкрановых стоек.

в) При стесненных габаритах возможен также вариант продольной завязки конструкций в надкрановой части колонн по схеме, показанной на рис. XIV.19. Здесь подстропильная ферма в сочетании со специальными подкосами, связывающими нижние узлы подстропильных ферм с колоннами, образует как бы «подкосно-ригельную» систему, нижней затяжкой которой служит тормозная конструкция.

Рис. XIV.20. Стойка фахверка, укрепленная промежуточными связями

а — разрез по основной колонне; б — разрез по стойке фахверка, 1 — колонна поперечной рамы, 2 — подстропильная ферма; 3 — промежуточная стропильная ферма, 4 — горизонтальные продольные связи; 5 — крепление для передачи только горизонтальных усилий; 6 — стойка фахверка; 7 — дополнительные горизонтальные ветровые фермы

Такое весьма простое конструктивное решение менее эффективно (сравнительно с вариантами по рис. XIV. 17 и XIV. 18) в отношении обеспечения продольной жесткости цеха и является поэтому менее рациональным для зданий с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы.

2. Дополнительные продольные горизонтальные связи

В зданиях большой высоты (например, 30 м и более) стойки фахверка имеют значительные размеры. В таких случаях для сокращения пролета, а следовательно, и размеров стоек фахверка целесообразно ввести дополнительные горизонтальные ветровые фермы.

Эти дополнительные фермы, расположенные у наружных стен здания, представляет собой промежуточные упругие опоры для стоек фахверка (рис. XIV. 20). Ширина этих связевых ферм должна быть увязана с шириной основных колонн здания. Аналогичные дополнительные связи располагаются над широкими проемами.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Производственное здание представляет собой пространственное сочленение различных элементов конструкций. Основные несущие конструкции — плоские поперечные рамы — взаимно соединены системами связей продольных и поперечных. Кроме того, элементы ограждения — кровля и стеновое заполнение — также являются связью между элементами конструкций. Таким образом, каркас цеха — пространственная конструкция.

Поскольку пространственная работа каркаса, как правило, разгружает работу его плоских элементов, обычно ограничиваются в запас прочности расчетом одних плоских конструкций.

Расчет элементов конструкций производственных зданий производится по методу предельных состояний. Коэффициенты перегрузки берутся согласно СНиП, они оговорены в дальнейшем. Коэффициенты условий работы принимаются равными единице, за исключением нескольких оговоренных ниже случаев.

§ 2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА КАРКАСЕ ЦЕХА

На конструкции каркаса производственных зданий действуют следующие нагрузки.

1. Вертикальная нагрузка от веса: а) кровли; б) несущих конструкций покрытия с фонарями и связями; в) снега. Эти нагрузки приводятся к равномерно распределенным и подсчитываются на 1 м^2 покрытия. Опорные давления от этих нагрузок приложены к оголовкам колонн в соответствующих узлах сопряжения ригеля с колоннами.

С точки зрения унификации конструкций каркаса весьма целесообразно принимать при разработке проектов ограниченное число расчетных нагрузок. Так, «Основные положения по унификации» предлагают принимать для основных несущих элементов покрытий производственных зданий с рулонной кровлей следующие расчетные нагрузки: 350, 450 и 550 кг/м^2 .

В указанные величины не включены: собственный вес несущих конструкций покрытия (с фонарями и связями), вес подвешенного транспорта, а также нагрузки от снеговых мешков в местах примыкания пониженных пролетов к повышенным (см. рис. III. 1).

Если стены подвешены к колоннам, то нагрузка от веса стен принимается приложенной к колоннам в местах прикрепления ригелей фахверка.

При вычислении указанных нагрузок все сопряжения (ригеля рамы с колоннами, прогонов со стропильными фермами и т. д.) предполагаются шарнирными, а сами конструкции — разрезными. Делается это как для простоты расчета, так и для того, чтобы учесть фактическую податливость сопряжений в стальных конструкциях.

2. Вертикальная нагрузка на колонны от давления колес мостовых кранов. Если колонны цеха воспринимают нагрузку от давления колес мостовых кранов, то для расчета поперечной рамы необходимо определить D_{\max} и D_{\min} , т. е. наибольшее и наименьшее давления, передаваемые подкрановыми балками на колонны.

Давление D_{\max} имеет место при наибольшем возможном приближении крюка крана к колонне (рис. XV. 1); на другую колонну рамы при этом передается давление D_{\min} . Наибольшее нормативное вертикальное давление каждого колеса мостового крана на подкрановую балку выражается формулой

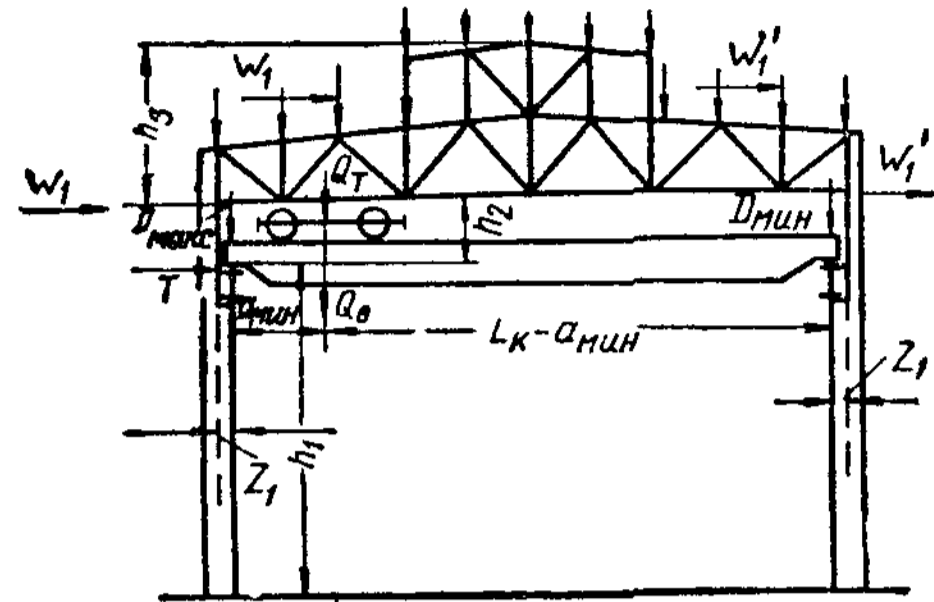


Рис. XV.1. Действие нагрузок на поперечную раму цеха

$$P_{\max}^n = \left[\frac{(Q_0 + Q_T)(L_k - a)}{L_k} + \frac{G}{2} \right] \frac{1}{n'_0}, \quad (\text{XV.1})$$

где Q_0 — грузоподъемность мостового крана;

Q_T — вес крановой тележки;

L_k — пролет мостового крана;

a — наименьшее возможное расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки;

n'_0 — число колес на одной стороне мостового крана;

G — вес мостового крана.

Давление P_{\max}^n обычно принимается по стандартам мостовых кранов. Очевидно, что наименьшее нормативное вертикальное давление одного колеса мостового крана

$$P_{\min}^n = \left[\frac{(Q_0 + Q_T)a}{L_k} + \frac{G}{2} \right] \frac{1}{n'_0}. \quad (\text{XV.2})$$

Величину P_{\min}^n можно также определить из соотношения

$$P_{\min}^n = (Q_0 + Q_T + G) \frac{1}{n'_0} - P_{\max}^n. \quad (\text{XV.3})$$

Расчетные величины давления P_{\max} и P_{\min} получаются умножением соответствующих нормативных значений на коэффициент перегрузки 1,3.

В тех случаях, когда вес крановой тележки Q_T в стандартах мостовых кранов не указан, можно с некоторым приближением принимать $Q_T \approx 0,3Q_0$.

Определив P_{\max} и P_{\min} , нетрудно найти расчетные значения D_{\max} и D_{\min} как опорные давления, передаваемые подкрановыми балками на смежные колонны. При определении давлений D_{\max} и D_{\min} коэффициент динамичности (см. § 1 главы XVI) не учитывается.

Подкрановая балка располагается относительно оси нижней части колонны с эксцентриситетом z_1 (рис. XV. 1), что создает изгибающие мо-

менты от крановой нагрузки $D_{\max} z_1$ и $D_{\min} z_1$, приложенные к колоннам на уровне подкрановой площадки.

Величина эксцентриситета z_1 может приниматься равной примерно $1/2$ ширины нижней части колонны.

Для однопролетных цехов, как правило, принято учитывать нагрузку от двух загруженных кранов в наиболее сближенном их положении, так как спаренная работа двух кранов на практике встречается достаточно часто. Исключение составляют цехи, оборудованные одним монтажным краном.

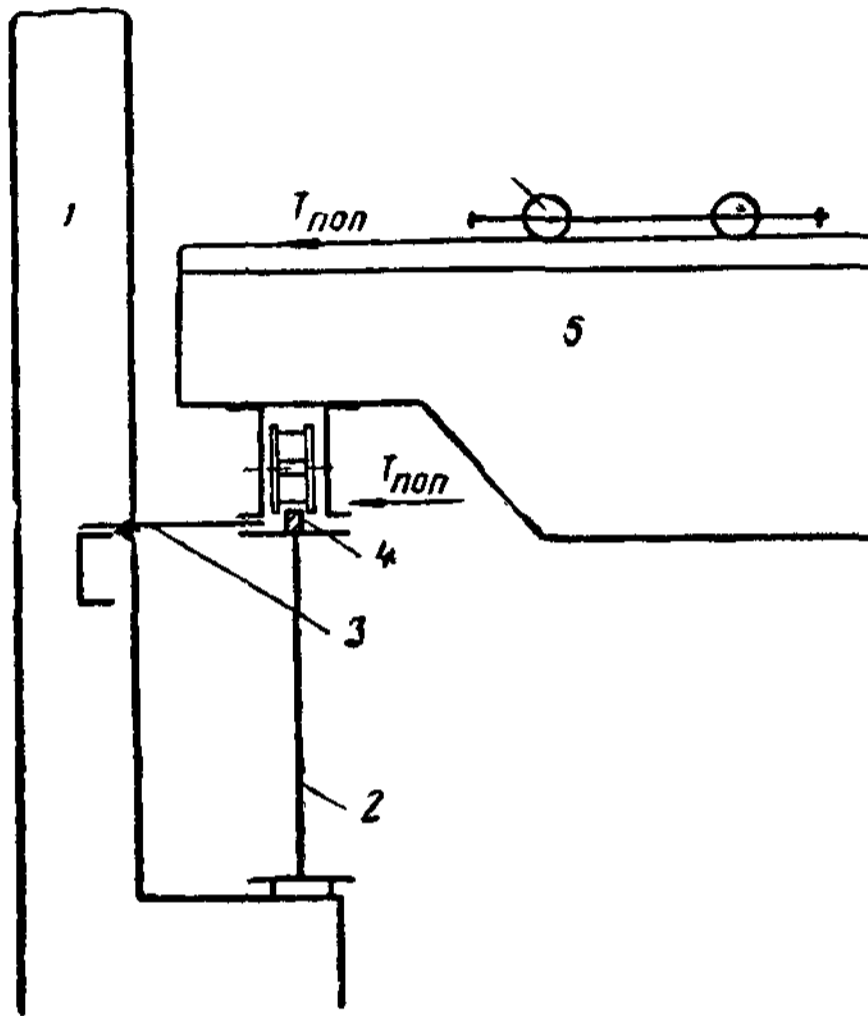


Рис. XV.2. К определению сил поперечного торможения крана

1 — колонна; 2 — подкрановая балка; 3 — тормозная балка или ферма; 4 — крановый рельс; 5 — мостовой кран, б — колесо крановой тележки

Расчетная схема одновременного действия загруженных кранов в многопролетных цехах должна быть уточнена в проектом задании. Во всяком случае вертикальная нагрузка принимается не более чем от двух кранов, сближенных для совместной работы в каждом пролете.

Данные о крановых нагрузках и габаритах мостовых кранов приведены в соответствующих стандартах.

3. Поперечное торможение кранов. Горизонтальные силы поперечного торможения (возникающие при торможении крановой тележки) передаются на колонны через тормозные балки или фермы (рис. XV. 2), либо через развитые верхние пояса подкрановых балок (см. § 1 главы XVI).

Нормативная величина силы поперечного торможения опреде-

ляется по формуле

$$T_{\text{поп}}^{\text{н}} = f(Q_0 + Q_{\text{т}}) \frac{n}{n_0}, \quad (\text{XV.4})$$

где f — коэффициент трения при торможении, принимаемый равным 0,1;

n — число тормозных колес тележки;

n_0 — число всех колес тележки.

Обычные электрические мостовые краны имеют четырехколесные тележки с двумя тормозными колесами. Тормозная сила $T_{\text{поп}}^{\text{н}}$ передается полностью на одну подкрановую балку и распределяется поровну между колесами крана на данном крановом рельсе.

Таким образом, боковое давление одного колеса крана от поперечного торможения

$$T_{\text{к.кр}}^{\text{н}} = \frac{T_{\text{поп}}^{\text{н}}}{n_0'}, \quad (\text{XV.5})$$

где n_0' — число колес на одной стороне мостового крана.

Для стандартных двухосных кранов указанная формула получает вид

$$T_{\text{к.кр}}^{\text{н}} = \frac{Q_0 + Q_{\text{т}}}{40}. \quad (\text{XV.5}')$$

Зная величину $T_{к.кр}^H$, нетрудно определить наибольшее горизонтальное давление на колонну, приложенное на уровне кранового рельса.

Полученные нормативные величины $T_{к.кр}^H$ следует считать несколько преуменьшенными, так как нормами учитываются лишь горизонтальные воздействия от торможения крановых тележек в предположении, что рельсы не вполне сухие, чему соответствует коэффициент трения $f = 0,1$.

В действительности, как показывают наблюдения за работой мостовых кранов, существенную роль играют горизонтальные давления колес на подкрановые балки, возникающие от перекосов крана (вследствие неодинаковых скоростей движения колес на разных путях). Эти давления, распирающие крановые пути, могут значительно превосходить силы торможения, особенно у кранов с малой базой (легкие четырехколесные краны). Кроме того, вследствие возможного отклонения от правильного взаимного расположения крановых рельсов при движении кранов также возникают боковые воздействия колес крана на конструкции здания.

Однако значение указанных факторов еще полностью не изучено, этим и объясняется отсутствие нормативных данных по этому вопросу. Недоучет дополнительных горизонтальных воздействий от перекосов крана компенсируется тем, что воздействие $T_{п.оп}^H$ полностью передают на одну сторону кранового пути [формула (XV. 5)].

Особенно неблагоприятное горизонтальное воздействие на конструкции оказывают специальные мостовые краны с жестким подвесом (например, шаржирные краны для завалки в металлургические печи скрапа, стрипперные краны, клещевые краны в зданиях нагревательных колодцев и т. п.). Для таких кранов величина силы поперечного торможения, определенная по вышеприведенным формулам, удваивается.

Как показали экспериментальные исследования, указанные боковые воздействия колес кранов при постоянной их работе и большой относительной продолжительности включений (краны весьма тяжелого и весьма тяжелого непрерывного режима работы) существенно влияют на износ конструкций, непосредственно воспринимающих эти воздействия, а именно, верхних поясов подкрановых балок, тормозных конструкций (балок или ферм) и их креплений. Ввиду этого нашими Техническими условиями для зданий с тяжелым режимом работы предусматривается увеличение значений тормозных сил, вычисленных по формулам (XV.4) и (XV.5), введением специальных коэффициентов при расчете тормозных конструкций и их креплений, а также верхних поясов подкрановых балок (см. табл. XVI. 1).

Расчетные значения тормозных сил получаются умножением соответствующих нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки 1,3.

4. Продольное торможение кранов. Горизонтальные силы продольного торможения кранов приложены к головке кранового рельса. Нормативная величина их определяется по формуле

$$T_{\text{прод}}^H = \frac{1}{2} f \sum P_{\text{макс}}^H, \quad (\text{XV.6})$$

где f — коэффициент трения при торможении, принимаемый равным 0,1;

$\sum P_{\text{макс}}^H$ — сумма максимальных нормативных давлений колес мостового крана на данном крановом рельсе.

Коэффициент $\frac{1}{2}$ введен здесь в предположении, что число тормозных колес составляет половину общего числа колес крана.

Горизонтальные нагрузки, вызываемые торможением крановых те-

лежек или мостов, во всех случаях принимаются не более чем от двух кранов.

5. Давление ветра на конструкции шатра (ригель и фонарь). Давление ветра на скаты кровли как положительное, так и отрицательное (отсос) раскладывается на горизонтальную и вертикальную составляющие, из которых, как правило, учитывается только горизонтальная; вертикальная составляющая вследствие ее малого влияния на работу рамы обычно не учитывается.

Расчетная величина горизонтальной составляющей положительного давления ветра W_1 (рис. XV.1) равна нормативному давлению ветра W_1^H на вертикальную проекцию надветренных частей фонаря и ригеля, умноженному на соответствующий аэродинамический коэффициент (коэффициент обтекания) и коэффициент перегрузки 1,2. При фонарях в нескольких пролетах к этой величине прибавляется горизонтальная составляющая давления ветра на задние фонари, для которого принимаются меньшие коэффициенты обтекания. Аналогично определяется расчетная величина горизонтальной составляющей отсоса W_1' .

Типичные значения коэффициентов обтекания указаны в § 2 главы III.

Горизонтальная составляющая давления ветра считается приложенной к оси ригеля, принимаемой: при сквозном ригеле — на уровне оси нижнего пояса стропильной фермы, при сплошном ригеле — по его оси. Составляющая положительного давления приложена к надветренной колонне, составляющая отсоса — к подветренной. Аналогично распределяется давление ветра по отдельным пролетам многопролетного цеха.

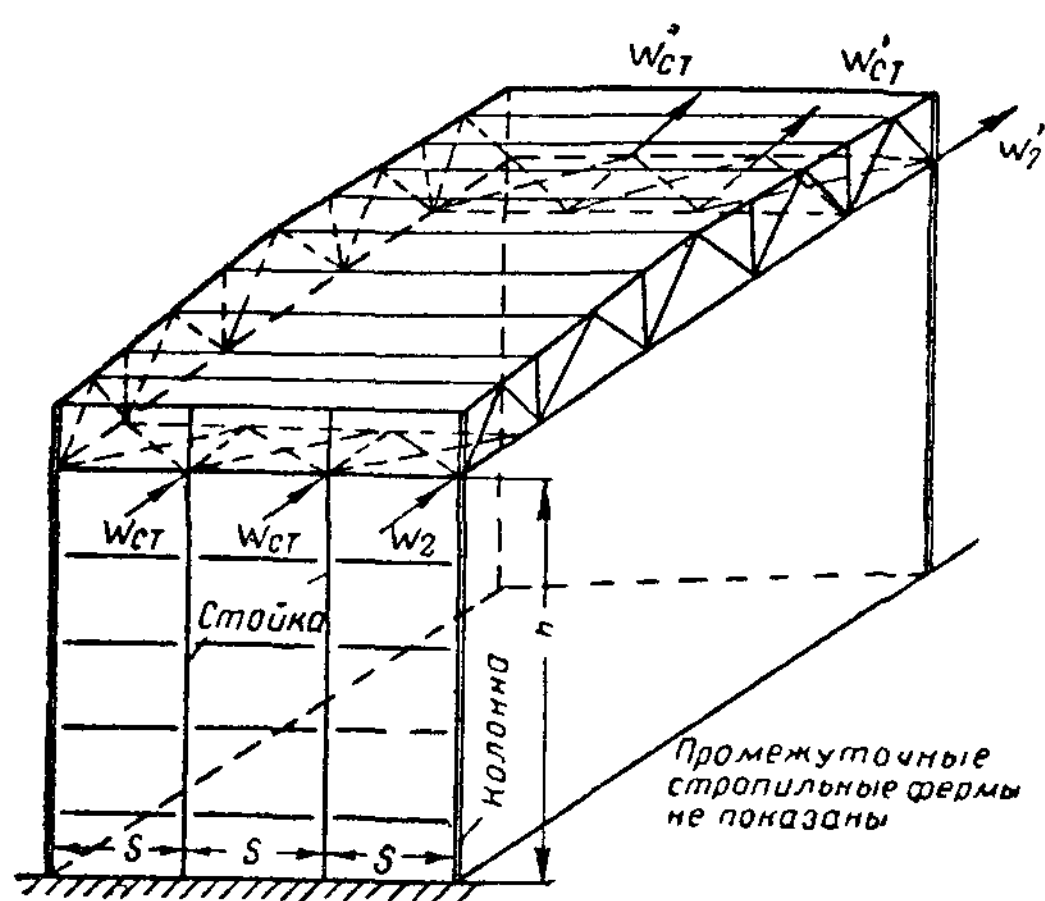


Рис. XV.3. Действие ветра на продольную стену

Моментом переноса горизонтальных составляющих давления ветра на уровень ригеля рамы можно пренебречь.

6. Давление ветра на продольную стену здания. Передача на колонны давления ветра на продольную стену здания зависит от конструкции стены. Возможны два случая:

а) между основными колоннами цеха промежуточных стоек не имеется; в этом случае давление ветра передается крупноразмерными стеновыми панелями или ригелями фахверка непосредственно на колонны цеха и

ввиду сравнительно частого расположения точек передачи давления может считаться равномерно распределенным по высоте колонн;

б) имеются промежуточные стойки фахверка, которые верхними концами опираются на узлы продольной связевой фермы (рис. XV.3).

Нормативное давление на один узел связевой фермы, передаваемое одной стойкой:

$$W_{ст} = \frac{1}{2} q_B sh \quad (\text{положительное давление ветра});$$

$$W'_{ст} = \frac{1}{2} q'_B sh \quad (\text{отрицательное давление ветра}).$$

Здесь $q_{\text{в}}$ — положительное давление ветра на 1 м^2 на отметке оси ригеля (с учетом аэродинамического коэффициента);

$q'_{\text{в}}$ — соответствующее отрицательное давление ветра на 1 м^2 (отсос);

s — расстояние между стойками фахверка;

h — высота от уровня пола до связевой фермы.

Сосредоточенное давление на колонну, передаваемое горизонтальной связевой фермой, равно:

$$W_{\text{г}} = W_{\text{ст}} n \quad \text{и} \quad W'_{\text{г}} = W'_{\text{ст}} n,$$

где n — число стоек фахверка между двумя смежными основными колоннами цеха.

Кроме того, на колонну непосредственно действует равномерно распределенное ветровое давление

$$q = q_{\text{в}} s \text{ кг/пог.м (положительное);}$$

$$q' = q'_{\text{в}} s \text{ кг/пог.м (отрицательное).}$$

7. Температурные воздействия. При расчете поперечных рам в ряде случаев следует учитывать температурные воздействия (см. § 3 настоящей главы).

§ 3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Наибольший интерес с точки зрения особенностей расчета представляют стальные рамы со сквозным ригелем, жестко соединенным с колоннами. Точный расчет таких рам, представляющих собой комбинированную систему, наиболее просто производить методом сил с использованием симметрии конструкций.

Разрезая ригель рамы посередине, заменяем воздействие одной половины рамы на другую тремя неизвестными усилиями, как это показано на рис. XV. 4.

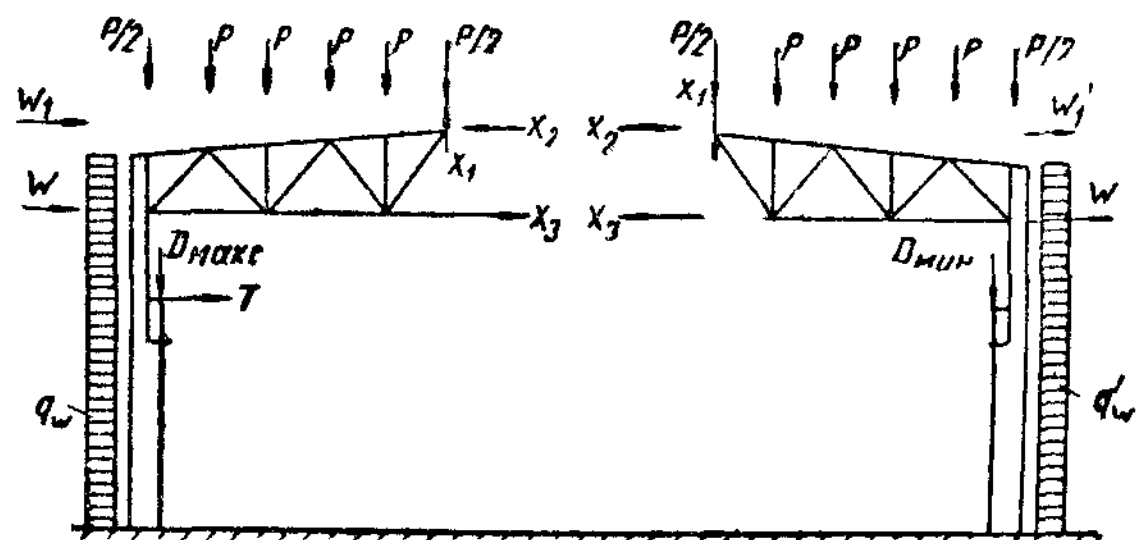


Рис. XV.4. К расчету поперечной рамы цеха

Канонические уравнения имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3 + \Delta_{2p} &= 0; \\ \delta_{32} X_2 + \delta_{33} X_3 + \Delta_{3p} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.7})$$

Побочные перемещения δ_{12} и δ_{13} равны нулю вследствие использования симметрии системы.

Вычисление перемещений Δ_{ik} производится с учетом изгибающих моментов для стоек и осевых сил для стержней фермы.

Следовательно:

$$\Delta_{ik} = \sum \int_0^s \frac{M_i M_k}{EJ} ds + \sum \frac{N_i N_k}{EF} s. \quad (\text{XV.8})$$

Указанный способ расчета является наиболее точным, так как здесь учитываются упругие деформации всех элементов рамы.

Параллельно с этим применяются менее трудоемкие методы расчета, дающие хорошую сходимость результатов с точными методами.

1. Особенности расчета рам со сквозным ригелем на вертикальную нагрузку, расположенную на ригеле

Наиболее распространенный метод расчета основан на замене сквозного ригеля условным прямолинейным, сплошным, расположенным по

оси нижнего пояса сквозного ригеля, с жесткими сопряжениями его с колоннами. Эквивалентный момент инерции условного сплошного ригеля определяется при этом из равенства прогибов свободно опертой фермы и сплошной балки по формуле

$$J_{\text{э}} = (F_{\text{в}} z_1^2 + F_{\text{н}} z_2^2) k, \quad (\text{XV.9})$$

где $F_{\text{в}}$ и $F_{\text{н}}$ — сечения брутто верхнего и нижнего поясов сквозного ригеля по середине пролета;

z_1 и z_2 — расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси ригеля в сечении его по середине пролета;

k — коэффициент,

учитывающий наклон верхнего пояса и упругость решетки сквозного ригеля, принимаемый:

$$i = \frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \text{ равным } 0,7; \text{ при } i = \frac{1}{15} \text{ равным}$$

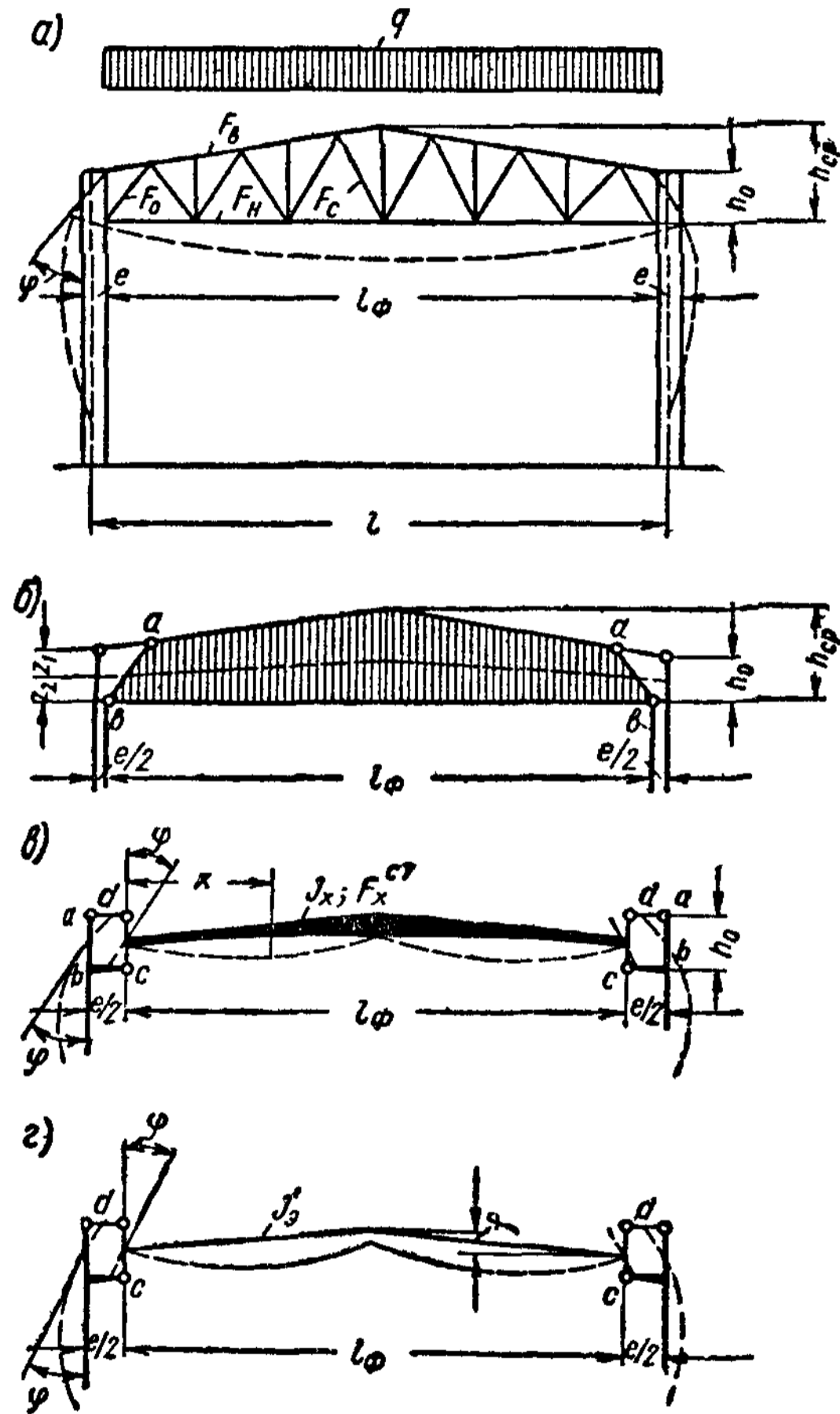


Рис. XV.5. Расчетная схема рамы, учитывающая сопряжение поясов сквозного ригеля с колоннами

0,8 и при $i = 0$ (ферма с параллельными поясами) равным 0,9.

Однако жесткое сопряжение с колонной в одной точке не отвечает природе сквозного ригеля. Поэтому более близкой к действительности будет расчетная схема, в которой сквозной ригель (рис. XV.5,а) заменяется условным сплошным, шарнирно прикрепленным к колонне в двух точках, соответствующих осям верхнего и нижнего поясов сквозного ригеля (рис. XV.5,б).

Возможен также другой вариант этой расчетной схемы (рис. XV.5,в), в котором условный сплошной ригель высотой h_0 показан по его геометрической оси, а шарнирное примыкание его к колоннам (в точках a и b , соответствующих осям верхнего и нижнего поясов сквозного ригеля) осуществлено посредством условного стержня cd , к которому жестко присоединен ригель. Деформации стержней, соединяющих ригель с колоннами, при этом не учитываются.

Оба варианта рассмотренной расчетной схемы аналогичны, но первый (рис. XV.5,б) отличается большей наглядностью.

В основу определения эквивалентного момента инерции ригеля рамы наиболее правильно положить сравнение углов поворота сквозного ригеля и эквивалентного ему сплошного с учетом работы всей рамы. Однако можно более просто получить достаточно точные решения, основанные на определении эквивалентного момента инерции ригеля по равенству углов поворота сквозной фермы и сплошной балки для двух видов загрузений:

- 1) при действии единичного момента на опоре;
- 2) при загрузении ригеля равномерно распределенной нагрузкой (к которой может быть приведена нагрузка, действующая на ригель).

Эквивалентный момент инерции при действии единичной пары, приложенной на опоре, равен:

$$J_{\text{э}} = \frac{l}{3E\varphi}, \quad (\text{XV.10})$$

где φ — угол поворота сквозного ригеля (рис. XV.5,г).

Заменяя сквозной ригель условной сплошной балкой, в которой момент инерции изменяется (по пролету) по закону изменения момента инерции поясов, а площадь стенки определяется из условия эквивалентности ее работе решетки на поперечную силу, запишем величину угла поворота

$$\varphi = \int_0^l \frac{M^2}{EJ_x} dx + \int_0^l \frac{\mu Q^2}{GF_x^{\text{ст}}} dx. \quad (\text{XV.11})$$

Здесь J_x — переменный момент инерции эквивалентного сплошного ригеля;

$F_x^{\text{ст}}$ — переменная площадь стенки ригеля;

M и Q — моменты и поперечные силы от действия единичного момента в опорном сечении;

μ — коэффициент, учитывающий неравномерное распределение касательных напряжений по высоте сечения (может быть принят равным 1,2).

В результате, эквивалентный момент инерции сплошного ригеля может быть выражен в следующем виде:

$$J_{\text{э}} = \frac{J_{\text{ср}}}{K_1 + K_2}. \quad (\text{XV.12})$$

Здесь $J_{\text{ср}}$ — момент инерции ригеля в середине пролета,

$$J_{\text{ср}} = \frac{F_{\text{в}} F_{\text{н}}}{F_{\text{в}} + F_{\text{н}}} \cdot h_{\text{ср}}^2;$$

K_1 — коэффициент, зависящий от соотношения высоты ригеля по середине пролета и на опоре $n = \frac{h_{\text{ср}}}{h_0}$ (рис. XV.5,а);

K_2 — коэффициент, также зависящий от геометрических параметров ригеля, а именно, от соотношения $\frac{h_{cp}}{l}$ и от величины

$$K_1 = \frac{3n^2 \left[1 + \frac{n+1}{2n(n-1)} - \frac{n \ln n}{(n-1)^2} \right]}{2(n-1)} \quad t = \frac{F_B}{F_0} \cdot \frac{1 + \frac{F_0}{F_B}}{1 + \frac{F_B}{F_H}} \quad (XV.13)$$

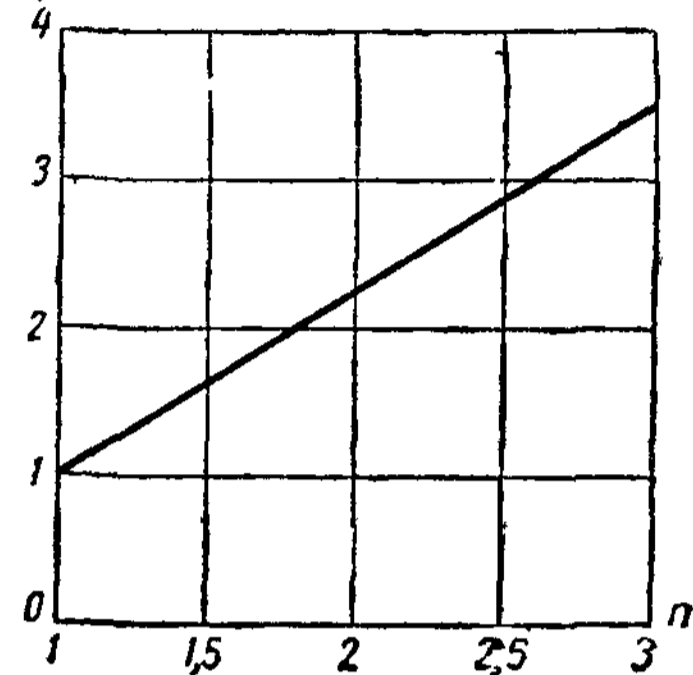


Рис. XV.6. Значения коэффициента K_1 для определения эквивалентного момента инерции сквозного ригеля

где F_B — площадь верхнего пояса;
 F_H — площадь нижнего пояса;
 F_0 — площадь раскоса.

$$K_2 = 4,1 \left(\frac{h_{cp}}{l} \right)^2 t, \quad t = \frac{F_B}{F_0} \frac{1 + \frac{F_0}{F_B}}{1 + \frac{F_B}{F_H}}$$

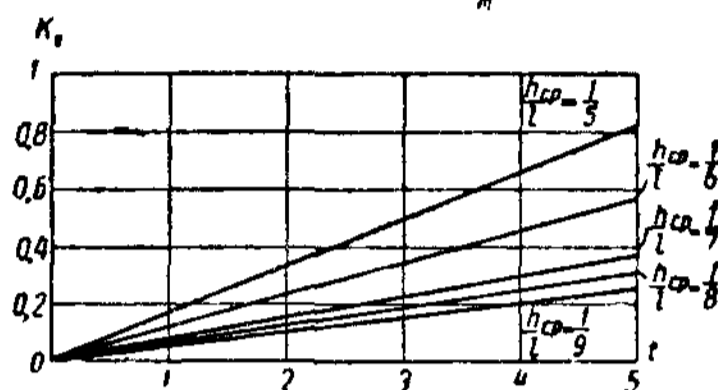


Рис XV.7 Значения коэффициента K_2 для определения эквивалентного момента инерции сквозного ригеля

Значения коэффициентов K_1 и K_2 могут быть приняты по графикам, приведенным на рис. XV.6 и XV.7.

Аналогичным методом можно определить эквивалентный момент инерции $J''_э$ при загрузении ригеля равномерно распределенной нагрузкой, учитывая, что в этом случае поперечная сила не влияет на величину угловой деформации ригеля и, таким образом:

$$J''_э = \frac{J_{cp}}{K_3} \quad (XV.14)$$

Значения коэффициента K_3 в функции величины $n = \frac{h_{cp}}{h_0}$ могут быть приняты по графику, приведенному на рис. XV. 8.

В результате замены сквозного ригеля эквивалентным ему сплошным расчетная схема по рис. XV.5, в принимает вид, показанный на рис. XV.5, г.

Значения величины эквивалентного момента инерции ригеля, вычисленные по формуле (XV.9) или по формулам (XV.12) и (XV.14), должны быть учтены при проверке правильности принятых в основу статического расчета рамы соотношений моментов инерции ригеля и колонн (см. стр. 512).

При обычных уклонах верхнего пояса ($1/8$ — $1/12$) замена ломаного ригеля прямолинейным дает весьма небольшое изменение моментов. Вместе с тем такая замена упрощает расчетную схему.

На рис. XV.9 показана основная система однопролетной рамы при расчете по методу деформаций. Данная расчетная схема основана на следующих предположениях:

- а) стержни, соединяющие ригель с колонной, не деформируются;
- б) углы поворота опорного сечения ригеля и сечения стойки по середине высоты оголовка колонны h_0 равны между собой;

в) реакции в стержнях, соединяющих колонну с ригелем, при повороте узла направлены горизонтально.

Для показанной на рис. XV.9 основной системы каноническое уравнение запишется так:

$$(r'_{11} + r''_{11}) \varphi + r'_{1q} + r''_{1q} = 0, \quad (XV.15)$$

где r'_{11} — момент в заделке от единичного поворота колонны;

r''_{11} — то же, от единичного поворота ригеля;

r'_{1q} — то же, от действия нагрузки на колонну;

r''_{1q} — то же, от действия нагрузки на ригель.

Согласно рис. XV.9:

$$r'_{11} = (R_1 + R_2) 0,5h_0; \quad r'_{1q} = -(R'_1 + R'_2) 0,5h_0;$$

$$r''_{11} = \frac{2EJ_p}{l}; \quad r''_{1q} = -\frac{ql^2}{12}.$$

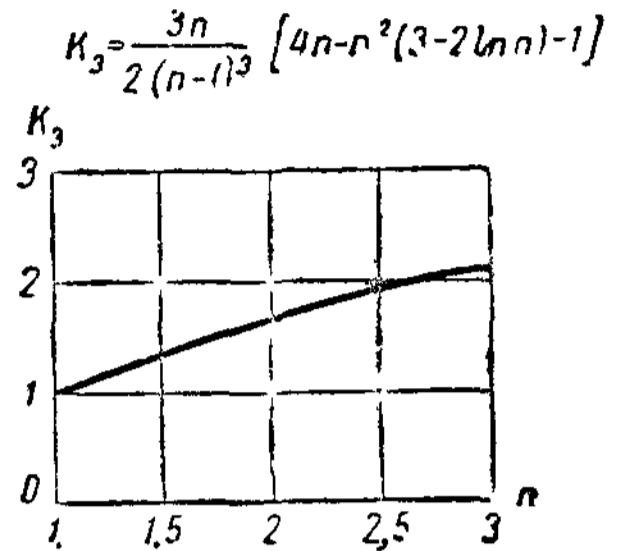


Рис XV 8 Значения коэф-фициента K_3 для определения эквивалентного момента инерции сквозного ригеля

Значения реакций R_1, R_2, R'_1, R'_2 нетрудно определить методом сил согласно схеме на рис. XV. 10.

Анализ результатов расчета показал, что указанная схема дает близкое совпадение значений моментов в концевых сечениях колонн с данными, полученными по точному расчету [согласно уравнениям

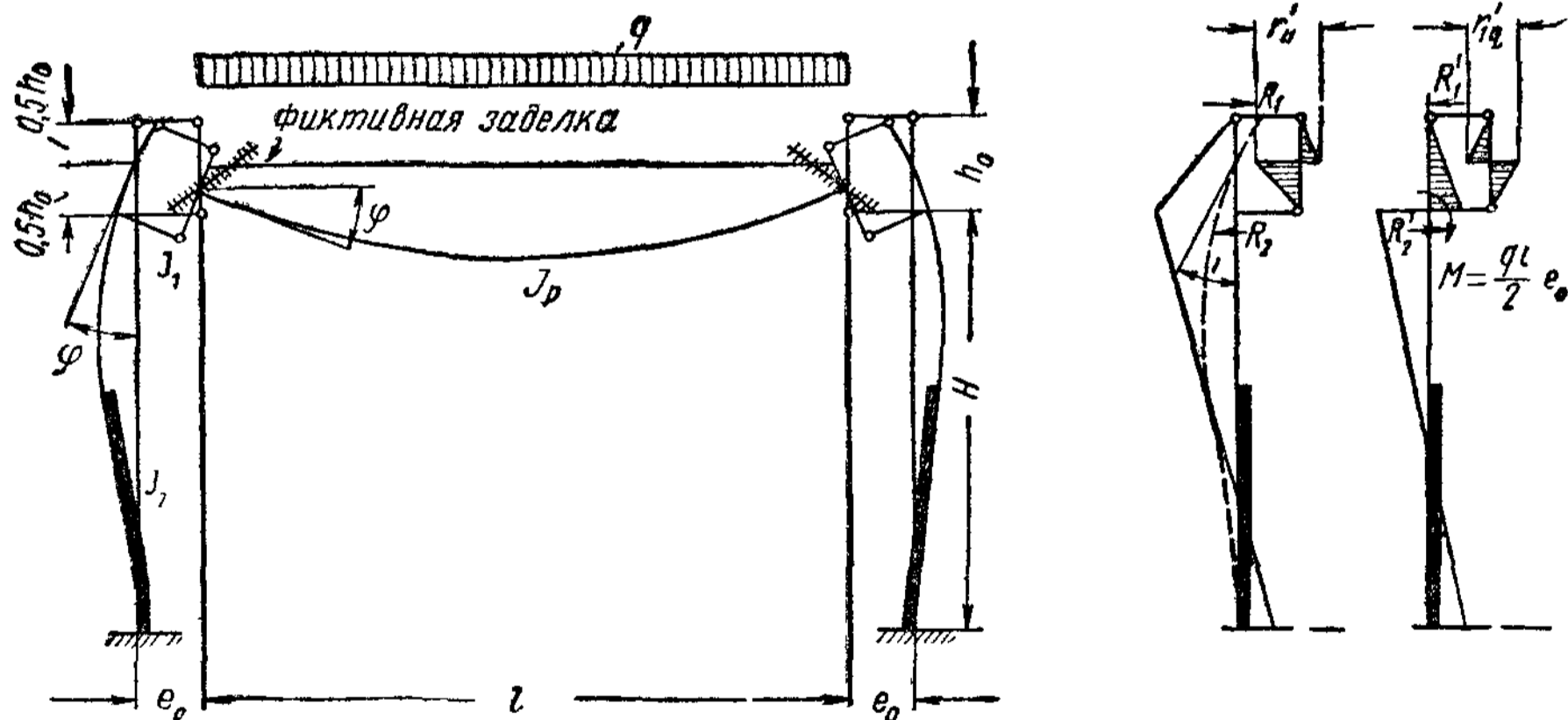


Рис. XV 9 Основная система однопролетной рамы при расчете по методу деформаций

(XV.7)]: расхождение величин моментов составляет всего 4—5%. В то же время расчет по обычно принимаемой расчетной схеме при расположении оси сплошного ригеля по оси нижнего пояса фермы и при замене сквозного ригеля сплошным с моментом инерции J_3 , вычисленным из условий равенства прогибов фермы и сплошной балки [формула (XV.9)], дает при расчете рамы на вертикальную нагрузку существенное расхождение в величине момента в основании колонны, причем это расхождение идет не в запас прочности и увеличивается с увеличением отношения высоты фермы на опоре к высоте колонны.

Вместе с тем необходимо указать, что если принять в качестве расчетной схемы раму с условным сплошным ригелем, расположенным по геометрической оси сквозного ригеля, с допущением спрямления оси (без учета действительных условий прикрепления сквозного ригеля к колонне в двух точках) и определить величину эквивалентного момента инерции условного сплошного ригеля исходя из равенства углов поворота на опоре [по формулам (XV. 12) и (XV. 14)], то расхождение величин моментов в концевых сечениях колонны по сравнению с их значениями, полученными по схеме рис. XV. 9, будет сравнительно невелико, а трудоемкость расчета при этом уменьшится.

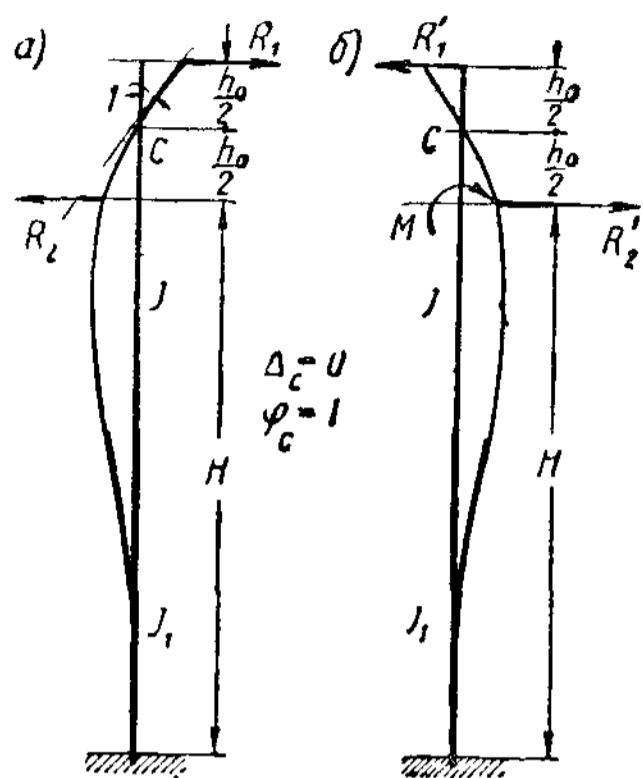


Рис XV.10 К определению реакций R_1 , R_2 , R_1' , R_2'

а—при единичном повороте колонны, б — при действии нагрузки на колонну

В многопролетных рамах жесткие сопряжения ригеля с колоннами не обязательны. Эти рамы и без того благодаря связям и кровельному диску являются достаточно жесткими. Между тем на средних опорах многопролетных рам (рис. XV. 11) от действия вертикальной нагрузки на ригель возникают при жестком сопряжении ригелей с колоннами большие моменты, восприятие которых значительно усложняет конструкции сопряжения. Поэтому рационально на средних опорах не иметь жестких сопряжений, что ведет к экономии материала и вполне допустимо по условиям эксплуатации. Это в особенности рационально для зданий с кранами среднего и легкого режима работы.

Однако в некоторых случаях целесообразно осуществлять жесткие сопряжения ригелей и на промежуточных колоннах. Это относится к зданиям с тяжелым режимом работы, с большой высотой расположения подкрановых путей при малом числе пролетов (например, двухпролетные рамы). Но тогда, как уже указывалось, моменты на промежуточных колоннах при действии вертикальной нагрузки на ригель могут достигать значительной величины. Обеспечить жесткое сопряжение ригеля с колонной, полностью воспринимающее эти моменты, бывает весьма трудно. Поэтому часто идут на образование шарнира пластичности путем устройства облегченного податливого сопряжения, допускающего подвижность (изменение угла поворота).

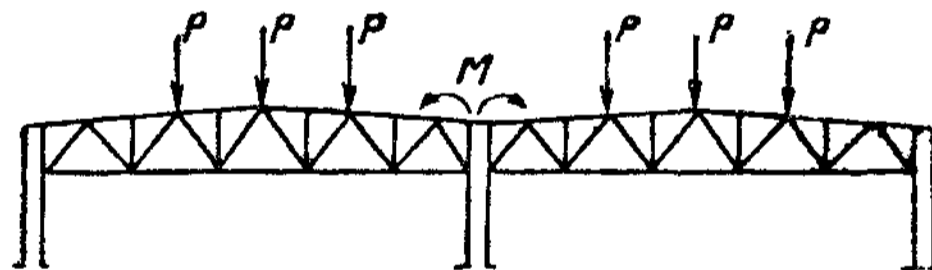


Рис. XV.11. К вопросу жесткого сопряжения сквозных ригелей на средней колонне

Большие деформации в сопряжении, эквивалентные деформациям шарнира пластичности, могут образоваться за счет отгиба сравнительно тонкого торцового листа (фланца), при помощи которого верхний пояс ригеля прикрепляется к колонне (см. рис. XV.25). Предельное усилие, которое может возникнуть в таком прикреплении, а следовательно, и предельный (наибольший) момент в сопряжении ригеля с колонной зависят от толщины фланца и отвечают полному развитию пластичности во фланце. Значение предельного момента определяется, как указано в § 4 настоящей главы (см. стр. 523—524).

2. Особенности расчета рам со сквозным ригелем на горизонтальные нагрузки и внецентренное действие кранов

При действии на раму горизонтальных нагрузок и внецентренного воздействия кранов учет упругих деформаций ригеля ничтожно мало влияет на величины расчетных усилий в стойках. Это позволяет при расчете рам на указанные нагрузки в большинстве случаев считать ригель абсолютно жестким.

Такое допущение не означает, что момент инерции ригеля сравнительно с моментом инерции колонн является величиной очень большого порядка; в действительности соотношение между моментами инерции ригеля J_p и колонны (стойки) J_c обычно колеблется в пределах от 1 до 8. В рамах с большими пролетами это соотношение может быть и больше (в особенности при колоннах постоянного сечения). Однако, как показывают точные расчеты, даже при таких соотношениях учет упругих деформаций ригеля ничтожно мало влияет на величины расчетных усилий в стойках.

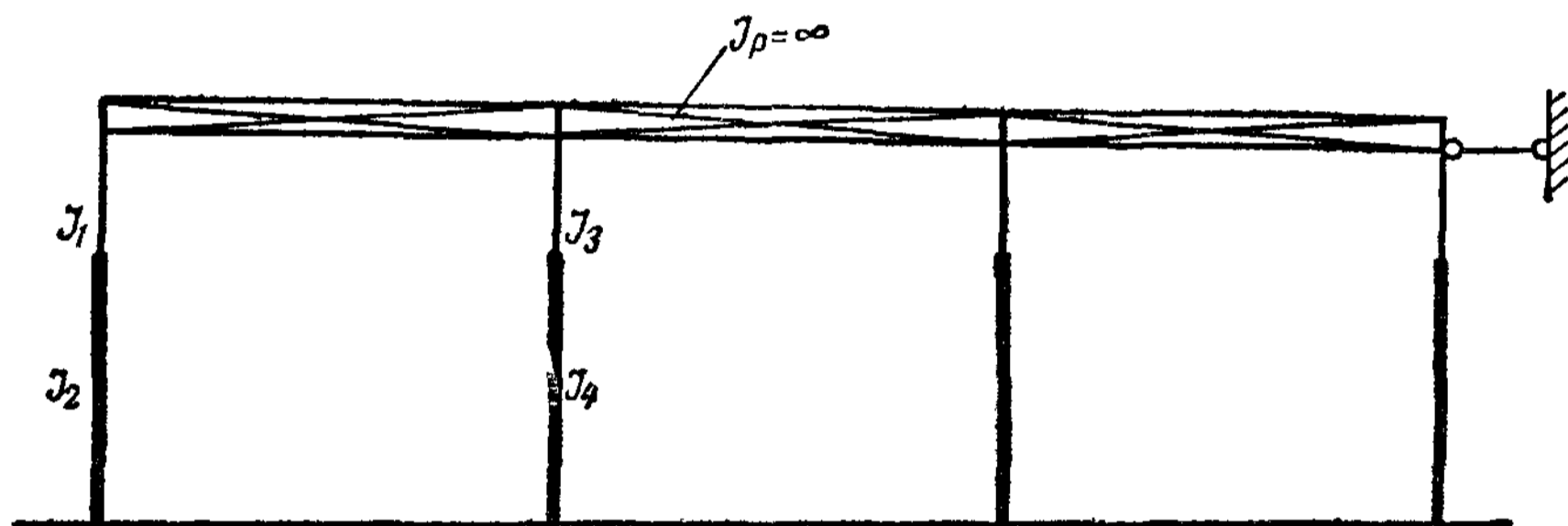


Рис. XV 12. Основная система при расчете поперечной рамы на горизонтальные нагрузки и внецентренное действие кранов

Указанное допущение значительно упрощает расчет рам на горизонтальные нагрузки и внецентренное действие кранов: при бесконечно жестком ригеле углы поворота в сопряжениях ригеля со стойками равны нулю и, таким образом, при расчете рам по методу деформаций неизвестными являются только горизонтальные смещения ригеля. В рамах с пролетами одинаковой высоты число неизвестных равно единице.

В соответствии с вышеизложенным за основную систему принимаются рамы с несмещающимися узлами. Так, на рис. XV.12 показана основная система трехпролетной рамы с пролетами одинаковой высоты. Величина горизонтального смещения Δ ригеля такой рамы определяется из условия

$$\sum r_{11}\Delta + \sum r_{1p} = 0, \quad (\text{XV.16})$$

где $\sum r_{11}$ — сумма горизонтальных реакций в оголовках колонн от смещения, равного единице;

$\sum r_{1p}$ — сумма горизонтальных реакций от внешних нагрузок в оголовках колонн, закрепленных от смещения.

Расчет рам на рассматриваемые виды нагрузок производится в следующем порядке:

1) сначала строятся эпюры моментов (для колонн) от каждого нагружения рамы в основной системе (т. е. в предположении закрепления колонн от смещения);

2) далее по найденным по формуле (XV.16) значениям смещения

оголовков колонн строятся соответствующие эпюры моментов (также для каждого нагружения рамы);

3) в результате суммирования ординат указанных в пп. 1 и 2 эпюр получаются окончательные эпюры моментов от каждого нагружения рамы для всех колонн.

При определении горизонтального смещения ригеля можно иметь в виду, что отдельные плоские поперечные рамы имеют взаимную связь, которая осуществляется как системой продольных горизонтальных связей, так и жестким кровельным настилом.

Наиболее существенным является учет совместной работы поперечных рам цеха при воздействии сосредоточенных нагрузок, а именно, горизонтальных сил поперечного торможения и сосредоточенных моментов, приложенных к колоннам от внецентренного действия вертикальных крановых нагрузок.

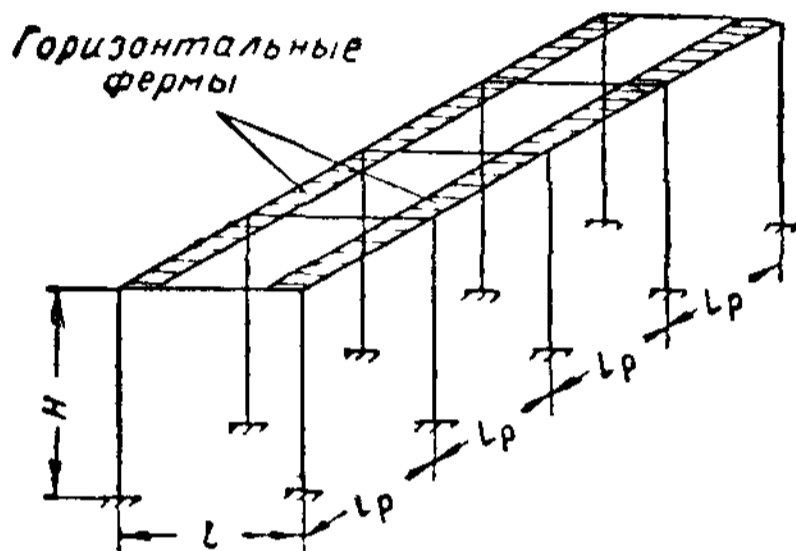


Рис. XV.13. Схема пространственного блока

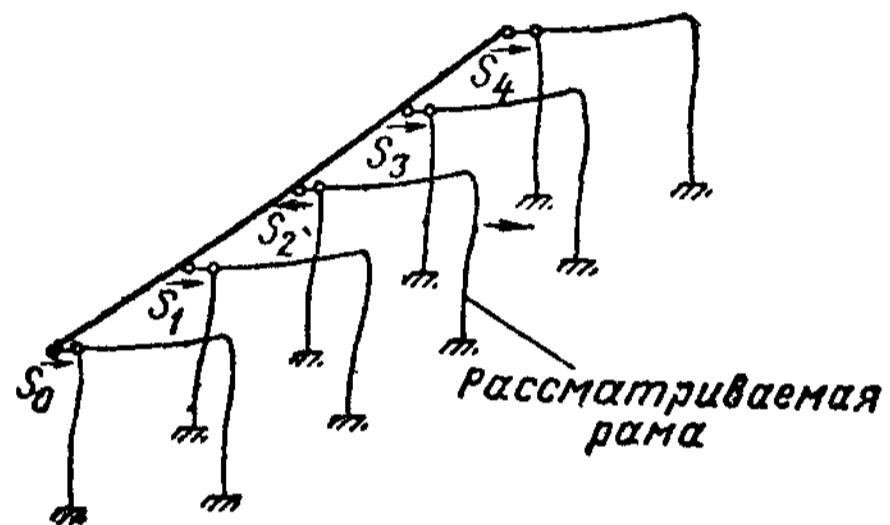


Рис. XV.14. Схема деформации системы рам

Для изучения пространственной работы каркаса рассмотрим сначала случай, когда в плоскости нижних поясов ферм имеются продольные связи в виде горизонтальных ферм и влияние кровли на поперечные деформации не учитывается. Такой случай может относиться к зданиям с легким кровельным настилом (например, с кровлей из волнистых асбестоцементных листов)

Продольные связи рассматриваются как неразрезные балки на упругих опорах, шарнирно соединенные с поперечными рамами, которые и являются упругими опорами. Схема такого блока рам показана на рис. XV.13.

При действии нагрузки рассматриваемая поперечная рама получит перемещения в местах прикрепления связей и через связи вовлечет в работу остальные рамы блока (рис. XV.14). Расчет сводится к определению величины упругого отпора, передающегося связями на рассматриваемую раму

Внешние силы, действующие на плоскую свободную раму, мы приводим к одной эквивалентной силе $P_э$, приложенной в точке соединения рамы с системой связей и вызывающей здесь такое же перемещение рамы Δ , как и внешние силы.

Очевидно, что

$$P_э = \frac{\Delta}{\delta}, \quad (\text{XV.17})$$

где δ — перемещение рамы от единичной силы, приложенной в плоскости связей.

Расчет системы связей, как неразрезной балки на упругих опорах (рис. XV.15) на воздействие сосредоточенной силы $P_э$, приложенной к

промежуточной опоре, удобнее всего производить методом сил, пользуясь уравнением пяти моментов.

За неизвестные принимаем опорные моменты балки (рис. XV.16), определив которые, нетрудно найти соответствующие им опорные реакции (величины упругих отпоров).

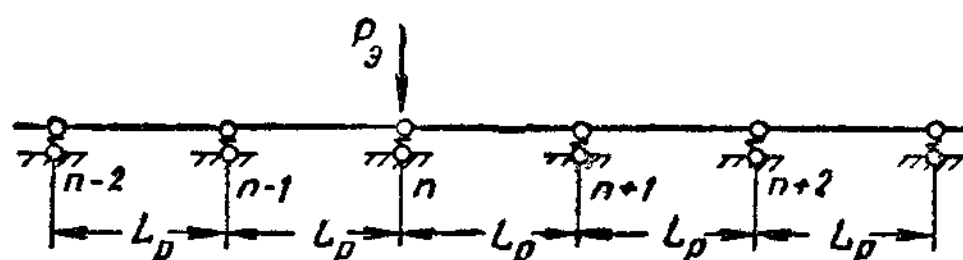


Рис. XV 15 Многопролетная неразрезная балка на упругих опорах

Для показанной на рис. XV.16 основной системы уравнение пяти моментов будет иметь вид

$$M_{n-2}\gamma_{n, n-2} + M_{n-1}\gamma_{n, n-1} + M_n\gamma_{n, n} + M_{n+1}\gamma_{n, n+1} + M_{n+2}\gamma_{n, n+2} = \varphi, \quad (XV.18)$$

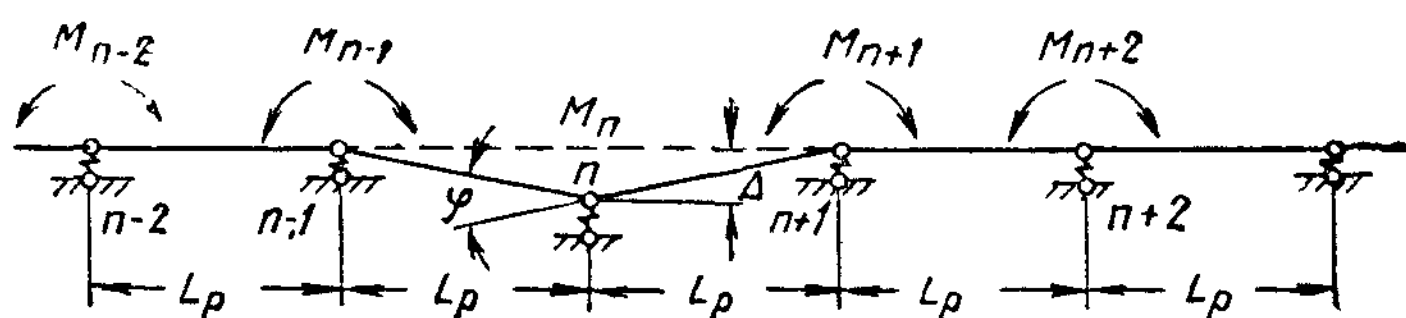


Рис. XV 16. Основная система при расчете неразрезной балки на упругих опорах

где $\varphi = \frac{2\Delta}{L_p}$ — угол поворота балки в основной системе на опоре от внешней нагрузки;

$\gamma_{n,n}$ — угол поворота балки в основной системе на рассматриваемой опоре n от действия единичного момента, приложенного на этой же опоре;

$\gamma_{n, n-1}$ и $\gamma_{n, n-2}$ — углы поворота балки на опоре n от действия единичных моментов, приложенных на опорах $n-1, n-2$ и т. д.

Указанные углы поворота равняются

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{n, n-2} &= \gamma_{n, n+2} = \frac{\delta}{L_p^2}; \\ \gamma_{n, n-1} &= \gamma_{n, n+1} = \left(\frac{L_p}{6EJ_{r\phi}} - \frac{4\delta}{L_p^2} \right); \\ \gamma_{n, n} &= \left(\frac{6\delta}{L_p^2} + \frac{2L_p}{3EJ_{r\phi}} \right). \end{aligned} \right\} \quad (XV.19)$$

Здесь L_p — шаг рам; $J_{r\phi}$ — момент инерции горизонтальной фермы. По уравнениям (XV. 18), составленным последовательно для каждых смежных четырех пролетов, определяются опорные моменты и соответствующие им опорные реакции, равные

$$R_n = R_{оп} + \frac{1}{L_p} (M_{n-1} - 2M_n + M_{n+1}), \quad (XV.20)$$

где $R_{оп}$ — опорные реакции в основной системе (отдельной раме). Далее можно получить коэффициент соотношения между эквивалентной силой и величиной опорной реакции R_n :

$$\alpha = \frac{R_n}{P_э}. \quad (XV.21)$$

Пользуясь этим коэффициентом, мы по эквивалентной силе можем определить величину опорной реакции (упругого отпора связей)

$$R_n = \alpha P_э. \quad (XV.22)$$

Величина коэффициентов α зависит от высоты рамы H , соотношений погонных жесткостей ригеля и колонны, шага рам L_p , а также момента инерции горизонтальной связевой фермы $J_{г.ф.}$

Величина соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны незначительно влияет на значение коэффициентов α , а потому без ущерба для точности расчета можно не учитывать влияния упругих свойств ригеля и считать его момент инерции $J_p = \infty$

Как показывают исследования, при воздействии крановых нагрузок на 2—3 рамы достаточно рассчитать блок из 5—7 рам. Дальнейшее увеличение числа рам в расчетном блоке незначительно влияет на величины расчетных усилий.

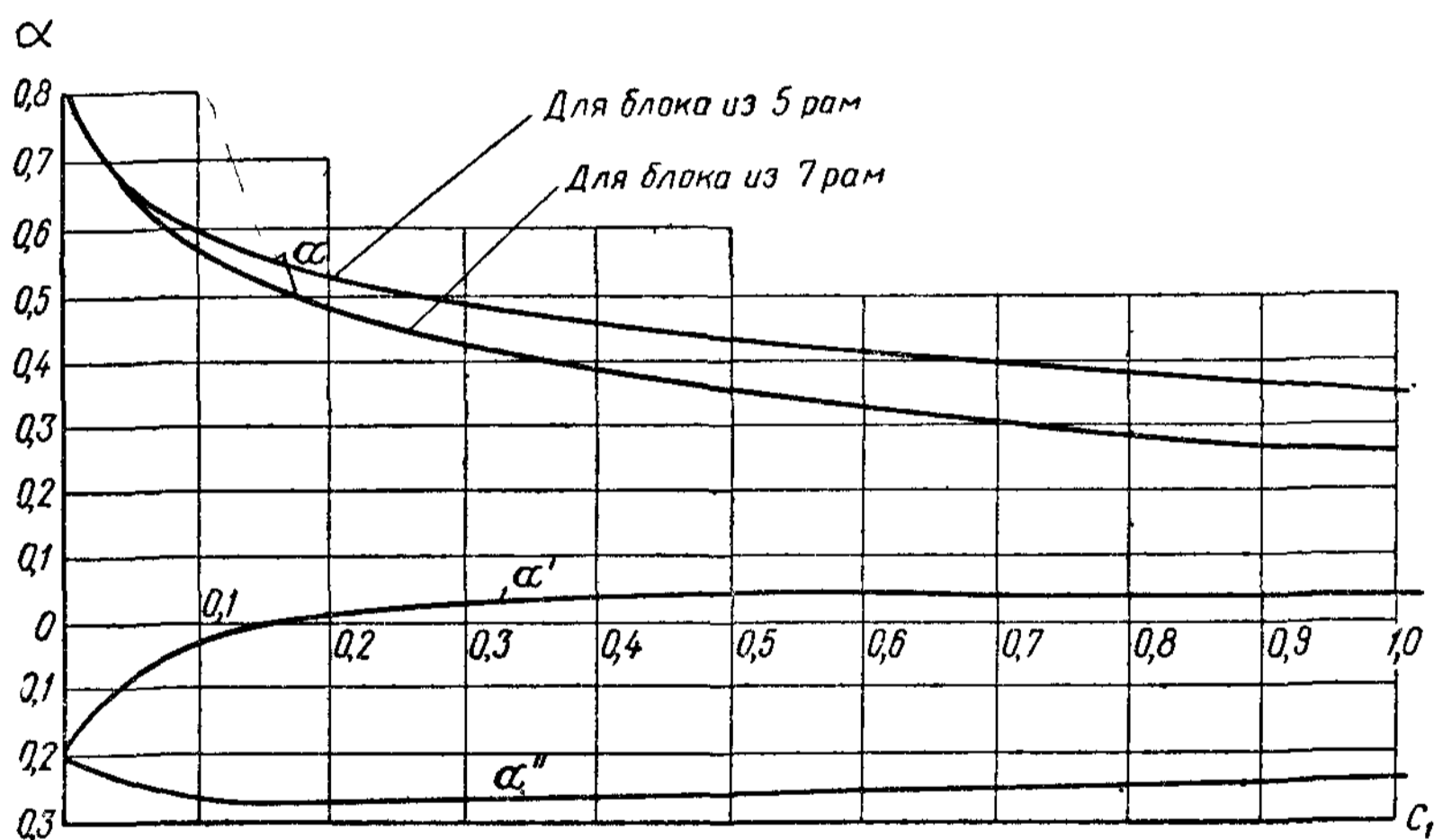


Рис. XV 17. График коэффициентов α , α' и α'' для блока из пяти и семи рам с колоннами переменного сечения

Зависимость коэффициентов упругого отпора α для блока из 5 и 7 многопролетных рам с колоннами переменного сечения от прочих геометрических параметров рамы дана на рис. XV. 17 в функции коэффициента

$$C_1 = \frac{L_p^3 \sum J_{нд}}{H^3 \sum J_{г.ф.}}. \quad (XV.23)$$

Здесь $\sum J_{нд}$ — сумма приведенных моментов инерции колонн переменного сечения, входящих в состав рамы,

где J_n — момент инерции сечения нижней части колонны;

d — коэффициент приведения моментов инерции колонн переменного сечения, определяемый по графику на рис. XV.18;

$\sum J_{г.ф.}$ — сумма моментов инерции горизонтальных продольных связевых ферм.

Коэффициентом α учитывается загрузка лишь одной плоской рамы блока; в действительности же вертикальные и горизонтальные нагрузки от крана, расположенного невыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемой раме, одновременно воздействуют и на смежные с ней рамы (рис. XV. 19). Учет загрузки смежных рам не-

обходим, так как он уменьшает величину упругого отпора связей и, следовательно, нагружает рассчитываемую раму.

Обычно достаточно учесть влияние нагрузки на две смеж-

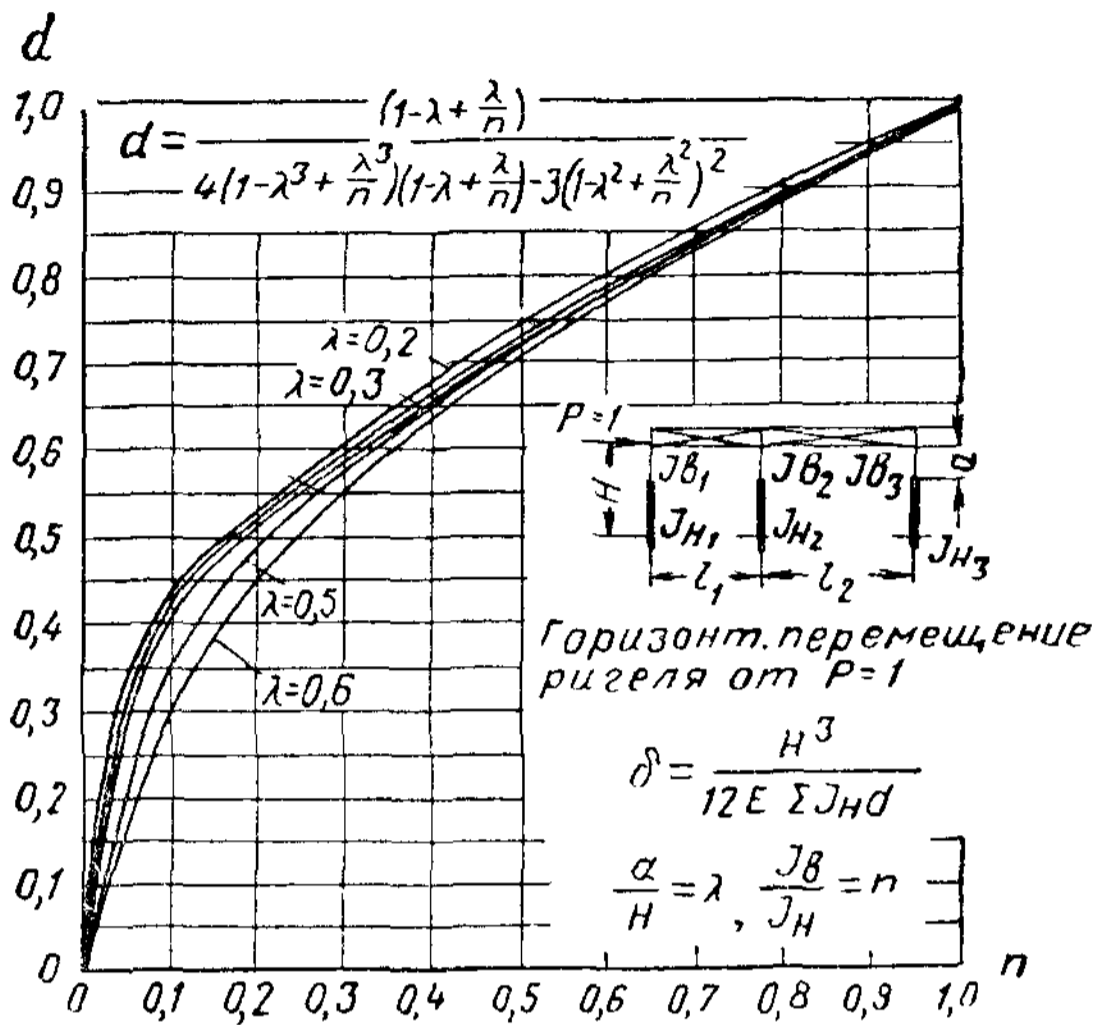


Рис. XV.18. График коэффициента d приведения моментов инерции колонн переменного сечения

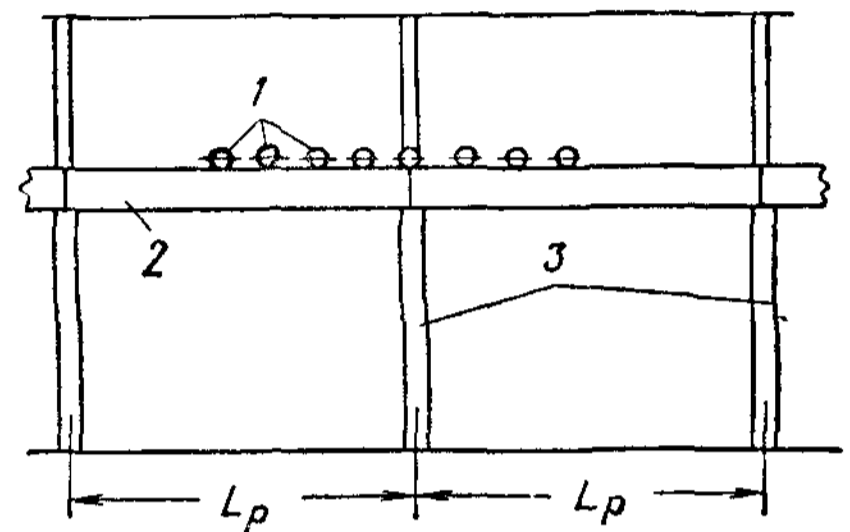


Рис. XV.19. К вопросу учета влияния загрузки рам, смежных и рассматриваемой

1 — крановый поезд; 2 — подкрановая балка, 3 — колонны

ные рамы по отношению к средней раме данного блока. Значения P'_9 и P''_9 , отвечающие загрузке смежных рам, можно определить исходя из соотношений нагрузок, приходящихся на среднюю раму и смежные с ней в основной системе.

На графике (рис. XV. 17) даны значения коэффициентов упругого отпора α' и α'' для рам, смежных с загружаемой, для блока из пяти рам с колоннами переменного сечения при загрузке силой $P = 1$, действующей на среднюю раму.

Коэффициенты α' и α'' относятся к обоим смежным (по отношению к рассматриваемой) рамам.

Пользуясь графиками этих коэффициентов, можно определить соответствующие упругие отпоры $\alpha' P'_9$ и $\alpha'' P''_9$. В результате при учете влияния соседних рам величина упругого отпора для средней загружаемой рамы будет равна:

$$R = \alpha P_9 - \alpha' P'_9 - \alpha'' P''_9. \quad (XV.24)$$

В дальнейшем расчет рамы производится как плоской, но с учетом величины упругого отпора R , который включается в расчетную схему как силовое воздействие, приложенное на уровне нижнего пояса ригеля рамы.

В этом случае величина неизвестного смещения Δ_1 рамы определяется из условия

$$\sum r_{11} \Delta_1 + \sum r_{1p} - R = 0, \quad (XV.25)$$

где $\sum r_{11}$ — сумма горизонтальных реакций в оголовках колонн (на уровне нижнего пояса ригеля) от смещения, равного единице;

Σr_{1p} — сумма горизонтальных реакций от внешних нагрузок в оголовках колонн, закрепленных от смещения;

R — величина упругого отпора.

Расчетная высота рамы принимается от низа базы колонн до условной оси сквозного ригеля (в зависимости от принятого метода расчета, см. стр. 502—506). Практически низ базы можно принимать на расстоянии 0,6—0,8 м ниже уровня пола цеха.

В многопролетных рамах, имеющих сложный поперечный профиль, можно при назначении основной системы игнорировать небольшие перепады по высоте, условно повышая расчетную высоту того или другого пролета. Кроме того, для рам со сложной поперечной конфигурацией обычно применяют дополнительные упрощения, заключающиеся в том, что такие рамы расчленяются на несколько систем, расчет которых ведется самостоятельно.

Соотношение жесткостей элементов рам, необходимое для их статического расчета, может быть предварительно установлено по проектным данным существующих аналогичных сооружений.

Для обычных рам производственных зданий относительная величина моментов инерции колонн может быть принята (рис. XV. 12):

$$J_2 : J_1 = 5 \div 12; \quad J_4 : J_3 = 8 \div 15; \quad J_4 : J_2 = 1,2 \div 4.$$

Указанные здесь нижние пределы отношений $J_2 : J_1$ и $J_4 : J_3$ соответствуют легкому крановому оборудованию, высшие — тяжелому.

Первоначально принятые при расчете соотношения между моментами инерции не должны расходиться с полученными после расчета рамы более чем на 30%. При большей разнице в расчет следует внести поправку.

3. Особенности учета влияния жесткой кровли на пространственную работу каркаса

На пространственную работу каркаса здания, помимо продольных связей, существенное влияние оказывает жесткая кровля.

Вопрос учета влияния жесткой кровли становится особенно актуальным в настоящее время при широком распространении беспрогонных покрытий, в которых железобетонные крупнопанельные плиты укладывают непосредственно на верхние пояса ферм и приваривают к последним с помощью закладных частей в ребрах плит. В расчетном отношении такую кровельную конструкцию можно рассматривать как жесткий диск, обеспечивающий одинаковое смещение всех рам блока в уровне верхних поясов ферм.

Проведенные ЦНИПСом экспериментальные исследования однопролетных зданий в натуре подтвердили справедливость указанной предпосылки. При этом выяснилось, что при наличии даже достаточно развитых продольных связей (в плоскости нижних поясов ферм) последние значительно уступают жесткому кровельному настилу в отношении влияния на поперечные деформации цеха.

При учете кровельного настила как элемента, обеспечивающего совместную работу поперечных рам, необходимо иметь в виду температурные разрезы настила по длине цеха (в пределах 60 м). Следовательно, учитывать распределяющее действие кровельного настила можно лишь для блока поперечных рам, расположенных в пределах указанного температурного членения настила.

Обозначим величину смещения плоской рамы (без учета совместной работы), например от действия силы поперечного торможения через Δ_T (рис. XV.20, а).

Величина условной силы, приложенной к оси ригеля рамы и эквивалентной по величине деформации внешней нагрузке, определится по формуле (XV.17): $P_э = \frac{\Delta_T}{\delta}$, где δ — смещение рамы от единичной силы, приложенной к оси ригеля (рис. XV.20, б).

Если нагрузка приложена к блоку рам симметрично, блок перемещается поступательно в направлении приложения силы. Если нагрузка приложена несимметрично, блок совершает поступательное и вращательное перемещение относительно его центра вращения, расположенного на пересечении поперечной и продольной осей блока (рис. XV.20, в). При этом в наиболее неблагоприятных условиях будет находиться рама, расположенная в конце рассматриваемого блока, отвечающего температурному членению настила.

При определении смещений рам принимаем жесткость железобетонного крупнопанельного кровельного настила равной бесконечности.

При действии нагрузки $P_э$ система рам получит поступательное смещение Δ_0 (рис. XV.20, г). Кроме того, вся система будет иметь угловой поворот под действием пары $M = P_э c$, где c — расстояние от оси рассматриваемой рамы до центра вращения (рис. XV.20, в).

Очевидно, величина поступательного смещения рамы равна:

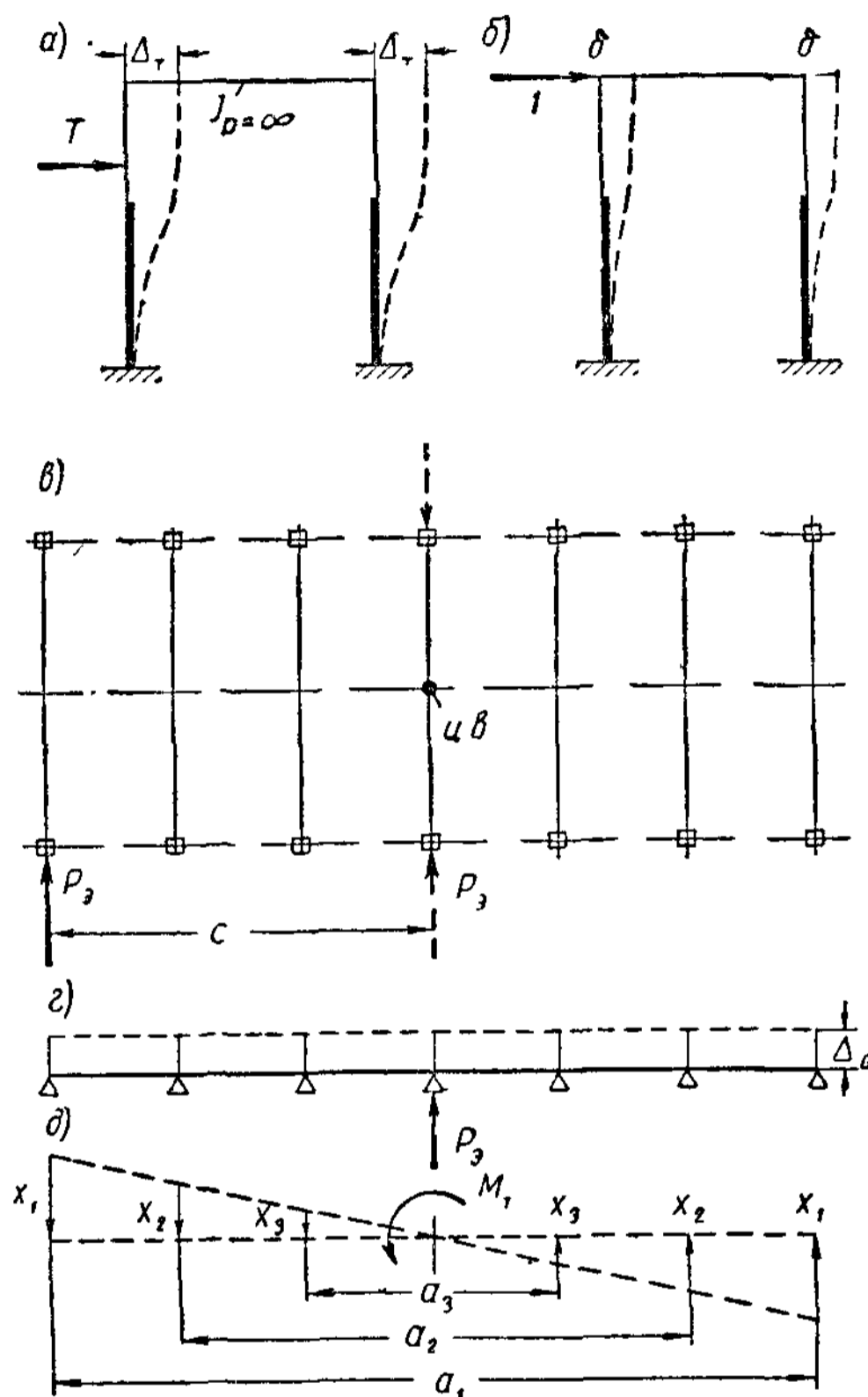


Рис. XV.20. Смещения рам при абсолютно жестком кровельном диске

$$\Delta_0 = \frac{\Delta_T}{n}, \tag{XV 25}$$

где n — число рам блока.

Величина дополнительного смещения Δ_1 рассматриваемой рамы от поворота блока определится из условия, что от действия пары M распределение смещений системы рам следует линейному закону.

Величины реактивных усилий, возникающих в рамах, в предположении одинаковой жесткости рам, будут иметь значения

$$X_1 = \bar{R} \Delta_1, X_2 = \bar{R} \Delta_2, X_3 = \bar{R} \Delta_3 \text{ и т.д.,}$$

где \bar{R} — реактивное усилие в оголовке колонны при единичном смеще-

нии рамы в ее плоскости для ступенчатой колонны определяется по формуле

$$\bar{R} = \frac{12EJ_H d}{h^3}, \quad (\text{XV.27})$$

где d берется по графику рис. XV. 18 в функции коэффициентов:

$n = \frac{J_p}{J_H}$ — отношения моментов инерции верхней и нижней частей колонны;

$\lambda = \frac{a}{H}$ — отношения длины верхней (надкрановой) части колонны ко всей длине.

Таким образом:

$$M = X_1 a_1 + X_2 a_2 + X_3 a_3 + \dots,$$

где a_1, a_2, a_3 и т. д. — расстояния между симметрично расположенными рамами блока (рис. XV.20, ∂),

или

$$M = \bar{R} \Delta_1 a_1 + \bar{R} \Delta_2 a_2 + \bar{R} \Delta_3 a_3 + \dots$$

Отсюда

$$\Delta_1 = \frac{M a_1}{\bar{R} \Sigma a^2}. \quad (\text{XV.28})$$

Полное смещение рассматриваемой рамы от силы поперечного торможения будет равно $\Delta_0 + \Delta_1$; зная эту величину смещения, нетрудно определить соответствующие моменты в узлах рамы.

Аналогично можно определить величину смещения Δ_M рассчитываемой рамы, вызванного сосредоточенными моментами от внецентренного приложения вертикальных крановых нагрузок.

В действительности кровлю нельзя рассматривать как абсолютно жесткий диск, так как между плитами настила кровли могут происходить небольшие сдвиги. Поэтому в цехах с тяжелым режимом работы, где особенно важна поперечная жесткость, рассчитывать на полную жесткость кровли нельзя и проектировать конструкции следует такими, чтобы требуемая жесткость (горизонтальное смещение на уровне подкрановых балок менее $1/2500$ высоты до головки рельса) обеспечивалась без учета пространственной работы каркаса, назначая продольные связи в запас жесткости. При легких кровлях (например, асбестоцементных) пространственная завязка зданий осуществляется только продольными связями.

Приближенность определения расчетными методами поперечных деформаций (с учетом совместной работы конструкций блока) усугубляется тем, что не учитываются деформации фундаментов, которые в действительности имеются вследствие упругой и пластической податливости оснований (за исключением очень прочных грунтов).

На рис. XV.21 сопоставлены экспериментальные и расчетные значения изгибающих моментов и деформаций колонн двухпролетной рамы от внецентренного действия крановой нагрузки на среднюю колонну; как видно, величины поперечных деформаций в уровне нижнего пояса ригеля превышают расчетные (без учета деформативности оснований) в 1,7 раза. Эти экспериментальные исследования (ЦНИИСК) производились для двухпролетных плоских рам (без взаимной их связи). При совместной работе рам, связанных жестким кровельным настилом и

продольными связями (в плоскости нижних поясов), деформации оснований в меньшей степени влияют на величину действительных смещений рам. Тем не менее при приближенности учета совместной работы конструкций блока необходимо принимать во внимание неблагоприятное влияние деформативности оснований и принимать меры к ее уменьшению.

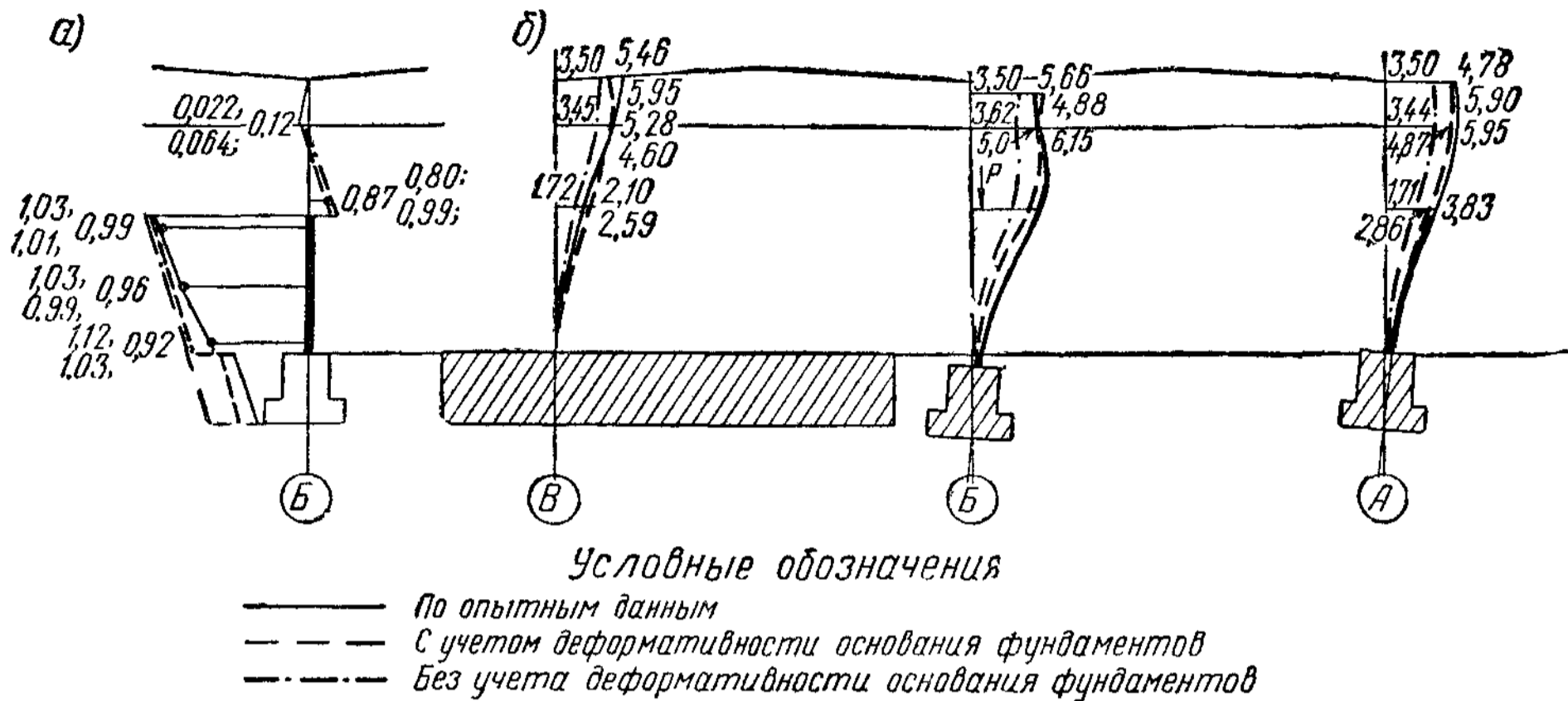


Рис XV.21. Влияние деформативности основания фундаментов на работу поперечных рам по исследованиям ЦНИИСК

a — моменты на средней колонне, *b* — перемещения рамы

4. Учет температурных воздействий

В многопролетных рамах большой ширины следует, как правило, производить проверку температурных напряжений, имея в виду большую жесткость колонн в плоскости рамы и, следовательно, большие напряжения, возникающие в них, при температурных деформациях. Между тем, по конструктивным соображениям устройство температурных швов в продольном направлении не всегда является возможным или целесообразным.

При определении температурных напряжений в элементах рам можно не учитывать упругих деформаций ригеля.

Пусть многопролетная рама (рис. XV. 22) имеет пролеты l_1, l_2, l_3 и т. д.

Необходимо прежде всего определить точку, которая остается неподвижной при температурном удлинении или укорочении ригеля; назовем расстояние от этой точки до крайней левой колонны a , а до крайней правой ($L-a$), где L — полная длина рамы (между осями крайних колонн).

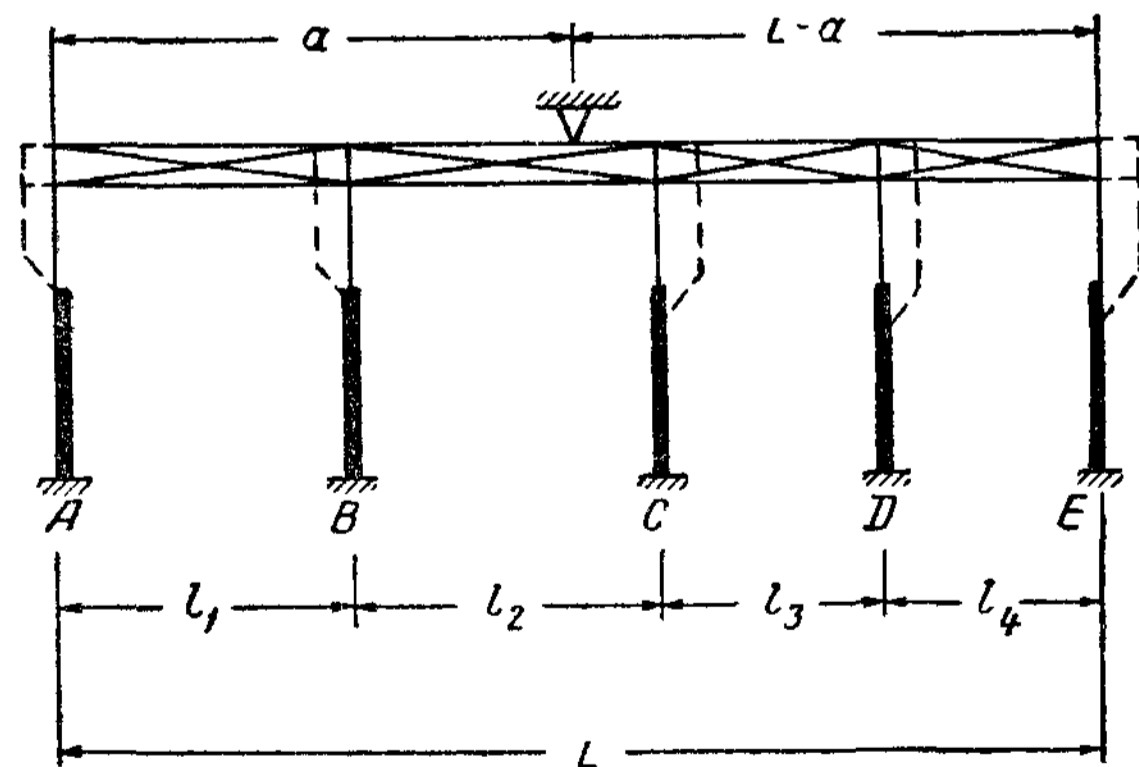


Рис. XV.22. Расчетная схема рамы при определении температурных деформаций

При температурном удлинении (или укорочении) ригеля смещения колонн будут равны (считая смещение влево отрицательным, вправо положительным):

$$\begin{aligned} \text{колонны } A & - \alpha t a; \\ \text{колонны } B & - \alpha t (a - l_1); \\ \text{колонны } C & + \alpha t (L - a - l_3 - l_4); \\ \text{колонны } D & + \alpha t (L - a - l_4); \\ \text{колонны } E & + \alpha t (L - a). \end{aligned}$$

Здесь $\alpha = 0,000012$ — коэффициент линейного расширения стали; t — перепад температуры.

Пусть величины горизонтальных реакций упругих отпоров колонн A, B, C, D, E (по оси ригеля) при единичном смещении ригеля соответственно равны R_1, R_2, R_3, R_4, R_5 . Величина R для колонн переменного сечения определяется формулой (XV.27).

Тогда на основании уравнения равновесия будем иметь

$$- \alpha t a R_1 - \alpha t (a - l_1) R_2 + \alpha t (L - a - l_3 - l_4) R_3 + \alpha t (L - a - l_4) R_4 + \alpha t (L - a) R_5 = 0, \quad (\text{XV.29})$$

откуда

$$a = \frac{l_1(R_2 + R_3 + R_4 + R_5) + l_2(R_3 + R_4 + R_5) + l_3(R_4 + R_5) + l_4 R_5}{R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5}. \quad (\text{XV.30})$$

При одинаковых колоннах

$$a = \frac{l_1(m-1) + l_2(m-2) + l_3(m-3) + \dots}{m}, \quad (\text{XV.31})$$

где m — число колонн.

Определив значение a , можно найти величину Δ_k действительного

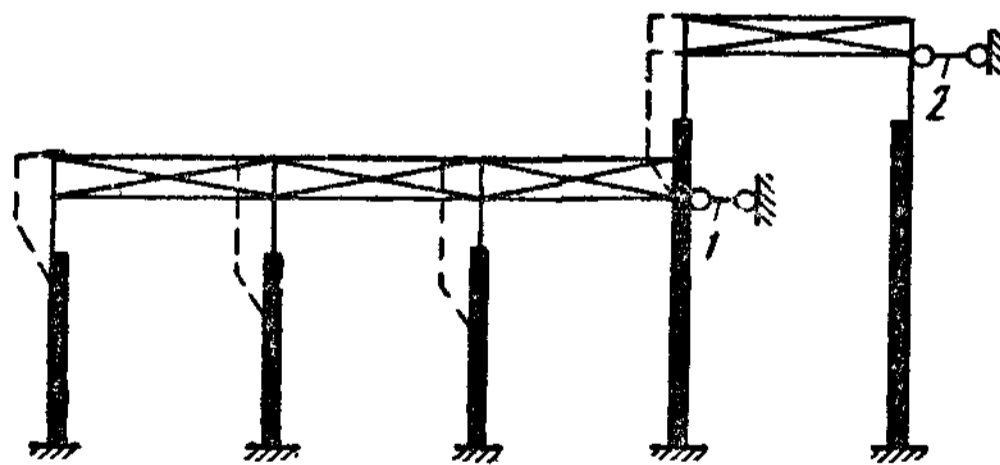


Рис XV.23 Расчетная схема рамы с колоннами различной высоты при определении температурных деформаций

смещения оголовка каждой колонны при температурных деформациях ригеля:

$$\Delta_k = \alpha t a_k, \quad (\text{XV.32})$$

где a_k — расстояние от неподвижной точки ригеля до рассматриваемой колонны.

Зная Δ_k , определяем в соответствии с расчетом рамы изгибающие моменты, возникающие в результате температурных перемещений, а также дополнительные температурные напряжения в сечениях колонн и элементах сквозного ригеля рамы.

При различной высоте колонн поперечной рамы (рис. XV 23) температурные смещения колонн определяют следующим образом: 1) находят смещения оголовков колонн от температурного удлинения (или укорочения) ригелей в основной системе и по этим смещениям вычисляют реакции стержней 1 и 2 в основной системе; 2) определяют обычным путем смещения от реакций (стержней 1 и 2) по направлению этих стержней. Расчетные величины смещений оголовков колонн получаются путем сложения найденных деформаций.

§ 4. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИЙ И РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЯ

1. Сечения элементов сквозного ригеля

Воздействие опорных рамных моментов от вертикальной нагрузки, приложенной к ригелю, жестко связанному с колоннами, обычно учитывается в расчете частично только для тех элементов, где оно является неблагоприятным.

В процессе монтажа предварительное прикрепление ригеля к колоннам часто осуществляется путем частичного прикрепления опорных узлов сборочными болтами. Не исключена возможность, что окончательное прикрепление ригеля будет сделано уже после укладки кровли. При таких условиях монтажа следует рассчитывать ригель рамы на вертикальную нагрузку (за исключением, может быть, снеговой) без учета разгружающих опорных моментов от вертикальной нагрузки, т. е. как свободно лежащую балку. Однако возможно и обратное положение, т. е. образование жесткого сопряжения сквозного ригеля с колоннами до загрузки ригеля.

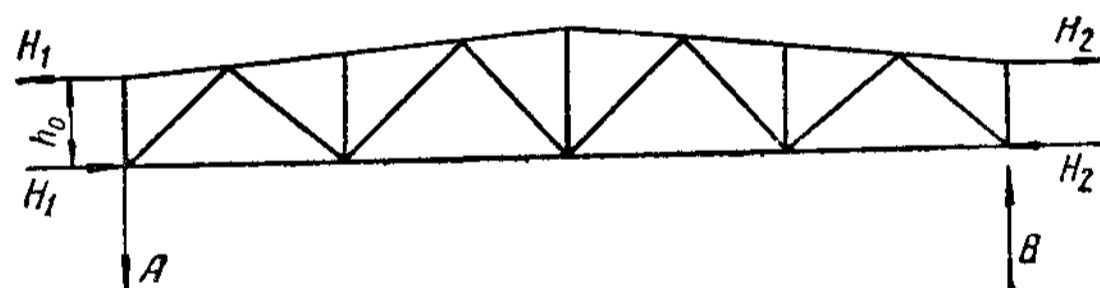


Рис XV.24. К расчету сквозного ригеля рамы

Поэтому наиболее целесообразно, рассчитав ригель как свободно лежащую балку, распространить воздействие опорных моментов лишь на те элементы фермы, для которых это воздействие будет неблагоприятным. Разгружающее действие опорных моментов может учитываться лишь при условии особой оговорки в проекте о необходимости полного закрепления ригеля в колоннах сразу же после его установки и при обеспечении своевременного контроля за указанным закреплением.

Действие приложенного к ферме опорного момента M_0 заменяется эквивалентной парой горизонтальных сил H с плечом h_0 , приложенных к опорным узлам фермы (рис. XV.24):

$$H = \frac{M_0}{h_0}. \quad (\text{XV.33})$$

Опорные моменты у средних колонн следует передавать в зависи-

мости от знака момента на ту ферму, в которой усилие будет растягивать верхний пояс.

При подборе сечений верхнего сжатого пояса ригеля необходимо обращать особое внимание на правильность определения расчетной длины при проверке устойчивости пояса из плоскости рамы (см. § 4 главы X).

Как было указано, при устройстве кровли по прогонам расчетная длина пояса берется равной двум панелям (расстоянию между узлами связей), и пояса конструируются из двух неравнобоких уголков, расположенных большими полками горизонтально. При беспрогонном покрытии расчетная длина пояса (на участках вне фонаря) равняется расстоянию между закреплениями пояса плитами, т. е. ширине плиты, что позволяет конструировать пояс из двух уголков, расположенных большими полками вертикально. В то же время при монтаже гибкость пояса не должна быть выше предельной монтажной гибкости $\lambda = 220$ на участке между вертикальными связями или распорками (см. § 2 главы XIV). Исходя из этих соображений и учитывая целесообразность повышения горизонтальной жесткости фермы с точки зрения удобства ее перевозки и подъема, обычно проектируют верхний пояс из равнобоких уголков, несмотря на несколько худшую работу последних на местный изгиб¹. При этом улучшаются также условия приварки плит к полкам уголков пояса, что особенно существенно при уголках малых калибров.

При подборе сечения нижнего пояса необходимо прежде всего учитывать возможность появления сжимающих усилий (хотя бы и весьма незначительных) в элементах крайних панелей ригеля рамы. При проверке устойчивости сжатых элементов нижнего пояса может допускаться гибкость $\lambda \leq 150$.

Наличие растягивающих усилий в средней части нижнего пояса существенно улучшает устойчивость его крайних сжатых панелей; поэтому закрепление крайних панелей нижнего пояса не является строго обязательным при условии соответствующей проверки расчетом.

Для предотвращения горизонтальных вибраций от воздействий кранов боковая гибкость растянутого пояса не должна превосходить 400, а в зданиях с тяжелым режимом работы — 250.

Так как расчетная длина нижнего пояса ригеля из плоскости рамы в зависимости от расположения связей может достигать 9—12 м, целесообразно проектировать нижний пояс либо из равнобоких уголков, либо (при большом расстоянии между распорками связей) из неравнобоких с горизонтальным расположением больших полок, тем более что при монтаже нижний пояс может быть и сжат.

Для обеспечения устойчивости в плоскости фермы нижнего пояса из двух неравнобоких уголков с большими полками, поставленными горизонтально, иногда прибегают к устройству в опорных сжатых панелях нижнего пояса дополнительной стойки (с целью уменьшения расчетной длины нижнего пояса в плоскости фермы).

Это мероприятие позволяет сохранить одинаковое сечение нижнего пояса по всей его длине.

2. Сопряжение сквозного ригеля с колоннами

а) Сопряжение сквозного ригеля со стальными колоннами. Сопряжение сквозного ригеля с колоннами производится в монтажных усло-

¹ Работа верхнего пояса на местный изгиб может быть исключена постановкой шпренгелей (см. § 2 главы X).

виях, а потому конструкция сопряжения должна отличаться возможной простотой. Крепление узлов ригеля к стальным колоннам наиболее просто осуществляется на болтах.

Вместе с тем конструкция сопряжения определяется необходимой степенью жесткости рамного узла в целом (см. § 1 главы XII). В зданиях с тяжелым режимом работы в целях уменьшения поперечных деформаций от воздействий крановых нагрузок крепление узлов ригеля целесообразнее производить на монтажной сварке или заклепках.

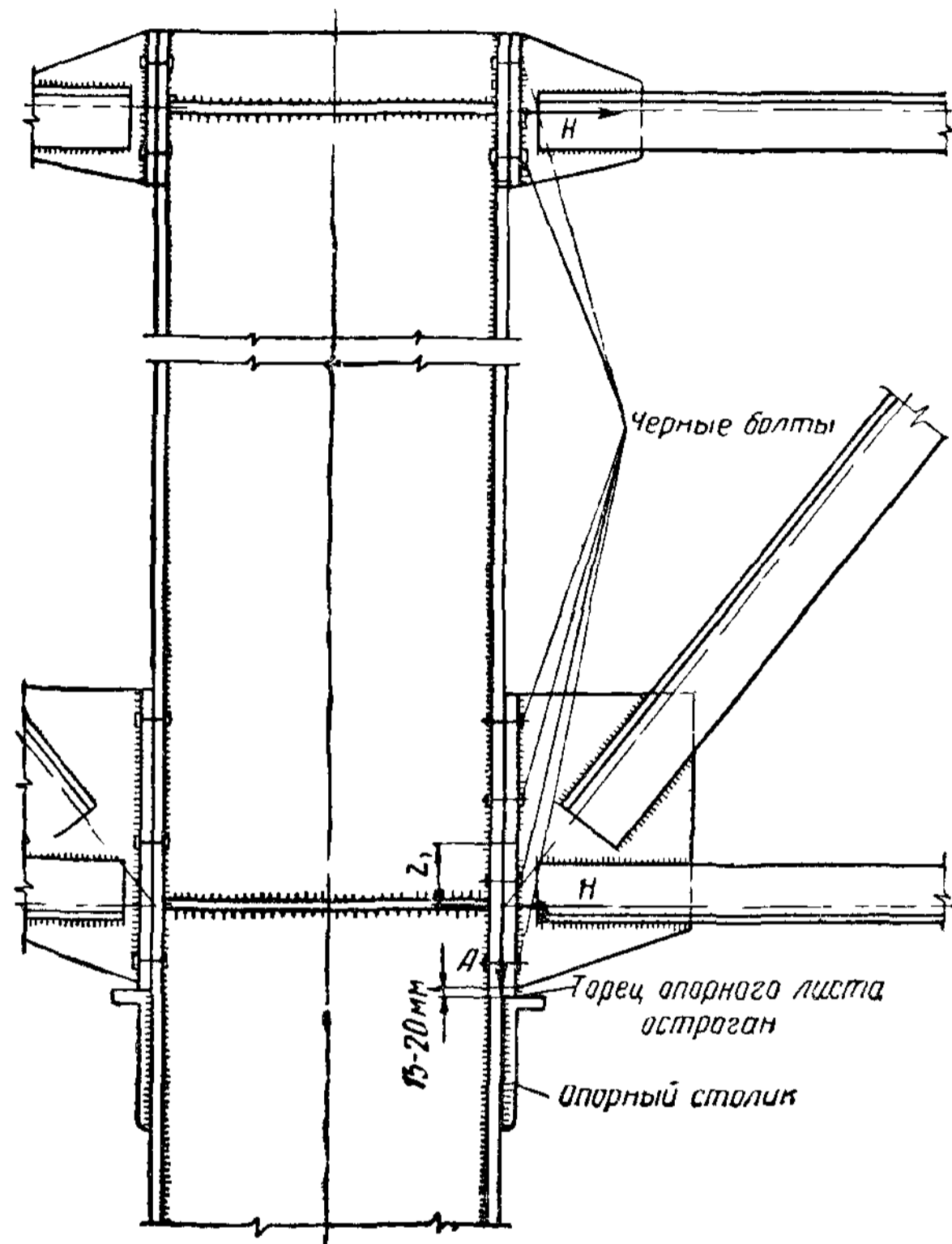


Рис. XV.25. Конструкция болтового прикрепления сквозного ригеля к колонне

В случае крепления ригеля к колоннам на болтах при восходящем опорном раскосе вертикальное опорное давление A фермы (рис. XV.25) передается через остроганный снизу торцовый опорный лист на специальный опорный столик (из уголкового коротыша или остроганной сверху толстой плитки), который заранее приварен к колонне. Растягивающие горизонтальные силы H от опорного момента (вызывающие отрыв узла от колонны) воспринимаются болтами при помощи торцовых листов (фланцев), привариваемых в тавр к узловым фасонкам.

Наиболее рационально разместить болты так, чтобы центр каждого болтового соединения был расположен на оси пояса ригеля, т. е. на оси приложения горизонтальной растягивающей силы H . В этом случае усилие в каждом болте будет равно $\frac{H}{n}$, где n — число болтов, прикрепляющих опорный лист к колонне.

Чаще всего, однако, центр болтового соединения в нижнем опорном узле ригеля расположен выше оси приложения горизонтальной силы,

и потому соединение воспринимает еще дополнительный момент и поворачивается. Наиболее правильно считать, что в предельном состоянии соединение поворачивается вокруг оси крайних болтов; растягивающие усилия воспринимаются остальными болтами, а сжимающие — опорным листом, работающим на смятие на участке от крайних болтов до верхней кромки листа (рис. XV.26). Вследствие больших сопротивлений смятию площадь для передачи сжимающих усилий может быть

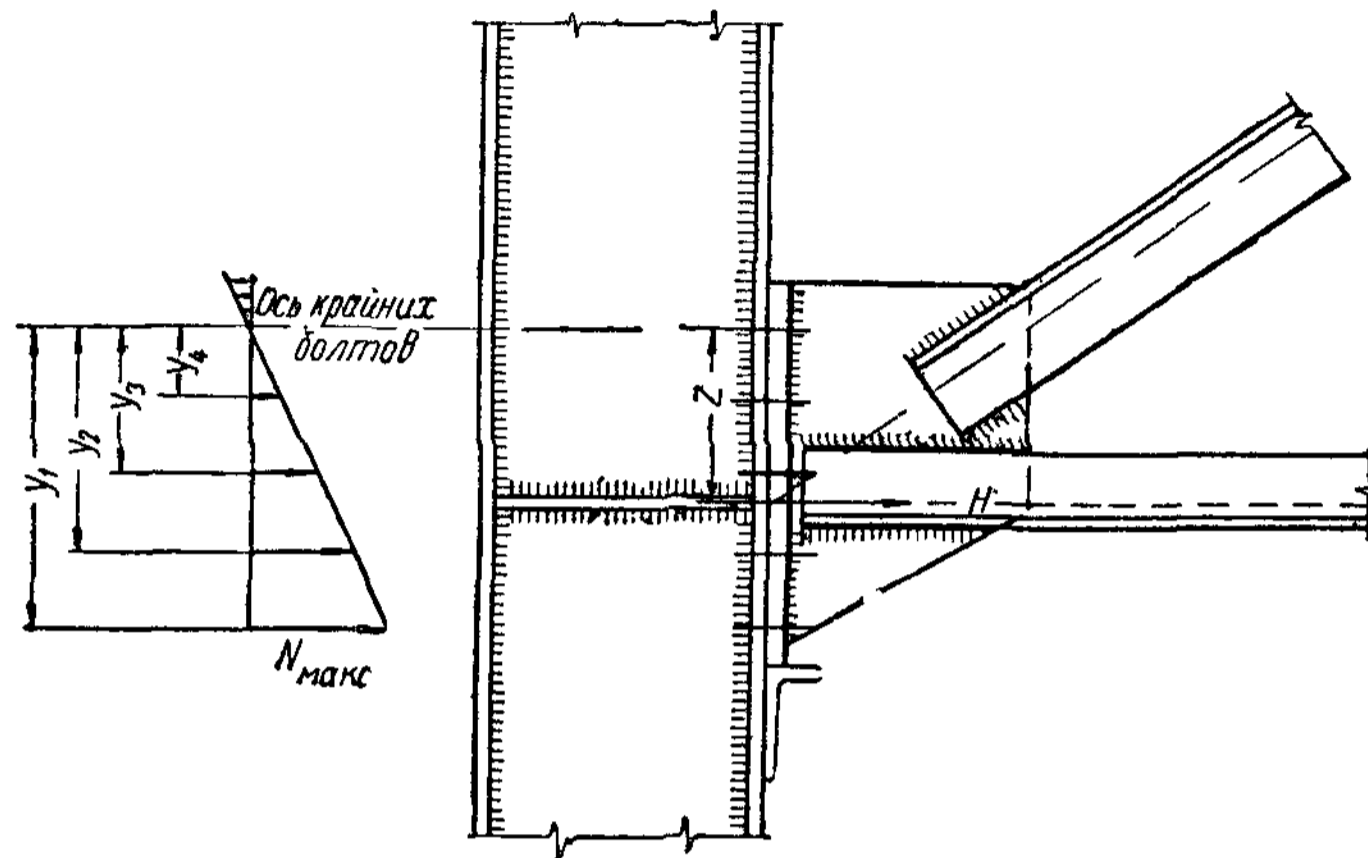


Рис. XV.26 К расчету болтового соединения опорного узла ригеля с колонной

весьма небольшой. Проверка максимального растягивающего (расчетного) усилия в болте N_{\max} производится по формуле (VI.19)

$$N_{\max} = \frac{Hz y_1}{2 \sum y^2} \ll \frac{\pi d^2}{4} R_6, \quad (\text{XV.34})$$

где H — расчетное значение горизонтальной силы от положительного опорного момента;

z — расстояние от оси нижнего пояса ригеля до оси крайних болтов;

y — расстояние между данным болтом и крайними верхними болтами;

y_1 — расстояние между крайними болтами;

d — диаметр болта (по резьбе);

R_6 — расчетное сопротивление болтов растяжению.

Коэффициент 2 в знаменателе учитывает наличие в каждом горизонтальном ряду двух болтов.

Вертикальные угловые швы, прикрепляющие опорный лист к узловой фасонке (рис. XV.25), рассчитываются на действие вертикального опорного давления фермы A , горизонтальной силы H от наибольшего (обычно отрицательного) опорного момента и изгибающего момента $H z_1$, обусловленного внецентренным приложением силы H относительно центра тяжести швов (с эксцентриситетом z_1).

Наибольшие напряжения в шве определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{A}{2F_{\text{ш}}} = \frac{A}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}}; \\ \sigma &= \frac{H}{2F_{\text{ш}}} + \frac{H z_1}{2W_{\text{ш}}} = \frac{H}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}} + \frac{6 H z_1}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}^2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XV.35})$$

Здесь A и H — расчетные значения соответствующих сил.

Проверка равнодействующего напряжения будет иметь вид

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{\tau^2 + \sigma^2} \leq R_y^{\text{св}}, \quad (\text{XV.36})$$

где $R_y^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление срезу угловых швов.

В месте приложения силы H (по оси нижнего пояса ригеля) стенка колонны укрепляется поперечным ребром жесткости (рис. XV.25 и XV.26). Учитывая это, можно при расчете торцового опорного листа пренебречь податливостью полки колонны, толщина которой обычно не меньше толщины опорного листа

Рассматривая изгиб опорного листа как пластинки, защемленной по вертикальным осям расположения болтов, получим момент, изгибающий опорный лист:

$$M = \frac{Hb}{8},$$

где b — расстояние между вертикальными рядами болтов.

Выражая момент сопротивления опорного листа через $W = \frac{1}{6} l \delta^2$ (где l и δ — длина и толщина опорного листа), найдем из условия прочности

$$M = \frac{Hb}{8} = \frac{1}{6} l \delta^2 R$$

необходимую толщину опорного листа

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3bH}{lR}}. \quad (\text{XV.37})$$

Для обеспечения жесткости узлового сопряжения толщина опорного листа должна быть не менее 20 мм.

Опорный раскос в сварных фермах следует центрировать не на ось колонны, а на ее наружную грань (рис. XV.25). При центрировании стержней фермы на ось колонны увеличиваются размеры фасонки и перенапрягаются швы прикрепления вследствие возникающего при этом момента.

Как уже указывалось, опорные узлы сварных ферм в зданиях с тяжелым режимом работы целесообразно прикреплять к колоннам на заклепках или с помощью монтажной сварки.

Заклепки, прикрепляющие опорный лист к колонне, в отличие от болтов способны воспринимать не только горизонтальную силу H , действующую по оси нижнего пояса фермы, но и вертикальное опорное давление фермы и, следовательно, работают на растяжение (отрыв головок) и на срез.

Согласно Техническим условиям заклепки, работающие одновременно на срез и на растяжение, проверяются отдельно на срез и на растяжение.

При проверке на срез усилие в заклепке

$$N = \frac{A}{n} \leq \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}}, \quad (\text{XV.38})$$

где A — величина наибольшего опорного давления, передаваемого опорным узлом фермы на колонну;

n — число заклепок, прикрепляющих опорный лист к колонне.

При проверке на отрыв головок усилие в наиболее напряженной крайней заклепке определяется аналогично указанному выше для рас-

чета прикрепления опорного листа болтами [см. формулу (XV.34)]:

$$N = \frac{Hz y_1}{2 \sum y^2} < \frac{\pi d^2}{4} R_{отр}^{закл}. \quad (XV.39)$$

Поскольку вертикальное опорное давление воспринимается заклепками, столик служит исключительно для целей удобства установки фермы в процессе монтажа.

Прикрепление опорного узла с помощью монтажной сварки может быть осуществлено в следующих вариантах.

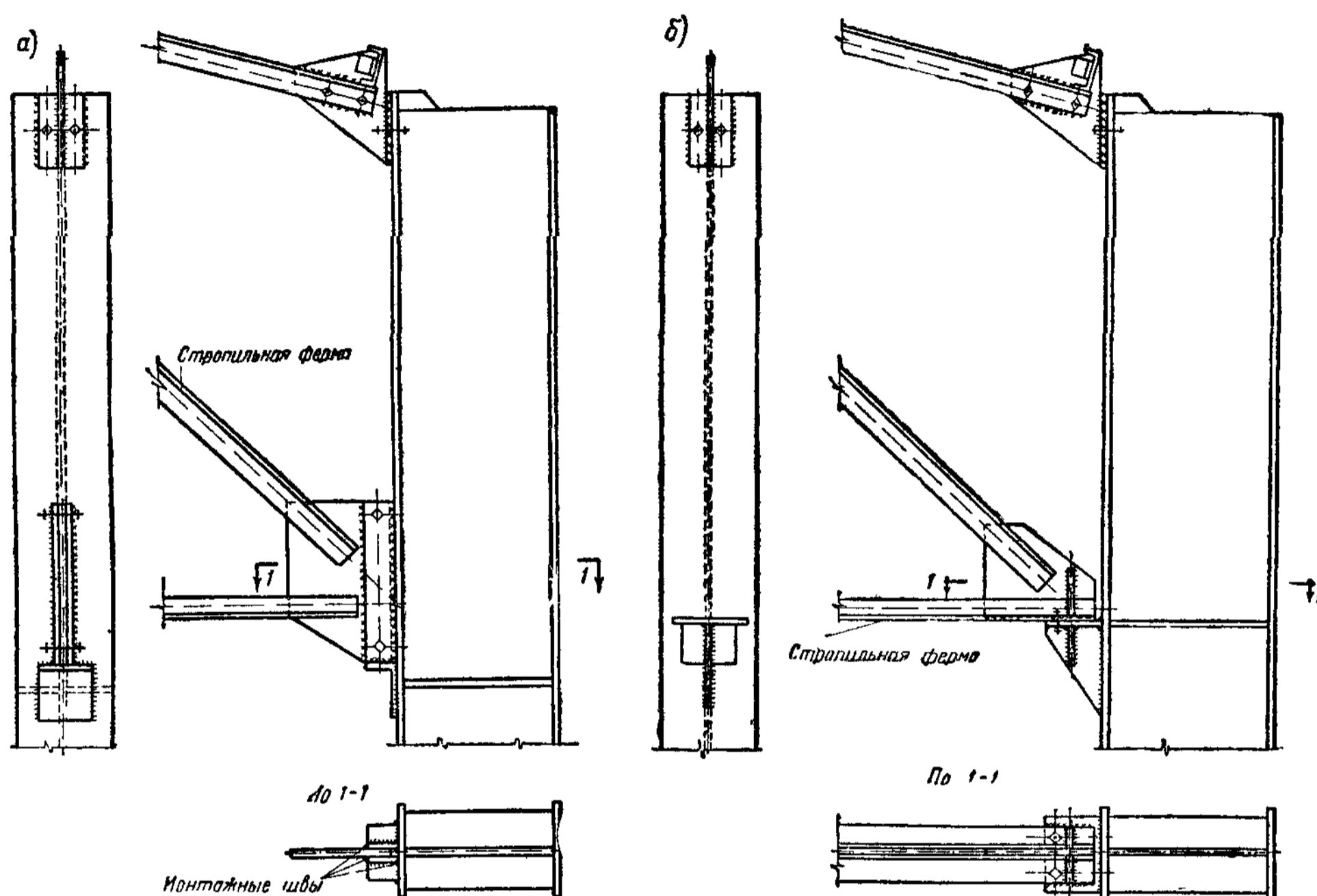


Рис. XV.27. Примеры прикрепления сквозного ригеля к колонне с помощью монтажной сварки

Фасонка ригеля опирается на монтажный столик и примыкает к вертикальному ребру, приваренному к стенке колонны и имеющему отверстия для установочных болтов (рис. XV.27, а). С другой стороны фасонки накладывається второе ребро, ставится на черные болты, подгоняется к стенке колонны и приваривается к ней. После этого накладываются вертикальные швы, прикрепляющие ребра к фасонке. Монтажные швы проверяются на горизонтальную силу H и момент от внецентренного расположения фасонки по формулам (XV.35) и (XV.36) и могут получиться большой толщины. Во избежание последнего вертикальные швы нужно размещать возможно более симметрично по отношению к оси пояса ригеля.

Стропильные фермы могут быть подставлены на столик и прикреплены к нему горизонтальными швами, что дает наиболее простой тип сопряжения (рис. XV.27, б).

Прикрепление верхнего пояса ригеля к колонне может быть осуществлено в следующих вариантах:

а) при помощи торцового листа (фланца) с применением черных болтов (рис. XV.25);

б) при помощи монтажной сварки (рис. XV. 27, а и б), дающей наиболее жесткое сопряжение.

Ввиду возможного расстройства болтовых креплений ригеля при повышенных динамических воздействиях применение креплений узлов ферм к колоннам на черных болтах в зданиях с тяжелым режимом работы является нецелесообразным. Это в наибольшей степени относится к зданиям однопролетным и двухпролетным с высоким расположением подкрановых путей, находящимся в наиболее неблагоприятных условиях поперечной жесткости. Что же касается многопролетных

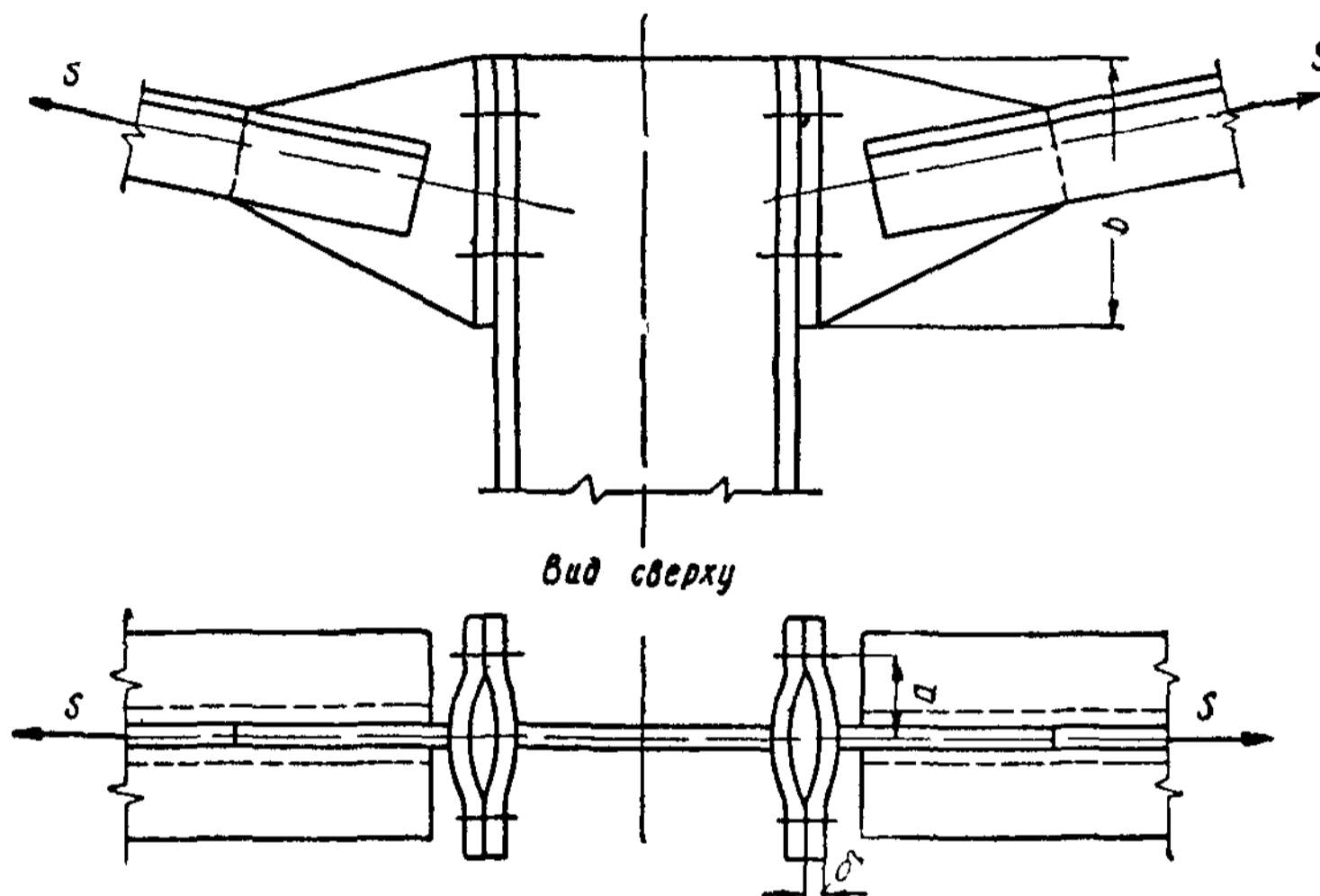


Рис. XV.28. Изгиб фланца при податливом сопряжении верхнего пояса ригеля с колонной

зданий с тяжелым режимом работы, то в них можно в ряде случаев ограничиться болтовым креплением узлов к колоннам.

Как уже указывалось (стр. 506), в двухпролетных и многопролетных зданиях с одинаковой (или незначительно отличающейся) высотой пролетов при действии вертикальной нагрузки, приложенной к ригелю, опорные моменты в сопряжениях ригеля с колоннами, расположенными по средним рядам, оказываются нередко весьма значительными, почему для их уменьшения применяются податливые сопряжения.

Большая податливость сопряжения (в упруго-пластической стадии) верхнего пояса ригеля с колонной достигается назначением малой толщины торцового листа — фланца (например, 10 мм), с помощью которого ригель соединяется с колонной, и прикреплением его небольшим числом болтов (например, 4). Болты должны быть расположены симметрично относительно оси пояса.

Считая, что фланец жестко прикреплен болтами к полкам колонны (рис. XV.28), определим предельное усилие S в верхнем поясе из условия образования во фланце шарнира пластичности

$$M_{\phi} = mRW_{\text{пл}}^* \quad (\text{XV.40})$$

* Здесь m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,1, за счет неучета деформаций болтов.

По аналогии с изгибом балки, заземленной на опорах, момент $M_{\phi} = \frac{Sa}{4}$, где a — расстояние от оси фланца до риски болтов.

Поскольку $W_{пл} = \frac{b\delta^2}{4}$, предельное усилие в поясе

$$S = mR \frac{b\delta^2}{a}, \quad (\text{XV.41})$$

где b и δ — высота и толщина фланца.

Отсюда мы можем определить величину предельного опорного момента, который может возникнуть в сопряжении ригеля с колонной, $M = Sh_0$ (где h_0 — высота фермы на опоре).

При толщине фланца $\delta = 1$ см, $a = 6$ см, $b = 20$ см, $R = 2,1$ т/см² и $h_0 = 2,15$ м найдем предельные значения: $S = 1,1 \cdot 2,1 \frac{20 \cdot 1^2}{6} = 7,7$ т и $M = 7,7 \cdot 2,15 = 16,5$ тм.

б) Сопряжение сквозного ригеля с железобетонными колоннами. Усилие от стропильной фермы на железобетонную колонну передается через плоскую опорную плиту толщиной 16—20 мм, которая прикрепляется к колонне анкерными болтами диаметром 22—30 мм; размеры плиты определяют, исходя из расчетного сопротивления бетона сжатию. Отверстия в опорной плите делают в 2—2,5 раза больше диаметра анкерных болтов, учитывая возможные неточности в закладке анкеров.

Конструктивное решение опорного узла сварной стропильной фермы на наружной железобетонной колонне дано на рис. X.29. Ввиду большой жесткости железобетонных колонн и больших температурных деформаций стального ригеля комбинированная рама из двух железобетонных колонн и стального ригеля должна быть проверена на температурные напряжения при расчетном перепаде температур.

3. Подстропильные фермы

Подстропильные фермы обычно имеют параллельные пояса. Наиболее часто встречается расположение стропильных и подстропильных ферм в одном уровне (рис. XV.29); при этом стропильные фермы крепятся к стойкам подстропильных.

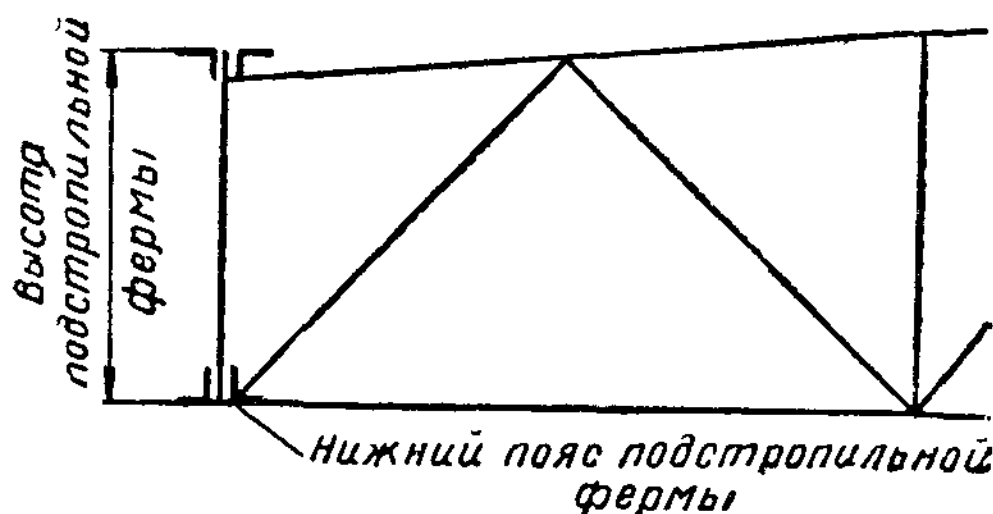


Рис. XV.29. Расположение стропильной и подстропильной ферм в одном уровне

Таким образом, высота подстропильной фермы должна быть согласована с высотой стропильной фермы на опоре. С точки зрения вертикальной жесткости высоту подстропильной фермы следует назначать в пределах $\frac{1}{8} - \frac{1}{12}$ пролета. Ука-

занные соображения позволяют унифицировать высоту подстропильных ферм, приняв $h = 2,4$ м для пролетов этих ферм 12 и 18 м и $h = 3,2$ м для пролетов 24, 30 и 36 м.

Этажное расположение, т. е. опирание стропильной фермы на верхний пояс подстропильной, весьма целесообразно в тех случаях, когда полезная высота смежных пролетов цеха различна, причем разность отметок позволяет устроить общую подстропильную ферму так, как

показано на рис. XV.30. При значительном перепаде высот наиболее рационально назначать для опирания стропильных ферм каждого смежного пролета особые подстропильные фермы, расположенные в разных уровнях, или подвешивать к подстропильной ферме более низко расположенные стропильные.

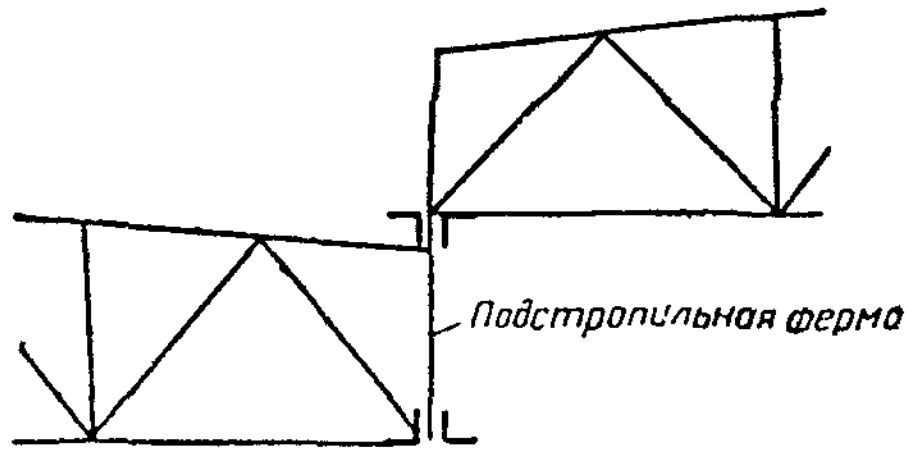


Рис. XV.30. Устройство общей подстропильной фермы

Решетка подстропильных ферм, как правило, принимается треугольной системы с дополнительными

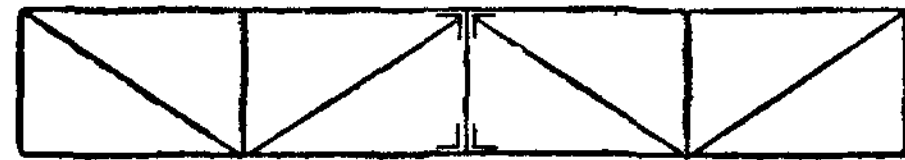


Рис. XV.31. Схема решетки подстропильной фермы

ми стойками. При этом, по соображениям удобства монтажа, целесообразно иметь такую разбивку панелей, при которой раскосы подстропильной фермы в месте примыкания промежуточных стропильных ферм пересекались бы у верхнего пояса (рис. XV.31) в том случае, когда опорный раскос стропильных ферм — восходящий (и наоборот).

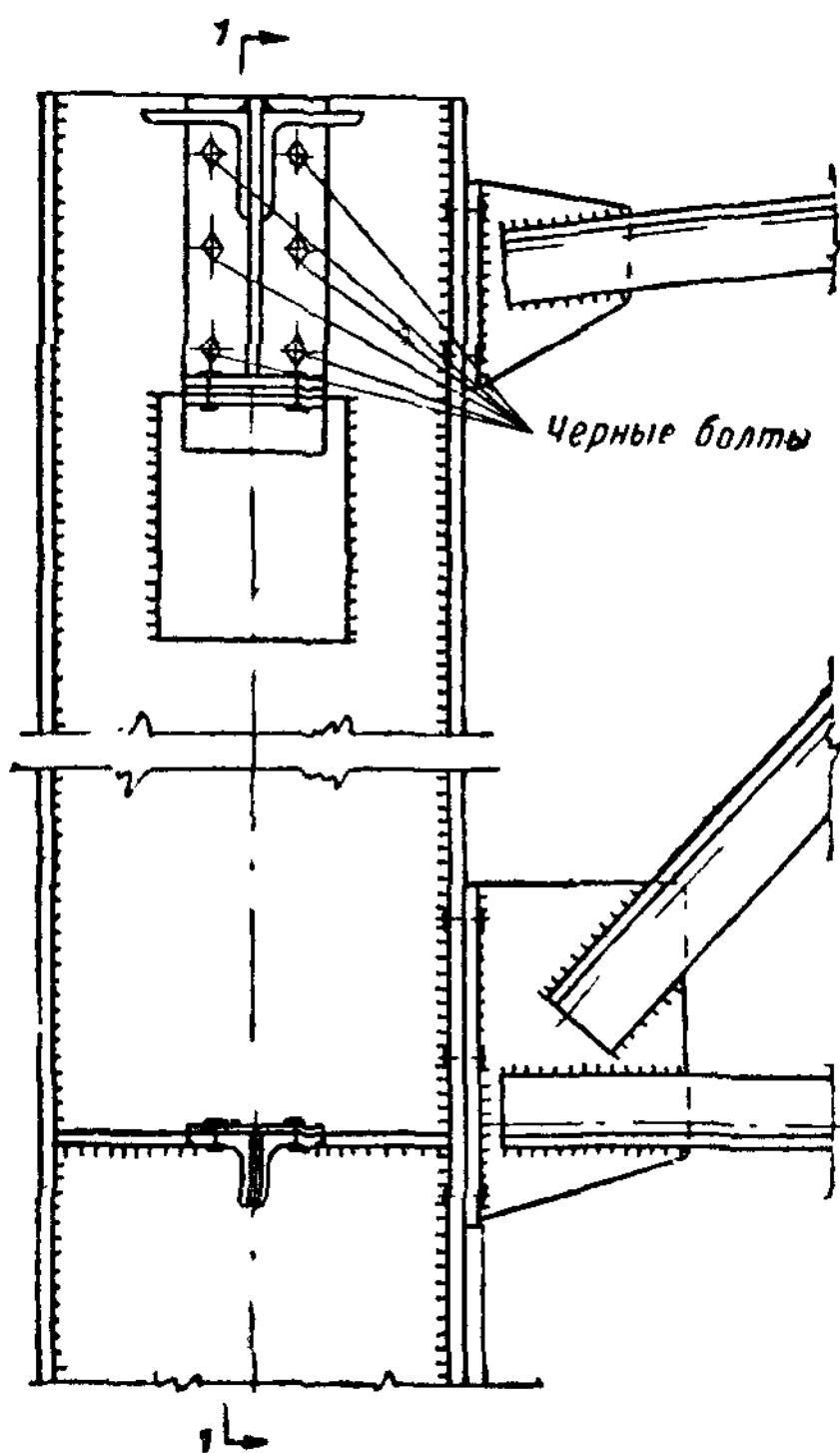
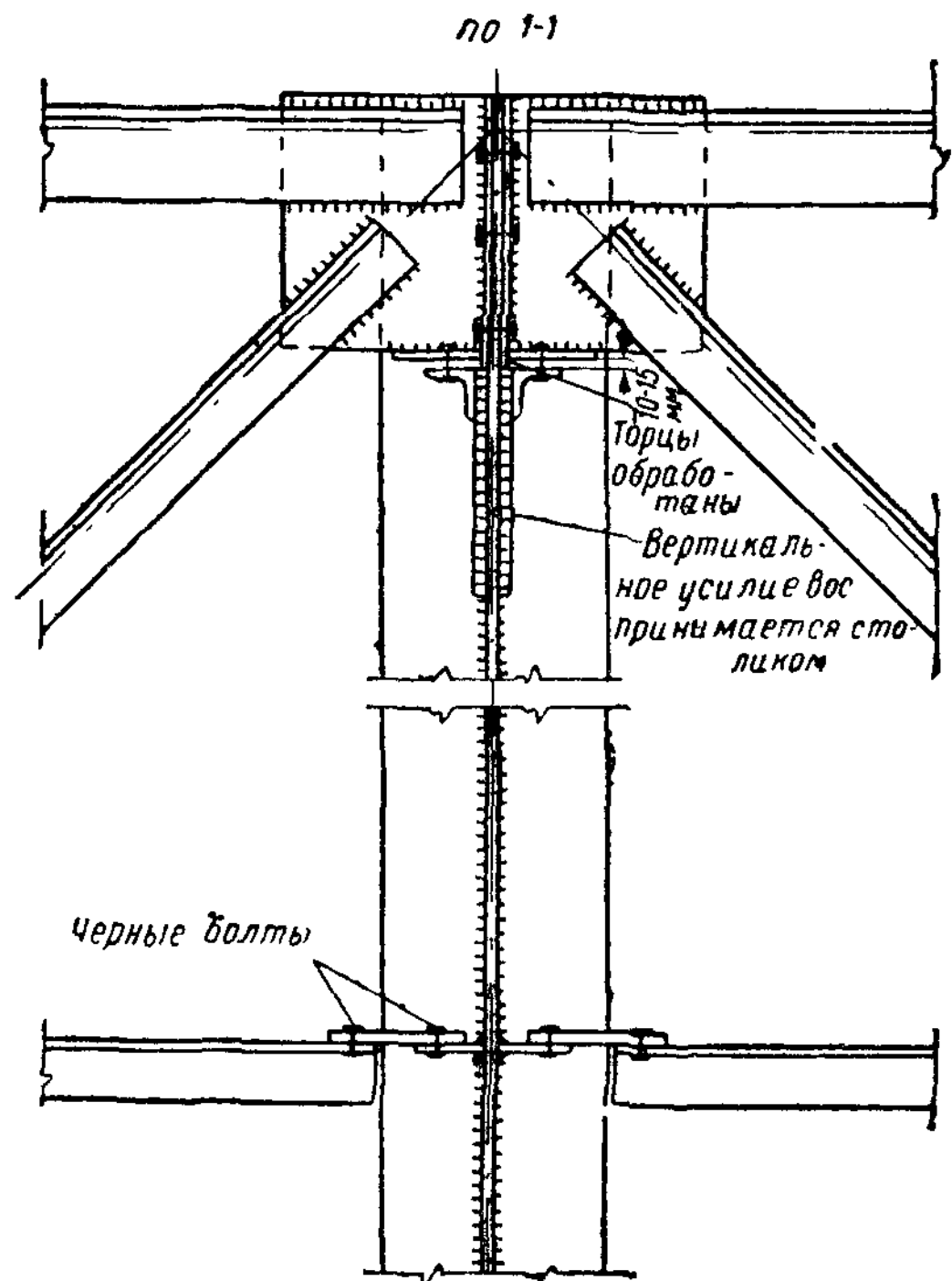


Рис. XV.32. Прикрепление подстропильной фермы к стенке колонны



При модуле продольного шага колонн 6 м и указанной выше высоте подстропильных ферм целесообразно унифицировать размер их панели, приняв его равным 3 м.

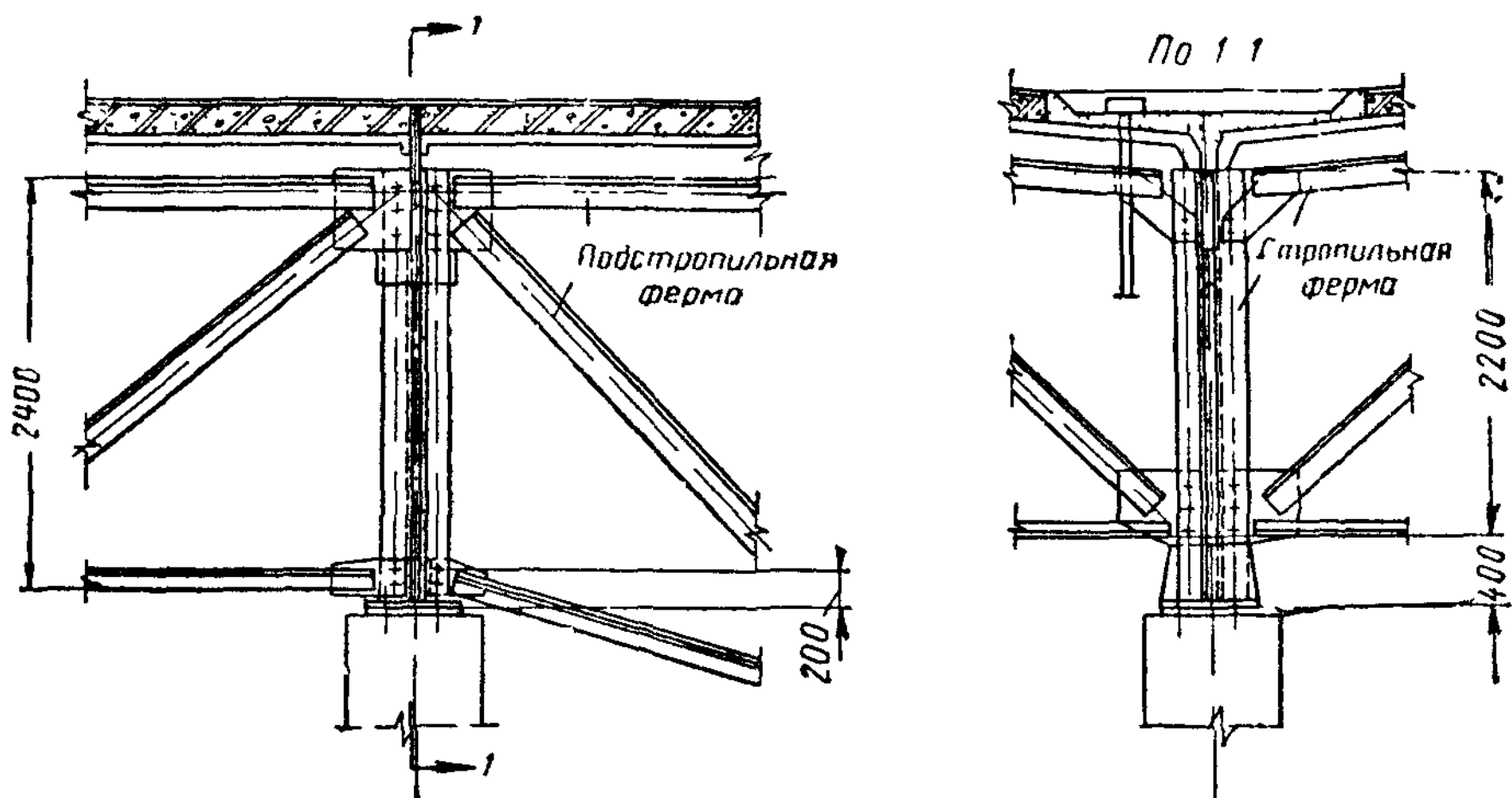


Рис. XV.33. Опираие подстропильных ферм на оголовок колонны сверху

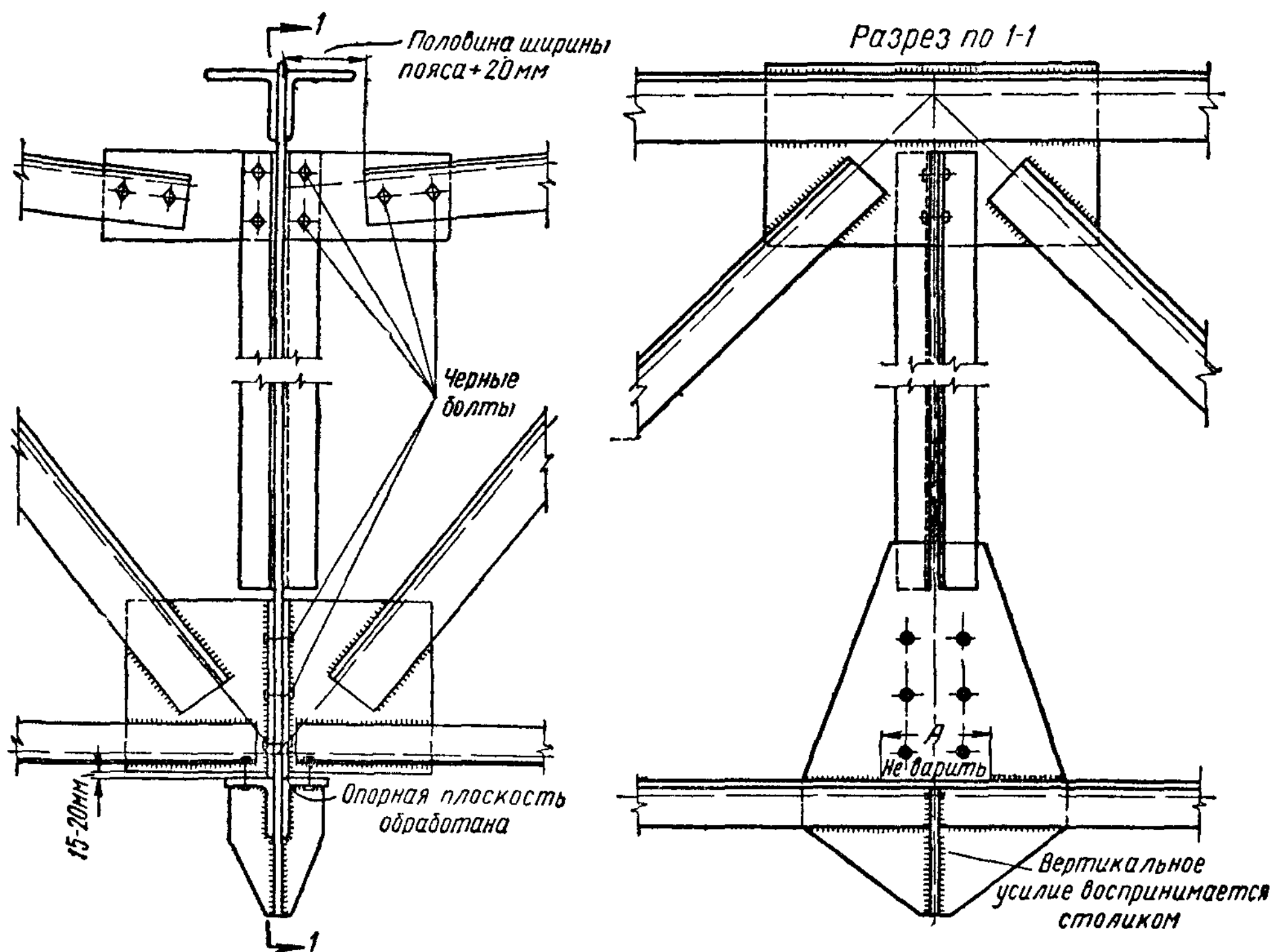


Рис. XV.34. Прикрепление стропильных ферм к подстропильной с передачей вертикального давления на столик

A — ширина опорного листа + 50 мм

При примыкании сквозного ригеля к колонне сбоку подстропильные фермы располагаются по оси колонны и прикрепляются к стенке колонны (рис. XV. 32). В этом случае целесообразно принять опорный раскос подстропильной фермы нисходящим и таким образом опорный узел получается у оголовка колонны.

Опорное давление передается здесь через остроганный снизу торцовый опорный лист на столик, приваренный к стенке колонны. Для того чтобы можно было две примыкающие к одной колонне подстропильные фермы монтировать самостоятельно, последние прикрепляют сначала монтажными болтами к полкам монтажных столиков, а затем

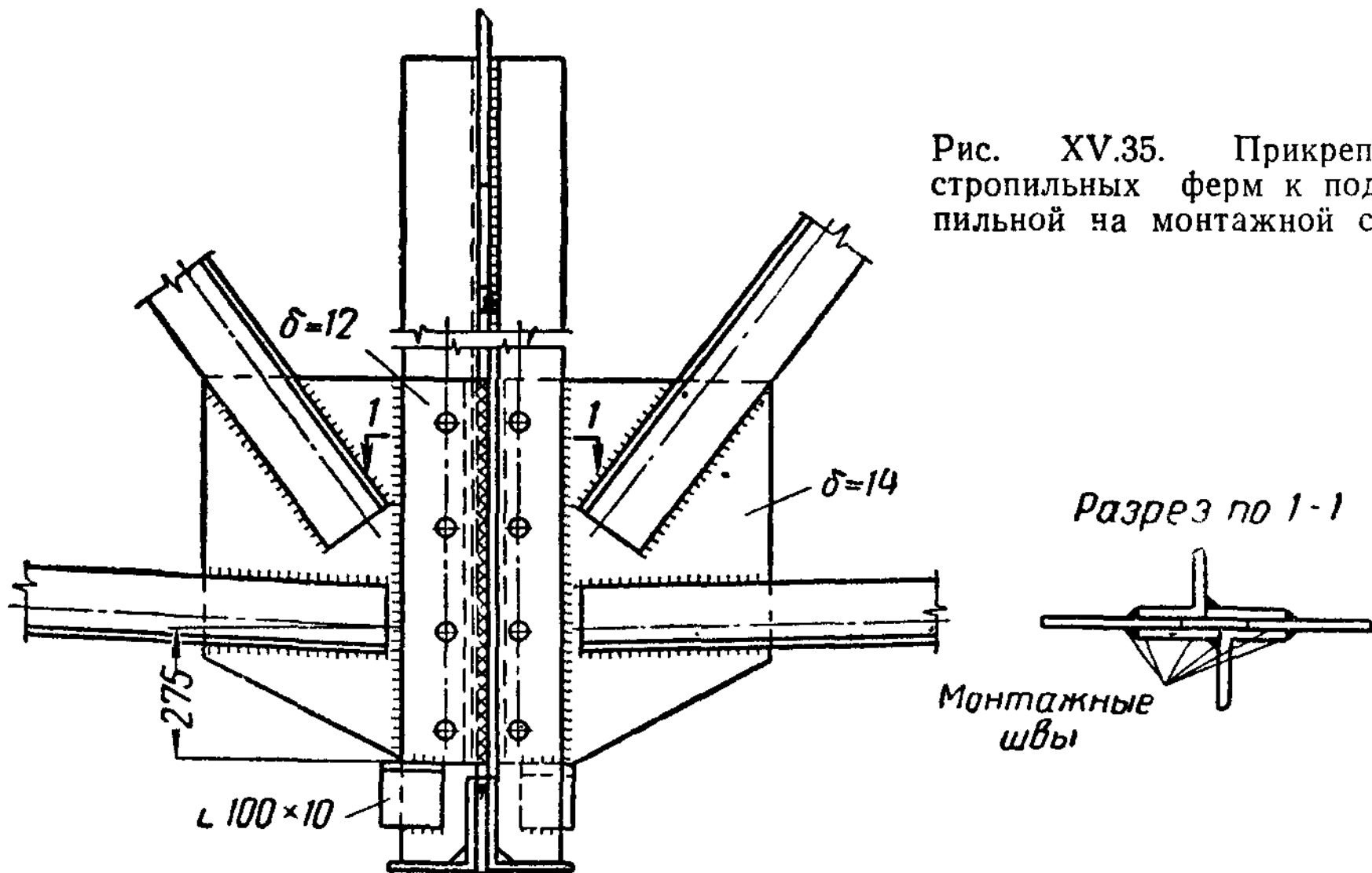


Рис. XV.35. Прикрепление стропильных ферм к подстропильной на монтажной сварке

стягивают друг с другом через стенку колонны общими соединительными болтами. Недостатком такого непосредственного примыкания подстропильной фермы к колонне являются малые допуски по длине подстропильных ферм.

При смешанном каркасе стальные подстропильные фермы опираются на оголовок железобетонной колонны (рис. XV.33). Это же относится к случаям устройства шарнирных сопряжений конструкций шатра со стальными колоннами, когда подстропильные фермы также ставятся на оголовки колонн сверху.

В случае опирания на оголовок колонны двух смежных подстропильных ферм, имеющих различную высоту (при перемене шага колонн по длине цеха), целесообразно в больших подстропильных фермах (с пролетами 24, 30 и 36 м) делать перелом нижнего пояса в крайних панелях (рис. XV.33) с тем, чтобы унифицировать высоту подстропильных ферм на опоре.

Прикрепление промежуточных стропильных ферм к подстропильным обычно осуществляется так, как показано на рис. XV.34. Здесь опорный лист стропильных ферм примыкает к уширенной фасонке узла подстропильной и прикрепляется черными болтами; вертикальное опорное давление стропильной фермы воспринимается столиком, которым

служит нижний пояс подстропильной фермы из уголков, повернутых горизонтальными полками кверху.

При обычном расположении уголков нижнего пояса подстропильной фермы стропильные фермы прикрепляются к выступающим полкам крестовых стоек черными болтами или на монтажной сварке (рис. XV.35). Верхние пояса стропильных и подстропильных ферм могут пересекаться в одном или в разных уровнях (в зависимости от конструкции кровли). Нижние пояса примыкают в одном уровне или же пояс подстропильной фермы проходит ниже пояса стропильной (при большой высоте подстропильной фермы).

§ 5. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ И РАСЧЕТА КОЛОНН

1. Типы колонн

Как уже указывалось в § 4 главы XII, различаются следующие основные типы колонн производственных зданий: 1) колонны постоянного по высоте сечения (рис. XII.16, а), 2) колонны переменного по высоте сечения—ступенчатые (рис. XII.16, б), 3) отдельные колонны (рис. XII.16, в).

Большим достоинством колонн постоянного сечения является их конструктивная простота. Колонны такого рода, мало трудоемкие в изготовлении, обладают весьма небольшим строительным коэффициентом, т. е. очень небольшой затратой металла на дополнительные части. Экономически они целесообразны при кранах сравнительно небольшой грузоподъемности (до 15—20 т). Поскольку, однако, при таких нагрузках рациональнее применять колонны из сборного железобетона, применение стальных колонн постоянного сечения в каркасах производственных зданий в настоящее время весьма ограничено и может быть оправдано только особенностями технологического режима. При кранах грузоподъемностью более 15—20 т в зданиях с цельностальным каркасом целесообразнее применять ступенчатые колонны, хотя они и несколько более трудоемки.

Большая экономичность ступенчатых колонн по затрате стали объясняется тем, что величина сосредоточенных моментов, передаваемых подкрановыми балками на колонны, которая определяется как величиной D_{\max} , так и плечом z_1 от оси подкрановой балки до оси колонны (рис. XV.1), с увеличением грузоподъемности кранов увеличивается менее интенсивно при колоннах ступенчатых, нежели при колоннах постоянного сечения (за счет меньшего увеличения плеча z_1 в ступенчатых колоннах).

На рис. XV.36 и XV.37 показаны примеры ступенчатых колонн сплошной и сквозной. Сквозные колонны могут иметь сплошную (рис. XV.37, а) и сквозную (рис. XV.37, б) надкрановую часть.

Устройство в колонне нескольких уступов по высоте сопряжено с усложнением конструкции колонны, с одной стороны, и с другой, — с излишним увеличением ее габаритных размеров. Поэтому, если в разных ярусах по высоте имеются тяжелые и легкие мостовые краны, целесообразно располагать покрановые балки тяжелых кранов на подкрановых площадках, а балки легких кранов — на консолях (рис. XV.38).

При размещении в разных уровнях тяжелых кранов упрощение конструкции многоступенчатой колонны может быть достигнуто расположением подкрановых балок одного из кранов (имеющего меньшую отметку кранового рельса) на отдельной подкрановой стойке, привязанной к ступенчатой колонне (рис. XV.39).

Раздельные колонны (рис. XII.16, в) состоят из отдельных ветвей:

шатровой, поддерживающей покрытие, и подкрановой стойки, поддерживающей подкрановые балки.

Раздельные колонны применяются при невысоко расположенных подкрановых балках и тяжелых кранах.

Положительные и отрицательные свойства раздельных колонн были отмечены ранее в § 4 главы XII.

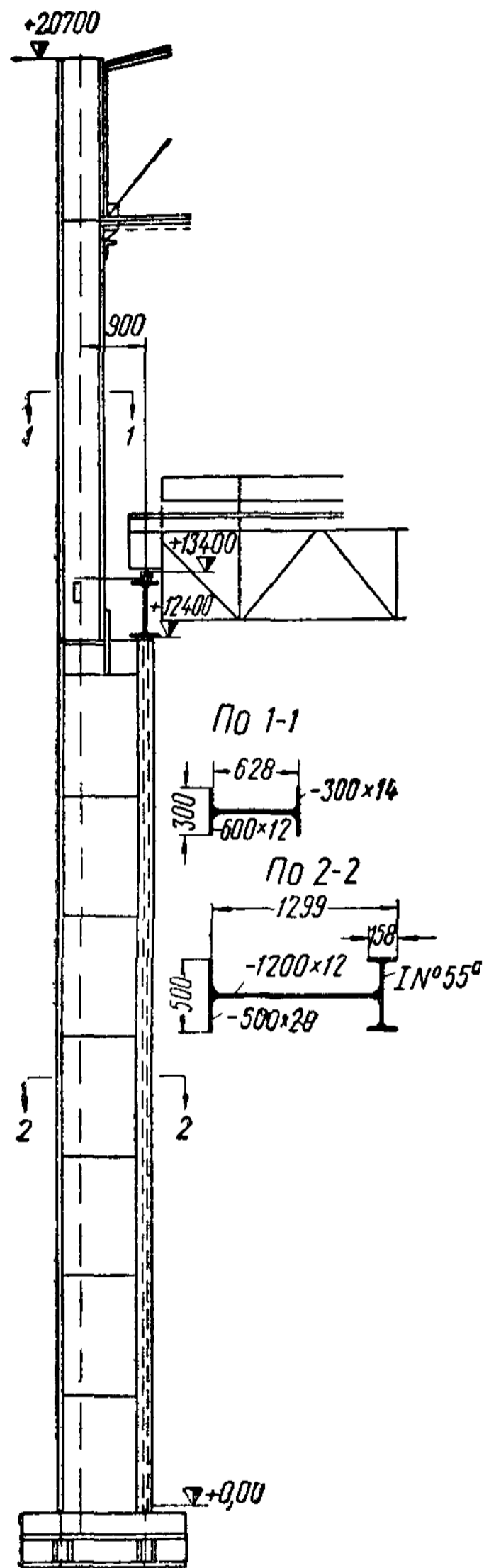


Рис XV.36. Пример наружной сплошной ступенчатой колонны

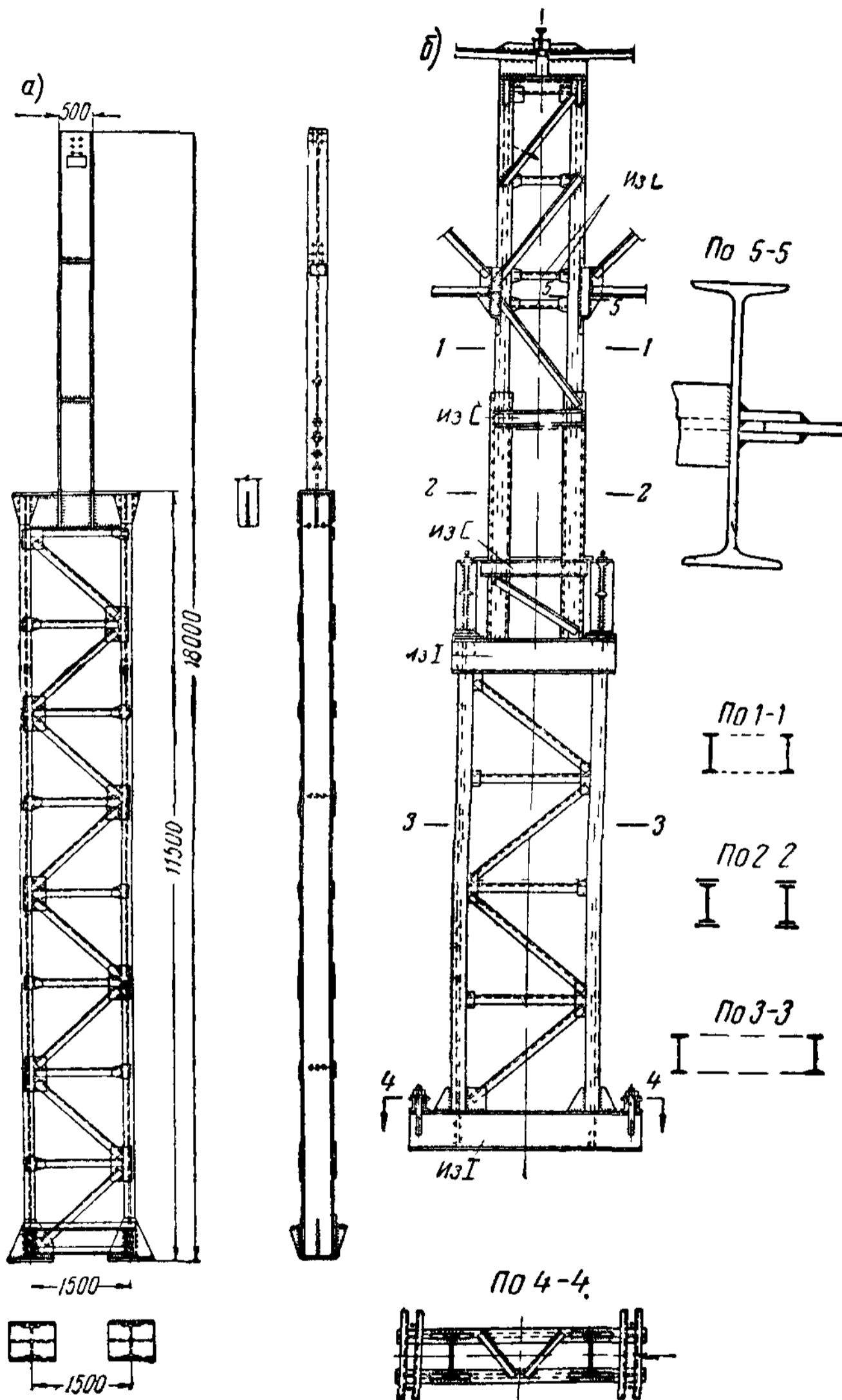


Рис XV.37. Примеры ступенчатых колонн средних рядов цеха

2. Сечения колонн

Колонны конструируются либо из прокатного широкополочного двутавра, либо чаще составными из двух ветвей, соединенных стенкой (сплошные колонны) или решетками (сквозные колонны). Соединения

в колоннах — только сварные; клепаные колонны в настоящее время не применяются.

а) Колонны постоянного сечения. Колонны постоянного по высоте сечения обычно проектируют со сплошной стенкой в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного из трех листов.

При назначении ширины сечения (в плоскости рамы) следует руководствоваться указанными выше соотношениями между шириной колонны и ее длиной. (см. § 4 главы XII).

б) Колонны переменного по высоте сечения (ступенчатые). *Нижняя часть колонны.* Нижняя часть колонны (ниже подкрановой площадки) состоит из двух соединенных между собой ветвей (рис. XV.36 и XV.37). Расстояние между осями ветвей по ширине здания зависит от высоты колонны; в качестве первого приближения при назначении ширины колонны a можно руководствоваться указаниями § 4 главы XII, согласно которым ширину подкрановой части колонн назначают равной: для колонн крайних рядов 1; 1,25 и 1,5 м и для колонн средних рядов 1,5; 1,75 и 2 м.

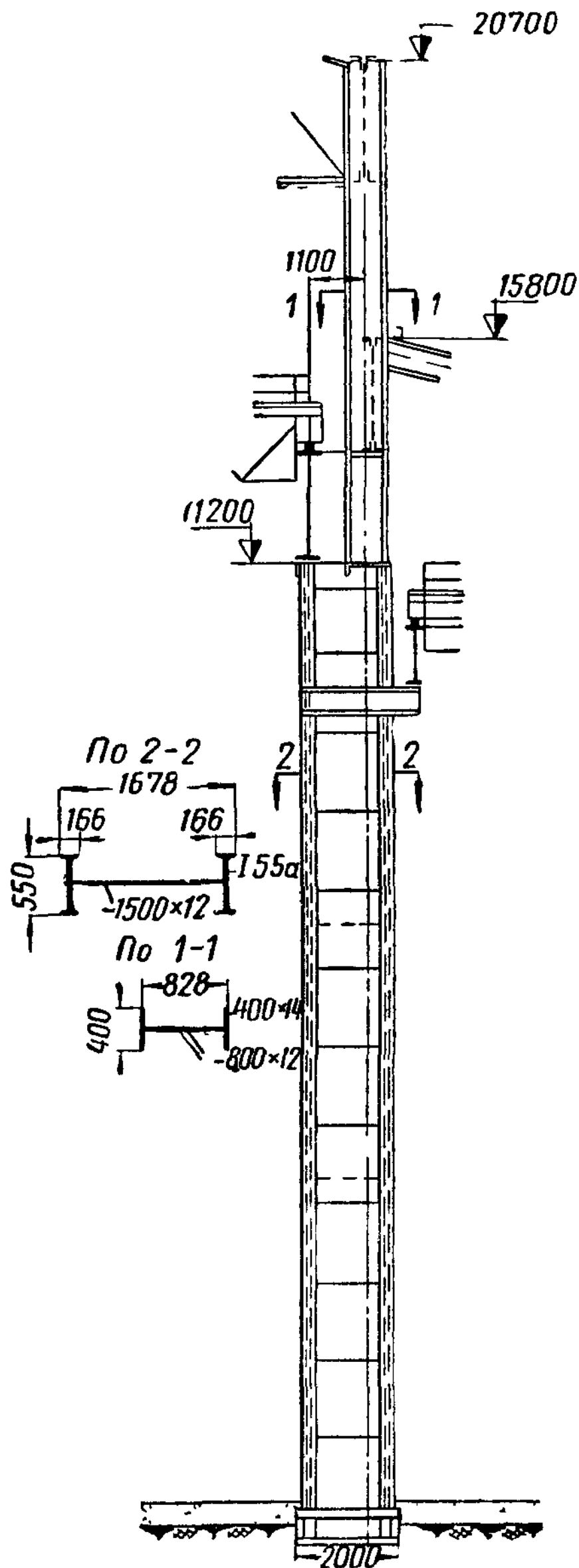


Рис XV.38 Пример опирания тяжелого крана на подкрановую площадку и легкого крана на консоль

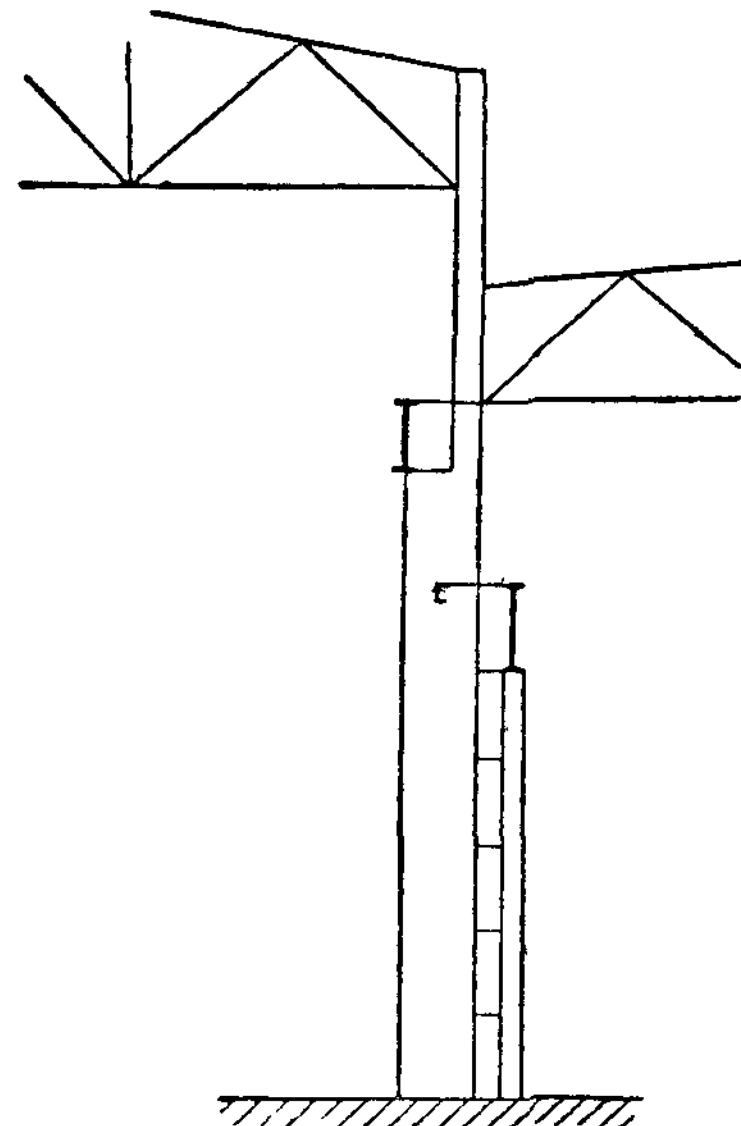


Рис XV.39 Комбинированное решение ступенчатой и раздельной колонны

Ширина ветви b колонны из плоскости рамы должна быть достаточной для обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости рамы, а также для обеспечения рациональной конструкции сопряжений

стержня колонны с базой и подкрановыми балками; практически ширина b принимается не менее 0,3—0,4 м. Для наружных колонн часто сказывается рациональным применение асимметричных сечений; для внутренних колонн, несущих двухстороннюю крановую нагрузку (при небольшой разнице усилий в ветвях), целесообразно применение симметричных сечений.

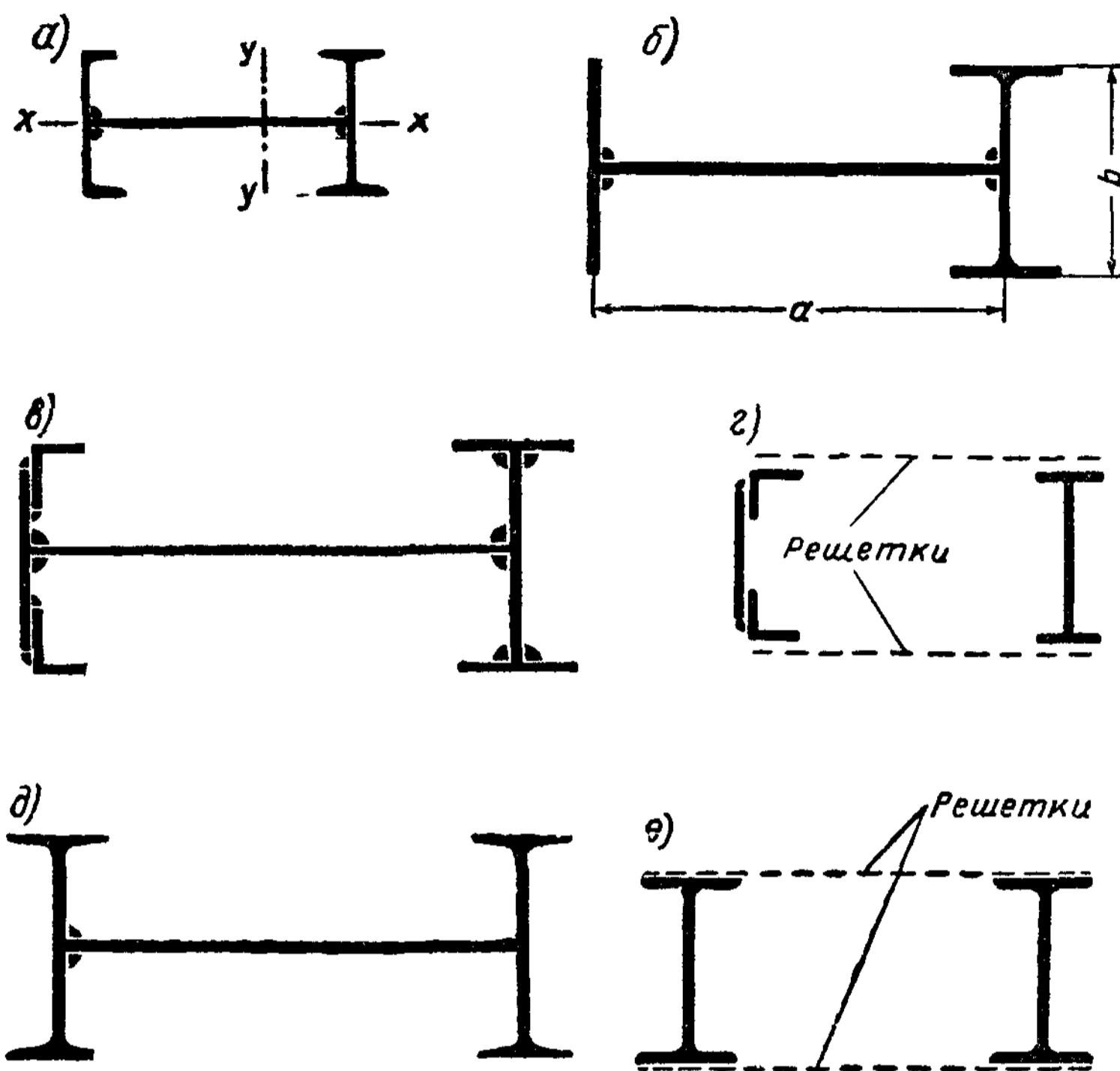


Рис. XV.40. Примеры сечений нижней части ступенчатых колонн

Наиболее целесообразно применять для ветвей колонн прокатные профили — двутавры и швеллеры (рис. XV.40, а, б, г, д, е). При больших усилиях сечения ветвей проектируются в виде сварных двутавров или швеллеров, составленных из листов универсальной стали и уголков (рис. XV.40, в, з).

Колонны со сплошной стенкой по сравнению со сквозными отличаются большей жесткостью в плоскости рамы (при одинаковой их ширине); кроме того, по условиям изготовления сплошные колонны, допускающие применение автоматической сварки, более выгодны. Однако с увеличением ширины сплошные колонны становятся менее экономичными по затрате материала, а потому ширина их обычно не превышает 1 м; при большей ширине применяются сквозные колонны.

В настоящее время ступенчатые колонны в нижней своей части чаще всего проектируются сквозными.

На рис. XV.40, а, б, в, г показаны примеры асимметричных сечений нижней части ступенчатых колонн крайнего ряда — сплошных и сквозных. Желательно, чтобы в таких колоннах ветви, располагающиеся у наружных стен, не имели выступающих наружу элементов (для упрощения крепления к ним элементов стенового ограждения). Поэтому сечения наружных ветвей целесообразно назначать из листов универсальной

стали (рис. XV.40, б) или из швеллеров (прокатных или составных) с полками, обращенными внутрь (рис. XV.40, а, в, г).

Подкрановая ветвь, к которой приложены большие сосредоточенные силы, как правило, проектируется из двутавра, прокатного или составного; для обеспечения малой повреждаемости этой ветви следует избегать применения тонких листов (особенно в поясах и выступах)

Ширину обеих ветвей колонны целесообразно принимать одинаковой для упрощения конструкции базы. Исключение может быть сделано для колонн, наружная ветвь которых имеет сечение из листа (рис. XV.40, б), так как в этом случае нетрудно изменить ширину листа в пределах высоты базы.

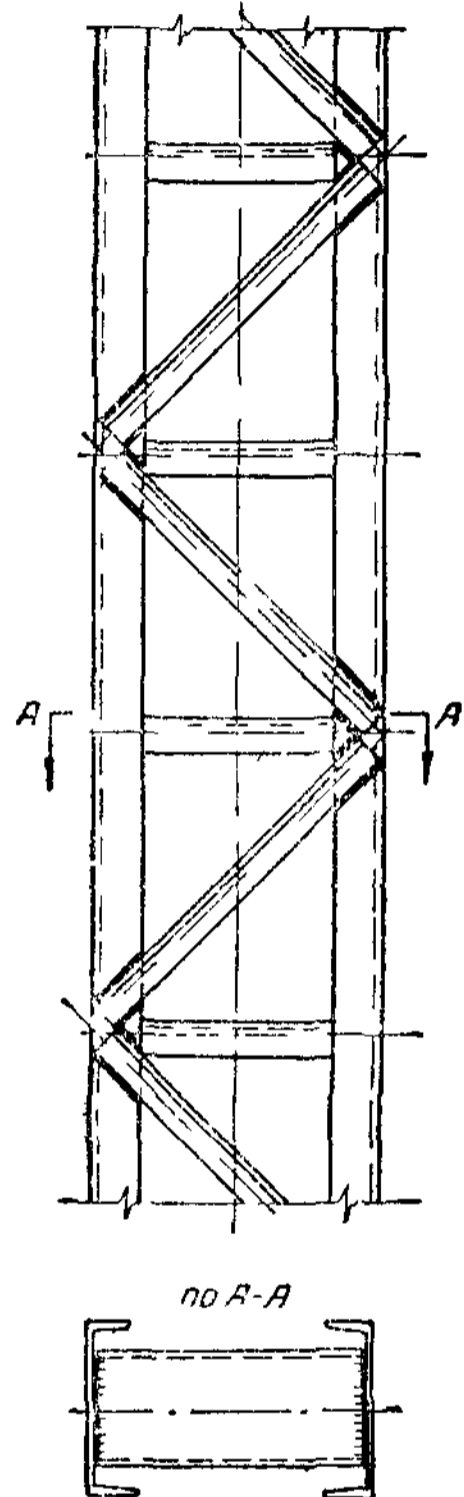


Рис XV.41. Прикрепление решетки к ветвям сквозной колонны без фасонки

В сплошных колоннах лист, образующий стенку колонны, принимается достаточно тонким (около $1/100—1/125$ высоты стенки h_0), так как сечение его мало используется при работе колонны на поперечный изгиб. Вместе с тем толщина стенки должна быть достаточной для обеспечения ее местной устойчивости при сжатии. Как указывалось в § 5 главы III, наличие в колонне изгибающего момента и, следовательно, неравномерное распределение по сечению нормальных напряжений является благоприятным в отношении местной устойчивости стенки.

Критическое напряжение потери местной устойчивости стенки колонны

$$\sigma_{кр} = k_0 \left(\frac{\delta}{h_0} \right)^2 10^4 \text{ т/см}^2. \quad (\text{XV.42})$$

Здесь h_0 — расчетная высота стенки;

δ — толщина стенки;

k_0 — коэффициент, определяемый в функции от параметра

$$\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}},$$

где σ_{\max} и σ_{\min} — крайние напряжения в стенке колонны.

Значения коэффициента k_0 приведены на рис. II.51; при больших поперечных силах учитывается влияние касательных напряжений (см. стр. 137).

Расчетное сжимающее напряжение в стенке, вычисленное без введения коэффициента $\varphi_{вн}$, должно быть меньше критического напряжения.

Если устойчивость стенки не обеспечена, то разрешается рассматривать колонну как сквозную и вводить в расчет только часть сечения стенки шириной по 15δ , считая от границ ее расчетной высоты. Возможно также укрепление стенки продольным ребром; в этом случае части стенки между поясами и ребром рассматриваются как самостоятельные пластинки и проверяются отдельно. Ширина выступающей части парного симметричного ребра должна быть не меньше 10δ , а толщина — не меньше $0,75 \delta$.

Однако ввиду значительного увеличения трудоемкости изготовления колонн продольные ребра применяются редко, только в колоннах большой ширины (более $1,5—1,8$ м).

В колоннах со сплошной стенкой при $h_0/\delta \geq 70$ ставятся парные поперечные ребра на расстоянии $(2,5 \div 3) h_0$ одно от другого, но не менее чем в двух местах на каждом отправочном элементе — для повышения жесткости стенки при перевозке, а также при возможном скручивании колонны (например, от сил продольного торможения).

Мощные составные колонны с развитыми сечениями ветвей следует укреплять диафрагмами, расположенными примерно через 4 м по высоте колонны, но не менее чем в двух местах на каждом отправочном элементе. Назначение диафрагм заключается в укреплении конструкции колонн против скручивания, а также в обеспечении правильности взаимного расположения элементов сечения колонны при заводской сборке.

В сквозных колоннах соединительная решетка, связывающая обе ветви колонны, как правило, располагается в двух плоскостях (рис. XV.40, г, е). Система решетки обычно принимается треугольная, с дополнительными распорками (рис. XV.37); эта система несколько легче раскосной.

Ветви сквозных колонн часто имеют полки небольших размеров, в особенности, если сечения ветвей проектируются из прокатных двутавров или швеллеров. В таких случаях необходимо предусматривать в узлах фасонки для прикрепления решетки к поясам (рис. XV.37) или прикреплять решетку без фасонки, но с эксцентриситетом (рис. XV.41). Прикрепление решетки без фасонки менее трудоемко, но наличие эксцентриситетов приводит к дополнительным краевым напряжениям в ветвях колонн.

Решетка сквозных колонн рамы цеха работает на реальную поперечную силу от крановых и горизонтальных нагрузок и может поэтому быть достаточно мощной; она обычно конструируется из одиночных уголков

Верхняя часть колонны. Сечение верхней части колонны обычно проектируется в виде широкополочного сварного двутавра из трех листов, реже в виде сквозного элемента. При сравнительно небольших нагрузках, воспринимаемых верхней частью колонны, малая удельная жесткость последней может оказаться весьма неблагоприятной с точки зрения горизонтальных деформаций рамы. Поэтому в отдельных случаях целесообразно допускать неполное использование сечения надкрановой части колонны с тем, чтобы повысить ее удельную жесткость или же увеличивать его ширину, применяя сквозную конструкцию (рис. XV.37, б). Это в особенности относится к однопролетным рамам большой высоты.

в) Раздельные колонны. В раздельных колоннах (см. рис. XII.16, в) подкрановая стойка проектируется в виде одиночного, большей частью прокатного двутавра (рис. XV.42).

Для повышения устойчивости в плоскости рамы подкрановую стойку связывают с шатровой ветвью рядом горизонтальных планок небольшой толщины (8—10 мм). Расстояние между планками назначается из условия равной устойчивости стойки в плоскости и из плоскости рамы. Практически это расстояние составляет около 1,5 м, что соответствует гибкости подкрановой стойки $\lambda = 30 \div 50$.

Сечение шатровой ветви целесообразно проектировать симметрич-

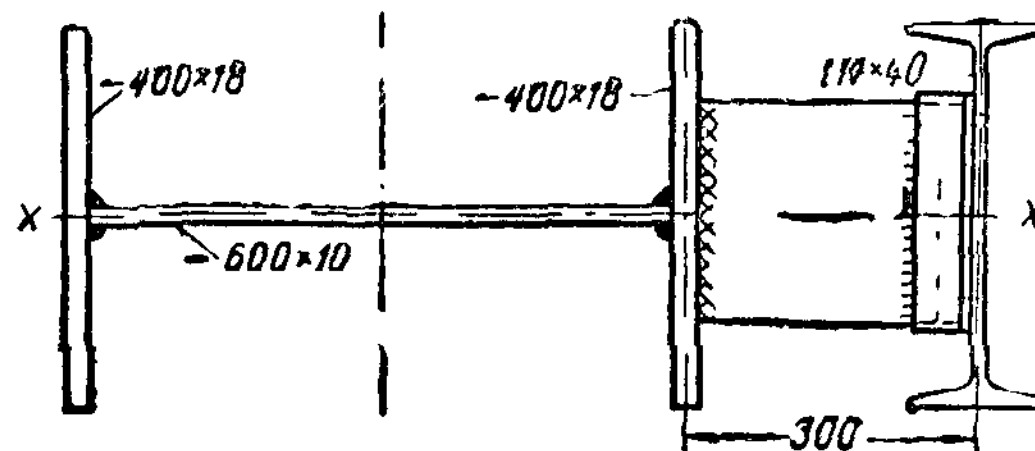


Рис. XV.42. Сечение раздельной колонны

ным, так как напряжения от продольной силы в ней невелики по сравнению с напряжениями от изгибающего момента. Здесь чаще всего применяется сварное двутавровое сечение из трех листов, которое при большой высоте цеха может достигать достаточно больших размеров.

3. Основы расчета стержня внецентренно сжатых колонн

а) Общие положения

Стержень колонны в общем случае находится под действием: осевого усилия N , изгибающего момента в плоскости поперечной рамы M_x , изгибающего момента в плоскости, перпендикулярной плоскости поперечной рамы, M_y , поперечных сил Q_x и Q_y .

Изгибающий момент M_y и поперечная сила Q_y могут возникнуть в колонне в результате одностороннего нагружения кранами одной из двух примыкающих к колонне подкрановых балок (при нецентральной опирании разрезных подкрановых балок), а также при действии сил продольного торможения (если последнее не воспринимается, как обычно, продольными связями между колоннами). Значения M_y и Q_y обычно невелики и их влияние несущественно. Значения усилий M , N и Q определяются расчетом рамы.

Сплошные колонны проверяются на устойчивость как сжато-изогнутые стержни от действия силы N и момента M_x , согласно указаниям § 5 главы III, как в плоскости действия момента по формуле (III.51), так и перпендикулярно к ней по формуле (III.58). Учет совместного действия моментов M_x и M_y по формуле (III.64) обычно опускается ввиду незначительности момента M_y .

Подбор сечения ступенчатой колонны как сжато-изогнутого стержня ведется по приведенному эксцентриситету $m_1 = \eta \frac{e}{\rho}$ и расчетной гибкости λ , согласно указаниям § 5 главы III и § 6 главы X, отдельно для каждой части колонны. Здесь: $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет в расчетном сечении, ρ — ядровое расстояние сечения, η — коэффициент влияния формы сечения (см. рис. III.14).

Экспериментальные исследования показывают, что стержень колонны, несмотря на резко концентрированную передачу кранового воздействия на подкрановую ветвь и сравнительно тонкую стенку, работает как цельный стержень, с распределением напряжений на некотором расстоянии от подкрановой площадки по линейному закону, как это следует из расчета. Непосредственно под подкрановой площадкой возникает сложное напряженное состояние с постепенной передачей усилия на все сечение колонны. При этом напряжения σ_y (вдоль оси колонны) и τ получаются сравнительно небольшими, а напряжения σ_x (в горизонтальной плоскости) получают перенапряжения до 35%.

Изгибающие моменты по длине колонны обычно резко меняются в зависимости от приложения поперечных нагрузок и сосредоточенных моментов, причем весьма часто наибольший момент получается в опорном сечении. Очевидно, что при проверке устойчивости учитывать опорный момент не имеет смысла, так как в опорном сечении колонна закреплена, не имеет смещений и не может потерять устойчивости. Несмотря на это Технические условия предлагают при проверке устойчивости колонн рамных систем в плоскости действия момента учитывать (в запас): для колонн постоянного сечения — наибольший момент в пределах длины колонны; для ступенчатых колонн — наибольший момент на длине участка постоянного сечения. И только при проверке устойчи-

ности колонн в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента, коэффициент c разрешается принимать в функции наибольшего эксцентриситета в пределах средней трети длины колонны. Все эти рекомендации не имеют строгого теоретического обоснования и сделаны на основании многолетней проектной практики.

При наличии эксцентриситетов в двух плоскостях проверка устойчивости колонны может быть произведена по формуле (III.64).

б) Расчетные длины

1) Расчетная длина колонн в плоскости рамы. Расчетная длина l_0 колонны в плоскости рамы определяется как произведение теоретической длины l колонны (или ее участка с одинаковым моментом инерции) на коэффициент приведения μ :

$$l_0 = \mu l, \quad (\text{XV.43})$$

где μ зависит от типа и закрепления колонны на концах.

Закрепление колонны в фундаменте может быть жестким или шарнирным; закрепление верхнего конца колонны зависит от конструкции рамы и может быть: 1) свободным, допускающим перемещение и поворот, 2) допускающим перемещение, но закрепленным от поворота, 3) неподвижным, допускающим поворот, и 4) неподвижным, закрепленным от поворота. Колонны рам производственных зданий, как правило, считаются полностью закрепленными в фундаментах; верхний конец их при сквозном ригеле считается закрепленным от поворота, но допускающим перемещение.

В многопролетных зданиях при наличии сплошного диска (жесткая кровля, система продольных связей), связывающего верхушки всех колонн и обеспечивающего пространственную работу каркаса, верхний конец колонн можно считать неподвижным. При шарнирном соединении колонны с ригелем верхний конец колонны имеет свободу поворота.

Коэффициент приведения μ зависит от указанных видов закрепления верхнего конца колонны, от соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны, от соотношения нагрузок, приложенных в разных местах колонны, и от соотношения геометрических ее параметров (длин участков, имеющих разные моменты инерции, самих моментов инерции и погонных жесткостей). В отношении влияния нагрузок принимается, что коэффициент μ зависит только от соотношения продольных усилий, что, конечно, не вполне точно. Для колонн переменного сечения, весьма жестких внизу и достаточно гибких в верхней своей части, влияние вида сопряжения колонны с ригелем несущественно и здесь можно исходить из двух крайних случаев — свободного шарнирного и абсолютно жесткого. Прочие аргументы для наиболее распространенных одноступенчатых колонн (рис. XV.36 и др.) могут быть объединены в двух коэффициентах

$$c = \frac{l_B}{l_H} \sqrt{\frac{N_B}{N_H} \cdot \frac{J_H}{J_B}}, \quad (\text{XV.44})$$

где l_B, N_B, J_B относятся к верхней части колонны;
 l_H, N_H, J_H относятся к нижней части колонны;

$$k = \frac{l_B}{l_H} \cdot \frac{J_H}{J_B}, \quad (\text{XV.45})$$

представляющих собой отношение погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны.

В функции этих аргументов в Технических условиях даны таблицы значений μ .

Для обычных случаев, когда $\frac{l_B}{l_H} \leq 0,6$ и $\frac{N_H}{N_B} \geq 3$, изменчивость μ в зависимости от значений c и k невелика; в этих случаях Технические условия разрешают принимать для коэффициента μ осредненные постоянные значения, указанные в табл. XV.1.

Таблица XV.1

Значения коэффициентов приведения μ для одноступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий

Вид закрепления верхнего конца	Коэффициенты μ		
	для нижнего участка при		для верхнего участка
	$0,3 \geq \frac{J_B}{J_H} \geq 0,1$	$0,1 > \frac{J_B}{J_H} \geq 0,05$	
Свободный конец	2,5	3	3
Конец, закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный, шарнирно опертый конец	1,6	2	2,5
Неподвижный, закрепленный от поворота конец	1,2	1,5	2

Для двухступенчатых колонн (рис. XV.43) коэффициент приведения μ_1 нижнего участка колонны для всех указанных в табл. XV.1 условий закрепления верхнего конца определяется по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{t_1 \bar{\mu}_1^2 + (t_2 \bar{\mu}_2^2 + \bar{\mu}_3^2) (1 + n_2)^2 \frac{J_1}{J_{cp}}}{1 + t_1 + t_2}} \quad (XV.46)$$

Здесь t_1, t_2 — отношения сил P_1 и P_2 к силе P_3 (рис. XV.43);

$$n_2 = \frac{l_2}{l_1}; \quad J_{cp} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2};$$

$\bar{\mu}_1, \bar{\mu}_2, \bar{\mu}_3$ — коэффициенты расчетной длины, определяемые как для одноступенчатых колонн в соответствии с Техническими условиями (в предположении отсутствия одной из ступеней).

По найденному значению μ_1 коэффициенты расчетной длины для участков l_2 и l_3 определяются по формулам

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_2}; \quad (XV.47)$$

$$\mu_3 = \frac{\mu_1}{c_3} \ll 3, \quad (XV.48)$$

где коэффициенты c_2 и c_3 зависят от соотношений моментов инерции, длин и усилий отдельных участков колонн и определяются по формулам, приведенным в Технических условиях.

Для колонн постоянного сечения учитывается упругое защемление верхнего конца и коэффициенты приведения μ принимаются по табл. XV. 2 в зависимости от величины

$$k = \frac{i_p}{i_k}, \quad (\text{XV.49})$$

где i_p — средняя погонная жесткость ригелей, примыкающих к колонне;
 i_k — погонная жесткость колонны.

Таблица XV.2

Значения коэффициентов приведения μ для колонн постоянного сечения одноэтажных рам производственных зданий

Закрепление в фундаментах	k							
	0	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	3,0	10,0
Жесткое . . .	2,0	1,50	1,40	1,28	1,16	1,08	1,06	1,0
Шарнирное . .	∞	3,42	3,0	2,63	2,33	2,17	2,11	2,0

При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается $k = 0$.

2) Расчетная длина колонн из плоскости рамы. Для внутренних колонн постоянного сечения при общей тормозной конструкции, объединяющей подкрановые балки смежных пролетов и имеющей, таким образом, большую жесткость, расчетную длину колонны можно принимать равной расстоянию от низа базы до тормозной конструкции (при вертикальных связях между колоннами, обеспечивающих закрепление подкрановых балок вдоль цеха). При отсутствии общей тормозной конструкции и вертикальных связей между колоннами расчетную длину колонн следует считать от низа базы до горизонтальных продольных связей по ригелю рамы. Для колонн крайних рядов при подвесной стене расчетная длина может приниматься равной расстоянию между несущими ригелями фахверка (при условии надлежащего укрепления внутренней полки колонны).

При вертикальных связях между ступенчатыми колоннами и смещения последних из плоскости рамы в уровне подкрановой площадки не будет. Обычное сопряжение подкрановой балки с колонной — шарнирное. Ввиду сравнительно слабого развития базы из плоскости рамы сопряжение низа колонны с фундаментом также следует рассматривать в продольном направлении как шарнирное. Таким образом, расчетную длину нижней части колонны из плоскости рамы следует принимать равной расстоянию от низа базы до подкрановой площадки. Аналогично этому расчетную длину верхней части колонны следует принимать равной расстоянию от подкрановой площадки до горизонтальных продольных связей по ригелю рамы.

При расположении подкрановых балок на большой высоте целесообразно, в целях уменьшения расчетной длины подкрановой ветви из плоскости рамы, предусматривать промежуточную горизонтальную связь, прикрепленную к узлу вертикальных связей между колоннами.

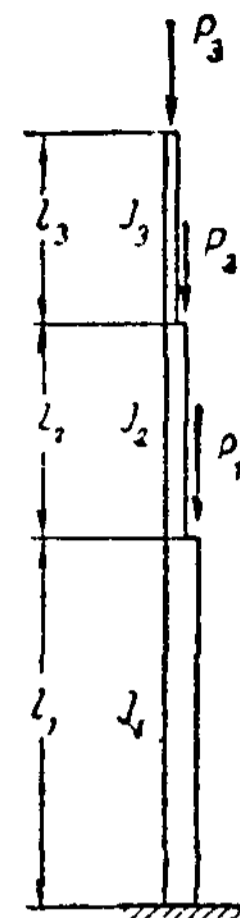


Рис. XV.43. К определению расчетной длины двухступенчатой колонны

в) Особенности расчета сквозных колонн

Сквозные колонны могут быть рассчитаны: 1) как сквозные фермы; 2) как сквозные сжато-изогнутые стержни.

В первом методе игнорируются деформации стержня колонны в целом, т. е. вопросы потери общей устойчивости. Такой расчет соответствует стержням, развитым в плоскости действия момента, с редкой решеткой и большой панелью. Второй метод учитывает потерю общей устойчивости; он относится к стержням, не очень развитым в плоскости действия момента и имеющим густую решетку.

При расчете по первому методу в предположении, что подкрановая траверса распределяет вертикальное давление на ветви (пояса) как балка, находим усилия в ветвях колонны (рис. XV.44):
подкрановой

$$N' = \frac{-N(a-z_0)}{a} - \frac{M'}{a}; \quad (\text{XV.50})$$

наружной

$$N'' = \frac{-Nz_0}{a} - \frac{M''}{a}. \quad (\text{XV.51})$$

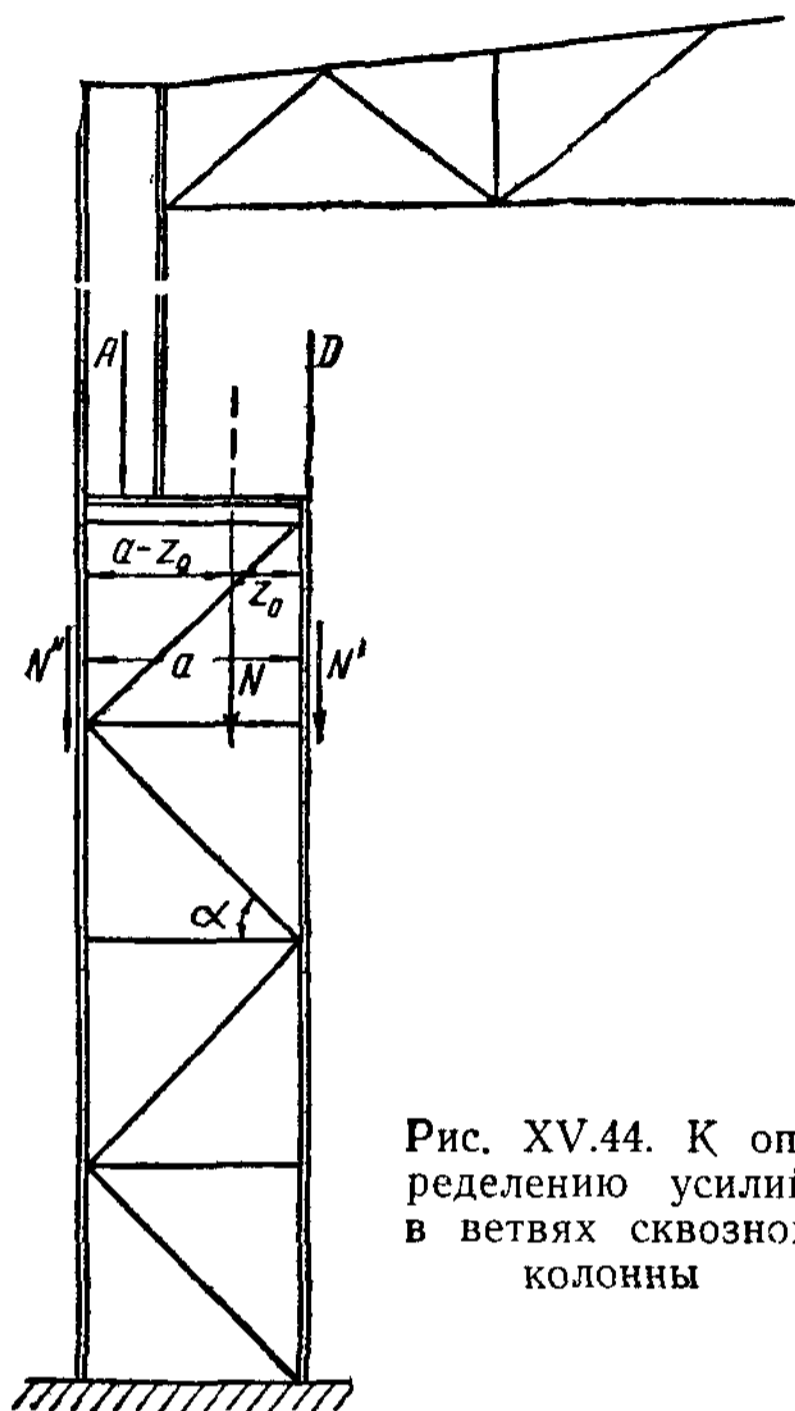


Рис. XV.44. К определению усилий в ветвях сквозной колонны

Здесь N — суммарное продольное усилие в колонне;
 z_0 — расстояние от точки приложения усилия N до оси внутренней ветви;
 a — расстояние между осями ветвей;
 M' и M'' — изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок и от внецентренного приложения вертикальных нагрузок, вызывающие сжимающее усилие в соответствующих ветвях.

Ветви подбираются по усилиям N' и N'' как центрально сжатые стержни с расчетными длинами, равными: в плоскости рамы — панели решетки; из плоскости рамы — расстоянию между закрепленными по высоте точками.

При указанном подходе, когда колонна рассматривается как ферма и продольные усилия действуют только по поясам, усилия в раскосах равны нулю, что не соответствует действительности. Фактически раскосы работают:

1) на воздействие поперечной силы, вызывающей усилие в раскосе

$$N'_p = \frac{Q}{\cos \alpha}, \quad (\text{XV.52})$$

где Q — реальная поперечная сила от горизонтальных нагрузок¹;

¹ Согласно Техническим условиям раскосы колонн рассчитываются на условную поперечную силу, определяемую по табл. IX. 2 в тех случаях, когда она больше, чем реальная поперечная сила.

2) от дополнительных воздействий в результате сжатия ветвей; в соответствии с указаниями § 5 главы IX [см. формулу (IX.36)] напряжение в раскосе от сжатия ветвей

$$\sigma_p'' = \frac{\sigma_0' + \sigma_0''}{2} \sin^2 \alpha, \quad (\text{XV.53})$$

где σ_0' и σ_0'' — сжимающие напряжения в ветвях от вертикальной нагрузки.

Соответствующее усилие в раскосе $N_p'' = \sigma_p'' F_p$ и, таким образом, суммарное усилие в раскосе

$$N_p = N_p' + N_p''. \quad (\text{XV.54})$$

Усилие N_p'' всегда сжимающее, знак усилия N_p' зависит от направления раскоса.

По усилию N_p раскосы подбираются как сжатые стержни с расчетной длиной, равной геометрической длине раскоса. Раскосы, обычно из одиночных равнобоких уголков, прикрепляются к ветви односторонне, в соответствии с чем в расчетную формулу должен быть введен коэффициент условий работы $m=0,75$, учитывающий эксцентричность прикрепления.

Раскосы часто прикрепляются к ветвям колонны с эксцентрицитетом. При этом в ветви возникает момент, равный

$$M = 2N_p e = 2N_p \frac{b}{2} \sin \alpha, \quad (\text{XV.55})$$

где e — эксцентрицитет (рис. XV.45).

При обычных значениях величины e момент этот достаточно значителен и часто приводит к развитию в ветвях пластических деформаций; поэтому необходимо стремиться к уменьшению указанных эксцентрицитетов. Расчет на совместное действие в ветви продольной силы и момента от эксцентрицитета прикрепления решетки не получил распространения, поскольку местное ослабление ветви пластическими деформациями приближает колонну к расчетной стержневой схеме.

Согласно второму методу сквозные колонны рассчитываются по формулам внецентренного сжатия точно так же, как сплошные стержни. При этом коэффициент влияния формы сечения η , входящий в выражение приведенного эксцентрицитета m_1 (стр. 133), может быть принят равным: для колонн с двутавровыми ветвями $\eta = 0,8$, а с швеллерными (полками внутрь) $\eta = 1,4$ (см. стр. 137).

Расчет может быть также произведен (несколько в запас прочности) с использованием специальных коэффициентов $\varphi_{вн}$, вычисленных для сквозных стержней и приведенных в Технических условиях.

Расчет решетки производится согласно изложенному выше.

В соответствии с требованиями Технических условий проверка устойчивости сквозной колонны должна быть проведена по обоим указанным методам.

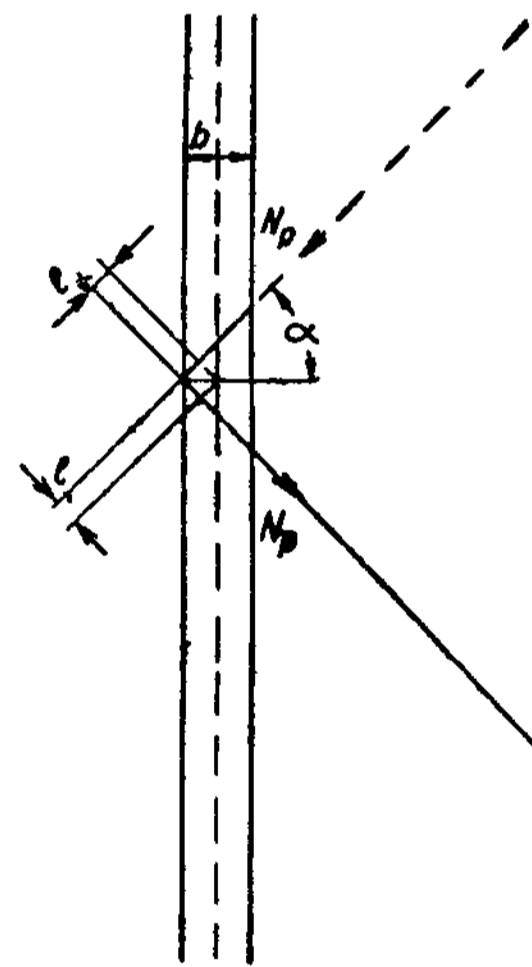


Рис. XV.45. Эксцентричное прикрепление раскоса к ветви сквозной колонны

Экспериментальные исследования работы сквозных колонн (ЦНИПС, 1955 г.) выявили, что для совместной работы обеих ветвей имеет существенное значение как жесткость подкрановой траверсы, так и передача раскосами усилий с нагруженной ветви на ненагруженную. Особенно важна роль первого раскоса (у подкрановой площадки); переход его в пластическую стадию сжатия резко нарушает слитность

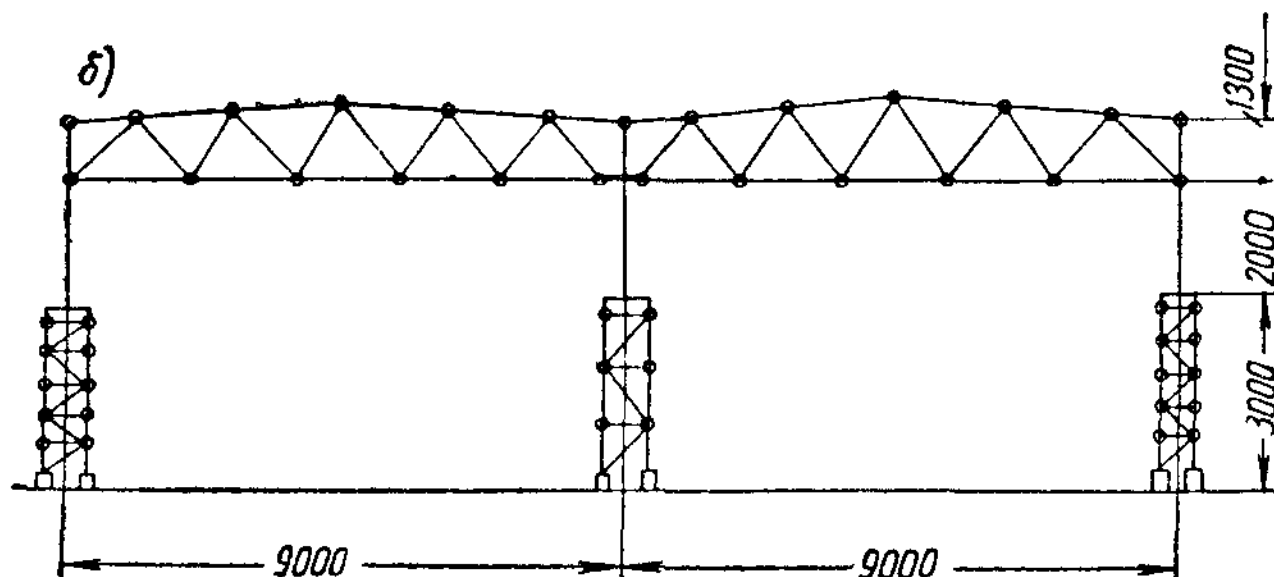
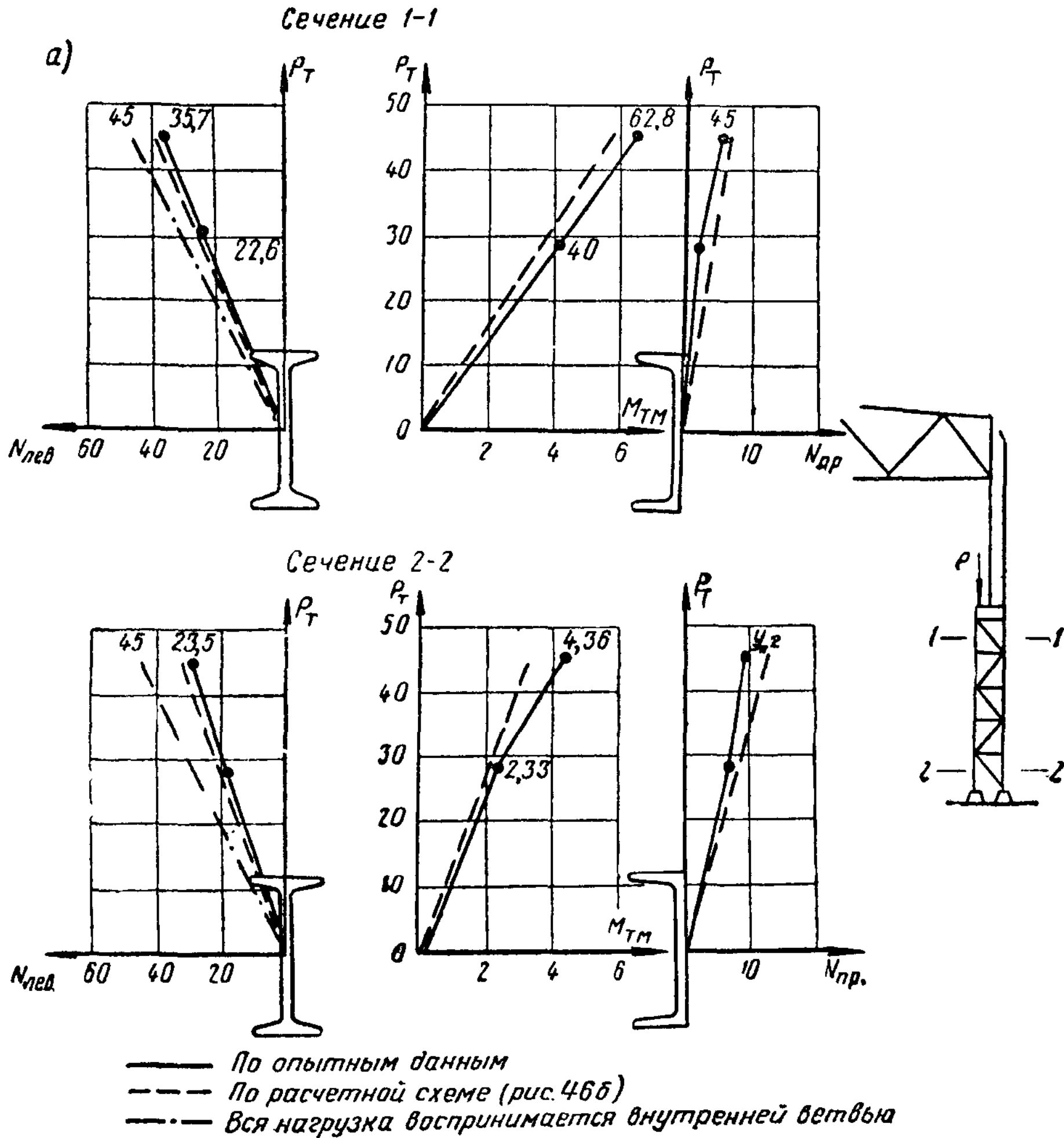


Рис XV.46. Распределение усилий между ветвями сквозной колонны (по экспериментальным данным)

работы ветвей. Поэтому целесообразно назначать его сечение с некоторым запасом. На рис. XV.46 показаны результаты экспериментальных исследований сквозных колонн, из которых виден действительный характер распределения усилий между ветвями. Из этих исследований видно, что расчет колонны, как сжатой фермы (первый метод) близок к действительности.

г) Расчет отдельных колонн

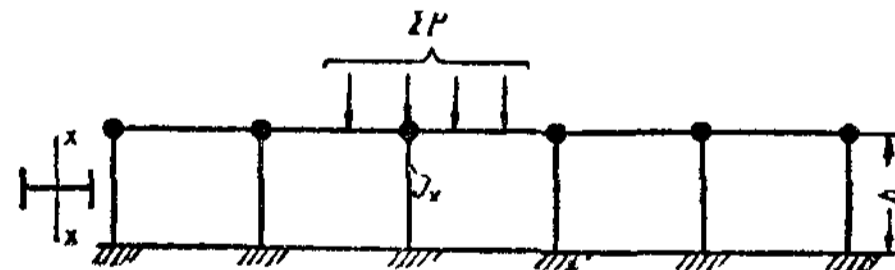
Шатровая ветвь отдельной колонны рассчитывается в плоскости рамы как внецентренно сжатый стержень на действие поперечного торможения, ветра, нагрузки от покрытия и веса фахверка с заполнением (в случае подвесной стены). Ввиду малой жесткости подкрановой стойки в плоскости рамы устойчивость шатровой ветви в этой плоскости проверяется без учета подкрановой стойки и расчетная длина ее определяется так же, как колонны постоянного сечения (см. табл. XV.2).

В плоскости, перпендикулярной плоскости рамы, горизонтальные планки создают жесткую связь шатровой ветви с подкрановой стойкой. Поскольку в этой плоскости сечение подкрановой стойки является жестким, то при проверке устойчивости нижней части шатровой ветви из плоскости рамы можно вводить в расчет общий момент инерции сечения относительно оси $x-x$ (см. рис. XV.42). Расчетная длина шатровой ветви принимается при этом равной расстоянию от низа базы колонны до низа подкрановой балки.

Подкрановая стойка рассчитывается на осевую сжимающую силу по наибольшему опорному давлению, передаваемому подкрановыми балками, и проверяется на внецентренное сжатие при одностороннем нагружении кранами. Кроме того, в случае, если подкрановые стойки включены в систему вертикальных связей, необходимо учесть также соответствующие усилия, вызываемые действием сил продольного торможения кранов.

Шатровая ветвь колонны имеет обычно в плоскости рамы избыточную устойчивость, что позволяет принимать расчетную длину подкрановой стойки при изгибе в плоскости рамы, равной расстоянию между планками.

Рис XV. 47. К определению расчетной длины подкрановой стойки



При отсутствии продольных вертикальных связей, расположенных по оси подкрановых стоек, и шарнирном соединении стоек с подкрановыми балками верхний конец подкрановой стойки получает в плоскости подкрановых балок смещение, зависящее от деформаций балок. В этом случае следует определять расчетную длину l_0 стойки в плоскости балок более точно, в предположении совместной работы всех стоек ряда (рис. XV.47), по формуле

$$l_0 = \sqrt{\frac{J_x}{0,25 \frac{J_x}{h^2} n - \frac{\Sigma P}{\pi^2 E}}}, \quad (\text{XV. 56})$$

где J_x — момент инерции стойки относительно оси $x-x$;
 h — высота стоек (от низа базы до низа подкрановых балок);
 n — число стоек в пределах температурного блока;
 ΣP — сумма расчетных вертикальных нагрузок (с учетом коэффициентов перегрузки).

Если при определении расчетной длины по формуле (XV.56) величина l_0 окажется меньше $0,7h$, то в расчет вводится $l_0=0,7h$.

При этом сила продольного торможения условно распределяется на все стойки ряда.

д) Расчет колонн, не входящих в систему поперечных рам

Помимо основных колонн, входящих в систему поперечных рам цеха, в здании могут быть также колонны промежуточные, не образующие рам.

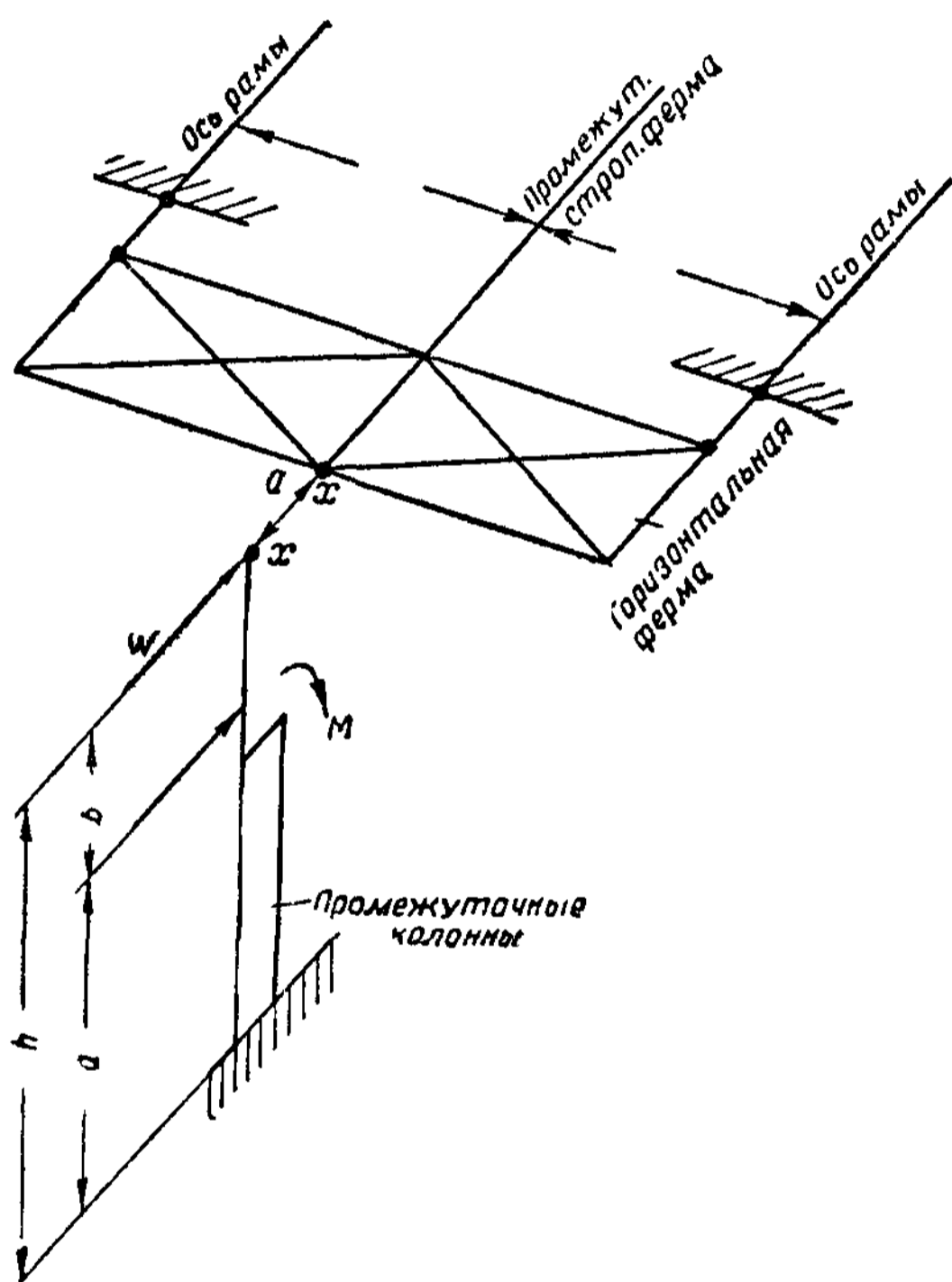


Рис XV.48. К расчету промежуточной колонны

Промежуточные колонны имеют жесткое защемление в основании; в верхнем конце они связаны с основными рамами посредством горизонтальных продольных связевых ферм. Эти связи при работе промежуточных колонн являются для них упруго-смещающимися опорами, которые характеризуются соответствующими величинами смещения и отпора. Величина отпора может быть определена в результате приравнивания смещения верха колонны смещению связевых ферм (в точке примыкания) от действия отпоров колонн. Расчетная схема при наличии одной промежуточной колонны показана на рис. XV.48. Величину упругого отпора X нетрудно определить методом сил.

4. Конструкции и расчет базы колонны

а) Элементы базы

База является наиболее сложной и весьма трудоемкой частью колонны. Поэтому при проектировании баз необходимо стремиться к возможно большему их упрощению и облегчению.

По своей конструкции базы внецентренно сжатых колонн принципиально не отличаются от баз центрально сжатых колонн (см. § 6 главы IX). Имея те же основные элементы — траверсу, опорный лист (плиту) и анкерные болты, база внецентренно сжатых колонн развивается в плоскости действия изгибающего момента и получает продолговатую

форму. База может иметь симметричное или несимметричное развитие в обе стороны от оси стержня колонны. Симметричная конструкция базы целесообразна, если в основании колонны имеются моменты, переменные по знаку, но близкие по величине, или если абсолютное значение опорных моментов вообще невелико. В противном случае более целесообразно несимметричное развитие базы.

При проектировании следует учитывать, что основным способом установки колонн на фундаменты в настоящее время является непосредственное опирание баз колонны на поверхность фундамента без последующей подливки цементным раствором (что требует повышенной точности изготовления колонн).

Тип базы зависит от мощности колонны. При сравнительно небольших нагрузках (например, при кранах грузоподъемностью до 20 т) целесообразно применять одностенчатые базы с устройством уширения в плоскости стенки колонны (рис. XV. 49) или двухстенчатые базы с коробчатой траверсой из двух прокатных швеллеров (рис. XV. 50). Вследствие малой трудоемкости последний тип весьма рационален как для сплошных, так и для сквозных колонн; однако применение его ограничивается предельной высотой прокатных швеллеров.

Для более мощных колонн применяются траверсы составного сечения. Так как при увеличении высоты траверсы затрудняется сварка внутри коробчатого сечения, целесообразно применять конструкцию базы, в которой каждая ветвь колонны прикрепляется к плите отдельной неширокой двухстенчатой траверсой (рис. XV. 51). Такая база в средней части остается открытой и доступной для сварки; отдельные траверсы, к которым прикрепляются анкерные болты, привариваются к ветвям наружными швами. Этот тип базы может применяться как для сплошных, так и для сквозных колонн. В последнем случае в пределах высоты траверсы по оси колонны располагается сплошная диафрагма для обеспечения поперечной жесткости базы в целом.

При достаточно большой ширине сквозной колонны целесообразно применять отдельные базы типа, показанного на рис. XV. 52, где уширения ветвей могут привариваться к полкам стыковыми швами. Такие базы достаточно экономичны и удобны в изготовлении. Для улучшения транспортабельности колонны базы стягиваются уголками, что, кроме того, обеспечивает передачу поперечной силы в уровне опорных плит на все анкерные болты базы.

В отдельной базе типа, показанного на рис. XV. 52, анкерные болты, как правило, располагаются по оси каждой ветви колонны и, следовательно; плечо анкера равно расстоянию между осями ветвей.

При наличии больших моментов в основании колонны в целях уменьшения сечения анкеров целесообразно увеличивать расстояние между анкерами. Это легко достигается в ростверковых базах, имеющих не-

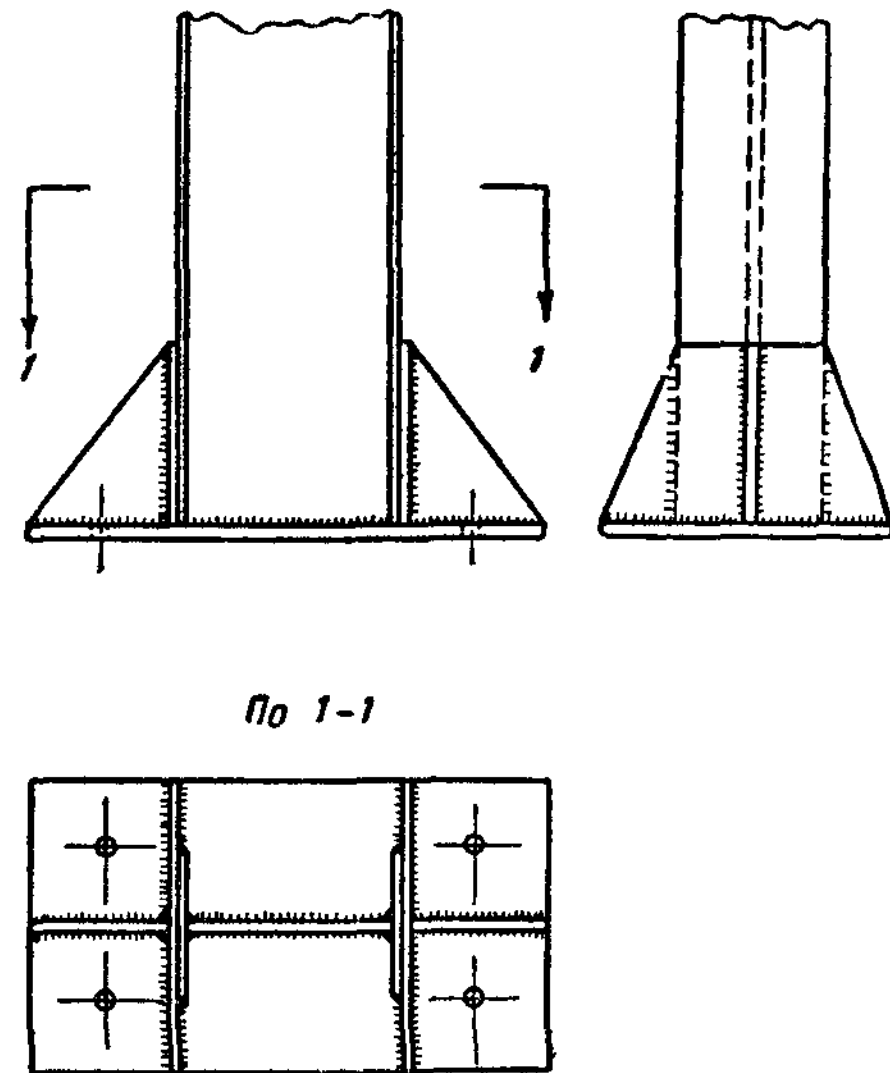


Рис. XV.49. Одностенчатая база

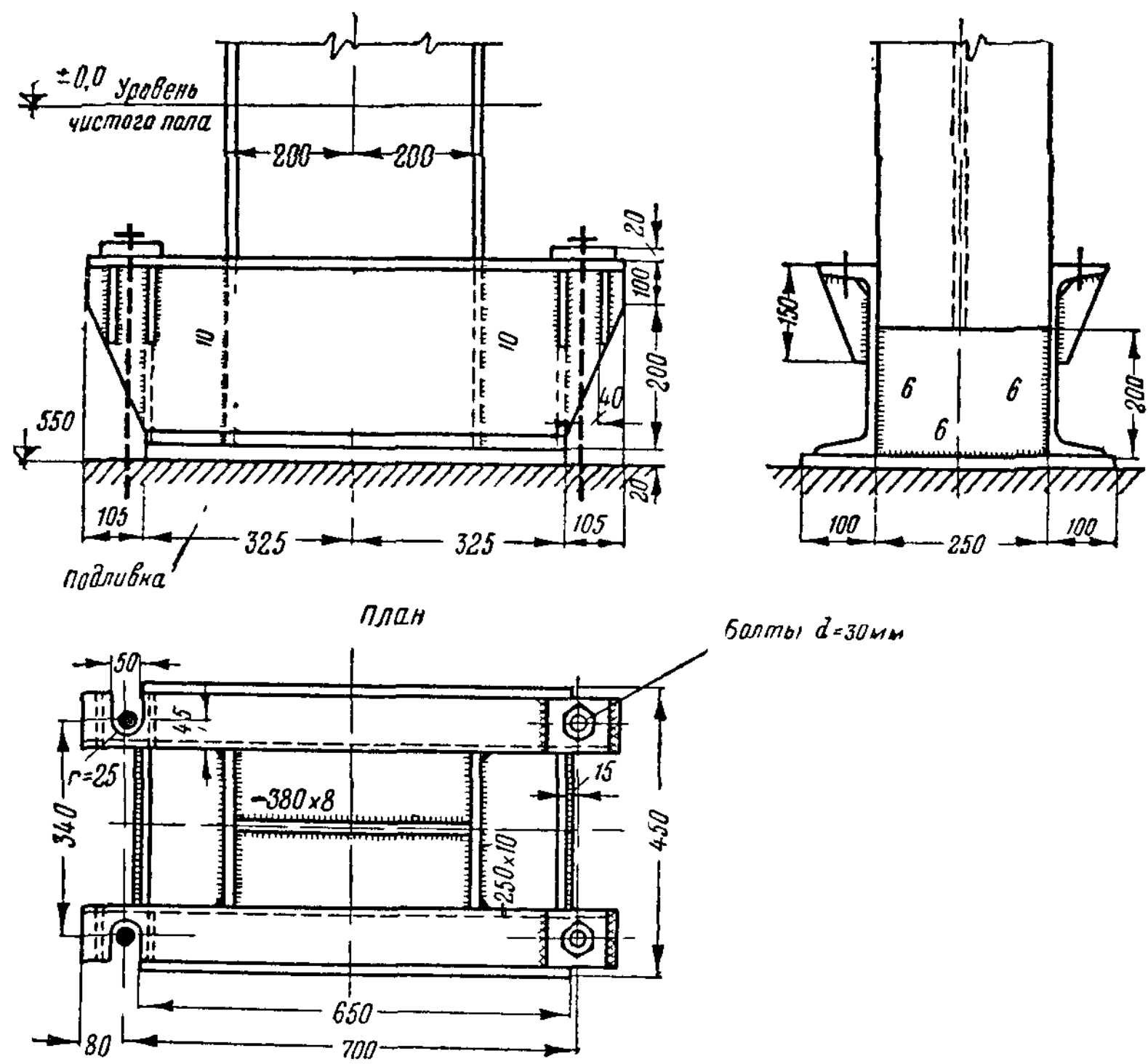


Рис. XV.50. База с траверсой из двух швеллеров

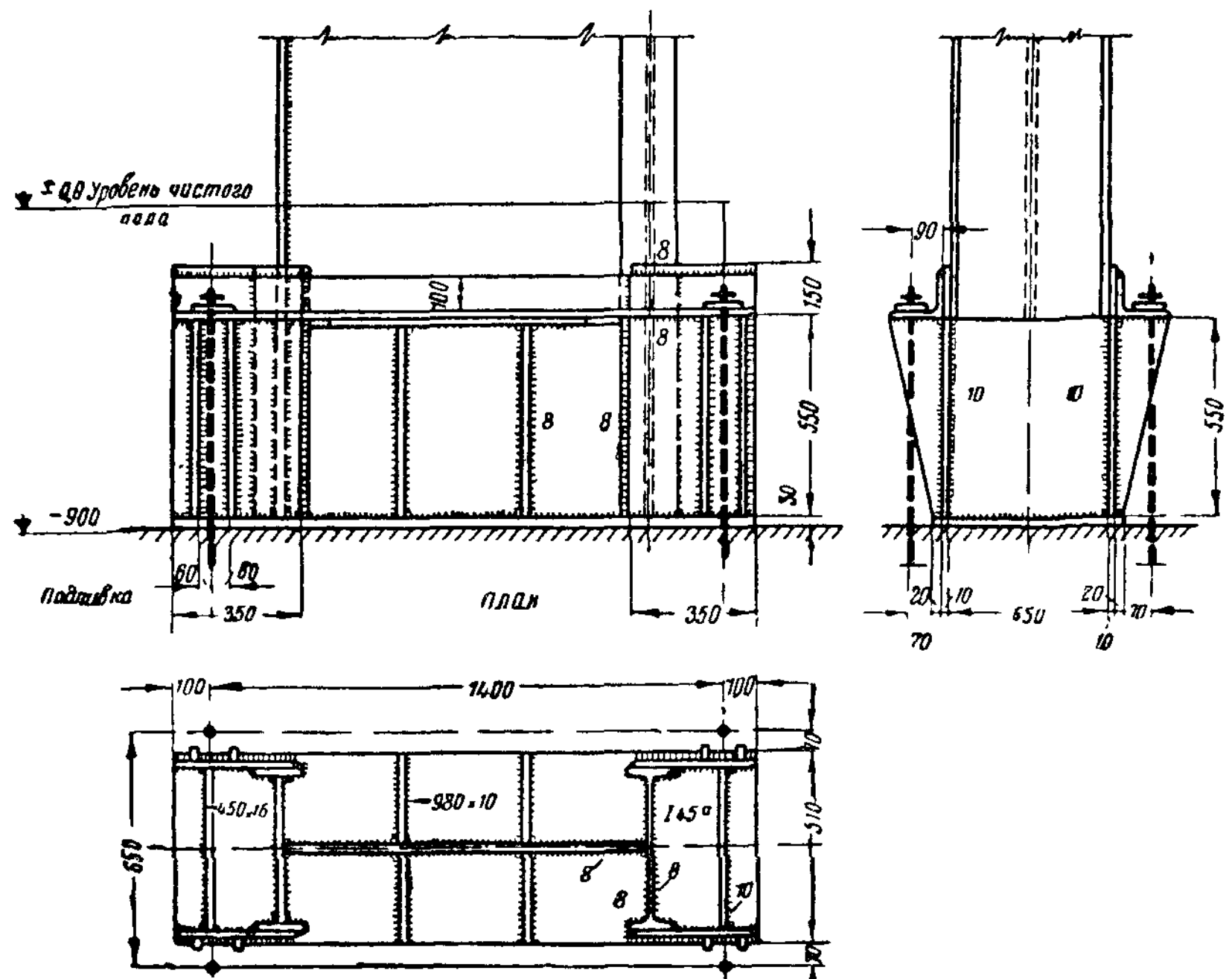


Рис. XV.51. База сплошной колонны с отдельной траверсой для каждой ветви

сложное конструктивное решение (рис. XV. 53). Здесь ветви колонн опираются на двутавры впритык и обвариваются по контуру. Колонна закрепляется анкерами при помощи балочек из парных швеллеров, расположенных поверх двутавров ростверка. В зависимости от величины усилий в основании колонны и размера ветвей ростверка может состоять из двух (рис. XV. 53) или трех двутавров для более мощных колонн.

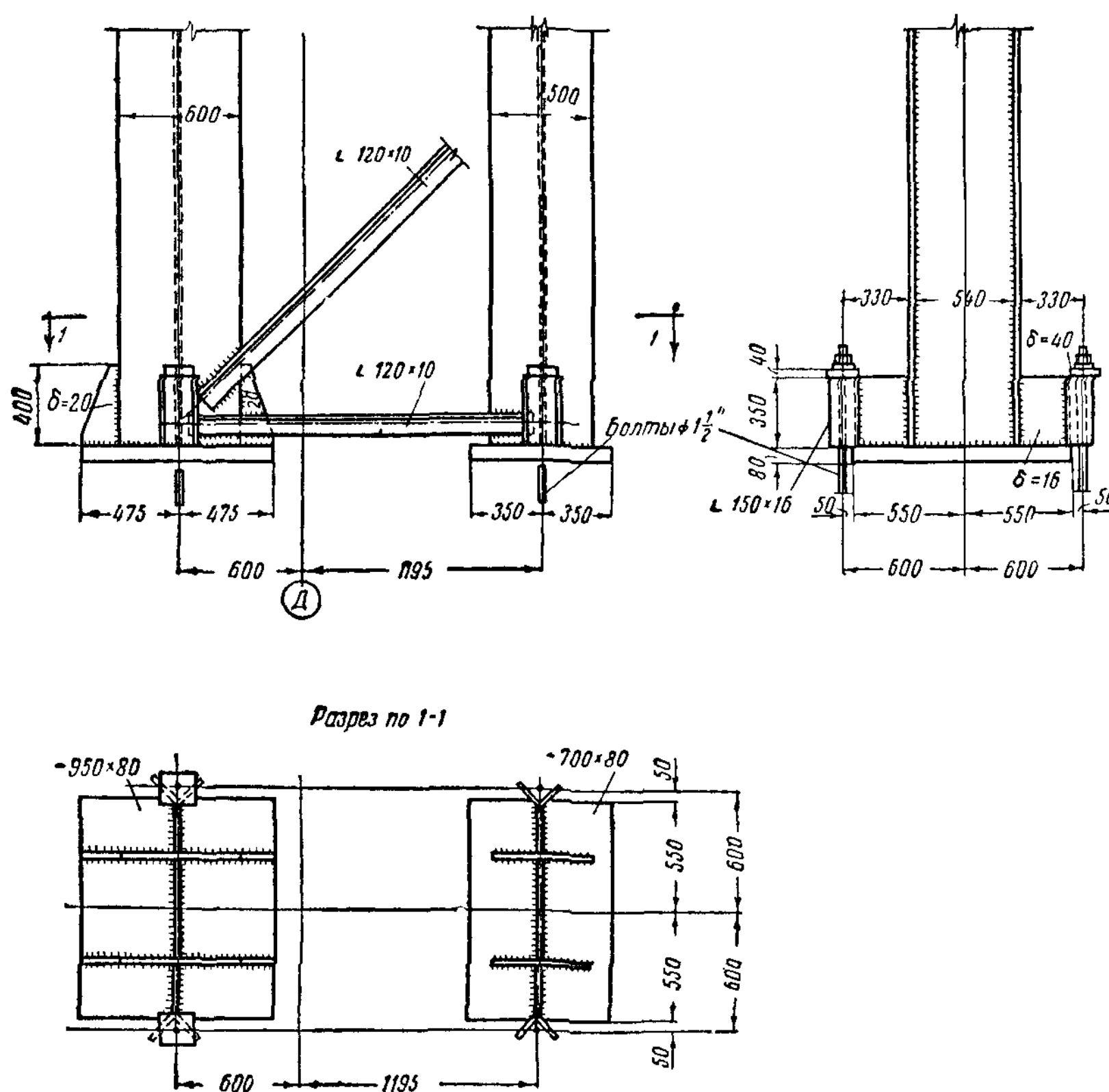


Рис. XV.52. Раздельная база сквозной колонны

Для очень тяжелых сквозных колонн возможно применение сплошной траверсы (рис. XV. 54). К полкам колонн наружными стыковыми швами привариваются мощные уширения, опирающиеся на отдельные плиты; уширения подходят друг к другу и для большей жесткости могут быть перекрыты стыковыми накладками. Стенки ветвей укрепляются треугольными диафрагмами. Конструкция благодаря отсутствию внутренних швов открыта для сварки, в чем и заключается ее основное преимущество по сравнению с непрерывными траверсами, охватывающими стержень колонны снаружи.

Траверсы обычно соединяются с опорными плитами, которые представляют собой уширение базы, необходимое для передачи давления на фундамент с возможными для материала фундамента напряжениями

При жестких непрерывных или раздельных траверсах плита передает давление неравномерно (в соответствии с эпюрой напряжений неравномерного сжатия) и имеет большую толщину; при раздельных базах плиты передают давление равномерно и потому могут быть мень-

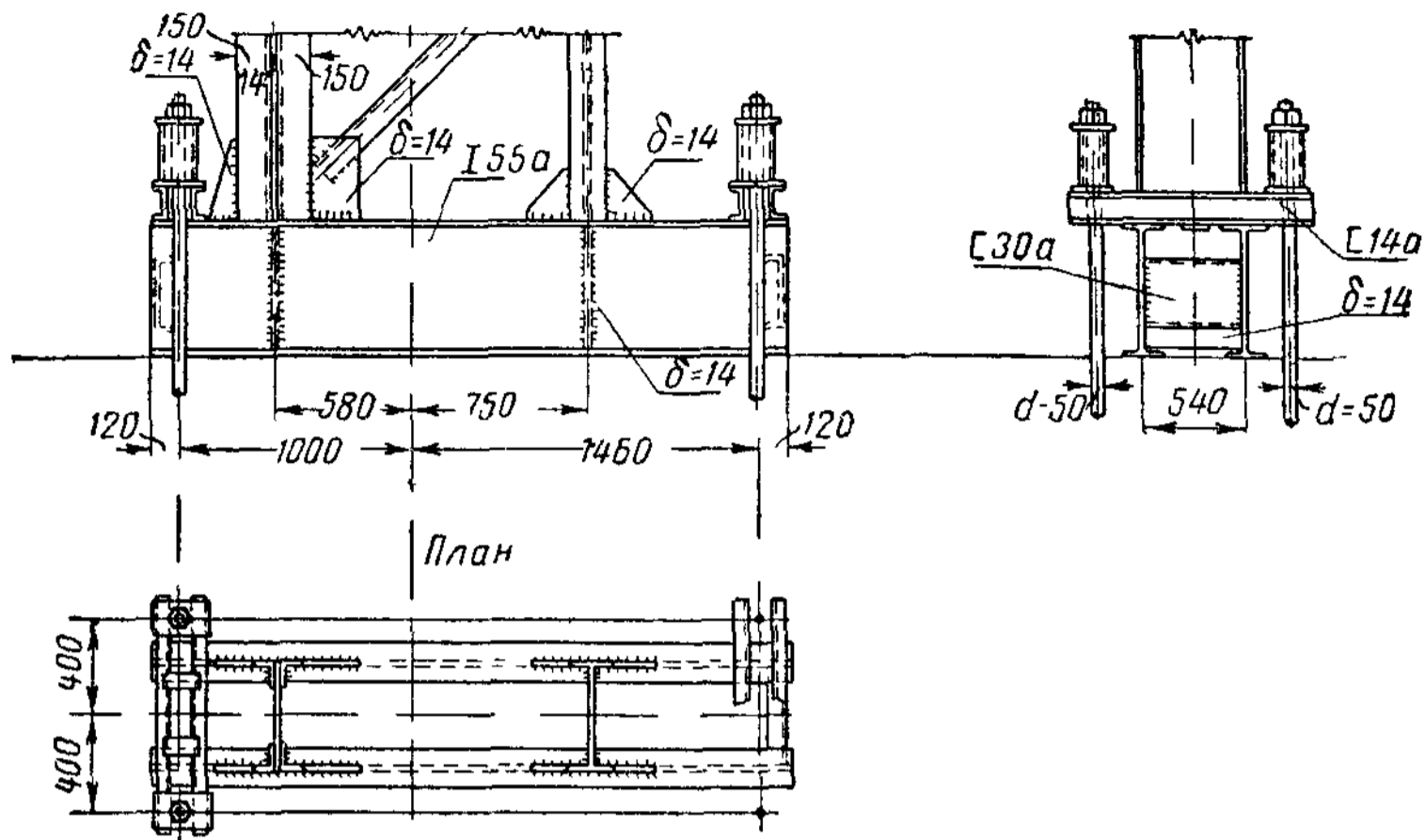


Рис. XV.53. Ростверковая база сквозной колонны

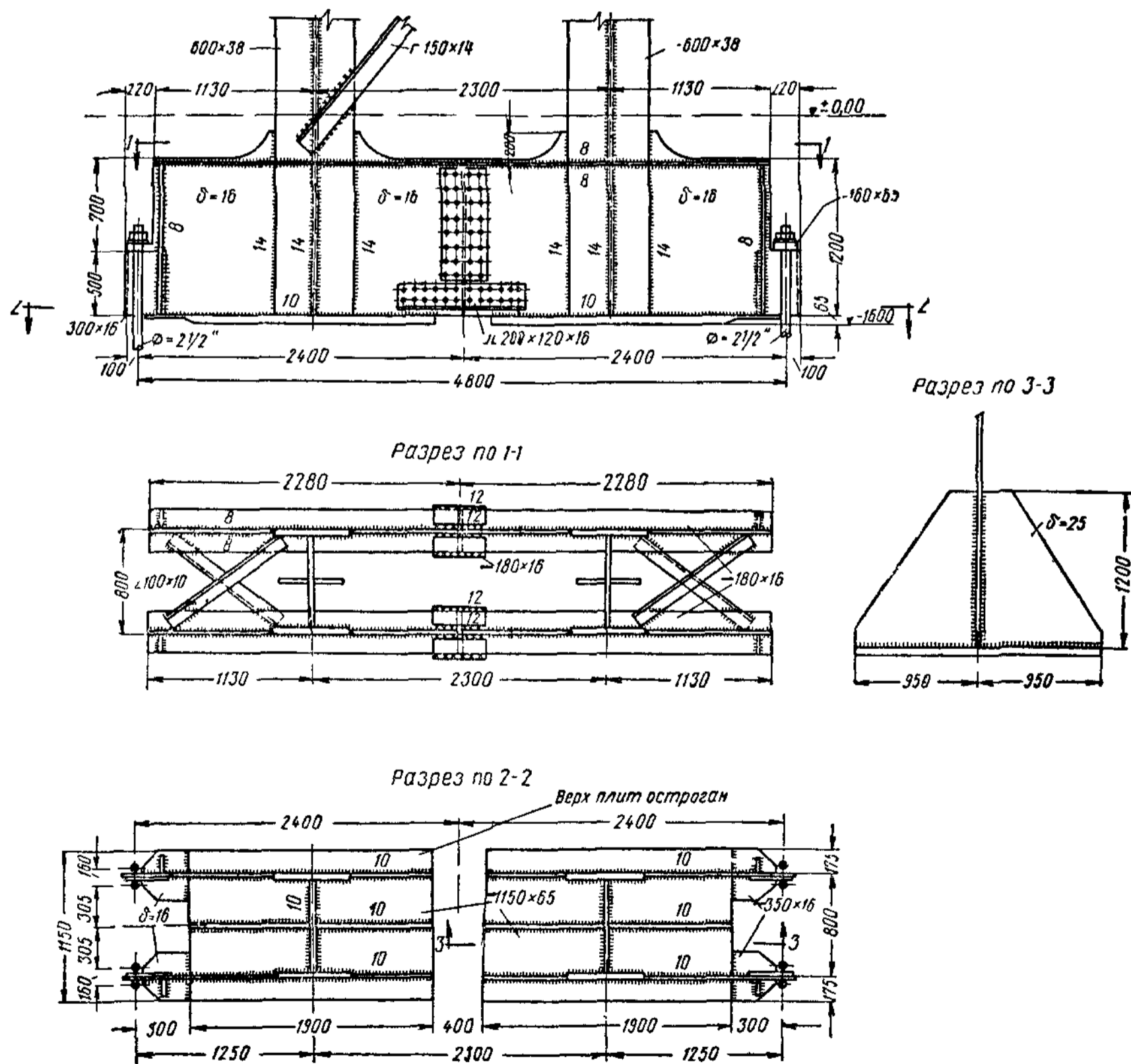


Рис. XV.54. База тяжелой сквозной колонны со сплошной траверсой и отдельными плитами

ше и тоньше. В этом заключается большое преимущество отдельных баз.

Расчет элементов базы при жестких траверсах и сплошной опорной плите (рис. XV. 50 и XV. 51) основан на условном допущении, что напряжения в бетоне распределяются по линейному закону неравномерного сжатия (как в однородном теле).

При определении размеров опорной плиты в плане ширину плиты B назначают исходя из конструктивных данных: ширины стержня колонны, размеров и типа траверсы. Тогда длина L опорной плиты определяется по величине расчетного сопротивления бетона сжатию R_6 из условия неравномерного сжатия

$$\frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq R_6, \quad (\text{XV.57})$$

где N и M — расчетные значения продольного усилия и изгибающего момента в основании колонны, соответствующие невыгоднейшей комбинации нагрузок рамы для элементов базы.

В отдельной базе (рис. XV. 52) площадь плиты определяется из условия равномерной передачи на фундамент усилия в ветви колонны N_B по формуле

$$F_{\text{пл}} = \frac{N_B}{R_6}. \quad (\text{XV.58})$$

Как уже указывалось, сплошная опорная плита внецентренно сжатой колонны при жестких траверсах работает на неравномерную нагрузку. Однако при определении толщины опорной плиты условно принимают реактивное давление на плиту постоянным, равным (в запас прочности) наибольшему напряжению в бетоне на рассматриваемом участке. При этом условии расчет толщины плиты ничем не отличается от аналогичного расчета для центрально сжатых колонн (см. § 6 главы IX). Расчет элементов траверсы также не отличается от расчета, приведенного в § 6 главы IX.

б) Анкерные крепления базы к фундаменту

В большинстве случаев в колоннах производственных зданий ввиду больших значений действующих в них моментов в плоскости соприкосновения опорной плиты базы с фундаментом возникают растягивающие усилия. Для восприятия этих усилий применяются анкерные болты (анкеры), один конец которых закрепляется в фундаменте, а другой прикрепляется к базе.

Анкерные болты следует ставить в качестве установочных и в тех случаях, когда в основании опорной плиты нет растягивающих усилий. Диаметр таких болтов принимается не менее 25 мм. В большинстве случаев с каждой стороны базы ставится по 2 анкерных болта. При значительных усилиях в анкерах, когда сечения их получаются очень большими (например, при $d > 70-75$ мм), прибегают к увеличению числа анкеров до 3—4 с каждой стороны базы, принимая их меньшего диаметра.

Конструкция прикрепления анкерных болтов к базе и фундаменту должна быть такой, чтобы было удобно и просто монтировать колонну и легко регулировать ее положение в плане.

Наибольшая свобода перемещения колонны обеспечивается, если анкерные болты расположены вне опорной плиты и закреплены за вы-

ступающие консоли на концах траверсы или (реже) за поперечные балочки, перекинутые через траверсу (рис. XV.53). Такое расположение болтов является наиболее распространенным.

Конструкция соединения анкерных болтов с фундаментом. Анкеры закладываются наглухо в бетонный фундамент в процессе его возведения и закрепляются там, чаще всего при помощи опорных шайб, приваренных к болтам (рис. XV. 55). Глубина заложения анкеров в этом случае определяется из расчета на выкалывание бетона; при этом сцепление

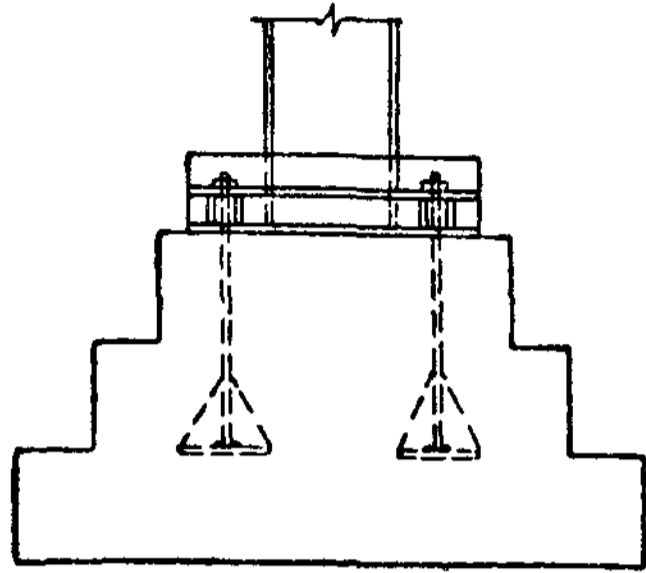


Рис. XV.55. Закрепление анкерных болтов в фундаменте при помощи шайб

анкеров с бетоном можно не учитывать. Точность установки анкерных болтов обеспечивается применением специальных металлических шаблонов.

При небольших усилиях в анкерных болтах применяется также способ закрепления последних в фундаменте, основанный на сопротивлении сцеплению анкера с бетоном. В этих случаях концы анкеров загибаются как в обычной арматуре. Глубина заделки таких анкеров в бетон определяется из условия равенства сопротивления болта растяжению и сцепления его поверхности с бетоном (причем сопротивление крюка в запас прочности обычно не учитывается):

$$R_a \frac{\pi d^2}{4} = R_{сц} \pi d l_a, \quad (XV.59)$$

где R_a — расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению;

$R_{сц}$ — расчетное сопротивление сцеплению стали с бетоном, принимаемое равным 10 кг/см^2 .

Отсюда глубина заделки анкерного болта

$$l_a = \frac{R_a}{4R_{сц}} d = \frac{R_a}{40} d, \quad (XV.60)$$

что для болтов из стали 3 при $R_a = 1400 \text{ кг/см}^2$ дает $l_a \approx 35d$.

Расчет анкерных болтов. Обычный условный расчет анкерных болтов при жестких траверсах и сплошной опорной плите колонны основан на определении напряжений в бетоне под плитой, как для однородного тела. При этом считается, что растягивающее усилие полностью воспринимается анкерными болтами.

Зная размеры опорной плиты в плане, определяем наибольшие и наименьшие краевые напряжения в фундаменте

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\text{макс}} &= -\frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \text{ (сжатие);} \\ \sigma_{\text{мин}} &= -\frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \text{ (растяжение),} \end{aligned} \right\} \quad (XV.61)$$

а также длину сжатой зоны бетона в предположении треугольной эпюры напряжений (рис. XV. 56)

$$c = \frac{\sigma_{\text{макс}}}{\sigma_{\text{макс}} + \sigma_{\text{мин}}} L. \quad (XV.62)$$

Далее, расчетное усилие Z в анкерных болтах, расположенных в растянутой зоне, определяется из уравнения моментов относительно

центра тяжести m сжатой зоны бетона. Обозначив расстояния от центра тяжести сжатой зоны бетона до оси колонны и до оси анкера соответственно через a и y , получим

$$M - Na - Zy = 0. \quad (\text{XV.63})$$

Согласно обозначениям на рис. XV.56:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{3}; \quad y = L - \frac{c}{3} - s.$$

Из уравнения (XV.63) находим

$$Z = \frac{M - Na}{y}.$$

Таким образом, условие прочности будет иметь вид

$$Z = \frac{M - Na}{y} \leq R_a F_{\text{нт}}. \quad (\text{XV.64})$$

Здесь $F_{\text{нт}}$ — площадь сечения нетто (по резьбе) анкерных болтов, расположенных в растянутой зоне.

Расчетное усилие Z определяется при невыгоднейшей для анкерных болтов комбинации расчетных значений M и N . При этом обычно приходится учитывать две комбинации загружений рамы. В первую комбинацию входят только постоянная и ветровая нагрузки (при отсутствии крановых воздействий), во вторую к указанным нагрузкам добавляются крановые воздействия, т. е. силы поперечного торможения, а также моменты от внецентренного приложения вертикальных нагрузок от давления колес кранов. Поскольку эти комбинации соответствуют дополнительным сочетаниям, в расчет должен быть введен коэффициент сочетаний 0,9 (см. § 2 главы III).

Временная снеговая нагрузка на кровлю при расчете анкерных болтов не учитывается, так как она увеличивает значение нормальной силы N и тем самым понижает растягивающие усилия в анкерах.

Расчетное усилие в одном анкерном болте получается путем деления величины Z на число анкеров, расположенных в растянутой зоне.

Полученные по приведенному условному расчету (в предположении треугольной эпюры напряжений) размеры анкерных болтов оказываются несколько преувеличенными. Поэтому при больших усилиях в анкерных болтах можно применить другой вариант расчета, в большей степени отражающий действительный характер работы конструкции. Этот вариант расчета представляет собой экстраполяцию расчета железобетонных конструкций по предельному состоянию на рассматриваемую конструкцию.

Исходя из развития пластических деформаций и, следовательно, из равномерного распределения напряжений в сжатой зоне бетона под

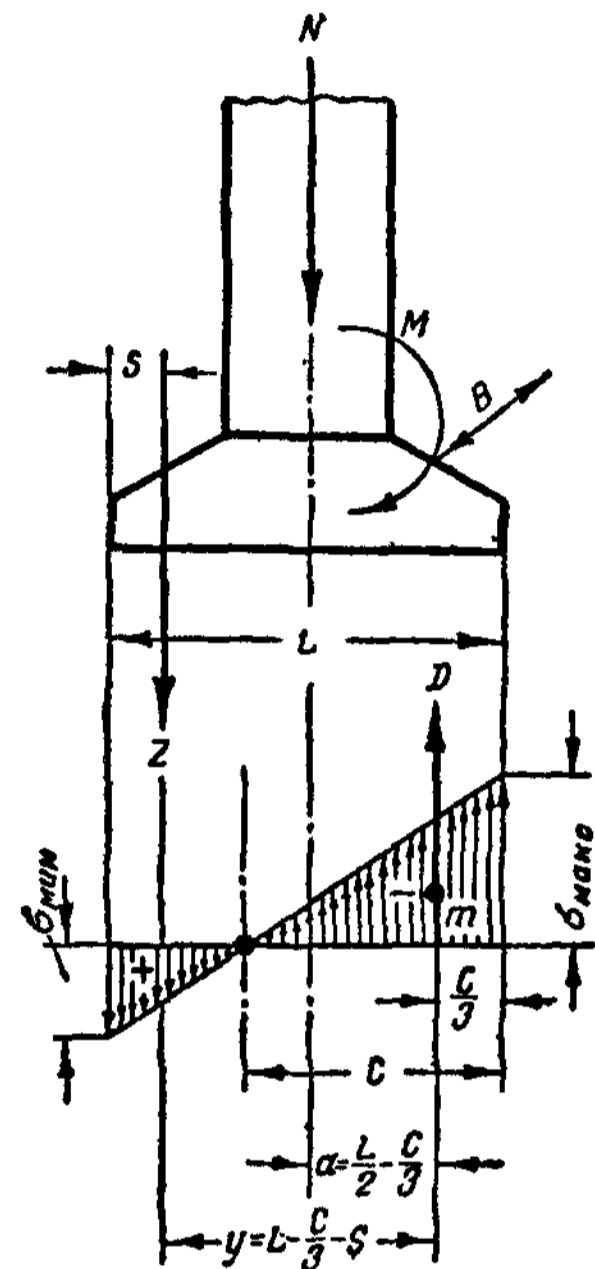


Рис. XV.56. К расчету анкерных болтов (I вариант)

плитой (рис. XV.57), найдем из условия равновесия всех действующих сил (в предельном состоянии)

$$Z + N - R_6 \alpha l B = 0,$$

откуда

$$Z = R_6 \alpha l B - N. \quad (\text{XV.65})$$

Здесь Z и N — расчетные усилия в анкерах и колонне (с учетом коэффициентов перегрузки);

αl — длина сжатой зоны бетона под плитой;

B — ширина плиты.

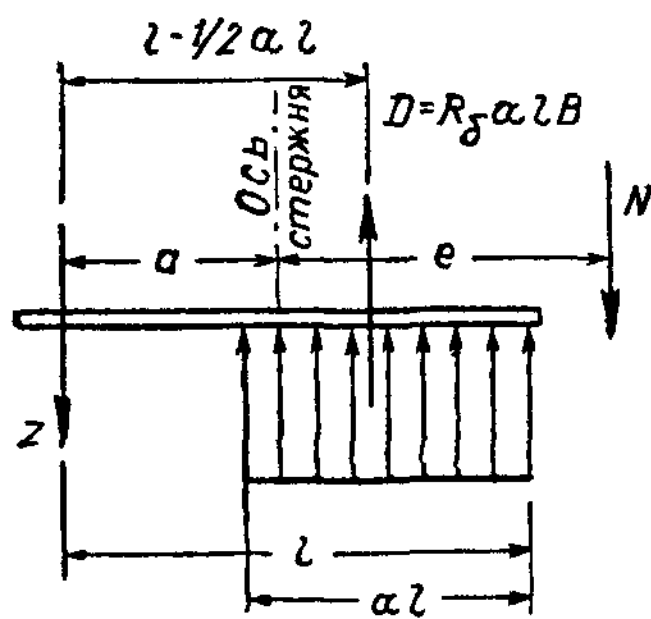


Рис. XV.57. К расчету анкерных болтов (II вариант)

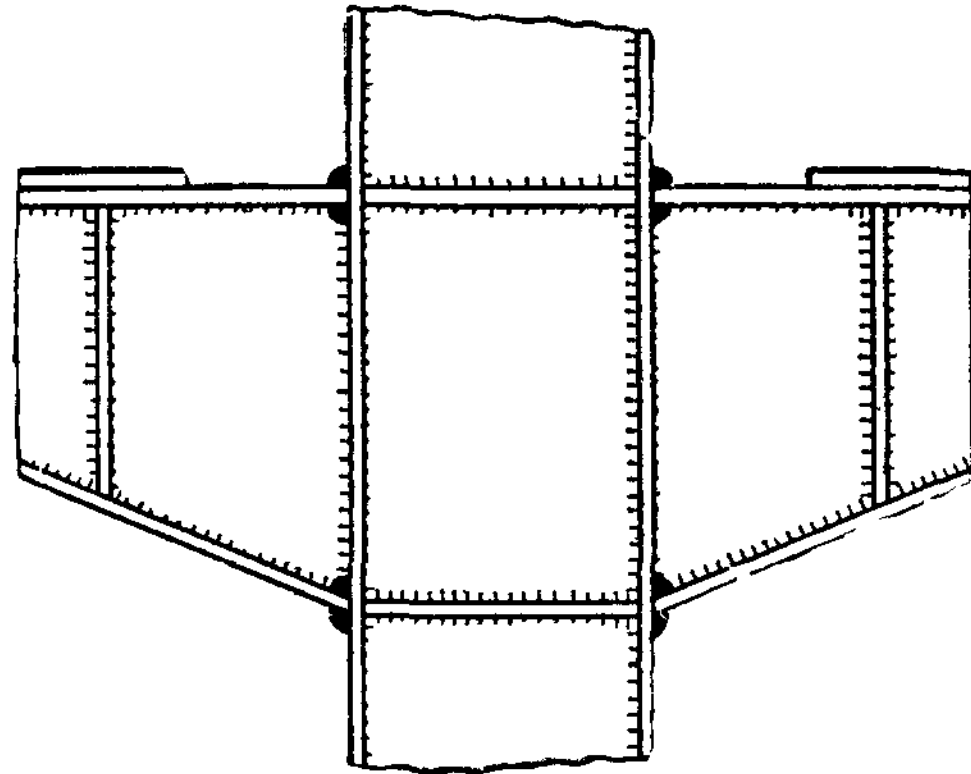


Рис. XV.58. Пример одностенчатых подкрановых консолей

Коэффициент α можно определить, если использовать условие равновесия $\Sigma M = 0$, взяв за моментную точку центр прикрепления анкера к плите. В этом случае (рис. XV. 57)

$$+ N(e + a) - R_6 \alpha l B \left(l - \frac{\alpha l}{2} \right) = 0.$$

Обозначив $N(e + a)$ через M_a (момент относительно оси анкера), получим

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_a}{R_6 l^2 B}}. \quad (\text{XV.66})$$

В отдельной базе (рис. XV. 52) усилие в анкерах равно растягивающему усилию в ветви колонны.

5. Конструкции прикрепления подкрановых балок к колоннам и сопряжения элементов колонн

а) Колонны постоянного сечения

Сопряжение подкрановой балки с колонной постоянного сечения осуществляется при помощи консоли (кронштейна), прикрепляемой к полке двутаврового сечения колонны.

Консоли могут быть парными (обычно из швеллеров), объемлющими стержень колонны, или одностенчатыми (рис. XV. 58). При втором решении проще производится сварка, хотя для восприятия момента от давления колес крана и требуется большее развитие швов.

При расчете угловых швов, прикрепляющих консоли к колоннам в зданиях с тяжелым режимом работы, необходимо учитывать понижение их вибрационной прочности под действием переменных давлений крана. Подкрановые балки обычно непосредственно опираются своим нижним поясом на консоли.

б) Колонны переменного по высоте сечения (ступенчатые)

Сквозные колонны. Опирание подкрановых балок на колонны. Ось подкрановой балки, как правило, располагается по оси стенки подкрановой ветви колонны. Опорная (подкрановая) площадка состоит из опорного листа, который обычно приваривается к торцу подкрановой ветви колонны и, кроме того, поддерживается вертикальными ребрами, приваренными к стенке ветви колонны (рис. XV. 59).

Ввиду концентрации напряжений вокруг ребер и возможности образования под ними трещин число ребер следует принимать минимальным.

Вертикальное опорное давление здесь воспринимается:

а) горизонтальными швами, которыми опорный лист приваривается к торцу ветви колонны и к ребрам;

б) вертикальными швами, которыми вертикальные ребра привариваются к стенке ветви колонны.

Расчет плиты производится согласно указаниям § 7 главы IX.

При размещении вертикальных ребер необходимо учитывать расположение отверстий для болтов, которыми подкрановая балка прикрепляется к колонне. Обычно на каждый конец балки ставят по 2—4 болта.

Сопряжение верхней части колонны с нижней. Верхняя часть ступенчатых колонн обычно проектируется сплошного двутаврового сечения, в то время как нижняя часть сквозной колонны состоит из двух ветвей, связанных по высоте решетками. Наиболее просто сопряжение обеих частей колонны осуществляется согласно рис. XV. 60.

В оголовке нижней части колонны ветви соединяются сплошной вертикальной диафрагмой, к которой через горизонтальное ребро приваривается стенка надкрановой части колонны; полки надкрановой части посредством прорезей напускаются на диафрагму и привариваются к ней вертикальными угловыми швами.

Существует и другое решение сопряжения — при помощи коробчатой траверсы из двух вертикальных листов, к которым прикрепляется надкрановая часть колонны (рис. XV. 61); в целях повышения жесткости сопряжения поясных листов верхней части колонны с траверсой (при передаче опорного момента) устраиваются две горизонтальные диафрагмы, располагающиеся в плоскостях верхнего и нижнего поясов траверсы. Этот вариант сопряжения конструктивно более сложен, но лучше обеспечивает совместную работу ветвей подкрановой части колонны при сосредоточенном действии крановой нагрузки на одну из ветвей.

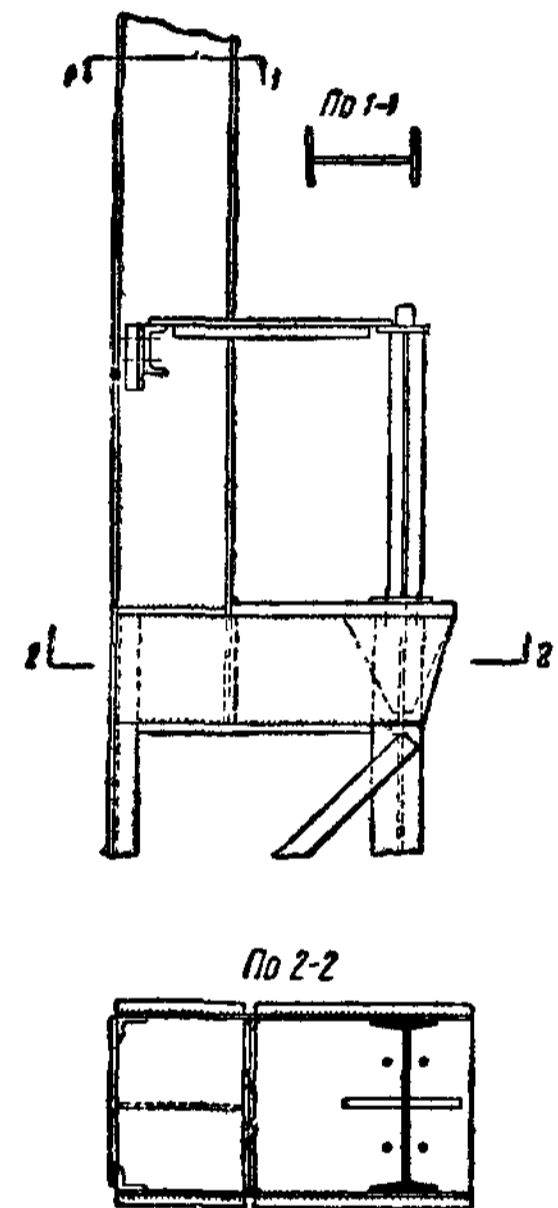


Рис. XV.59. Опирание подкрановой балки на колонну

Высота вертикальных листов траверсы определяется из условия размещения сварных швов, а также по расчету на изгиб от вертикального давления верхней части колонны. Кроме того, траверсы должны иметь достаточное развитие по высоте, чтобы обеспечить жесткое сопряжение ветвей в оголовке колонны.

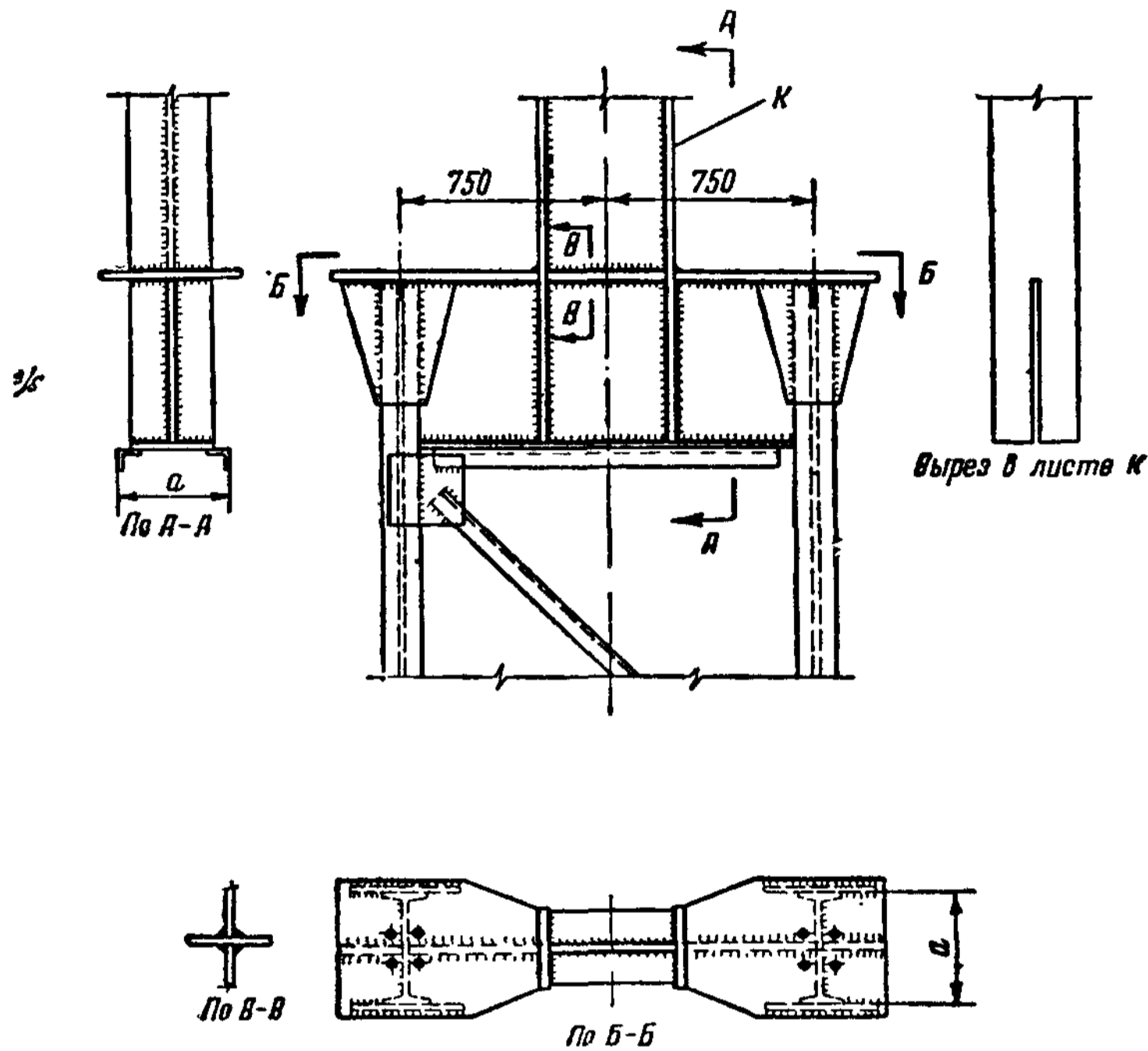


Рис. XV.60. Сопряжение верхней сплошной части колонны с нижней сквозной при помощи диафрагмы

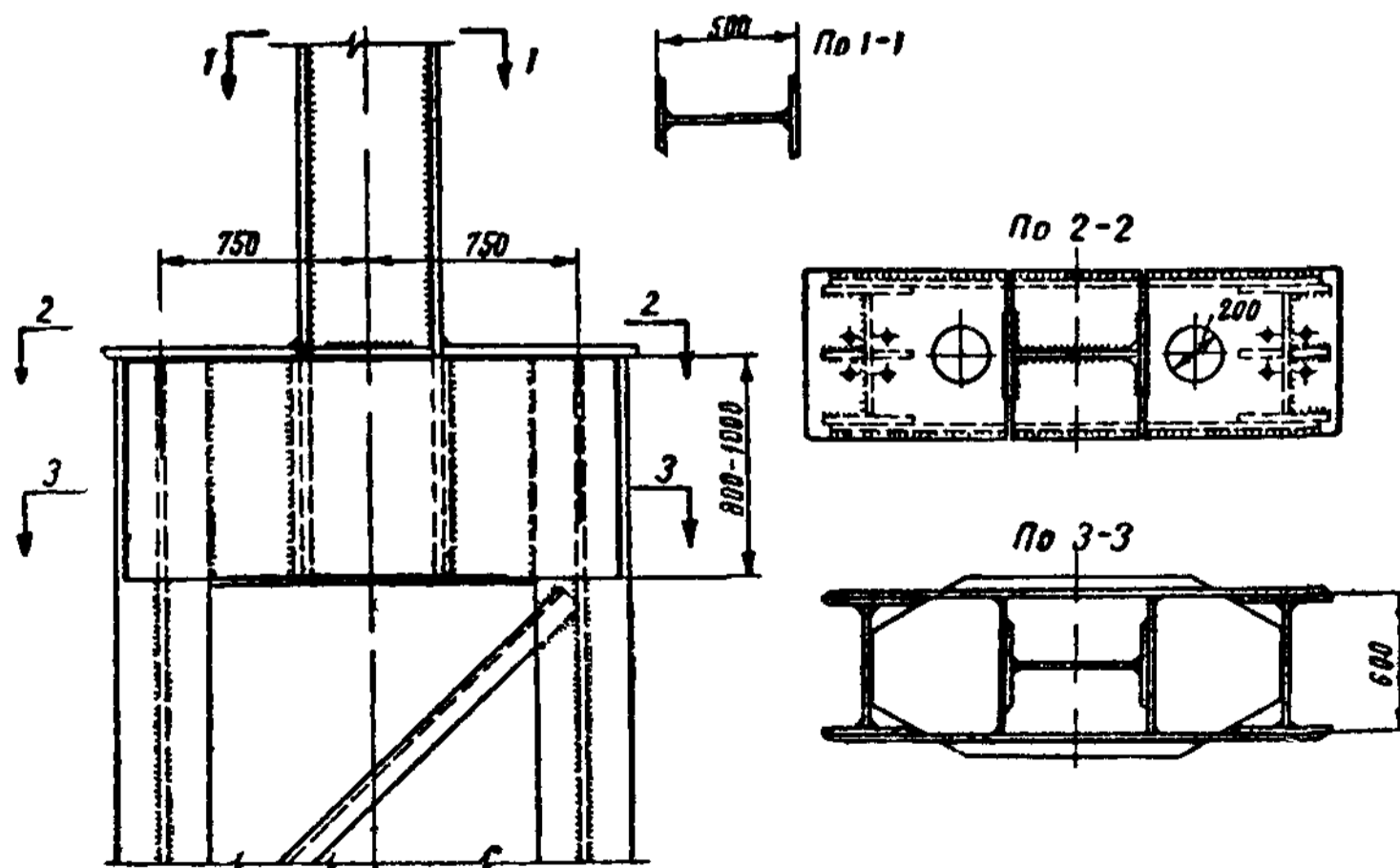


Рис. XV.61. Сопряжение верхней сплошной части колонны с нижней сквозной при помощи коробчатой траверсы

В случае членения колонны по высоте на два отправочных элемента целесообразно укрупнительный стык выносить выше узла сопряжения обеих частей колонны согласно рис. XV.62.

В том случае, если надкрановая часть колонны также сквозная (из двух ветвей), сопряжение может быть осуществлено, как указано на рис. XV.37, б. Ветви надкрановой части привариваются к траверсам нижней части впритык, что дает весьма простое конструктивное решение.

Колонны сплошного сечения. В колоннах со сплошной стенкой подкрановая площадка в основном устраивается так же, как и в сквозных колоннах.

Сопряжение стенок верхней и нижней частей колонны может быть осуществлено горизонтальным стыковым швом или через горизонтальное ребро (рис. XV. 63). Достоинством такого сопряжения является усиление колонны ребром в месте приложения горизонтальных односторонних крановых воздействий (при продольном торможении кранов), вызывающих скручивание стержня колонны. Кроме того, стык через ребро позволяет назначать толщину стенок верхней и нижней частей колонны независимо друг от друга.

Сопряжение наружных поясных листов верхней и нижней частей колонны осуществляется швом в стык. Внутренний поясной лист верхней части колонны соединяется с нижней частью вертикальными угловыми швами, которыми этот лист прикрепляется к стенке нижней части колонны; для этого в нижнем конце внутрен-

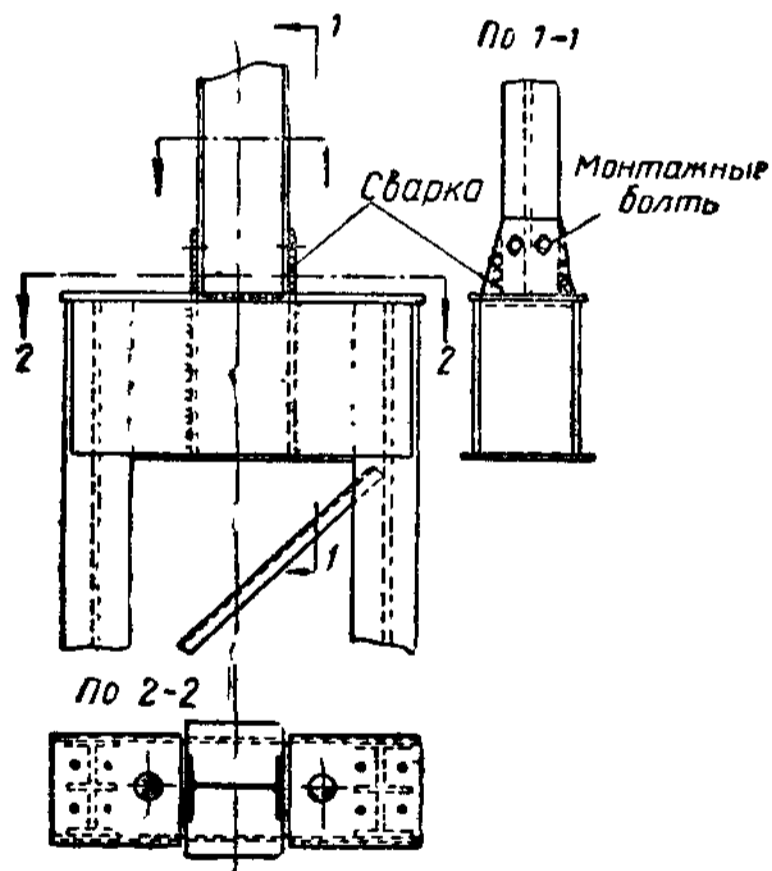


Рис. XV.62. Укрупнительный стык ступенчатой колонны на сварке

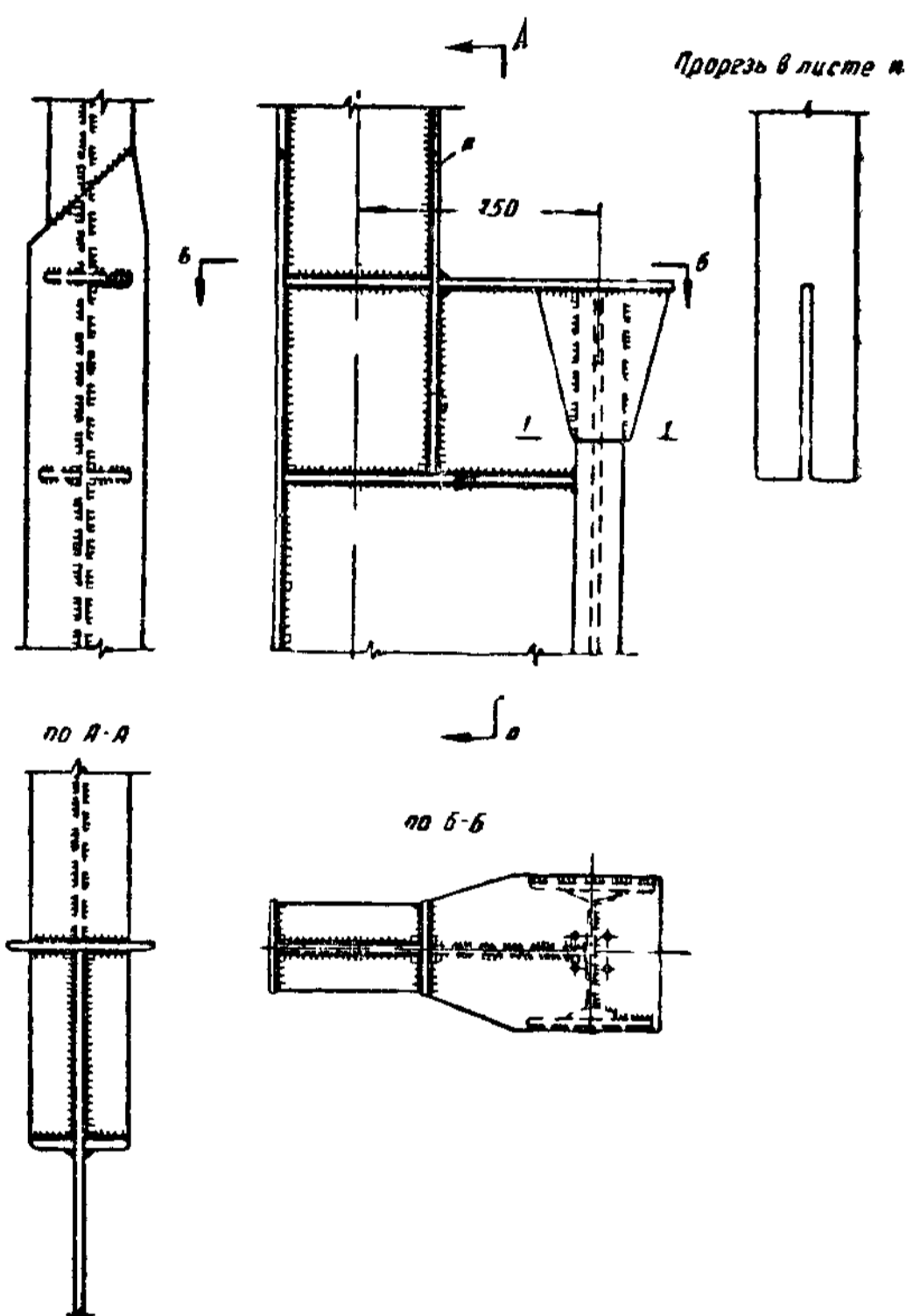


Рис. XV.63. Сопряжение верхней и нижней частей сплошной колонны

него поясного листа делается прорезь (рис. XV. 63). Более простое сопряжение впритык возможно при сравнительно небольших значениях моментов в основании надкрановой части колонны.

в) Раздельные колонны

Устройство подкрановой площадки в раздельных колоннах по существу ничем не отличается от их устройства в сквозных колоннах (рис. XV. 59).

§ 6. КОНСТРУКЦИИ И РАСЧЕТ СВЯЗЕЙ

1. Поперечные горизонтальные связи

Поперечные торцовые связи, расположенные в плоскости нижних поясов стропильных ферм, представляют собой плоские фермы, обычно с крестовой решеткой. Эти фермы воспринимают горизонтальное давление ветра на торец здания, передаваемое на них стойками фахверка. Сечения диагоналей торцовых связей при расчете их на растяжение получаются небольшими и обычно назначаются из одного уголка; их гибкость в вертикальной плоскости (в плоскости действия собственного веса), согласно Техническим условиям, должна быть менее 400, за исключением зданий с тяжелым режимом работы, в которых эта гибкость не должна превышать 300. Сжатые элементы связей (распорки) следует назначать с гибкостью, не превышающей 200.

Сечения элементов торцовых связей обычно получаются небольшими, и потому целесообразно сохранять их и для элементов всех остальных поперечных горизонтальных связей (которые являются нерабочими).

В беспрогонном покрытии распорки верхних связевых ферм целесообразно назначать таврового сечения из двух уголков; при наличии прогонов распорками служат прогоны, которые в этом случае должны иметь гибкость не более 200.

Усиление прогонов швеллерного профиля в случае необходимости возможно введением в сечение уголка.

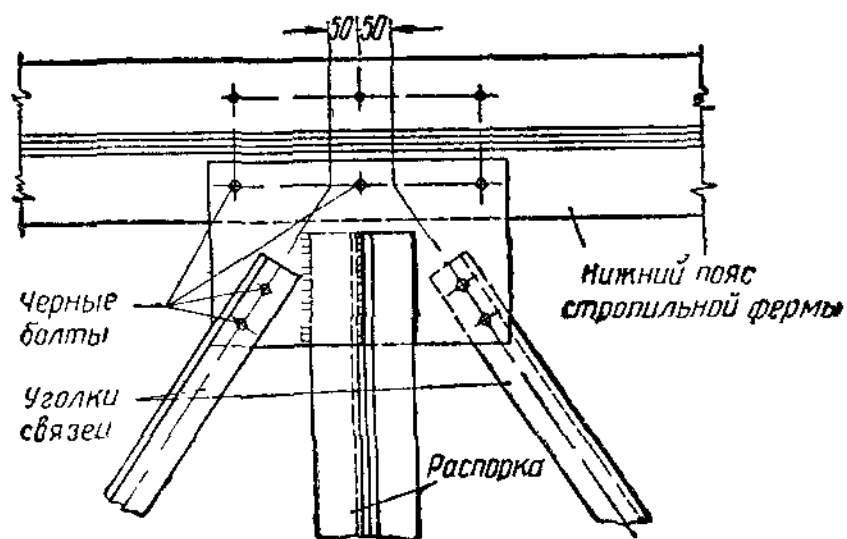


Рис. XV.64. Прикрепление связей к нижнему поясу ферм на четырех болтах

Обычно связи прикрепляются к поясам ферм на черных болтах. При этом кресты горизонтальных связей, как правило, крепят к нижним поясам ферм на общих фасонках с распорками (рис. XV.64).

В цехах с тяжелым режимом работы, где прикрепление связей к нижним поясам ферм на черных болтах недопустимо, целесообразно переходить на монтажную приварку связей к фермам. В этом случае элементы связей прикрепляются к поясам без фасонок. При этом для фиксации правильного положения связей в соединяемых элементах следует предусматривать контрольные отверстия. Во избежание потолочной сварки вертикальные полки уголков должны быть направлены вверх и тогда при пересечении диагоналей возникает необходимость вырезать полки уголков одной системы, что неудобно; при расположении вертикальных полок уголков в разные стороны избежать потолочной сварки при прикреплении уголков с полками вниз можно приваркой коротышей на концах диагоналей (рис. XV.65), позволяющих накладывать уголки на пояса сверху.

2. Продольные горизонтальные связи

При наличии в составе продольного фахверка стоек часть ветровой нагрузки передается стойками в узлы продольных связевых ферм (см. § 2 главы XIV), элементы которых в этом случае должны рассчитываться так же, как это было указано в отношении торцовых попереч-

ных связей. Независимо от работы на ветровую нагрузку продольные связи перераспределяют сосредоточенные усилия от кранов, расположенных у какой-либо колонны, между соседними менее напряженными колоннами в соответствии с данными, приведенными в § 3 настоящей главы.

Точная центрация элементов связей не обязательна.

Как уже указывалось, наряду с широкими связями, располагающимися по всей ширине большой панели нижнего пояса и монтируемыми россыпью, иногда применяются также стандартные габаритные связевые фермы шириной, равной малой панели (3 м), монтируемые в целом виде. Основой таких связевых ферм являются пояса из одного уголка с большой вертикальной полкой, на которые накладываются уголки решетки. Вследствие малой длины калибр уголков решетки может быть невелик (например, 50×50). Длина габаритных связевых ферм равна расстоянию между стропильными фермами.

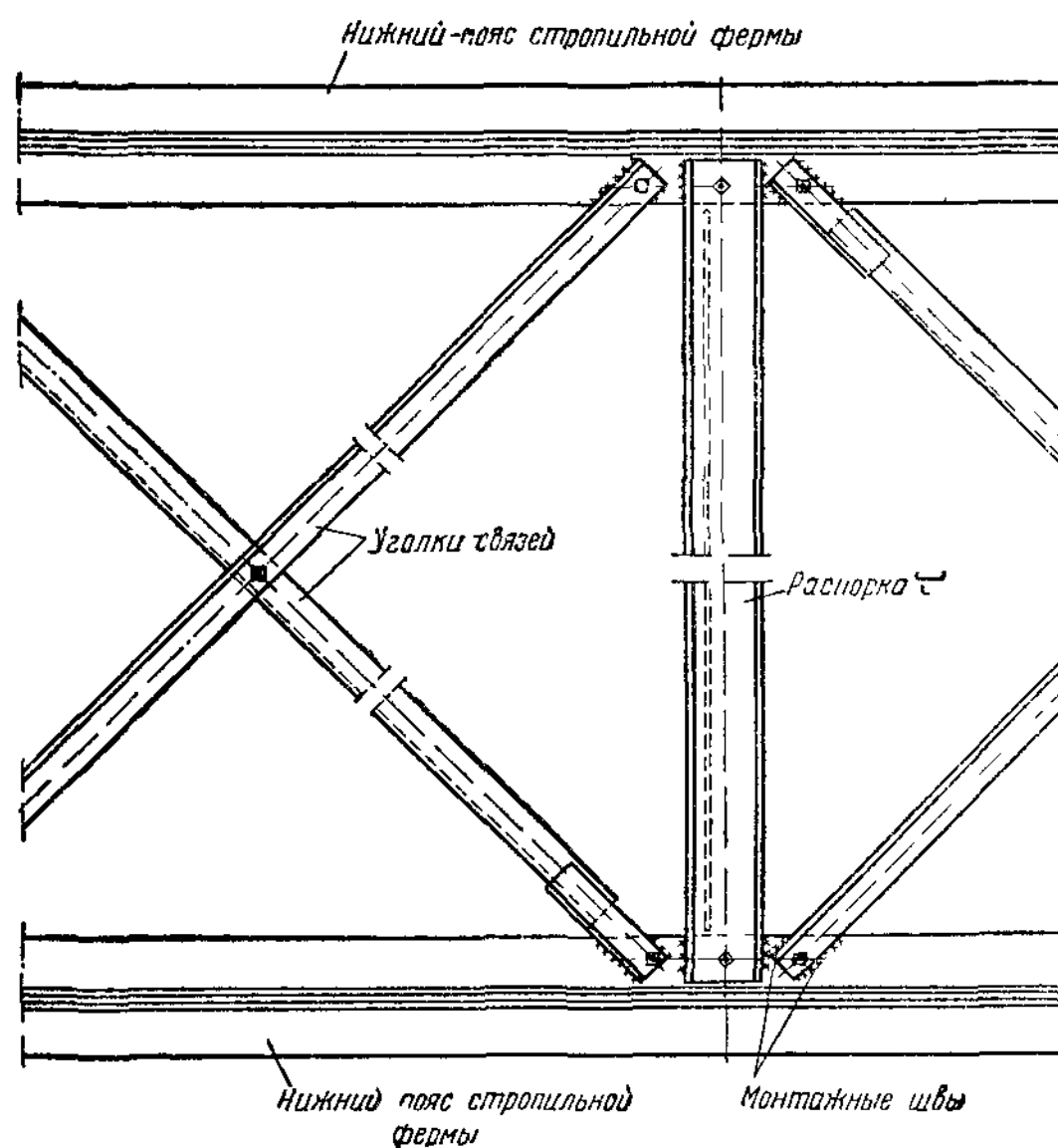


Рис. XV.65. Прикрепление связей к нижним поясам ферм на сварке

3. Вертикальные связи

Вертикальные связи между колоннами, расположенные у торца в надкрановой части здания (верхнем ярусе), должны быть рассчитаны на ветровые нагрузки, передаваемые поперечными горизонтальными торцовыми связями. Они воспринимают небольшие усилия и конструируются из одного уголка.

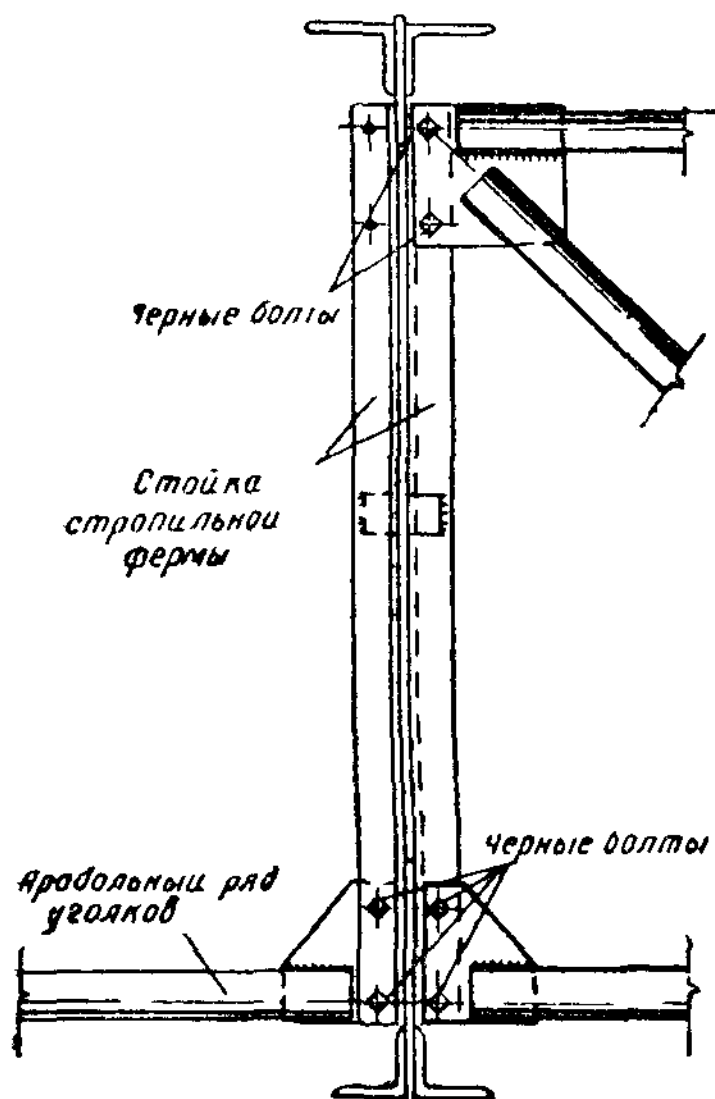
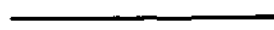


Рис. XV.66. Конструкция прикрепления вертикальных связей между фермами

Нижние вертикальные связи (между подкрановой балкой и базами колонн) воспринимают усилия от ветровых нагрузок и продольного торможения кранов и получаются часто весьма мощными. Они конструируются из уголков или швеллеров и рассчитываются в перекрестной системе на растяжение, так как вследствие их большой длины восприятие ими сжимающих усилий потребовало бы большой затраты материала, что невыгодно. Во избежание возникновения скручивающих усилий в колонне вертикальные связи располагаются в плоскости внутренних (подкрановых) ветвей колонны и крепятся к ним на черных болтах или на монтажной сварке.

Согласно Техническим условиям в зданиях с тяжелым режимом работы гибкость растянутых элементов вертикальных связей, расположенных между основными колоннами ниже подкрановых балок, не должна превышать: 200 — в связях крестовой системы и 150 — в связях другой конструкции.

Промежуточные вертикальные связи между стропильными фермами ставятся по монтажным соображениям; поэтому их элементы не имеют действительных расчетных усилий и сечения их назначаются по предельной гибкости. Прикрепление вертикальных связей к стойкам стропильных ферм показано на рис. XV. 66.



ГЛАВА XVI

ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Нагрузки и материал подкрановых балок

Подкрановые балки воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки от мостовых кранов, а именно: сосредоточенные давления колес кранов и горизонтальные воздействия колес на подкрановый путь. Кроме того, подкрановые балки несут нагрузку от собственного веса и ремонтных материалов, располагаемых иногда на тормозной конструкции. Определение величины сосредоточенных давлений колес рассмотрено в § 2 главы XV.

Определение усилий в балке от колес крана производится по линиям влияния; максимальный момент определяется по правилу Винклера.

Коэффициент динамичности крановой нагрузки зависит от веса и системы мостовых кранов (например, с гибким или жестким подвесом груза), от пролета подкрановой балки, состояния рельсового пути и т. д.; он обычно невелик и по нашим нормам оценивается величиной 1,1.

Подкрановые балки, как правило, рассчитывают на два сближенных крана в предположении их совместной работы (кроме случая монтажных кранов, когда такая работа кранов исключена). Проверку балок на выносливость (для балок зданий с тяжелым режимом работы) производят на нормативную нагрузку от одного крана.

Определение горизонтальных воздействий на подкрановые балки от сил поперечного и продольного торможения рассмотрено в § 2 главы XV. Как указывалось, в зданиях с тяжелым режимом работы горизонтальные поперечные воздействия на подкрановые пути являются существенно повышенными и должны учитываться при расчете верхнего пояса подкрановых балок. Величина этих горизонтальных боковых сил в соответствии с Техническими условиями определяется умножением сил поперечного торможения, вычисленных по формулам § 2 главы XV, на коэффициент α , принимаемый в зависимости от типа и грузоподъемности крана по табл. XVI. 1.

Работа подкрановых балок на динамическую повторную нагрузку заставляет предъявлять особо высокие требования к материалу, к конструктивному оформлению, а также к качеству изготовления и монтажа.

Так, в зданиях, оборудованных кранами весьма тяжелого непрерывного режима работы (здания нагревательных колодцев и некоторые

Т а б л и ц а XVI.1
Значения коэффициентов увеличения горизонтальных крановых
воздействий в зданиях с тяжелым режимом работы

Тип крана	α
1. С гибким подвесом грузоподъемностью в т	
5—10	2,5
15—20	2
30—125	1,5
175—225	1,3
300—350	1,1
2. С жестким подвесом (независимо от грузоподъемности)	1,5

пролеты прокатных цехов), для сварных подкрановых балок допускается применение только малоуглеродистой спокойной стали марки ВСт.3, поставляемой по подгруппе В ГОСТ 380-60 (см. § 2 главы II), а также низколегированной стали марок 15ХСНД и 10ХСНД. В прочих зданиях с тяжелым режимом работы (мартеновские цехи, шихтовые дворы и др.) для сварных балок возможно применение стали марки Ст.3 спокойной (поставляемой по группе А), а также низколегированной стали марки 14Г2.

Для клепаных подкрановых балок требования в отношении материала несколько менее жестки.

Малые подкрановые балки (пролетом 6 м) под краны малой и средней грузоподъемности с успехом конструируются из железобетона; при больших пролетах и нагрузках в железобетонных балках требуется очень много стали для арматуры и крепления рельса, а поэтому стальным балкам следует отдавать предпочтение.

2. Типы подкрановых балок

В зависимости от расположения рельса кранового пути различают подкрановые балки с ездой поверху и с ездой понизу. В первом случае рельсы кранового пути располагаются непосредственно по верхнему поясу подкрановых балок, во втором случае рельсы располагаются у нижнего пояса подкрановых балок. Благодаря значительно большей простоте конструктивного решения балки с ездой поверху имеют преимущественное распространение.

При больших пролетах подкрановые балки с ездой поверху требуют большой строительной высоты, что может повлечь за собой увеличение высоты и кубатуры здания. В таких случаях иногда могут оказаться рациональными балки с ездой понизу.

Подкрановые балки могут быть как сплошные, так и сквозные. Балки с ездой поверху преимущественно проектируются со сплошной стенкой. Однако при больших пролетах ($L \geq 18$ м) и не очень значительных поперечных силах, соответствующих кранам малой и средней грузоподъемности ($Q \leq 30$ т), могут оказаться более выгодными по затрате материала сквозные подкрановые балки комбинированной системы, в которых сплошная, чаще всего прокатная, балка укрепляется сквозной конструкцией (см. § 3 настоящей главы). Сварные подкрановые балки зданий с тяжелым режимом работы рекомендуется проектировать сплошными.

Создание горизонтальной жесткости верхнего пояса балки, необходимой для восприятия сил поперечного торможения, достигается ли-

бо путем непосредственного развития пояса в горизонтальной плоскости (рис. XVI.1, *a—в*), т. е. путем применения балок с неодинаковыми поясами, либо путем устройства особой горизонтальной балки (или фермы), называемой тормозной (рис. XVI.2). Балки с неодинаковыми поясами могут применяться при небольших пролетах (например, 6 м) для кранов грузоподъемностью до 30—50 т.

Горизонтальная жесткость верхнего пояса подкрановой балки необходима также для обеспечения общей устойчивости балки.

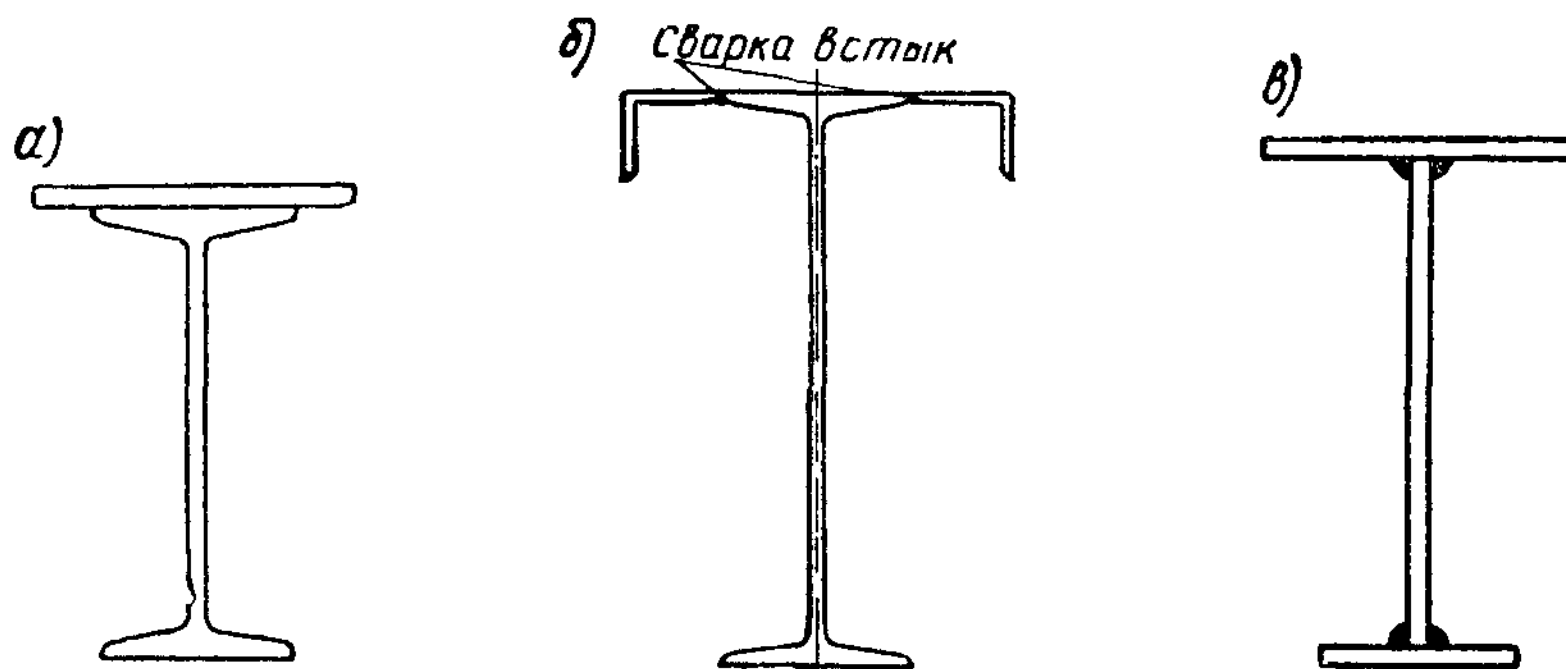


Рис. XVI.1. Развитие верхнего пояса подкрановой балки в горизонтальной плоскости

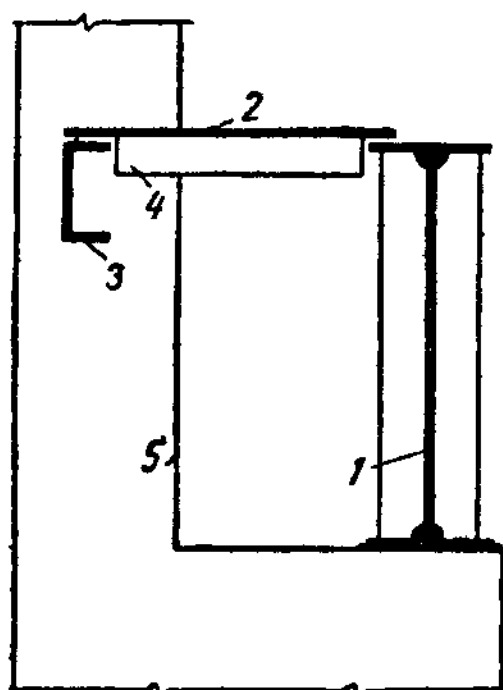


Рис. XVI.2. Устройство специальной тормозной балки

1 — подкрановая балка; 2 — рифленая сталь; 3 — пояс тормозной балки; 4 — ребро жесткости; 5 — колонна

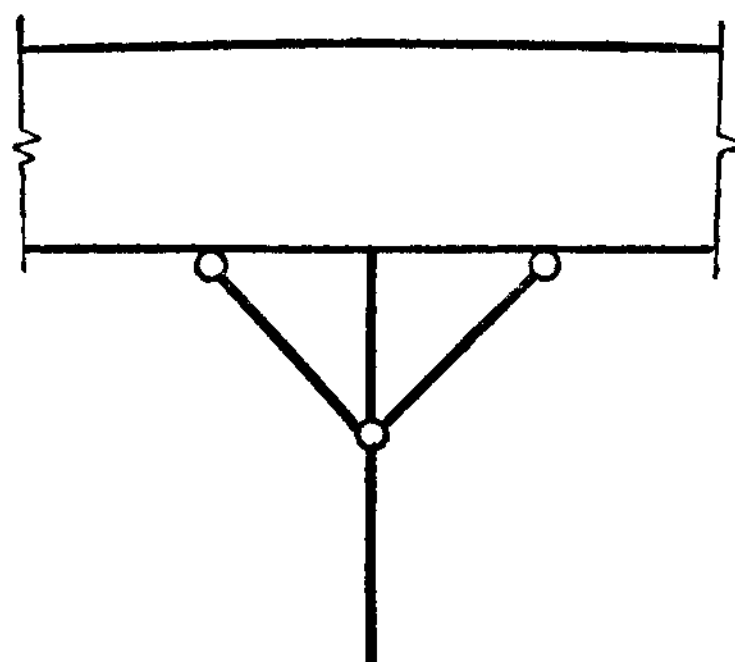


Рис. XVI.3. Неразрезная подкрановая балка с подкосами и предварительно натянутой тягой

В большинстве случаев подкрановые балки проектируют разрезными ввиду бóльшей простоты изготовления и монтажа, а также отсутствия влияния осадки опор, однако в целях экономии стали целесообразно применять неразрезные балки, что особенно выгодно при больших пролетах.

Уменьшение положительных изгибающих моментов в пролетах неразрезных балок может быть достигнуто применением предварительно напряженного напряжения путем поддомкрачивания балок на опорах (см. § 10 главы VIII). Облегчение сечений неразрезной балки возможно также путем применения подкосов и придания балке обратного выгиба подтягиванием вниз ее опорных сечений (рис. XVI.3) или другими мерами.

§ 2. СПЛОШНЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

1. Сечения сплошных подкрановых балок

Простейшим сечением стальной подкрановой балки является двутавровый прокатный профиль с усиленной верхней полкой (рис. XVI. 1, а, б). Однако балки из прокатных двутавров даже при пролете 6 м оказываются достаточными лишь для кранов небольшой грузоподъемности (до 5—10 т), причем они требуют значительного расхода стали. Поэтому наибольшее распространение получили балки составного сечения, преимущественно сварные, годные для восприятия более тяжелых грузов.

Сварные подкрановые балки экономичнее, чем клепаные, как по затрате материала, так и по трудоемкости изготовления. Вместе с тем при применении сварных балок возникают некоторые конструктивные трудности в развитии мощных поясов при кранах большой грузоподъемности (в особенности при больших пролетах).

Высота подкрановых балок определяется соображениями, приведенными в § 2 главы VIII. Независимо от условия наименьшего веса при назначении высоты балки приходится также учитывать условия габарита здания (когда по технологическим условиям бывают заданы отметки головки рельса и низа подкрановой балки) и жесткости. При ограниченной высоте балок необходимо обеспечить установленные требования в отношении их жесткости, а именно: прогиб балок для ручных кранов должен быть не более $1/500l$, для электрических кранов грузоподъемностью до 50 т — $1/600l$ и для кранов большей грузоподъемности — $1/750l$ (где l — пролет балки). Высота подкрановых балок в зависимости от величины расчетной нагрузки изменяется в пределах от $1/5$ до $1/12$ пролета. При увеличении пролета отношение высоты к пролету уменьшается.

Пояса сварных балок целесообразно назначать из одиночных листов универсальной стали больших толщин. Это выгодно как в производственном отношении, так и с точки зрения более равномерной работы поясов и более удобного размещения кранового рельса. Однако толстые листы имеют меньшие сопротивления; поэтому применение листов толщиной более 40 мм не рекомендуется. Методом проплавления можно сплотить сварной многолистовой пакет (см. § 2 главы V), но работа такого пакета хуже работы одиночного листа. В целях экономии стали целесообразно в сварных балках пролетом 12 м и более назначать ширину горизонтальных листов переменной (сохраняя при этом толщину листов одинаковой).

Экспериментальные и теоретические исследования показали, что несущая способность подкрановых балок в значительной степени определяется работой стенки. Поскольку площадь сечения стенки нередко достигает $1/2$ площади всего сечения балки, за счет рационального проектирования стенки может быть достигнута определенная экономия материала.

Толщина стенки сварных подкрановых балок определяется главным образом из условий ее местной устойчивости.

При кранах большой грузоподъемности ($Q \geq 150$ т) и больших пролетах широко применяются клепаные балки ввиду недостаточной изученности работы мощных сварных пакетов. То же относится к кранам с жестким подвесом, оказывающим на подкрановые балки значительные динамические воздействия.

Развитие сечения поясов клепаных балок достигается применением уголков возможно больших калибров и горизонтальных поясных листов, а также добавлением в случае необходимости вертикальных листов (ла-

мелей); ламели выпускаются на 1—2 ряда заклепок ниже вертикальной полки поясного уголка (рис. XVI. 4).

Целесообразно, чтобы площадь элементов пояса, непосредственно прилегающих к стенке (поясных уголков и ламелей), составляла не менее 0,3 общей площади пояса.

Применять более 2—3 горизонтальных листов в поясе подкрановой балки нецелесообразно. Прежде всего при многолистовом пакете возникают конструктивные затруднения в отношении перекрытия стыков, так

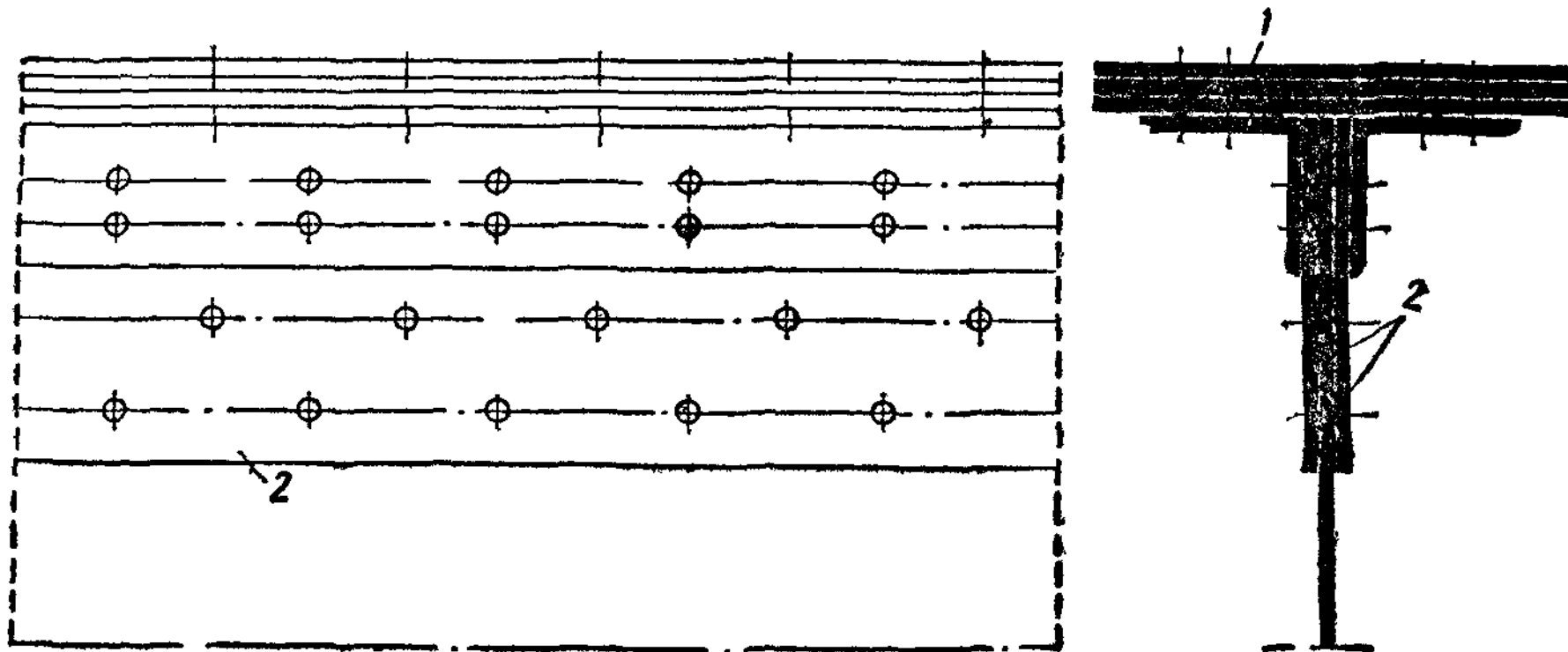


Рис. XVI.4. Развитие сечения пояса клепаной подкрановой балки: 1 — горизонтальные листы; 2 — ламели

как применение стыковых накладок влечет за собой нарушение положения кранового рельса. Это заставляет прибегать к специальным типам стыков (рис. XVI. 11 и XVI. 12). Кроме того, слишком большое развитие сечения горизонтальных листов приводит к увеличению величины сдвигающей силы по оси заклепок $T = \frac{QS_{\text{п}}}{J}$ (где $S_{\text{п}}$ — статический момент

пояса) и, следовательно, к повышению напряжений в горизонтальных поясных заклепках, работа которых при значительных сосредоточенных давлениях колес крана является весьма ответственной.

Толщина вертикальной стенки в клепаных балках, так же как и в сварных, определяется главным образом из условия ее местной устойчивости. Кроме того, при больших давлениях колес крана (более 40—50 т) приобретает значение вопрос сопротивления стенки смятию по линии горизонтальных поясных заклепок. С этой точки зрения постановка ламелей может также оказаться полезной, тем более, что за счет ламелей может быть уменьшена толщина стенки.

Предельная толщина стенки и поясных листов клепаных балок с точки зрения возможности пробивки отверстий на многоштемпельном прессе составляет 20—22 мм.

2. Особенности расчета подкрановых балок

а) Расчет на прочность и выносливость. При подборе сечений подкрановых балок учитывается воздействие на балку как вертикальной, так и горизонтальной нагрузок. На вертикальные нагрузки работает все сечение балки; при воздействии же горизонтальных сил учитывается работа только верхнего пояса, к которому и считаются приложенными силы поперечного и продольного торможения. В действительности силы торможения приложены к головке рельса подкрановых балок, т. е. вне

центра тяжести верхнего пояса, что приводит к закручиванию последнего силами поперечного торможения.

Указанными эксцентриситетами обычно пренебрегают и считают горизонтальные силы приложенными в центре тяжести верхнего пояса балки, несмотря на то, что закручивание весьма вредно отражается на работе балки.

Дополнительные напряжения в верхнем поясе балки, усиленном тормозной балкой, от горизонтальных сил поперечного торможения составляют при обычном расчете около 5% от напряжений, вызванных вертикальной нагрузкой; поэтому подбор сечений подкрановых балок можно производить по расчетному моменту от вертикальной нагрузки, снизив при этом расчетное сопротивление на 5%, с последующей проверкой сечения на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок.

При расчете подкрановых балок учет развития пластических деформаций не допускается. Поэтому проверка прочности сплошной подкрановой балки производится по формулам:

для верхнего волокна балки

$$\sigma = \frac{M_{\text{верт}}}{W_{x_{\text{HT}}}^{\text{в}}} + \frac{M_{\text{T}}}{W_{y_{\text{HT}}}} \leq R; \quad (\text{XVI.1})$$

для нижнего волокна балки

$$\sigma = \frac{M_{\text{верт}}}{W_{x_{\text{HT}}}^{\text{н}}} \leq R, \quad (\text{XVI.2})$$

где $M_{\text{верт}}$ — расчетный момент от вертикальной нагрузки;

M_{T} — расчетный момент от горизонтальных сил, определяемый при той же расстановке грузов, которая была принята при вычислении $M_{\text{верт}}$;

$W_{x_{\text{HT}}}^{\text{в}}, W_{x_{\text{HT}}}^{\text{н}}$ — моменты сопротивления нетто (относительно горизонтальной оси $x-x$) для верхнего и нижнего волокон сечения подкрановой балки;

$W_{y_{\text{HT}}}$ — момент сопротивления (относительно вертикальной оси $y-y$) тормозной балки, включающей также верхний пояс подкрановой балки (рис. XVI.2), а в случае отсутствия тормозной балки — одного только верхнего пояса балки.

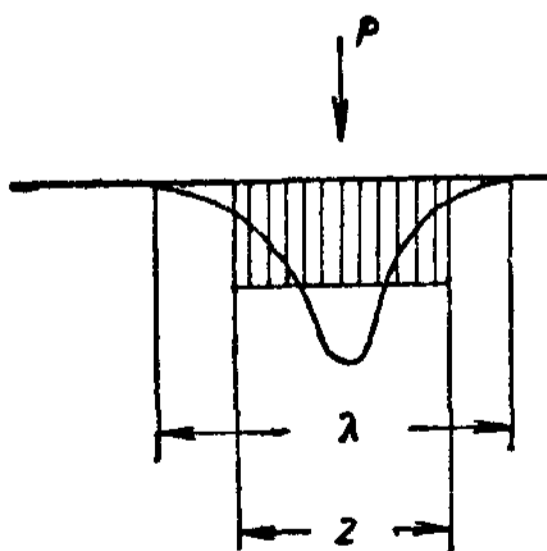


Рис. XVI.5. Распределение сосредоточенного давления по стенке балки

Непосредственно действующее на балку сосредоточенное давление колеса крана распределяется рельсом и поясом балки на некоторый участок стенки (по длине балки). Можно считать, что при передаче сосредоточенной нагрузки пояс изгибается аналогично балке на упругом основании. Таким основанием является стенка, в соответствии с чем эпюра распределения давления получает вид, указанный на рис. XVI.5. Максимальное местное напряжение в стенке под колесом может быть представлено как

$$\sigma_{\text{м}} = \sigma_{y_{\text{макс}}} = \frac{n_1 P}{\delta z}. \quad (\text{XVI.3})$$

Здесь P — расчетная величина давления колеса крана (без учета коэффициента динамичности);

n_1 — дополнительный коэффициент, учитывающий возможность местного повышения давления вследствие неровностей пути, сбитых бандажей и т. д. и принимаемый для подкрановых балок в зданиях с тяжелым режимом работы, равным:

при кранах с жестким подвесом — 1,5;
 при кранах с гибким подвесом — 1,3;
 для прочих подкрановых балок — 1,1;

z — некоторая величина, которая имеет размерность длины и может рассматриваться как условная длина передачи осредненного давления вдоль стенки;

δ — толщина стенки балки.

Длина z зависит от момента инерции пояса, толщины стенки и вида соединения пояса со стенкой; с некоторым округлением она, по исследованиям Б. М. Броуде¹, может быть представлена в виде

$$z = c \sqrt[3]{\frac{J_{\text{п}}}{\delta_{\text{ст}}}}, \quad (\text{XVI.4})$$

где c — коэффициент, зависящий от вида поясных соединений (при сварных швах $c = 3,25$, при заклепках $c = 3,75$);

$J_{\text{п}}$ — сумма моментов инерции пояса балки и кранового рельса; в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса, $J_{\text{п}}$ — общий момент инерции рельса и пояса.

Формула (XVI. 4) достаточно хорошо проверена на опыте. В соответствии с Техническими условиями стенка подкрановых балок должна быть проверена на прочность от местного давления по формуле

$$\sigma_{\text{м}} = \frac{n_1 P}{\delta z} \leq R. \quad (\text{XVI.5})$$

Наличие третьего напряжения $\sigma_y = \sigma_{\text{м}}$ заставляет, кроме того, проверять приведенное напряжение по формуле

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq R. \quad (\text{XVI.6})$$

Эта проверка производится на уровне сварного шва или по крайней риске поясных заклепок в месте изменения сечения пояса.

Подкрановые балки зданий с тяжелым режимом работы, как непосредственно воспринимающие интенсивно действующие подвижные нагрузки, должны рассчитываться на выносливость от нормативной нагрузки одного крана, в связи с чем расчетные сопротивления основного металла, а также сварных и заклепочных соединений снижаются умножением на коэффициент γ согласно указаниям глав III, V и VI. Прочие подкрановые балки на выносливость не рассчитываются.

Условия работы подкрановой балки на усталость резко ухудшаются от закручивания верхнего пояса, которое получается в результате внецентренного расположения рельса и эксцентричного приложения горизонтальных усилий (рис. XVI.6).

При каждом проходе колеса крана пояс скручивается и на гранях стенки появляются знакопеременные напряжения. Таким образом, в этом месте даже разрезная балка работает на знакопеременные напряжения, хотя вертикальные усилия в ней однозначны (что существенно снижает вибрационную прочность). Как показывают экспериментальные иссле-

¹ Б. М. Броуде, Распределение сосредоточенного давления в металлических балках, Стройиздат, 1950.

дования¹, здесь имеет место низкая вибрационная прочность и нередко появляются трещины. Мерами борьбы в этом отношении могут явиться местное утолщение стенки (рис. XVI.7, а) или повышение жесткости пояса на кручение приваркой наклонных ламелей, продольных ребер и т. д. (рис. XVI.7, б).

б) Проверка общей устойчивости балок. Общая устойчивость подкрановых балок, имеющих развитый верхний пояс (или тормозную конструкцию), является достаточно высокой и потому не требует специальной проверки, за исключением малых балок, для которых такая проверка должна производиться по формулам (III.31), (III.35) и (III.37).

Потеря устойчивости происходит по изгибно-крутильной форме (стесненное кручение). Имея в виду неизбежные эксцентриситеты приложения нагрузки, полезно для улучшения работы балки уменьшать расстояние между основными ребрами жесткости,

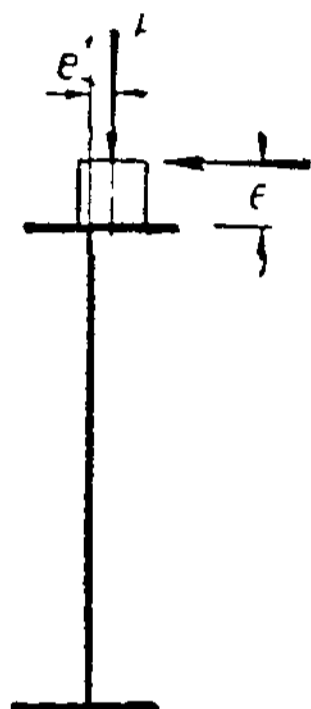


Рис. XVI.6. Эксцентричное приложение нагрузки к подкрановой балке

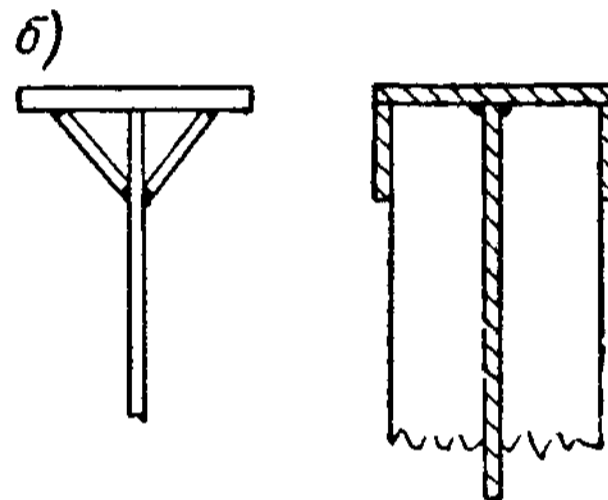
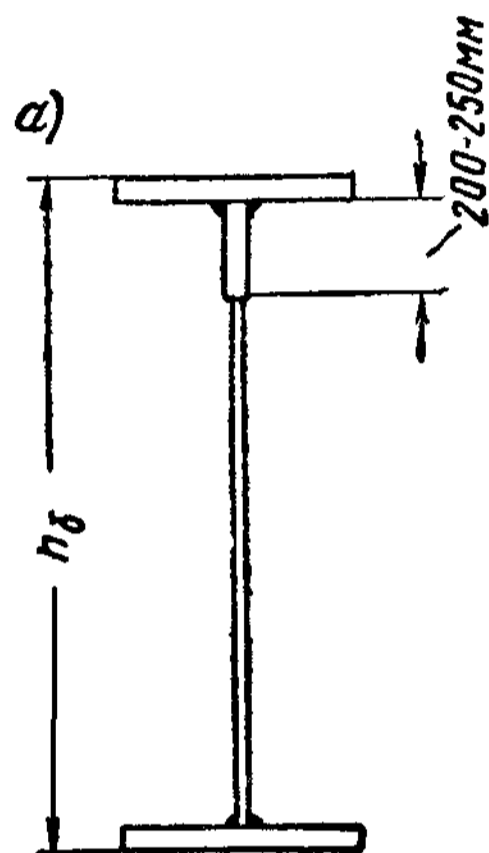


Рис. XVI.7. Конструктивные мероприятия по повышению жесткости верхнего пояса против закручивания

располагая их с интервалами, не превышающими высоты стенки балки, присоединять ребра жесткости к обоим поясам балки, а также укреплять пояса против скручивания (рис. XVI.7, б).

Приходится, однако, отметить, что вследствие жесткости кранового моста, препятствующего поворачиванию балки, скручивающий момент является активным лишь в небольшой своей части.

Напряженное состояние балки при эксцентричном приложении нагрузки может быть определено по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_0 W} + \frac{B \omega_1}{J \omega}, \quad (\text{XVI.7})$$

где B — бимомент нагрузки;

ω_1 — секториальная площадь по полке;

J — секториальный момент инерции (см. § 8 главы II).

Необходимо в процессе эксплуатации следить за правильным положением крановых рельсов на балках, не допуская эксцентриситета более 1 см.

Смещение рельса с оси стенки вызывает резкое перенапряжение поясных швов, условия работы которых и без того достаточно тяжелы, так как они воспринимают динамические воздействия кранов и к тому же находятся в сложном напряженном состоянии.

¹ Н. С. Москалев, Борьба с усталостными разрушениями сварных подкрановых ферм, сборник МИСИ № 22, «Стальные конструкции», 1958.

в) Проверка местной устойчивости стенки. Проверка местной устойчивости стенки подкрановых балок является особенно важной ввиду больших значений поперечных сил. Эта проверка должна производиться с учетом всех трех компонентов напряженного состояния: σ_x , σ_y , τ_{xy} .

Наличие местных сминающих напряжений σ_y (σ_m), определяемых для верхней кромки стенки формулой (XVI. 3), значительно ухудшает устойчивость стенки балки. Критическое значение напряжений $\sigma_{укр}$ как нормальных напряжений выражается формулой (VIII.46), аналогичной формуле (II.35):

$$\sigma_{укр} = k_1 \left(\frac{\delta_{ст}}{a} \right)^2 10^4 \text{ кг/см}^2, \quad (\text{XVI.8})$$

где a — ширина пластинки, перпендикулярная направлению напряжения.

Напряжения σ_y имеют наибольшие значения по нагруженной кромке стенки и равны нулю по свободной кромке, которая может считаться закрепленной от потери устойчивости. Поэтому чем уже пластинка по направлению действия напряжений, т. е. чем меньше высота пластинки h , тем влияние свободной кромки больше, и устойчивость пластинки выше.

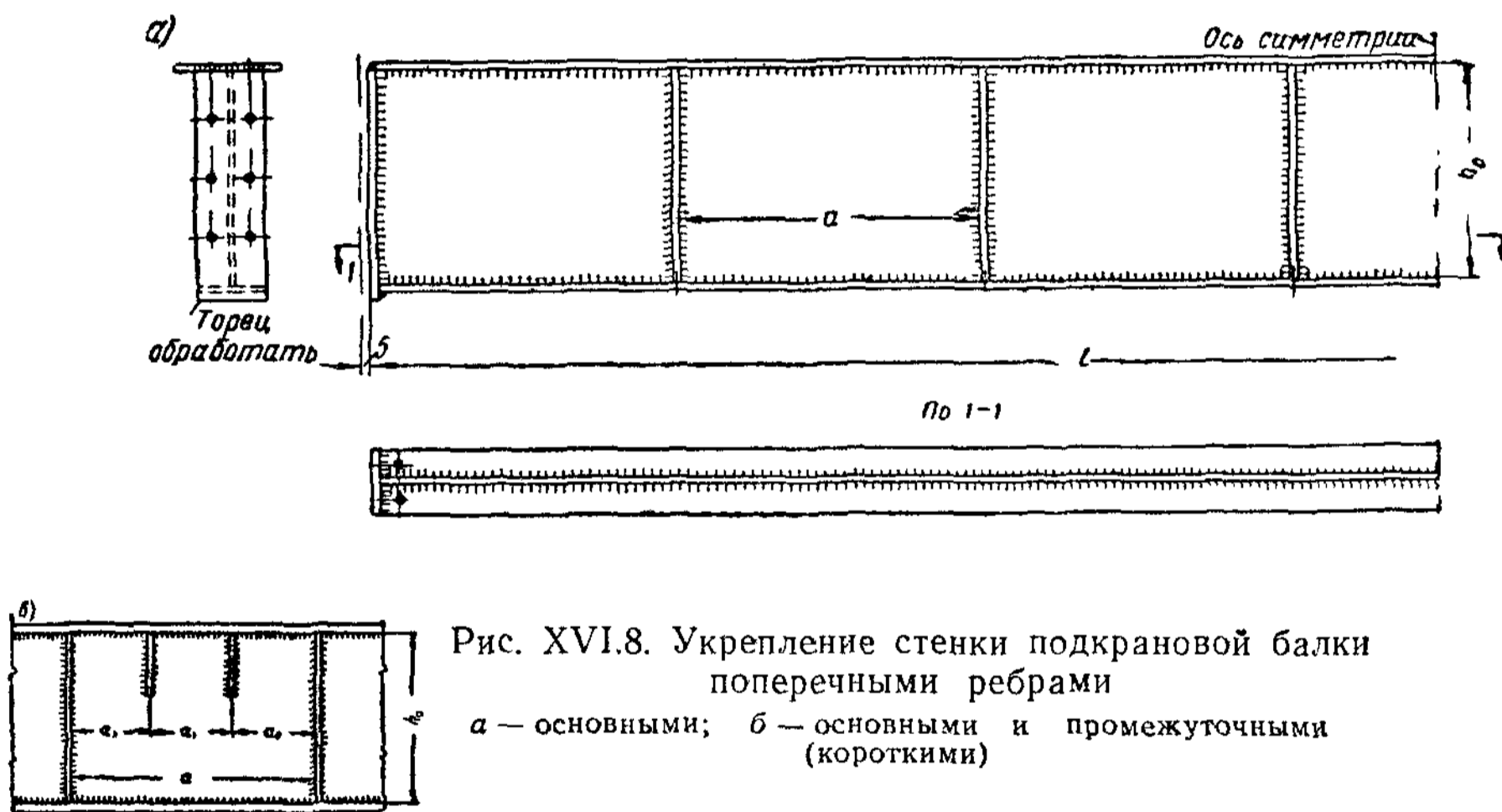


Рис. XVI.8. Укрепление стенки подкрановой балки поперечными ребрами
 а — основными; б — основными и промежуточными (короткими)

В соответствии с этим коэффициент k_1 в формуле (XVI. 8) возрастает с увеличением отношения $\frac{a}{h_0}$, т. е. отношения расстояния между поперечными ребрами к расчетной высоте стенки (рис. XVI.8, а).

Кроме того, устойчивость стенки зависит от закрепления ее нагруженной кромки в поясе, т. е. от соотношения моментов инерции при кручении пояса и стенки. В соответствии с этим коэффициент k_1 является функцией параметра

$$\gamma_1 = C_1 \frac{b_{п}}{h_0} \left(\frac{\delta_{п}}{\delta_{ст}} \right)^3, \quad (\text{XVI.9})$$

где $b_{п}$ и $\delta_{п}$ — ширина и толщина пояса;
 $\delta_{ст}$ и h_0 — толщина и высота стенки.

Коэффициент C_1 выражает влияние рельса. Если рельс приварен, $C_1 = \infty$, если не приварен, $C_1 = 2$. Зависимость коэффициента k_1 от $\frac{a}{h_0}$ и γ_1 для сварных балок указана в табл. XVI. 2.

Таблица XVI.2

Значения коэффициента k_1 формулы (XVI.8)

γ_1	a/h_0							
	0,5	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$\leq 0,8$	2020	3010	3610	4020	4560	5200	5920	6750
1	2070	3120	3800	4260	4880	5580	6340	7280
2	2130	3330	4160	4800	5660	6570	7530	8710
4	2170	3470	4450	5280	6370	7560	8830	10350
6	2180	3520	4570	5490	6690	8030	9440	11180
10	2190	3570	4670	5680	7050	8610	10160	12060
≥ 30	2210	3650	4850	6080	7680	9490	11460	13860

Для клепаных балок коэффициент k_1 определяется по табл. XVI.2 при значении $\gamma_1 = 10$.

Известно, что стенка подкрановой балки теряет устойчивость при совокупном действии напряжений σ_x , σ_y и τ .

Очевидно, критические напряжения при совокупном действии всех этих факторов будут меньше, чем при действии только одного фактора, и потому:

$$s = \frac{\sigma_{x \text{ кр}}^{\sigma_y, \tau}}{\sigma_{r \text{ кр}}} < 1;$$

$$t = \frac{\tau_{\text{кр}}^{\sigma_x, \sigma_y}}{\tau_{\text{кр}}} < 1;$$

$$u = \frac{\sigma_{y \text{ кр}}^{\sigma_x, \tau}}{\sigma_{y \text{ кр}}} < 1.$$

Здесь напряжения с верхними индексами обозначают критические напряжения при действии всех факторов в совокупности.

В § 7 главы II уже было отмечено, что, рассматривая величины s , u , t как координаты, мы можем представить области устойчивого и неустойчивого равновесия стенки как некоторые пространства, разграниченные поверхностью, которая должна быть выпуклой.

Задавшись поверхностью 2-го порядка, получим

$$s^2 + u^2 + t^2 + \alpha_1 su + \alpha_2 st + \alpha_3 ut = 1. \quad (\text{XVI.10})$$

Коэффициенты α этого уравнения равняются $\alpha_1 \approx 2$; $\alpha_2 \approx \frac{1}{6}$, α_3 — очень незначительная величина.

Пренебрегая (ввиду весьма малого их влияния) членами, содержащими α_2 и α_3 , можно выражение (XVI.10) переписать так:

$$(s + u)^2 + t^2 = 1 \quad (\text{XVI.11})$$

или

$$\left(\frac{\sigma_{x \text{ кр}}^{\sigma_y, \tau}}{\sigma_{x \text{ кр}}} + \frac{\sigma_{y \text{ кр}}^{\sigma_x, \tau}}{\sigma_{y \text{ кр}}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{\text{кр}}^{\sigma_x, \sigma_y}}{\tau_{\text{кр}}} \right)^2 = 1. \quad (\text{XVI.12})$$

Поскольку фактические напряжения σ_x, σ_y, τ должны быть меньше критических $\sigma_{x\text{кр}}, \sigma_{y\text{кр}}, \tau_{\text{кр}}$, то можно положить

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{x\text{кр}}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y\text{кр}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}}\right)^2 < 1. \quad (\text{XVI.13})$$

При проверке устойчивости стенки подкрановых балок вводится еще коэффициент условий работы $m = 0,9$, учитывающий возможное смещение кранового рельса с оси стенки, и, таким образом, условие потери устойчивости может быть представлено в виде

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{x\text{кр}}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y\text{кр}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}}\right)^2} \leq 0,9. \quad (\text{XVI.14})$$

По этой формуле и проверяется устойчивость стенки подкрановых балок.

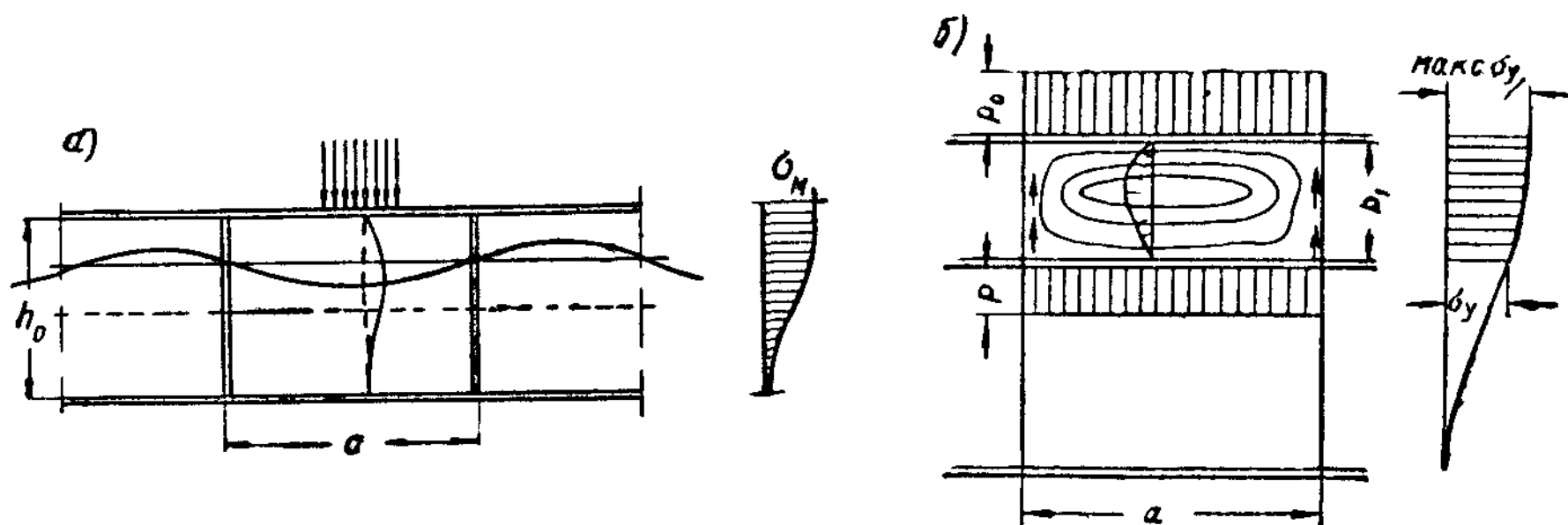


Рис. XVI.9. К проверке местной устойчивости стенки балки

При этом $\sigma_{x\text{кр}}$ и $\tau_{\text{кр}}$ определяются по формулам (VIII. 50) и (VIII. 51), $\sigma_{y\text{кр}}$ ($\sigma_{m\text{кр}}$) — по формуле (XVI. 8).

При потере устойчивости под действием напряжений σ_y в верхней части стенки балки образуется горизонтальная полуволна выпучивания, которая препятствует образованию вертикальных волн выпучивания под действием напряжений σ_x (рис. XVI.9, a). Поэтому при больших расстояниях между поперечными ребрами (при $\frac{a}{h_0} > 0,8$), когда от напряжений σ_x может появиться несколько полуволн (см. § 5 главы VIII), последние могут и не образоваться, что ведет к повышению критических напряжений σ_x . В этом случае (при $\frac{a}{h_0} > 0,8$) коэффициент k в формуле критических нормальных напряжений $\sigma_{x\text{кр}}$ (VIII. 50) заменяется коэффициентом k_2 , принимаемым в функции отношения $\frac{a}{h_0}$ по табл. XVI.3.

Таблица XVI.3

Значения коэффициента k_2

$\frac{a}{h_0}$	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5
k_2	6 300	8 230	9 500	11 100	13 020	15 250	17 790	25 100

Повышение напряжения $\sigma_{x\text{кр}}$ сопровождается понижением напряжения $\sigma_{y\text{кр}}$ вследствие увеличения расстояния a между ребрами [см. формулу (XVI.8)]. Поэтому необходимо производить вторую проверку на случай образования от напряжений $\sigma_{y\text{кр}}$ двух волн длиной $\frac{a}{2} < h_0$. В этом случае $\sigma_{x\text{кр}}$ определяется по формуле (VIII.50) с подстановкой в нее коэффициента k_2 , а $\sigma_{y\text{кр}}$ — по формуле (XVI.8) с подстановкой $\frac{a}{2}$ вместо a как в формулу (XVI.8), так и в табл. XVI.2 (a — расстояние между ребрами жесткости).

Решающей будет та комбинация величин $\sigma_{x\text{кр}}$, $\sigma_{y\text{кр}}$ и $\tau_{\text{кр}}$, которая даст меньшее напряжение потери устойчивости или которая потребует в условии устойчивости меньших значений напряжений σ_x , σ_y и τ .

Согласно Техническим условиям вторая проверка требуется только тогда, когда отношение $\frac{\sigma_y}{\sigma_x}$ меньше значений, приведенных в табл. XVI.4.

Таблица XVI.4

При $\frac{a}{h_0} =$	0,8	1,2	1,6	2	
$\frac{\sigma_y}{\sigma_x}$	0	0,25	0,4	0,5	При $\gamma_1 \leq 4$
	0	0,3	0,6	0,8	При $\gamma_1 \geq 10$

Учитывая преобладающее значение σ_y для устойчивости стенок подкрановых балок, не следует при значительных напряжениях смятия располагать ребра жесткости на расстояниях, больших, чем высота стенки.

Как уже указывалось, величина сминающих напряжений σ_y зависит от длины z распределения давления P колеса крана по длине балки [см. формулу (XVI.3)]. Для уменьшения напряжения σ_y надо стремиться к увеличению длины z , что может быть достигнуто путем усиления связи кранового рельса с поясом. Увеличению длины распределения z способствует приварка рельса к поясу непрерывными швами; это повышает местную устойчивость стенки (при воздействии сминающих напряжений) на 30—60%.

Однако при соединении кранового рельса с поясом балки путем сварки невозможно производить последующую рихтовку рельса; кроме того, в процессе эксплуатации неизбежно приходится менять рельсы (как вследствие их износа, так и вследствие местных повреждений), что при наличии сварного соединения рельса с поясом трудно осуществить без опасности повреждения верхнего пояса балки. Вследствие этого такое соединение допускается только при кранах небольшой грузоподъемности легкого и среднего режима работы.

Повышение критических напряжений $\sigma_{y\text{кр}}$ достигается прежде всего за счет уменьшения расстояния a . Поэтому при больших сосредоточенных давлениях колес крана иногда прибегают к устройству промежуточных коротких ребер (рис. XVI. 8, б).

Высота короткого ребра должна быть не менее 0,3 высоты стенки и не менее 0,4 a_1 , где a_1 — расстояние между двумя промежуточными короткими ребрами или между коротким и основным поперечным ребрами.

Применение коротких ребер жесткости в сварных балках вызывает неравномерное по высоте балки сокращение ее длины от усадочных напряжений вследствие несимметричного расположения ребер. Поэтому

в случае применения коротких ребер их следует приваривать к стенке швами минимальной толщины (4 мм). Кроме того, в месте обрыва коротких ребер создаются очаги концентрации напряжений, которые в балках зданий с тяжелым режимом работы вследствие многократных повторных нагрузок могут привести к образованию трещин в стенке, в особенности, если концы швов, которыми приварены ребра, не подвергнуты специальной обработке. Учитывая вышеизложенное, прибегать к устройству коротких промежуточных ребер в сварных балках следует лишь в случае крайней необходимости. Более рационально утолщение стенки в верхней ее части (рис. XVI 7, а).

В клепаных балках короткие ребра не имеют указанных недостатков.

В случае применения коротких ребер жесткости проверку устойчивости стенки следует производить дважды:

1) в предположении, что короткие ребра отсутствуют и $\sigma_y = 0$ по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{x \text{ кр}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}}\right)^2} \leq 0,9; \quad (\text{XVI.15})$$

2) по формуле

$$1,5\sigma_y \left(\frac{a_1}{100\delta}\right)^2 \leq 1, \quad (\text{XVI.16})$$

где σ_y в т/см².

В § 5 главы VIII отмечено, что в балках больших пролетов с относительно тонкими стенками (при $\frac{h_0}{\delta} > 160$ для стали 3) целесообразно устройство продольного ребра жесткости.

Продольное ребро располагается обычно на расстоянии $b_1 = (0,2 \div 0,25)h$ от сжатой кромки стенки; обе пластинки, на которые ребро делит отсек, проверяются отдельно.

В верхней пластинке между поясом и ребром действуют нормальные напряжения σ_x , сминающие напряжения σ_y и касательные τ .

Условие потери устойчивости определяется в данном случае граничной поверхностью, представляющей собой параболоид

$$s + u + t^2 = 1. \quad (\text{XVI.17})$$

Как было отмечено, при проверке устойчивости стенки подкрановых балок вводится коэффициент условий работы $m = 0,9$ и, таким образом:

$$s + u + t^2 = 0,9. \quad (\text{XVI.17}')$$

Критическое напряжение $\sigma_{x \text{ кр}}$ в верхней пластинке при отсутствии сминающих напряжений выражается формулой (VIII. 58). Сминающие напряжения σ_y , препятствуя образованию волн выпучивания, повышают критическое напряжение $\sigma_{x \text{ кр}}$ до значений

$$\sigma_{x \text{ кр}} = \sigma_{x \text{ кр}} \frac{(1 + \mu_1^2)^2}{4\mu_1^2}. \quad (\text{XVI.18})$$

$$\text{Здесь } \mu_1 = \frac{a}{b_1},$$

где a — расстояние между поперечными ребрами жесткости;
 b_1 — расстояние от верхнего пояса до продольного ребра.

Напряжение $\sigma_{y \text{ кр}}$ является критическим напряжением узкой пластинки, сжатой с одной стороны внешней нагрузкой $p_0 = \sigma_{y \text{ макс}}$, а с другой — напряжением $p = \sigma_y$ на уровне продольного ребра (рис. XVI.9, б), что ухудшает условия устойчивости.

В указанных условиях критическое напряжение

$$\sigma_{y \text{ кр}} = k' \frac{(1 + \mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{\delta}{a} \right)^2 10^4 \text{ т/см}^2, \quad (\text{XVI.19})$$

где k' — коэффициент, равный 0,36 при $\mu_1 = 1$ и 0,45 при $\mu_1 \geq 2$.

Влиянием сминающих напряжений на работу нижней пластинки (от продольного ребра до нижнего пояса) можно пренебречь; тогда условие потери устойчивости пластинки будет зависеть только от двух компонентов и может быть выражено формулой (VIII. 56), где критические напряжения определяются по формулам (VIII. 61) и (VIII. 51).

Если верхняя пластинка укрепляется дополнительно короткими поперечными ребрами, их следует доводить до продольного ребра.

Размеры поперечных и продольных ребер жесткости устанавливаются по тем же формулам, как и в простых балках (см. § 5 главы VIII).

г) **Особенности расчета поясных швов и заклепок.** В подкрановых балках поясные швы или заклепки, соединяющие верхний пояс с вертикальной стенкой, рассчитываются не только на горизонтальные сдвигающие усилия, но также и на вертикальные местные воздействия колес кранов.

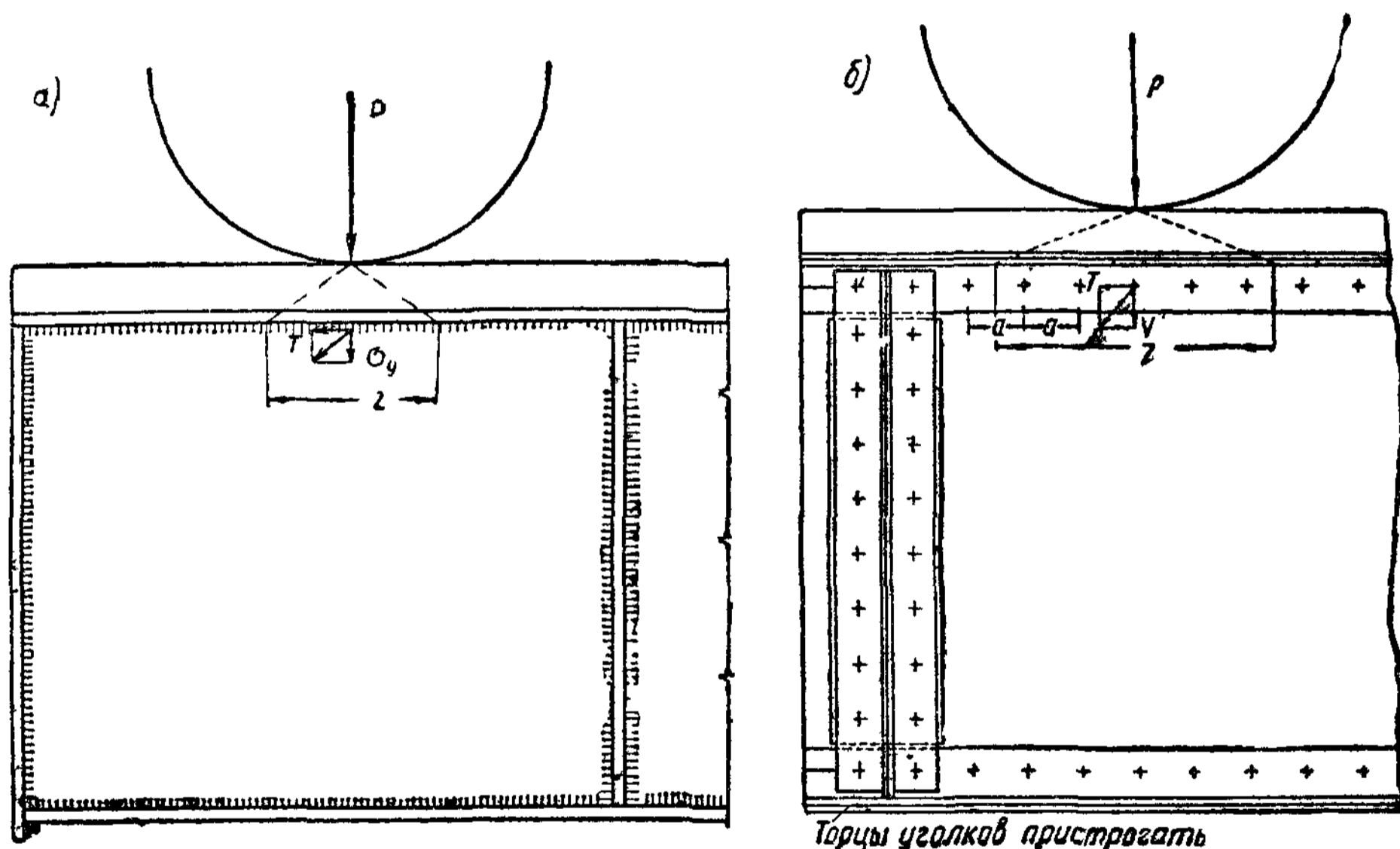


Рис. XVI.10. К расчету поясных швов и заклепок в подкрановых балках

В сварных балках расчетное напряжение в верхних поясных швах условно определяется, как геометрическая сумма касательных напряжений от действия сил сдвига T и нормальных напряжений σ_y , и, следовательно, условие прочности выразится формулой (рис. XVI.10, а)

$$\sqrt{\tau^2 + \sigma_y^2} \leq R_y^{св}. \quad (\text{XVI.20})$$

Здесь

$$\tau = \frac{T}{2F_{ш}} = \frac{QS_{п}}{2\beta n_{ш} J_{бр}} \quad \text{и} \quad \sigma_y = \frac{n_1 P}{2\beta h_{ш} \cdot z}. \quad (\text{XVI.21})$$

где β — коэффициент, зависящий от вида сварки (см. стр. 178);
 R_y^{CB} — расчетное сопротивление угловых швов.
 Отсюда

$$h_{ш} \geq \frac{1}{2\beta R_y^{CB}} \sqrt{\left(\frac{QS_{II}}{J_{6p}}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2}$$

(значения коэффициента n_1 см. на стр. 563).

В подкрановых балках зданий с тяжелым режимом работы швы, прикрепляющие верхний пояс к стенке, должны выполняться с проваром на всю толщину стенки.

Для обеспечения такого провара при ручной и полуавтоматической сварке кромку стенки при толщине ее 10 мм и более следует обрабатывать по К-образной форме (рис. V.17); при автоматической сварке стенку следует обрабатывать по К-образной форме при толщине ее 14 мм и более. При сварке с проваром на всю толщину стенки можно считать шов равнопрочным со стенкой.

Швы, прикрепляющие нижний пояс к стенке, разрешается выполнять без К-образной обработки. Поясные швы сварных подкрановых балок следует, как правило, выполнять автоматической сваркой.

Аналогичным образом проверяется прочность заклепочных соединений верхнего пояса со стенкой в клепаных балках (рис. XVI.10, б).

Равнодействующая усилий от силы сдвига T и вертикального давления V , приложенных к заклепке:

$$R^{\text{закл}} = \sqrt{T^2 + V^2} \leq [N]^{\text{закл}}, \quad (\text{XVI.22})$$

где при шаге заклепок a

$$T = \frac{QS_{II}}{J_{6p}} a \quad \text{и} \quad V = \frac{n_1 P}{z} a;$$

$[N]^{\text{закл}}$ — расчетное усилие заклепки.

Отсюда

$$a \leq \frac{[N]^{\text{закл}}}{\sqrt{\left(\frac{QS_{II}}{J_{6p}}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2}}. \quad (\text{XVI.23})$$

Уменьшение усилия в горизонтальных заклепках верхнего пояса может быть достигнуто путем пристрожки верхней кромки вертикального листа к нижней поверхности горизонтального листа до плотного с ним соприкосновения.

В этом случае при расчете заклепок разрешается уменьшать величину вертикального воздействия колес крана, умножая его на 0,4.

Указанное мероприятие целесообразно при больших давлениях колес кранов (например 40 т и более).

3. Особенности стыков сплошных подкрановых балок

Соединения поясов сварных подкрановых балок осуществляются косым или прямым стыковым швом, не препятствующим расположению рельса. В том случае, когда стыки завариваются на монтаже, должны быть соблюдены все конструктивные требования, относящиеся к монтажным стыкам (см. § 6 главы VIII).

Стыки вертикальной стенки сварных подкрановых балок не отличаются от стыков обычных сварных балок.

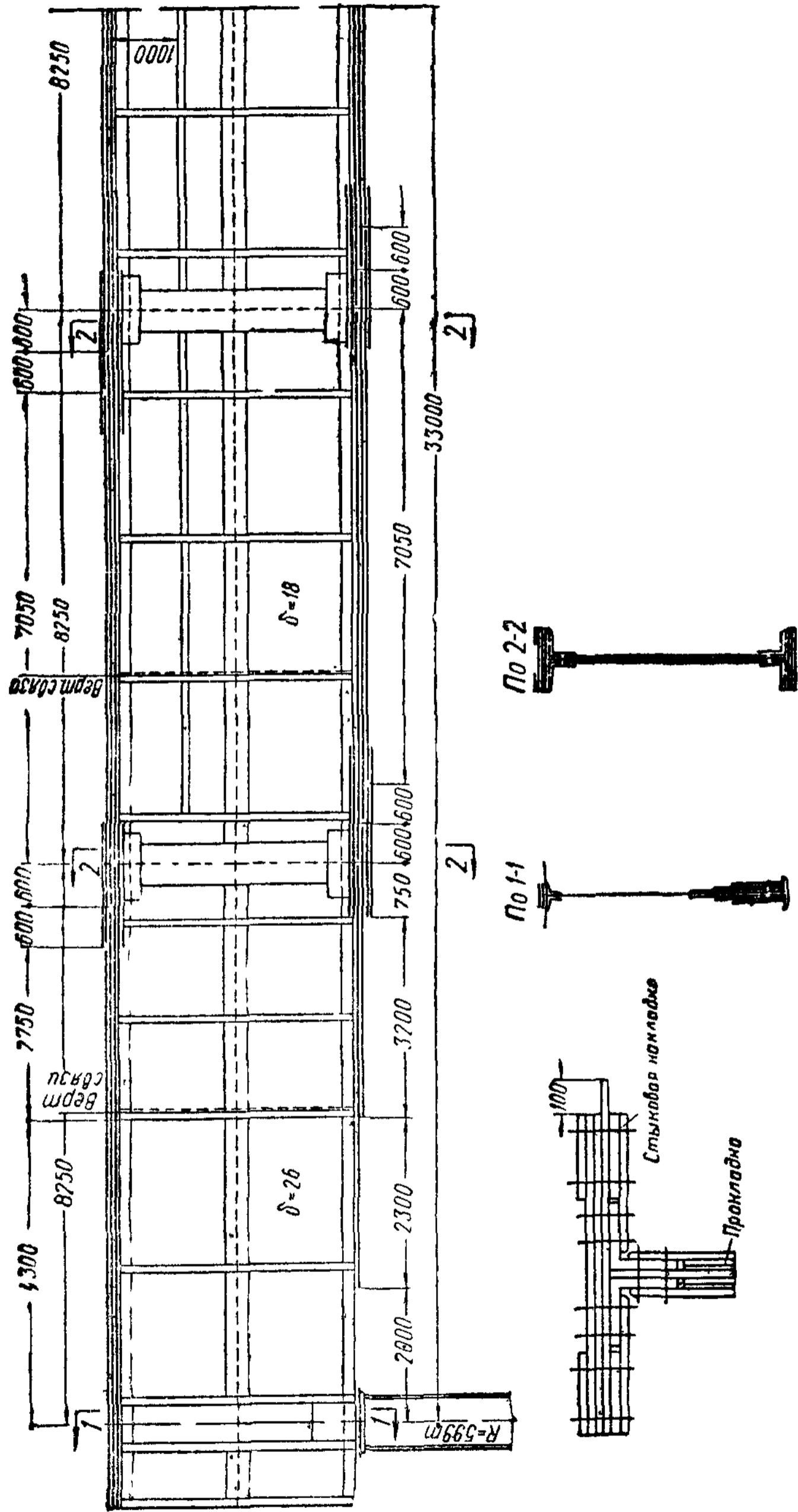


Рис. XVI.11. Конструкция тяжелой клепаной подкрановой балки и несимметричное перекрытие стыка горизонтальных листов пояса

В клепаных балках обычные способы перекрытия стыков горизонтальных листов накладками для верхних поясов подкрановых балок нецелесообразны, так как они требуют либо уменьшения профиля рельса по длине накладки, либо устройства по всей длине балки особой подкладки под рельс. Во избежание этого стыки поясов подкрановых балок могут конструироваться следующим образом.

1. В мощной балке (рис. XVI.11) ступенчатый стык трех горизонтальных листов верхнего пояса перекрывается сверху узкими накладками по краям сечения (вне расположения кранового рельса) и снизу широкими накладками. Таким образом, невозможность устройства сверху накладки на всю ширину горизонтальных листов приводит в подкрановых балках к несимметричному перекрытию верхних поясных листов.

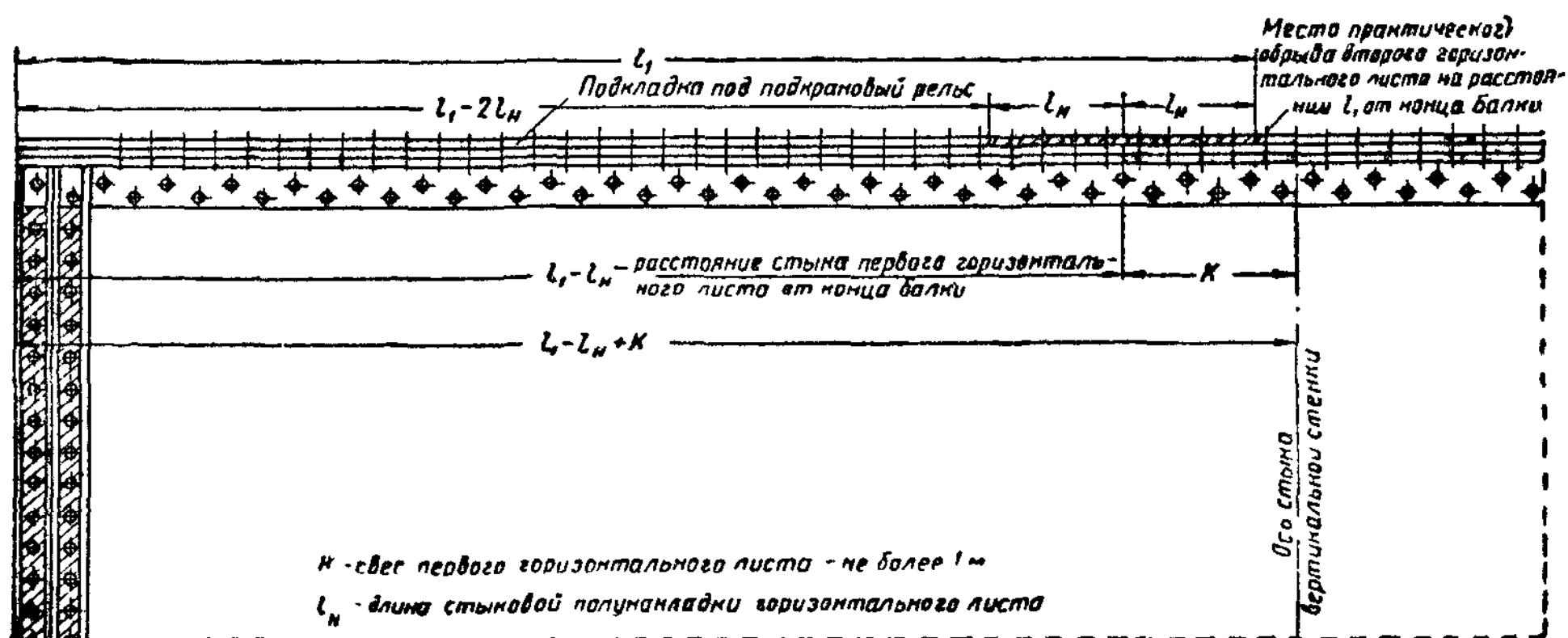


Рис. XVI.12. Вариант стыка горизонтального листа верхнего пояса подкрановой балки у места обрыва листа

2. Стык может быть назначен вблизи места обрыва горизонтальных листов; при наличии в составе пояса двух горизонтальных листов стык располагают вблизи места обрыва второго горизонтального листа, используя его продолжение (от места его фактического обрыва по направлению к опоре) в качестве накладки для перекрытия стыка первого горизонтального листа (рис. XVI.12). Такая конструкция удобна только для заводского стыка.

Стыки вертикальной стенки клепаных подкрановых балок не отличаются от стыков обычных клепаных балок.

§ 3. СКВОЗНЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ (ПОДКРАНОВЫЕ ФЕРМЫ)

Применение сквозных конструкций оказывается целесообразным для подкрановых балок средних и больших пролетов (18 м и более), несущих нагрузку от кранов небольшой грузоподъемности. Увеличение высоты балки при больших пролетах, обусловленное требованием вертикальной жесткости, в сочетании с небольшими поперечными силами (при кранах средней и малой грузоподъемности) приводит к тому, что сквозная балка оказывается более экономичной по затрате стали, чем сплошная.

Недостатком сквозных подкрановых балок сравнительно со сплошными, помимо их более сложной конструкции, является неблагоприятная работа верхнего пояса на местный изгиб (поскольку крановые рельсы непосредственно укладывают по поясу), а также большая чувствительность к воздействиям многократно повторяющихся нагрузок

Получаемые по расчету в таких балках большие сечения верхнего пояса, жесткость которого часто используется только при работе в пределах одной панели, делают балку тяжелой и мало конструктивной. Однако, если при расчете жесткий пояс рассматривать как балку, работающую на весь пролет, подкрепленную снизу сквозной конструкцией, можно значительно снизить вес подкрановой балки. В этом случае система получится комбинированной.

Наличие такой балки разгружает поддерживающую сквозную конструкцию. При обычной высоте балки (верхнего пояса), равной около $1/6—1/7$ высоты всей конструкции, разгрузка может достигнуть 15%, что компенсирует увеличение веса пояса. В результате вес подкрановой балки комбинированной системы, как правило, оказывается меньше веса сплошной балки.

Основой сечения верхнего пояса балки комбинированной системы является прокатный двутавр, благодаря чему конструкция такой балки получается относительно несложной.

Поскольку верхний пояс работает на изгиб и осевое сжатие, сечение его обычно делают несимметричным путем усиления верхней полки двутавра горизонтальным листом (рис. XVI.13) или двумя уголками (рис. XVI.1, б).

Решетка сквозной подкрановой балки, как правило, центрируется на нижнюю кромку двутавра, что упрощает конструкцию прикрепления решетки к поясу и несколько облегчает работу двутавра. Элементы решетки обычно осуществляются из двух уголков с применением в случае необходимости уголков крупных калибров.

Панель балки должна быть увязана с мощностью пояса, которая в свою очередь определяется крановой нагрузкой. Показанная на рис. XVI.13 сквозная подкрановая балка комбинированной системы пролетом 12 м имеет панель 2 м при поясе из двутавра № 45, усиленного листом.

При проектировании подкрановых балок комбинированной системы следует обращать внимание на закрепление нижней полки верхнего сжатого пояса в боковом направлении.

В сквозных подкрановых балках отдельные стержни работают на знакопеременные усилия, что при тяжелом и весьма тяжелом режимах работы кранов заставляет учитывать явление усталости. Усталость появляется прежде всего в местах концентрации напряжений, которые в сварных балках особенно резко развиваются около фланговых швов при переходе усилия со стержня на фасонку. Здесь может произойти разрушение стержня по основному металлу. Поэтому при подборе сечений элементов сквозных подкрановых балок, работающих на знакопеременные усилия, а также при расчете прикреплений этих стержней в узлах балки следует учитывать предписанное Техническими условиями снижение расчетных сопротивлений (главы II, V и VI). В сварных сквозных балках необходимо, кроме того, предусматривать выкружки в фасонках, обрабатывать поверхность швов, тщательно контролировать качество сварки и вообще проводить все мероприятия, обеспечивающие наименьшую концентрацию напряжений (см. § 4 главы V).

Крепление фасонки к верхнему поясу двутаврового сечения следует осуществлять с проваром на всю толщину (с К-образной обработкой). Начало и конец сварного шва, прикрепляющего фасонку к поясу, должны быть зачищены наждачным кругом для создания плавного перехода от фасонки к поясу.

Комбинированная система является статически неопределимой. Точное решение такой системы методом сил возможно, если за неизвест-

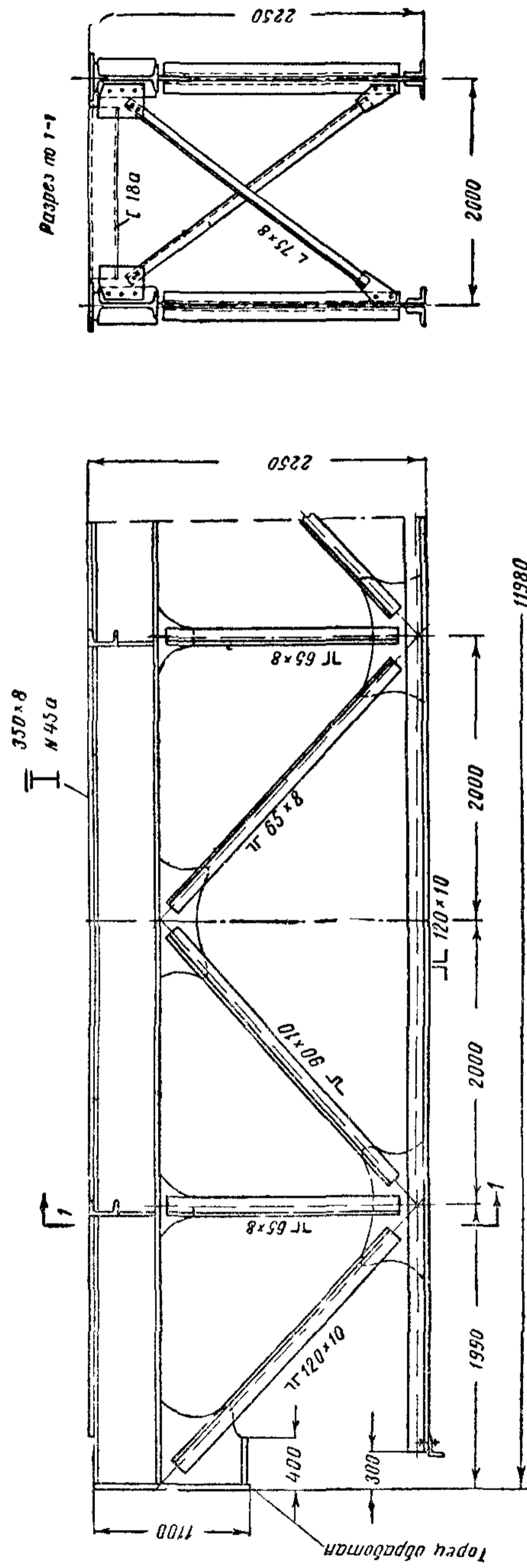
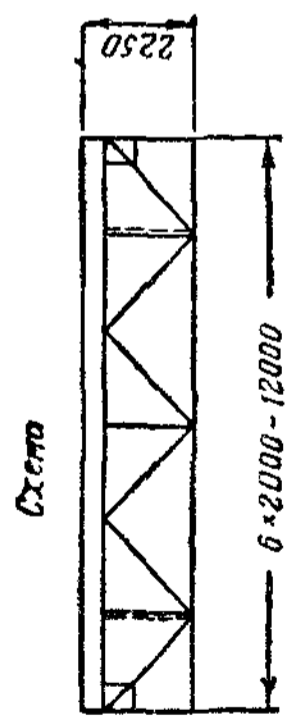


Рис XVI 13 Конструкция сквозной подкрановой балки комбинированной системы пролетом 12 м

ные параметры принять усилия в нижнем поясе и в стойках. На рис. XVI.14 показана основная система для ферм, пролетом 18 и 24 м.

Возможен и другой вариант решения, в котором верхний пояс системы рассматривается как неразрезная балка на упругих опорах. В этом случае за неизвестные принимаются моменты в узлах верхнего пояса (рис. XVI,15, а); число неизвестных равно числу панелей минус единица.

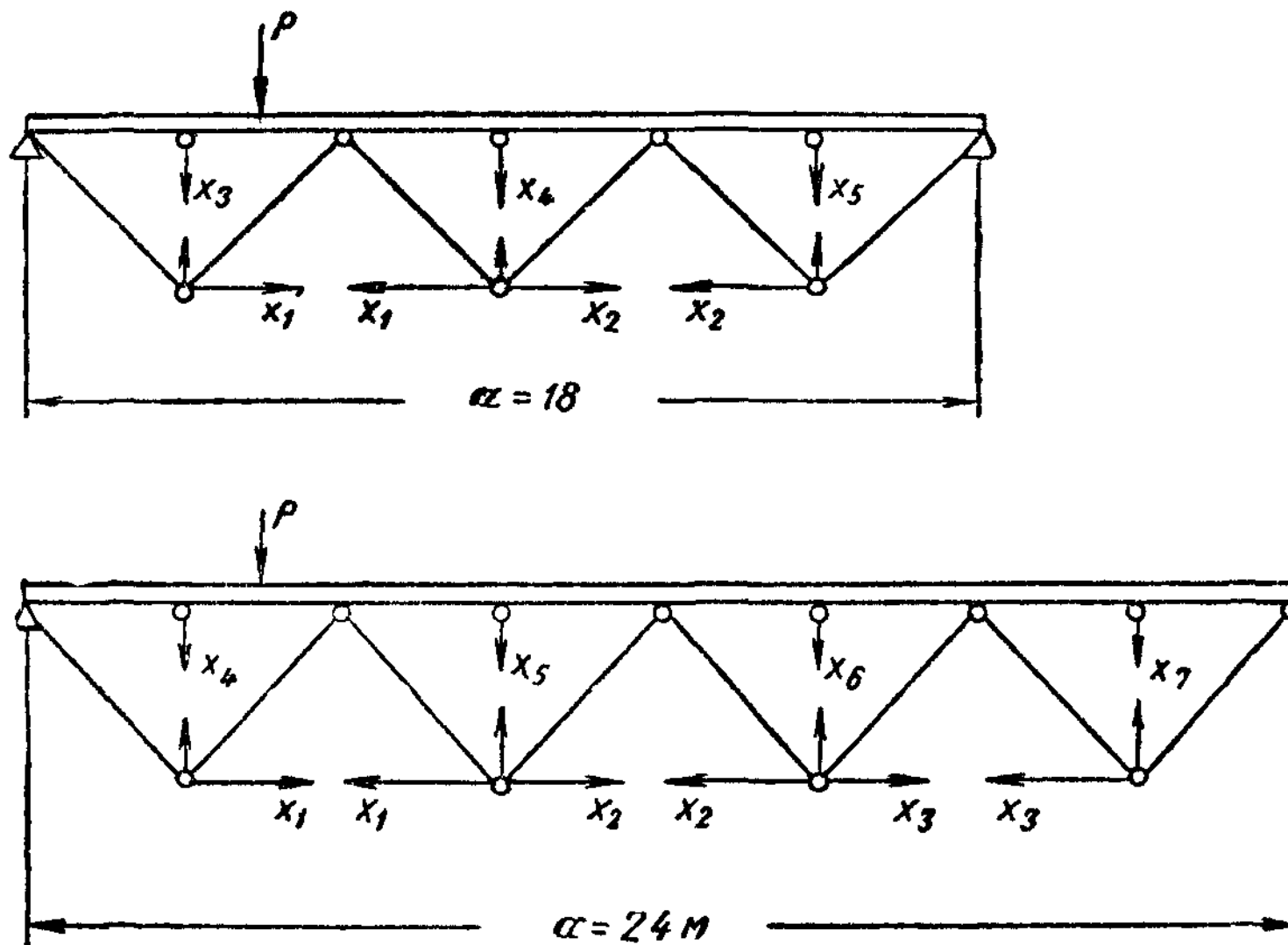


Рис. XVI.14. Основная система при расчете методом сил комбинированной системы балки с фермой

Канонические уравнения статически неопределимой системы можно свести к трехчленным уравнениям.

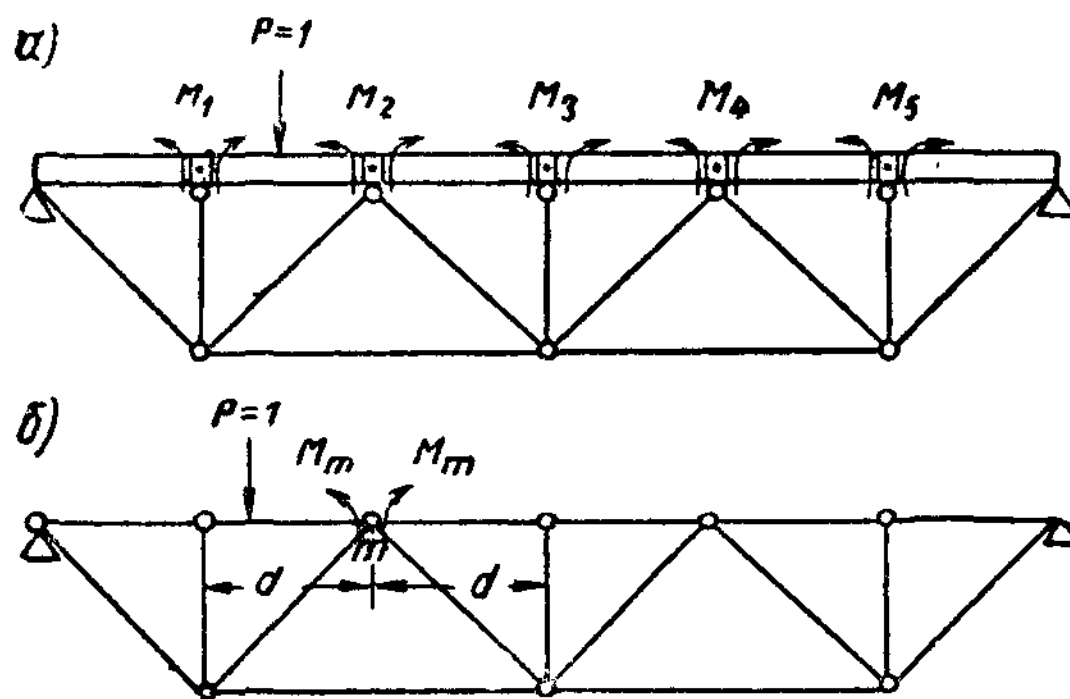


Рис. XVI. 15. К расчету комбинированной системы балки с фермой

При таком подходе уравнения получаются одночленными, что сильно сокращает объем вычислительной работы.

Вид линий влияния, полученных по указанному методу, приведен на рис. XVI.16. Разница в площадях линий влияния по сравнению с точным расчетом не превышает 4%.

Для уменьшения трудоемкости расчета можно учесть то обстоятельство, что влияние сосредоточенного момента, действующего в рассматриваемом узле на последующие панели, является резко затухающим¹.

Это позволяет заметить при расчете действительную систему такой, в которой пояс является неразрезным только в одном узле, именно в том, в котором определяется момент (рис. XVI.15, б).

¹ Н. Н. Стрелецкий, Решетчатые комбинированные системы мостков, Дориздат, 1953.

Приближенно изгибающий момент от местного изгиба может быть определен по формуле

$$M_m = \frac{pd}{3}, \quad (\text{XVI.24})$$

где p — максимальное давление одного колеса крана (с учетом коэффициента динамичности);
 d — длина панели.

При проверке прочности верхнего пояса сквозной подкрановой балки надо учитывать воздействие сил поперечного торможения, а в зданиях с тяжелым режимом работы — соответствующее увеличение боковых воздействий согласно табл. XVI.1.

Изгибающий момент в горизонтальной плоскости M_T определяется, как в простой балке.

При обычной для подкрановой фермы сквозной тормозной конструкции шириной b верхний пояс фермы будет до-

полнительно испытывать сжимающее усилие $N_T = \frac{M_T}{b}$ и местный изгибающий момент $M_{м.т} = \frac{T_{к.кр} a}{5}$, действующий в горизонтальной плоско-

сти (где $T_{к.кр}$ — тормозное воздействие колеса крана; a — панель тормозной решетки). Таким образом, верхний пояс фермы находится в условиях внецентренного сжатия с моментами в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях.

Условие прочности верхнего пояса фермы будет иметь вид

$$\frac{N + N_T}{F_{нт}} + \frac{M_m}{J_{xнт}} y + \frac{M_{м.т}}{J_{yнт}} x \leq R, \quad (\text{XVI.25})$$

где N — основное сжимающее усилие в верхнем поясе от вертикальных нагрузок;

$J_{xнт}, J_{yнт}$ — моменты инерции нетто сечения верхнего пояса фермы соответственно относительно горизонтальной и вертикальной осей;

x, y — координаты проверяемой точки сечения.

Проверка устойчивости верхнего пояса может быть произведена по указаниям § 5 главы III.

Сквозные подкрановые балки с высотой, равной $1/9$ — $1/10$ пролета,

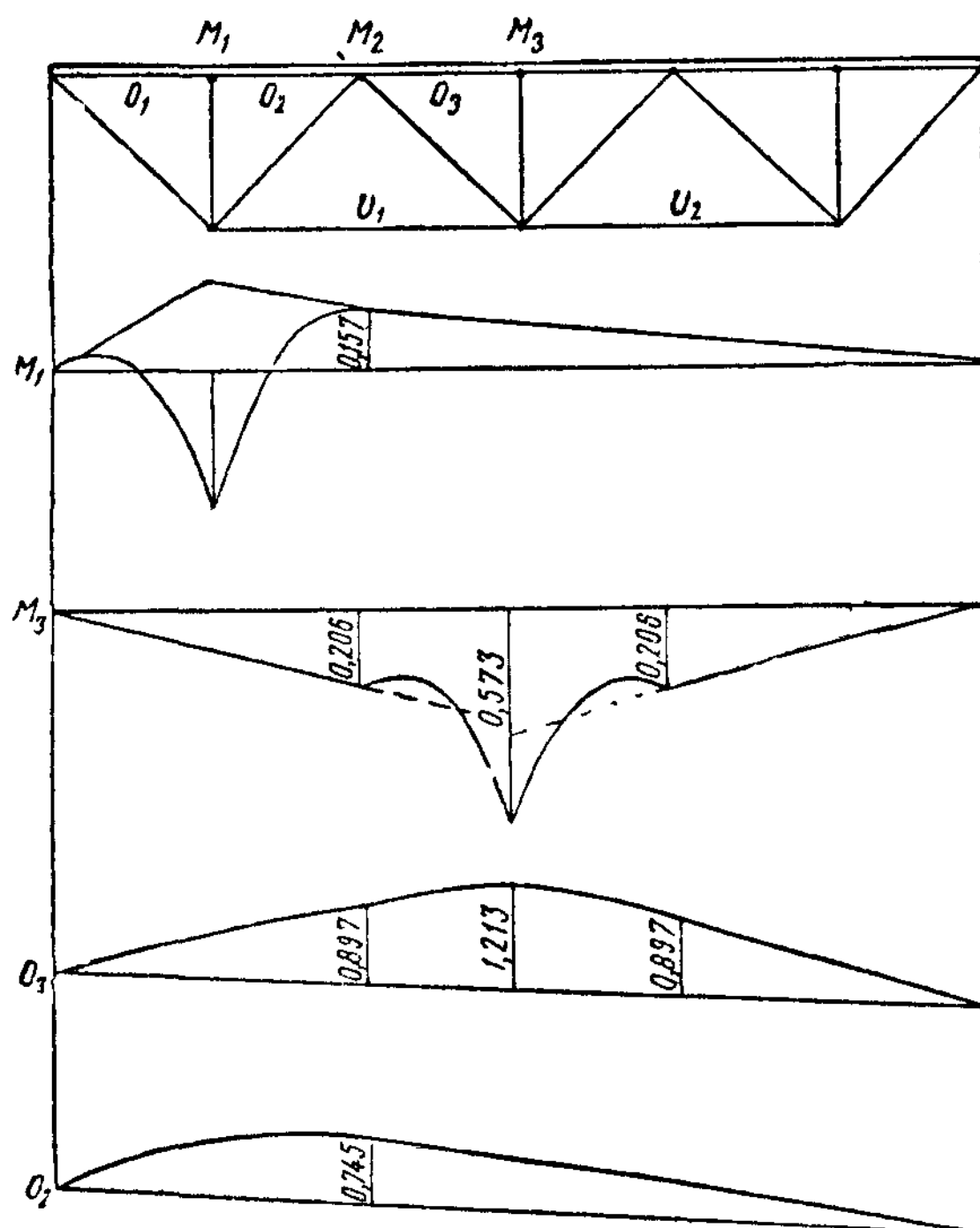


Рис. XVI.16. Линии влияния комбинированной системы балки с фермой

следует, как правило, проверять на прогиб от полной статической нормативной нагрузки (без учета коэффициентов динамичности и перегрузки).

Прогиб может быть определен по формуле

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{\max} l^2}{EJ_T} \left(1 + \frac{3}{25} \alpha \right) \mu. \quad (\text{XVI.26})$$

Здесь

$J_T = F_H a_H^2 + F_B a_B^2$ — момент инерции поясов балки в середине пролета;

a_H и a_B — расстояния от центров тяжести сечений нижнего и верхнего поясов до их общего центра тяжести;

$$\alpha = \frac{J_T - J_0}{J_0};$$

J_0 — момент инерции балки на опоре;

коэффициент μ для балок с параллельными поясами имеет следующие значения:

при $H:l = 1:10, 1:8, 1:7$

$$\mu = 1,27, 1,35, 1,4$$

§ 4. ТОРМОЗНЫЕ КОНСТРУКЦИИ (БАЛКИ И ФЕРМЫ)

Тормозные балки и фермы обеспечивают поперечную жесткость верхнего пояса подкрановой балки при его работе на горизонтальные поперечные воздействия мостовых кранов, а также общую устойчивость балки. Кроме того, тормозные балки используются как площадки для осмотра и ремонта крановых путей и ходовых частей кранов.

Горизонтальные поперечные воздействия на подкрановую балку передаются через тормозную конструкцию на колонны здания.

Тормозная балка всегда устраивается с параллельными поясами; одним поясом ее является пояс подкрановой балки, другой пояс — специальный, таврового сечения или из швеллера (рис. XVI.2). Тормозная балка может иметь сплошную стенку или при большой ширине ($\sim > 1,2$ м) быть сквозной.

При наличии в смежных пролетах подкрановых балок, имеющих одинаковую отметку рельсов, устраивается общая тормозная балка (ферма), поясами которой служат верхние пояса смежных подкрановых балок (рис. XVI.17). Ширина тормозной конструкции должна быть прежде всего достаточной для обеспечения горизонтальной жесткости кранового пути.

Особенно существенное значение имеет горизонтальная жесткость тормозных балок в зданиях с тяжелым режимом работы. При недостаточной жесткости тормозных балок происходит заклинивание колес крана в рельсовой колее, расстройство конструкций и быстрый износ рельсов и катков крана. Поэтому наши Технические условия требуют, чтобы прогиб тормозных конструкций в указанных зданиях, определенный, как для разрезной балки, не превышал $1/2000$ пролета.

Увеличение ширины тормозных балок обуславливается также необходимостью использования их в качестве смотровых и ремонтных площадок. Ширина тормозных балок (ферм) по наружным колоннам здания должна находиться в пределах расстояния от оси подкрановой балки до внутренней поверхности стены, которая обычно совпадает с наружной гранью колонны (размер $B + D + e$ на рис. XII.11).

Основными опорами специального пояса тормозной балки или фермы в вертикальной плоскости являются колонны здания. При небольшом шаге колонн (6 м) и поясе из одиночного швеллера (рис. XVI.2) можно обойтись без промежуточного опирания пояса; при большом шаге колонн это опирание может осуществляться разными способами. Так, в подкрановых балках, расположенных по наружному ряду колонн, для подвески пояса тормозной балки можно использовать стойки фахверка. При этом во избежание неблагоприятных для стенового заполнения горизонтальных воздействий крана целесообразно осуществлять эту подвеску при помощи листового арнира (рис. XVI.18).

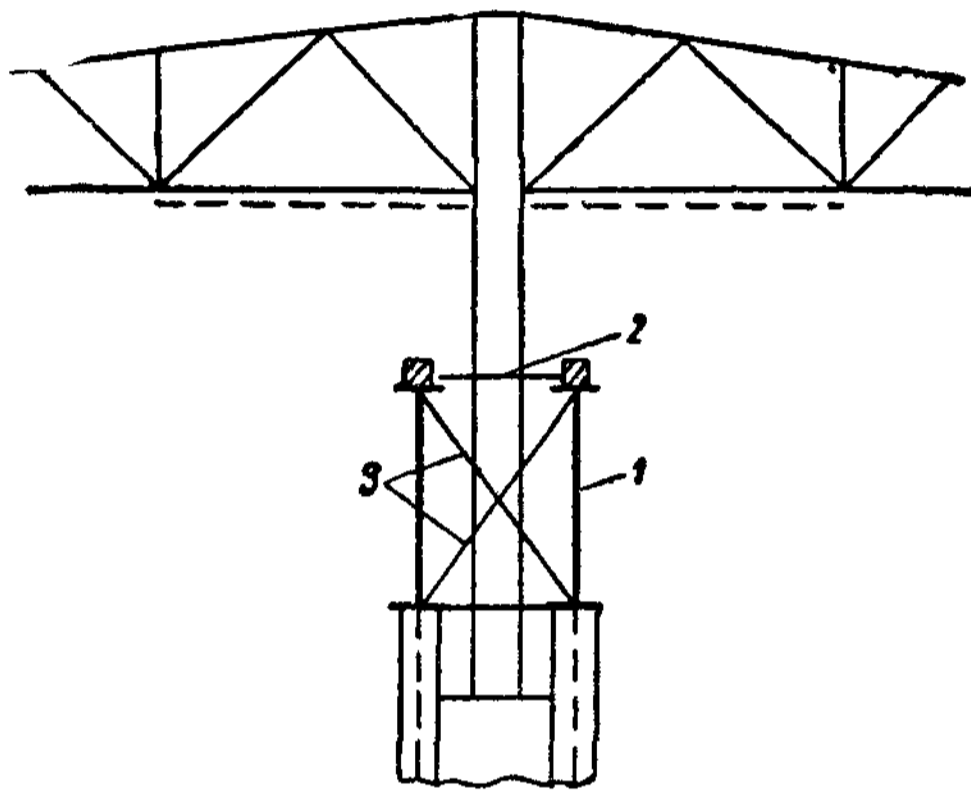


Рис XVI.17. Общая тормозная ферма для двух смежных подкрановых балок

1 — подкрановая балка; 2 — тормозная ферма;
3 — вертикальные связи

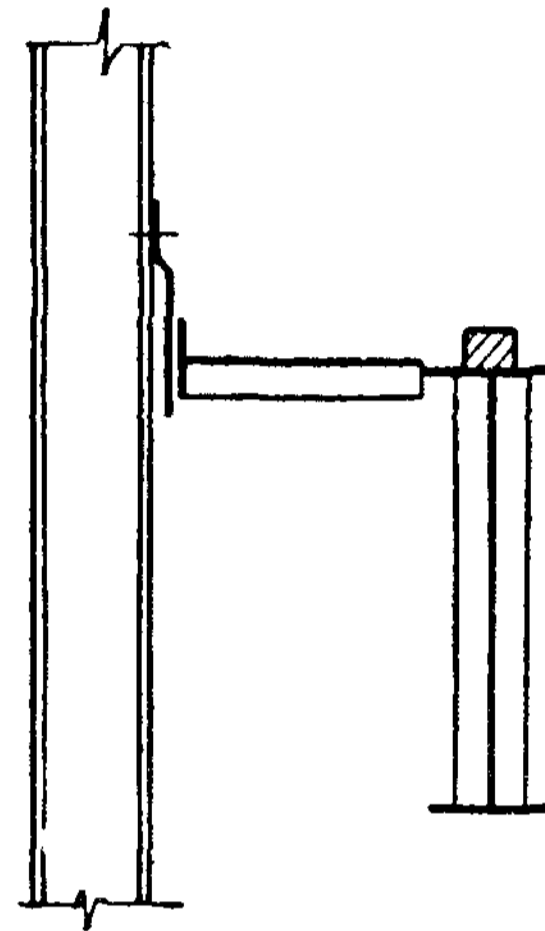


Рис. XVI.18. Подвеска пояса тормозной балки при помощи листового шарнира

Весьма рационально также при большом шаге колонн для поддержания пояса тормозной балки применять специальную вертикальную «бордюрную» ферму, расположенную параллельно подкрановой балке. Элементы такой фермы назначаются по гибкости. Эта ферма может быть использована для предотвращения вибраций нижнего пояса подкрановой балки, возникающих при проходе крана, путем устройства легкой горизонтальной решетки в плоскости нижнего пояса подкрановой балки, связывающей этот пояс с нижним поясом указанной выше специальной вертикальной фермы. Такое мероприятие резко увеличивает горизонтальную жесткость подкранового пути и является обязательным для подкрановых балок и ферм пролетом 12 м и более в зданиях с тяжелым режимом работы.

Раскрепление нижнего пояса балок, расположенных по наружным рядам колонн, может при наличии стоек фахверка производиться путем постановки распорок, привязывающих нижний пояс к этим стойкам.

По средним рядам колонн нижние пояса подкрановых балок смежных пролетов могут быть связаны друг с другом при помощи распорок (рис. XVI.17).

Весьма удачным является такое решение прикрепления пояса тормозной балки (или фермы), когда при компоновке элементов покрытия удастся, например, совместить пояс тормозной балки с нижним поясом подстропильной фермы, используя последний для подвешивания к нему листа или решетки тормозной балки.

Для увеличения поперечной жесткости крановых путей устраиваются вертикальные связи в виде крестов, располагаемых между смежными подкрановыми балками (рис. XVI.17) или между подкрановой балкой и вспомогательной вертикальной фермой (через 6—9 м).

Тормозные балки (фермы) рассчитываются как разрезные на действие горизонтальных сил поперечного торможения, передаваемых колесами мостовых кранов при невыгоднейшем расположении последних.

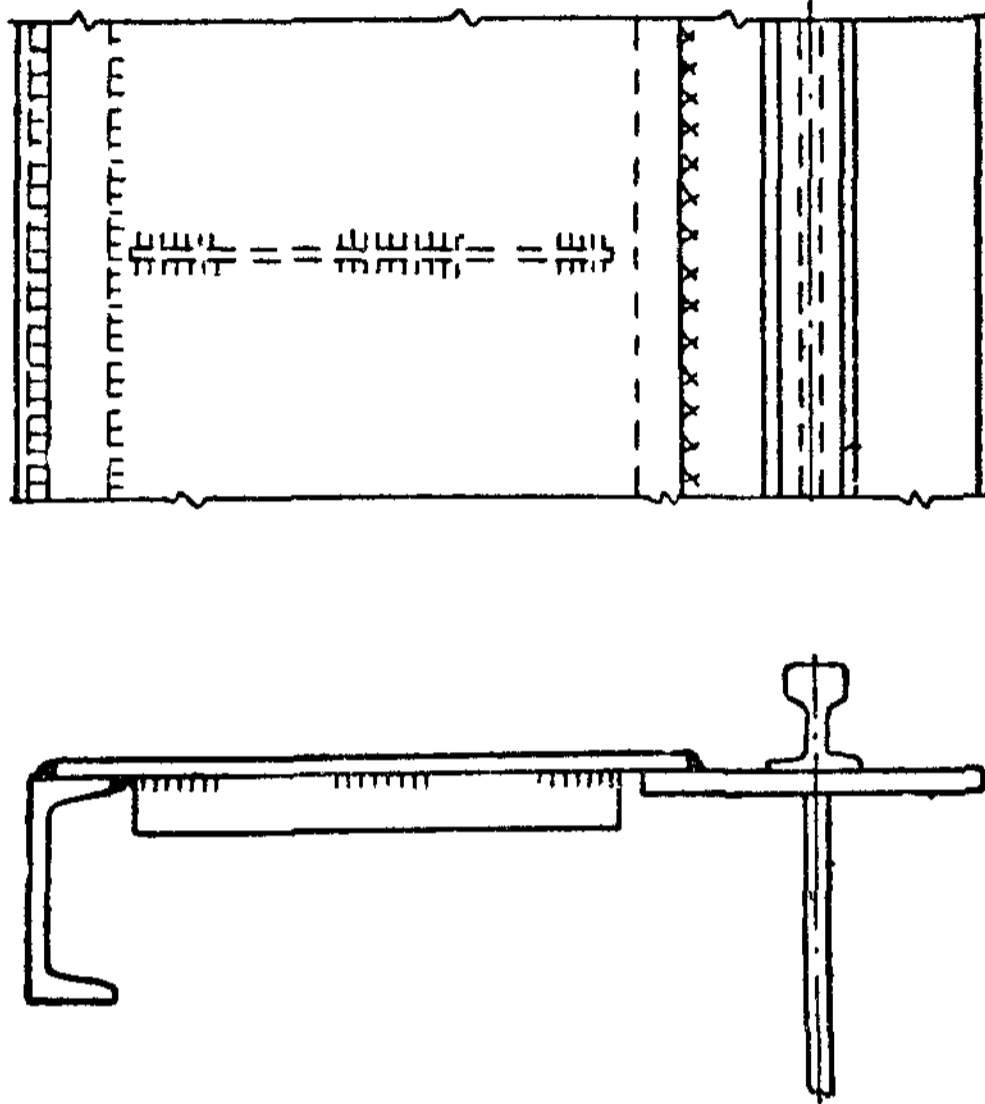


Рис. XVI. 19. Приварка стенки тормозной балки к верхнему поясу подкрановой балки

Толщина стенки тормозной балки, вычисленная из условий прочности, ввиду незначительности нагрузки обычно получается весьма небольшой. Практически толщина рифленой стали, применяемой для тормозных балок составляет от 5—6 мм при ширине балки $h_6 = 0,5—0,8$ м и до 8—10 мм при $h_6 = 1,25—1,5$ м.

При отношении ширины стенки тормозной балки к ее толщине $\frac{h_6}{\delta} \geq 100$ рифленые листы необходимо укреплять ребрами жесткости, которые располагают примерно через $2h_6$ при $\frac{h_6}{\delta} = 100$ и через h_6 при $\frac{h_6}{\delta} = 200$. Ширину ребер следует назначать не менее 65 мм при толщине не менее 6 мм.

В сварных балках прикрепление стенки тормозной балки к верхнему поясу подкрановой балки обычно осуществляется непрерывными угловыми швами (рис. XVI.19) при укрупнительной сборке на монтаже.

В клепаных балках для соединения стенки тормозной балки с верхним поясом подкрановой балки один из горизонтальных листов пояса (лучше всего первый) выпускается на 65—70 мм; на выпущенный лист укладывают лист рифленой стали, который прикрепляют заклепками (или болтами) диаметром 17—20 мм.

При необходимости устройства вырезов в листах сплошных тормозных балок (для пропуска трубопроводов, связей и т. п.) следует удалять

Для зданий с тяжелым режимом работы боковые воздействия принимаются увеличенными в соответствии с табл. XVI.1. Особенно неблагоприятны эти воздействия для элементов сопряжения тормозных балок или ферм с подкрановыми балками и колоннами, ввиду чего при расчете этих сопряжений (сварных и клепочных) величины боковых воздействий кранов, вычисленные с учетом коэффициентов α (табл. XVI.1), удваиваются.

Поскольку тормозные балки служат и ремонтными площадками для кранов, необходимо при расчете их стенки и пояса учитывать также действие вертикальной нагрузки интенсивностью 250 кг/м^2 , которая условно принимается равномерно распределенной по площади балки (если в проектном задании нет специальных указаний об этой нагрузке).

эти вырезы от мест присоединения листов к поясу балки. Вырезы надлежит окаймлять ребрами.

Решетка сквозных тормозных ферм принимается обычно треугольной с дополнительными стойками. Крайние раскосы тормозной фермы должны примыкать в опорных узлах к подкрановой балке, так как при этом упрощается сопряжение тормозной фермы с колонной (рис. XVI.20).

Ввиду сравнительно небольшой ширины тормозных ферм угол наклона раскосов для уменьшения числа панелей делают обычно весьма пологим, доводя его до $25\text{--}30^\circ$ и допуская при этом неполную центрацию элементов в узлах.

В целях возможности перевозки тормозной фермы в собранном виде (независимо от подкрановой балки) целесообразно предусматривать в ней дополнительный пояс из одиночного уголка (на болтах), который может сниматься после монтажной приварки фасонки тормозной фермы к верхнему поясу подкрановой балки (рис. XVI.21, а). В случае устройства общей тормозной фермы для двух смежных подкрановых балок дополнительные пояса предусматриваются с обеих сторон фермы (рис. XVI.21, б).

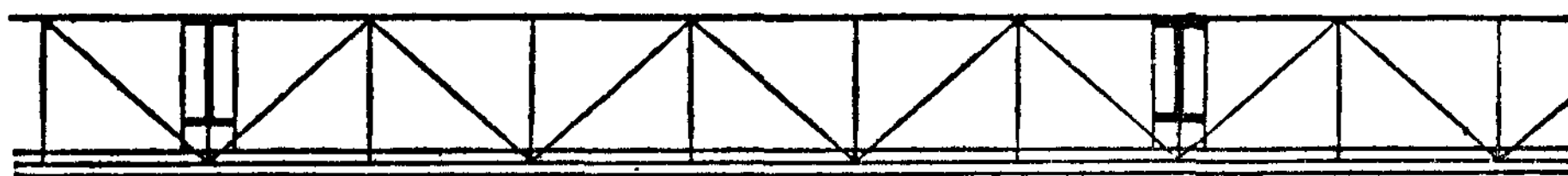


Рис. XVI.20. Схема решетки тормозной фермы

Так как горизонтальные крановые воздействия на балку могут менять свое направление, то все элементы тормозной фермы являются сжа-

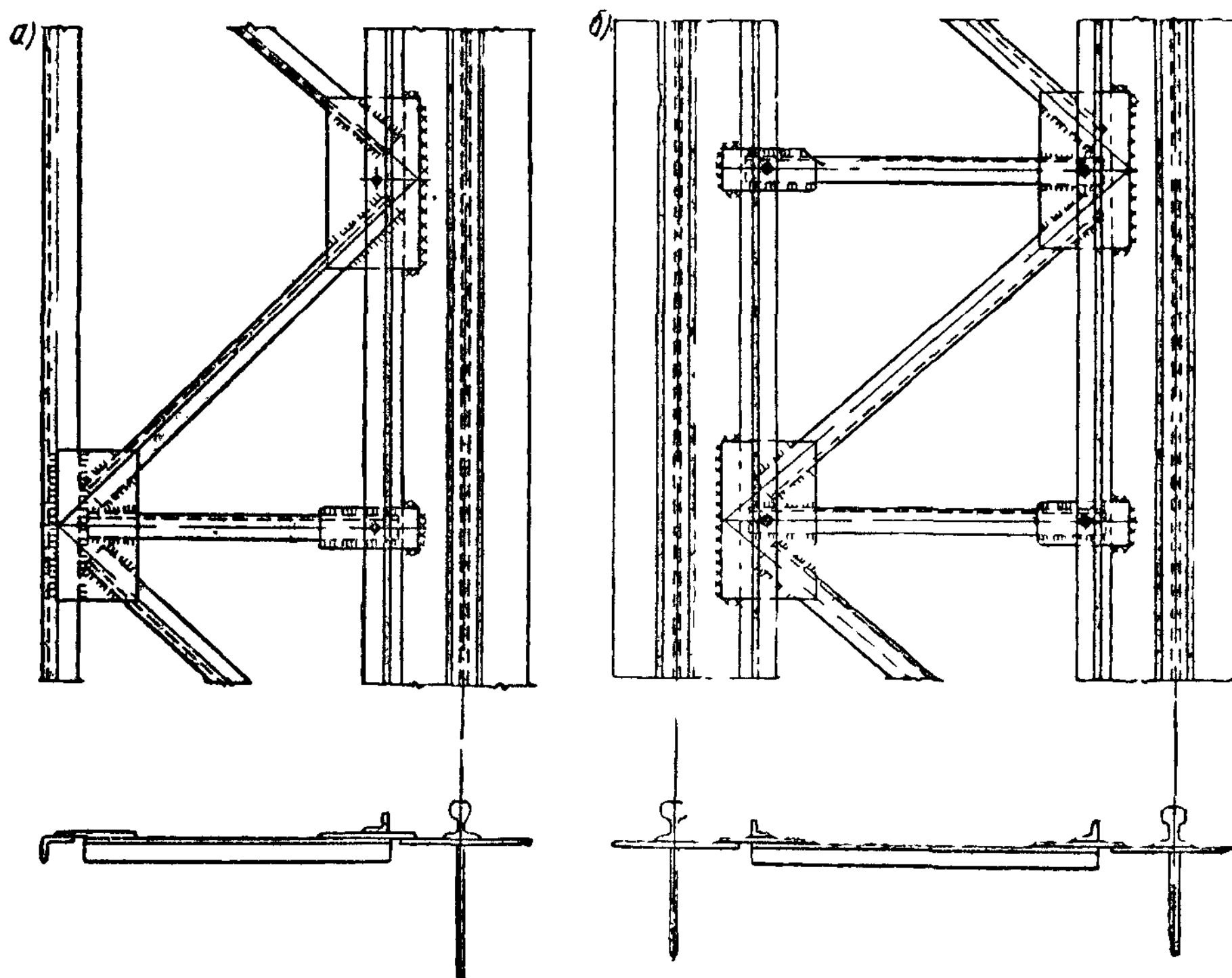


Рис. XVI.21. Монтажное окаймление тормозных ферм

Рис XVI 22 Крепление подкрановых и тормозных балок к колонне наружного ряда

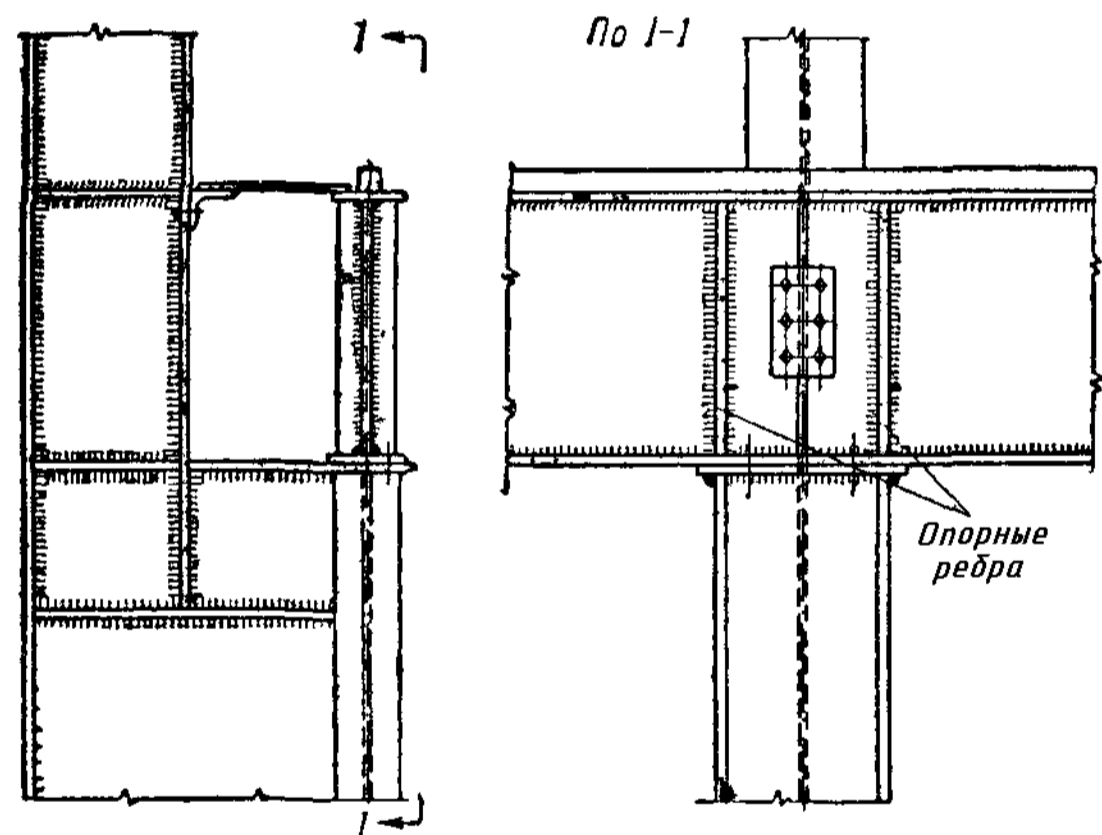
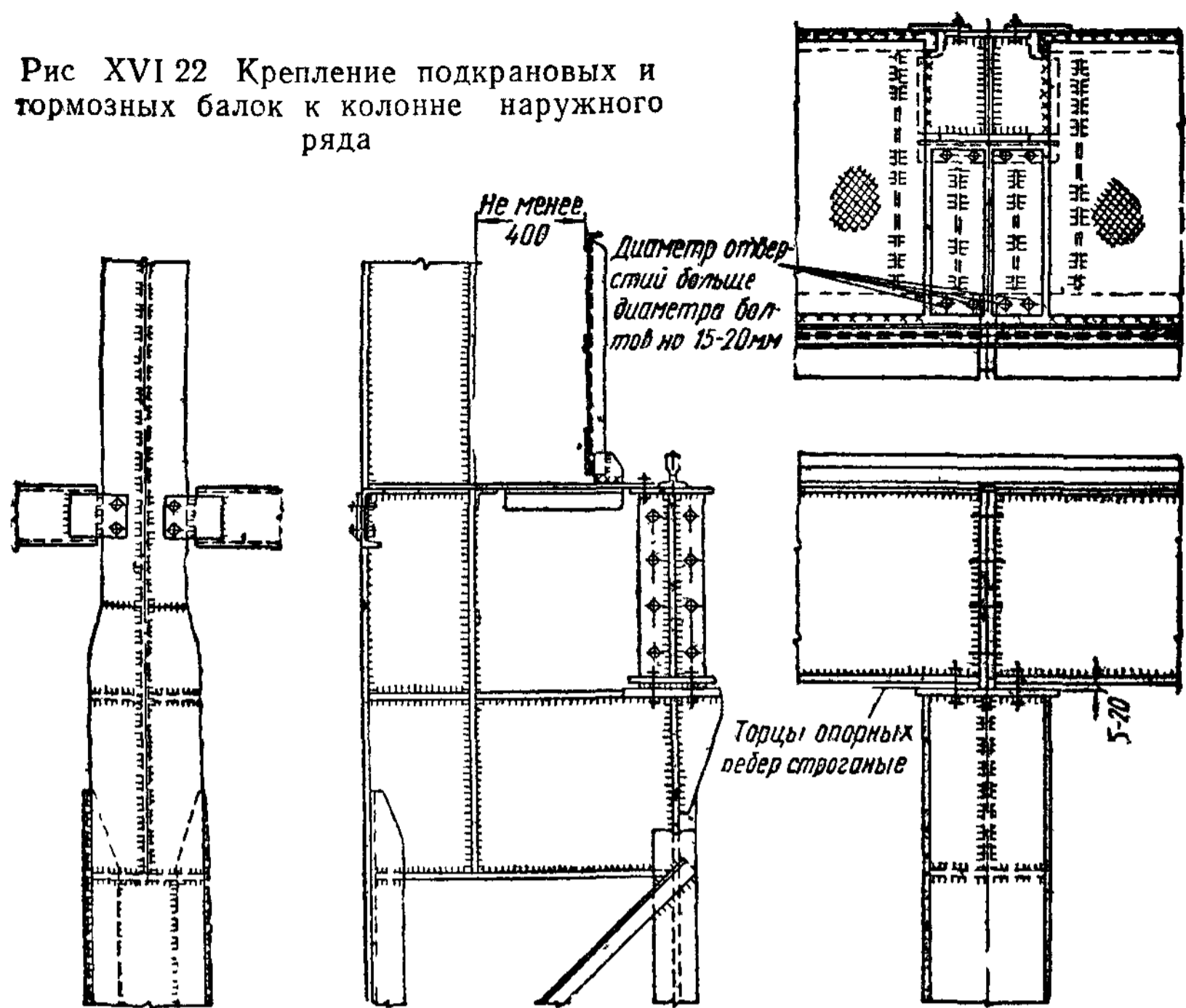


Рис. XVI.23. Вариант опирания подкрановых балок на крановую ветвь сплошной колонны

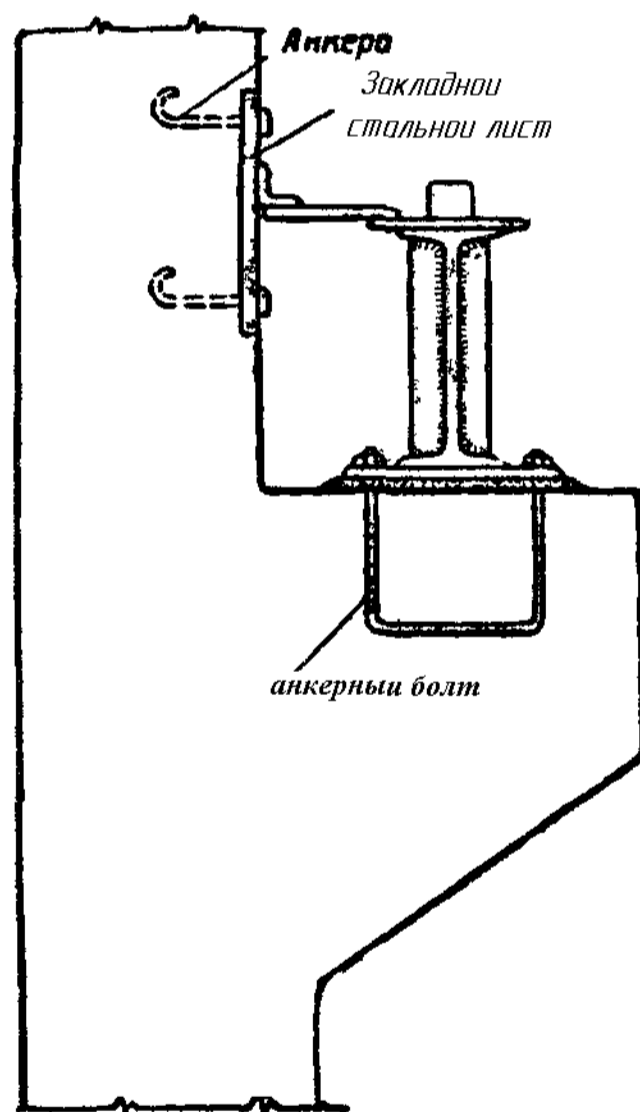


Рис. XVI.25. Прикрепление стальных подкрановых балок к железобетонной колонне

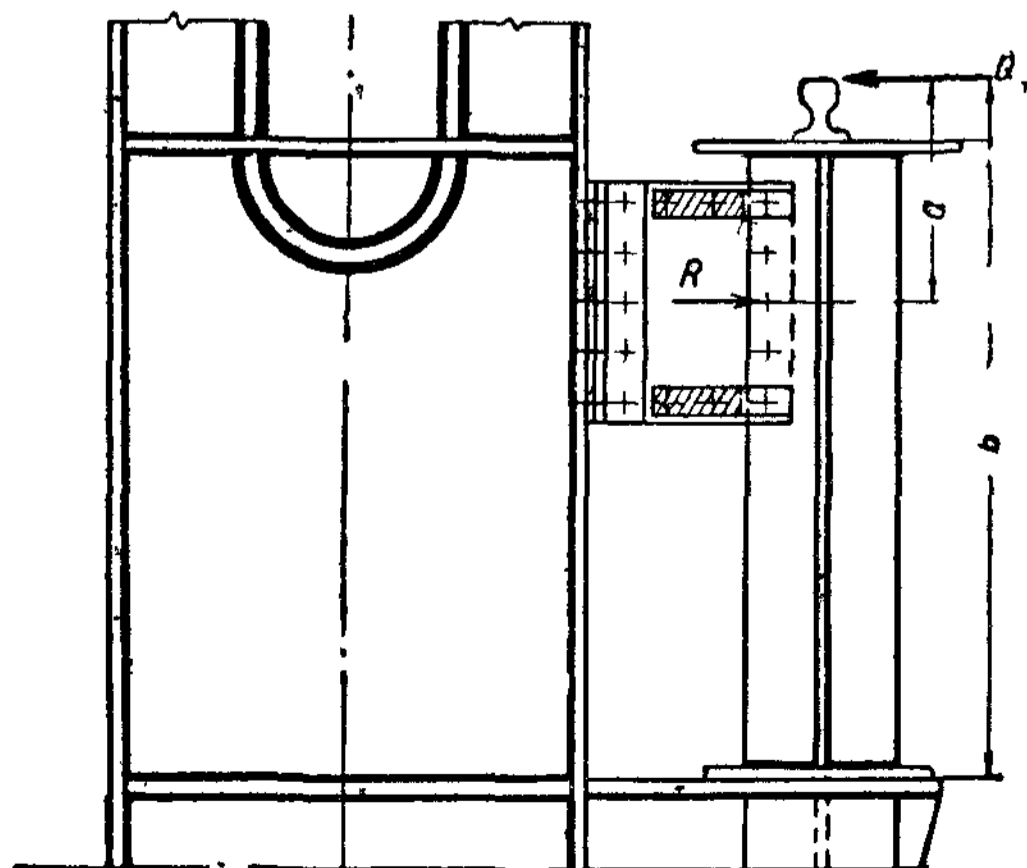


Рис. XVI 24. Сопряжение подкрановых балок с колонной при тяжелом режиме работы кранов

тыми или вытянутыми, а потому рассчитываются на сжатие. Знакопеременность усилий при этом не учитывается.

§ 5. СОПРЯЖЕНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И ТОРМОЗНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КОЛОННАМИ

Вертикальные опорные давления передаются подкрановыми балками на колонны по одному из следующих вариантов:

1) торцовые опорные ребра балок передают давления фрезерованными кромками по оси подкрановой ветви колонны; взаимная связь балок смежных пролетов осуществляется болтами (рис. XVI.22);

2) опорные ребра балок располагаются по осям полок подкрановой ветви колонны (рис. XVI.23) или несколько смещенными внутрь к оси колонны; взаимная связь балок смежных пролетов осуществляется при помощи накладок.

Передача горизонтальных давлений тормозных балок на колонны в зданиях с обычным режимом работы, как правило, осуществляется в плоскости тормозных балок (например, при помощи планок согласно рис. XVI.22).

В зданиях с тяжелым режимом работы наличие увеличенных горизонтальных воздействий кранов требует более мощного крепления. Для передачи горизонтальных опорных давлений в таких случаях можно дополнительно применять также вертикальные диафрагмы (рис. XVI.24). Прикрепление этих диафрагм рассчитывается на усилие

$$R = \frac{Q_T h}{h - a}, \quad (\text{XVI.27})$$

где Q_T — опорные давления тормозных балок от действия боковых сил;
 h — высота балки с рельсом;
 a — расстояние от головки рельса до центра прикрепления диафрагмы.

Прикрепление стальных подкрановых балок к железобетонным колоннам осуществляется согласно рис. XVI.25.

§ 6. ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ С ЕЗДОЙ ПОНИЗУ

В процессе компоновки конструкций производственных зданий крановый рельс иногда более удобно расположить у нижнего пояса подкрановой балки. Применение такого устройства целесообразно:

1) при необходимости сокращения строительной высоты подкрановых балок (т. е. расстояние от низа балки до головки рельса) и очень больших пролетах балок;

2) при использовании в качестве подкрановых балок подстропильных ферм; в этом случае крановые рельсы располагаются у нижнего пояса, а стропильные фермы примыкают к верхнему поясу подкраново-подстропильной фермы.

В балках с ездой понизу (рис. XVI.26, а) крановые рельсы располагаются не по оси балки, а сбоку, на некотором расстоянии, в соответствии с габаритом опорного узла мостового крана B и зазором D (рис. XVI.26, б). Таким образом, подкрановая балка, кроме вертикального воздействия, подвергается также и скручиванию. Усилия, возникающие от скручивающих моментов, воспринимаются продольными горизонтальными фермами, расположенными у нижнего и верхнего поясов подкрановой балки.

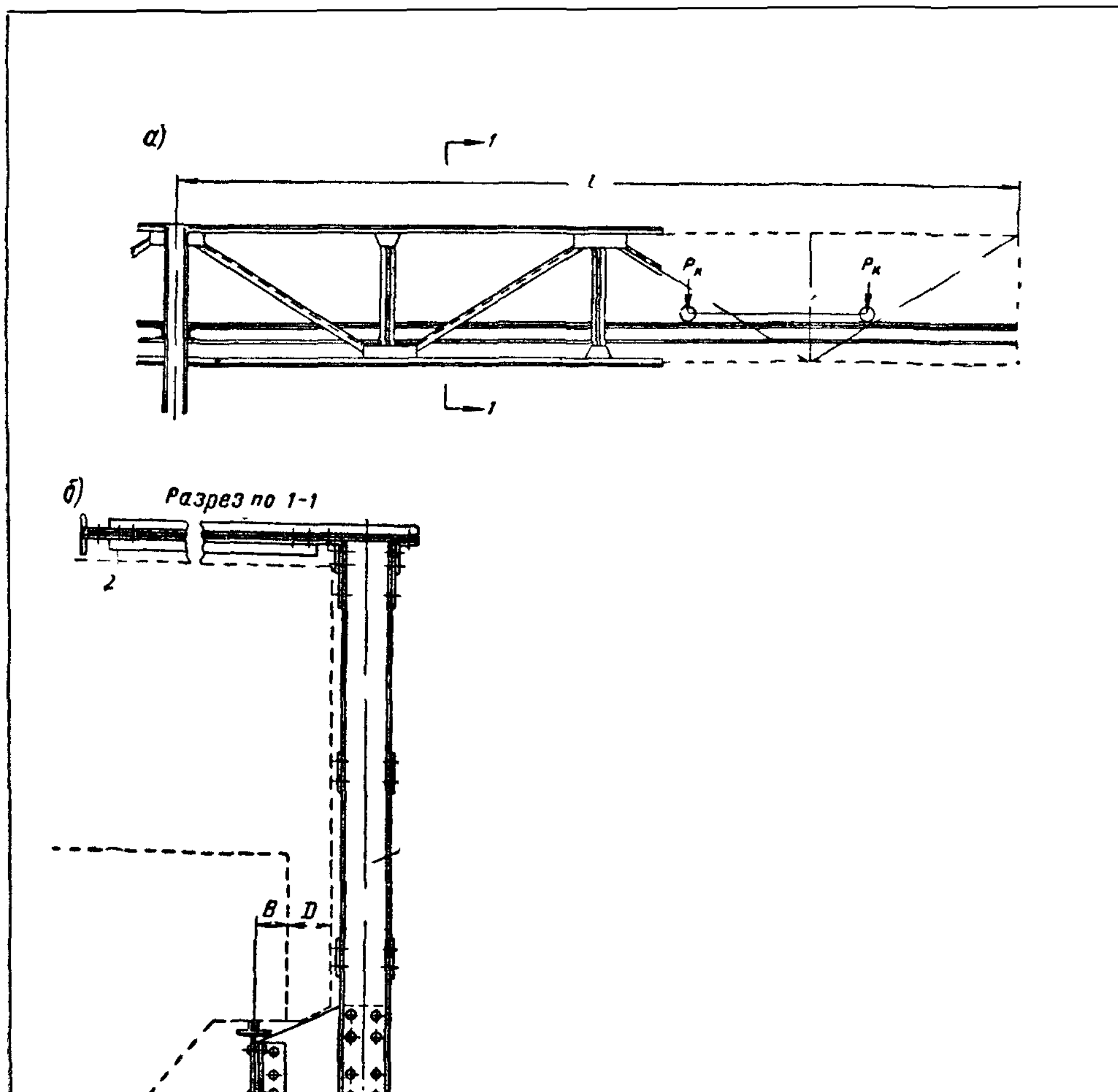


Рис. XVI.26 Схема подкрановой балки с ездой понизу
 1 — подкрановая балка с ездой понизу, 2, 3 — верхняя и нижняя горизонтальные фермы

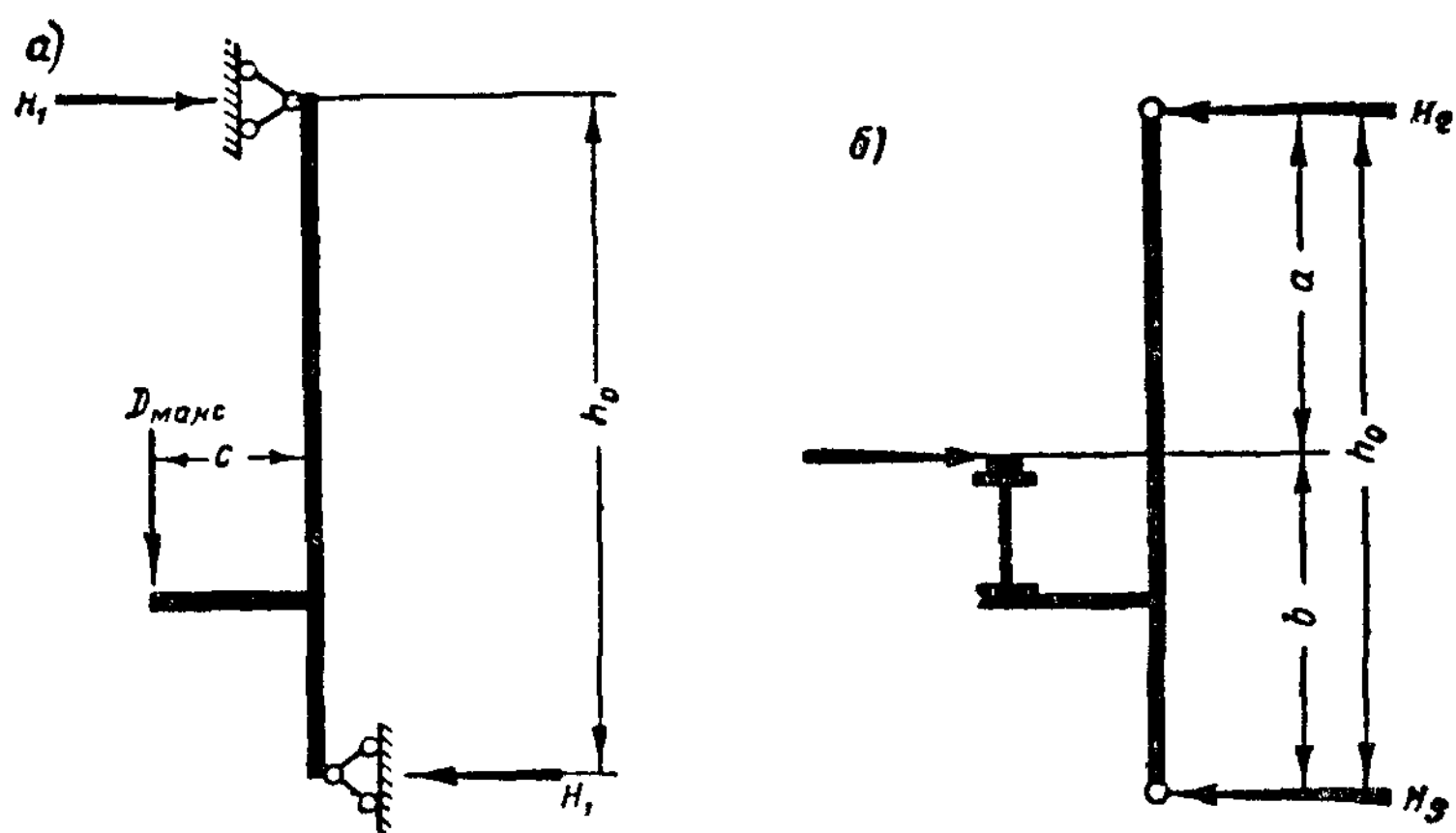


Рис XVI.27 К расчету подкрановой балки с ездой понизу

Верхний пояс подкрановой балки с ездой понизу иногда располагают в плоскости нижних поясов стропильных ферм, благодаря чему в качестве верхней горизонтальной фермы могут быть использованы продольные связи.

По условиям компоновки конструкций балки с ездой понизу имеют большую высоту ($1/4—1/3$ пролета), а потому, как правило, их проектируют сквозными. Крановые рельсы располагают на сравнительно низких балках (обычно из прокатных двутавров), опирающихся на вертикальные консоли (кронштейны), прикрепляемые к стойкам подкрановых ферм у нижних узлов. Таким образом, пролет балок, поддерживающих крановый рельс, равен панели подкрановой фермы.

Стойки подкрановой фермы подвергаются действию изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, от внецентренного приложения крановой нагрузки (рис. XVI.26, б), а потому необходимо, чтобы сечения стоек имели надлежащее развитие из плоскости фермы; ввиду этого подкрановые балки с ездой понизу, как правило, проектируют двухстенчатыми.

При расчете подкрановых ферм с ездой понизу усилия в их элементах определяют прежде всего от вертикальной нагрузки как в обычных фермах, т. е. по линиям влияния. Кроме того, пояса подкрановых ферм подвергаются действию дополнительных усилий, поскольку они являются элементами продольных связевых ферм.

Горизонтальные нагрузки, воспринимаемые продольными связевыми фермами, слагаются:

1) из горизонтальных давлений, передаваемых концами стоек подкрановой фермы, при действии на стойку сосредоточенного момента от внецентренного приложения крановой нагрузки (рис. XVI.27, а)

$$H_1 = \frac{D_{\max} c}{h_0}; \quad (\text{XVI.28})$$

2) из горизонтальных давлений, передаваемых концами стоек подкрановой фермы, при действии на стойку горизонтальной силы поперечного торможения (рис. XVI.27, б)

$$H_2 = \pm \frac{Tb}{h_0}; \quad H_3 = \pm \frac{Ta}{h_c}. \quad (\text{XVI.29})$$

Так как знак направления сил поперечного торможения может меняться, то при учете указанных горизонтальных воздействий надо брать сумму значений

$$H_1 + H_2 \quad \text{и} \quad H_1 + H_3.$$

Стойки подкрановой фермы, кроме сжимающего усилия, воспринимают изгибающие моменты:

1) от сосредоточенного момента $D_{\max} c$, передаваемого консолью на стойку;

2) от сосредоточенной силы торможения T .

Подкрановые балки с ездой понизу более сложны в конструктивном отношении, а потому редко применяются и могут быть целесообразными лишь при соответствующих условиях компоновки конструкций цеха.

§ 7. ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ ДЛЯ КОНСОЛЬНЫХ КАТУЧИХ КРАНОВ

По условиям технологии иногда бывает необходимо обеспечить обслуживание подъемными механизмами зоны помещения, прилегающие

к ряду колонн цеха. Для этих целей служат так называемые консольные катучие краны.

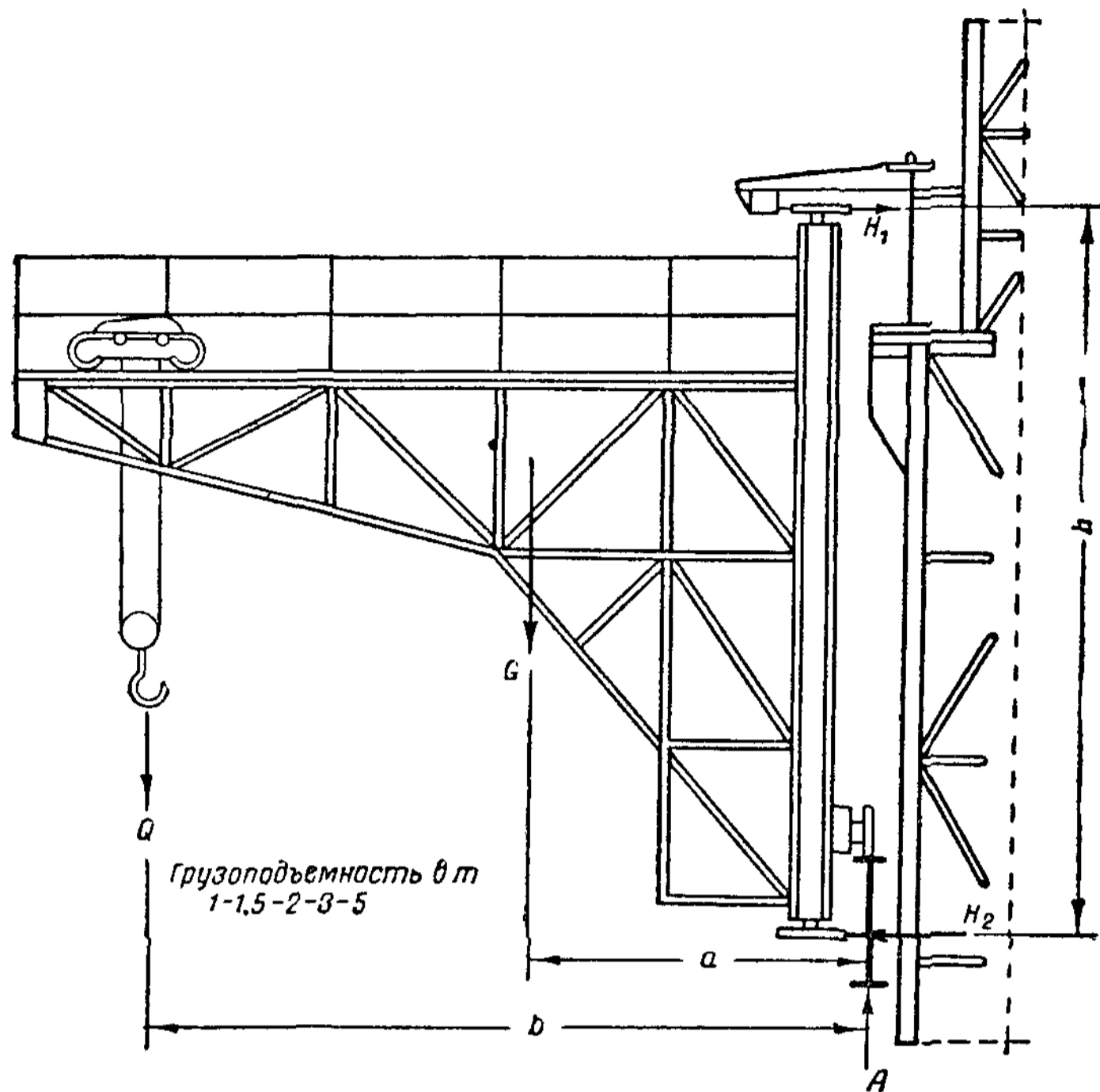


Рис. XVI.28. Схема консольного катучего крана

На рис. XVI.28 показана схема консольного катучего крана. Для передвижения его вдоль цеха необходимо иметь три балки: одну вертикальную, воспринимающую вертикальные давления колес крана, и две горизонтальные, воспринимающие горизонтальные давления колес (рис. XVI.29).

Указанные давления равны (рис. XVI.28):
вертикальные

$$A = Q + G; \quad (\text{XVI.30})$$

горизонтальные

$$H_1 = H_2 = H = \frac{Qb + Ga}{h}.$$

Здесь G — вес крана;

Q — вес груза и тележки;

a — расстояние от центра тяжести крана до оси вертикальной подкрановой балки;

b — расстояние от груза в крайнем его положении до оси вертикальной подкрановой балки;

h — расстояние между осями горизонтальных балок.

Если кран опирается на каждую балку двумя колесами, давления на подкрановые балки от одного колеса будут равны:

$$\text{на вертикальную балку } P = \frac{A}{2};$$

$$\text{на горизонтальную балку } S = \frac{H}{2}.$$

Прикрепление вертикальной и горизонтальных балок к колонне осуществляется с помощью консолей (рис. XVI.29).

§ 8. КРАНОВЫЕ РЕЛЬСЫ И ИХ ПРИКРЕПЛЕНИЕ К ПОДКРАНОВЫМ БАЛКАМ

Необходимая ширина головки кранового рельса зависит от величины наибольшего давления колес мостового крана, а также от диаметра колес и определяется по формуле

$$b = \frac{P_{\text{макс}}}{Dk}, \quad (\text{XVI.31})$$

где D — диаметр колеса крана;
 k — допускаемое удельное давление на рельсы (50—60 кг/см²);
 $P_{\text{макс}}$ — наибольшее расчетное статическое давление колеса.

Практически ширина головки крановых рельсов колеблется в пределах 50—140 мм.

Крановые рельсы применяются следующих типов (рис. XVI.30) брусковые (квадратного сечения), имеющие размер a от 50 до 140 мм; железнодорожные с шириной головки 68 мм (тип Р38) и 70 мм (тип Р43); специальные крановые (КР) с шириной головки от 50 до 120 мм. Последние имеют весьма широкую подошву — до 170 мм (благодаря чему давление колеса по верхнему поясу балки распределяется более равномерно), а также более толстую стенку. Выбор типа рельса и его крепления к подкрановой балке зависит от величины давления колес, режима работы крана и типа его ходовых частей.

Обычные электрические краны грузоподъемностью до 50 т включительно имеют конические колеса, обеспечивающие более спокойное и равномерное передвижение крана по рельсам с закругленной головкой; поэтому для таких кранов следует отдавать предпочтение рельсам с такой головкой (железнодорожные и специальные крановые рельсы).

Краны грузоподъемностью 75 т и более имеют цилиндрические колеса, для которых могут применяться рельсы как с закругленной, так и с плоской головкой (например, брусковые); последние, однако, применяются, как правило, только при отсутствии специальных рельсов.

Крепление рельсов к подкрановым балкам может быть неподвижным или подвижным, т. е. допускающим рихтовку (выравнивание) пути. Надежность крепления рельсов имеет весьма существенное значение для нормальной эксплуатации крановых путей.

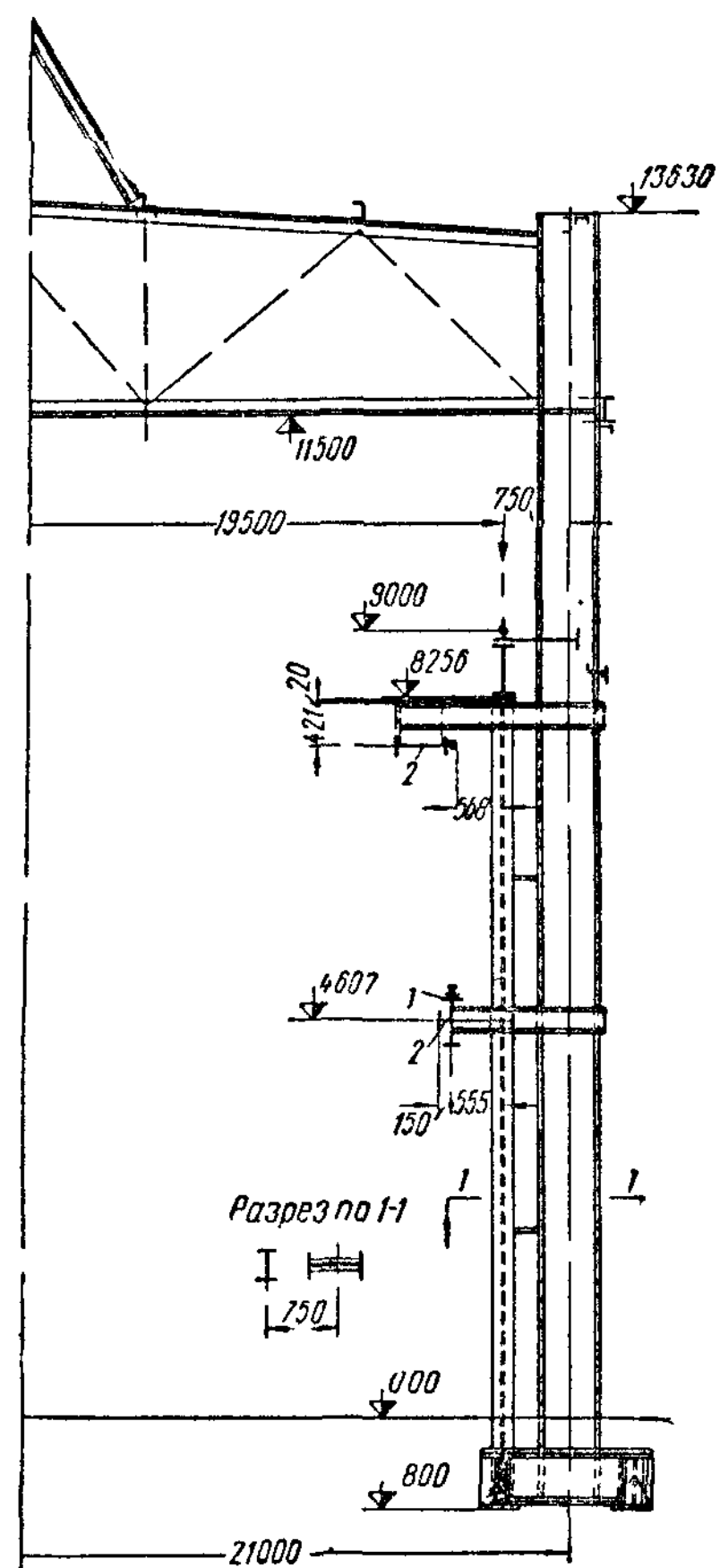


Рис. XVI.29 Прикрепление балок для консольного катучего крана к колонне

1 — вертикальная балка, 2 — горизонтальные балки

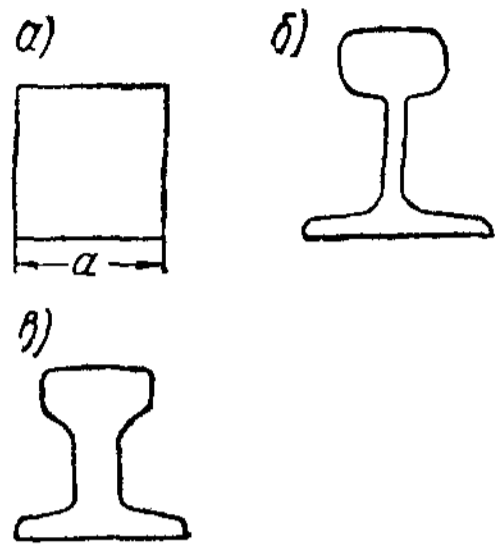


Рис. XVI.30. Типы крановых рельсов
a — брусковый; *б* — железнодорожный, *в* — специальный крановый

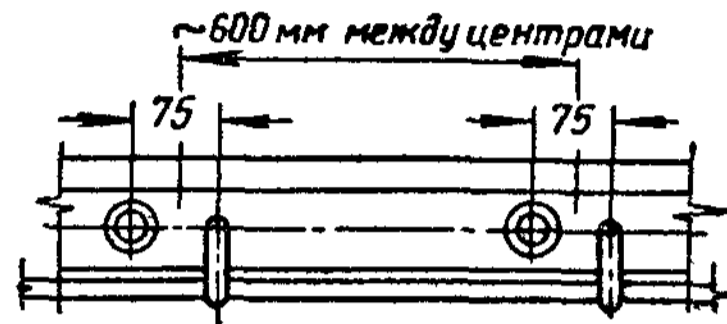
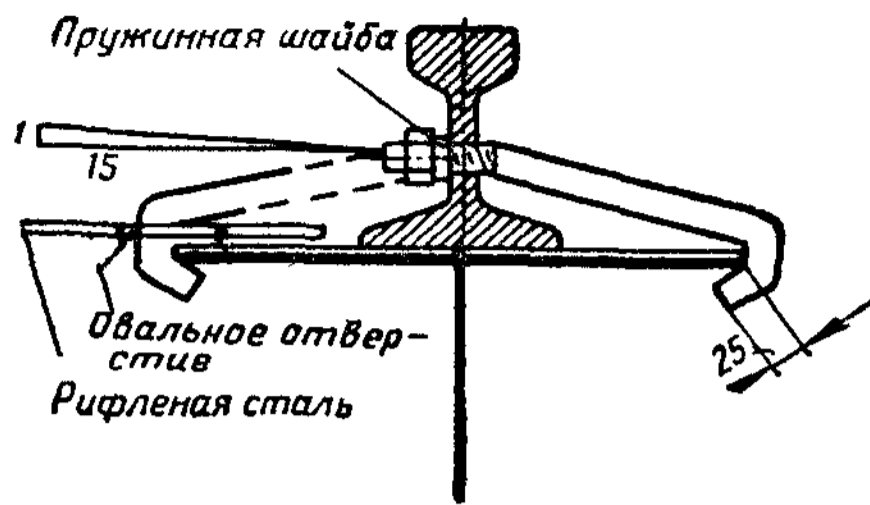


Рис. XVI.31. Крепление железнодорожного рельса с помощью тяжей

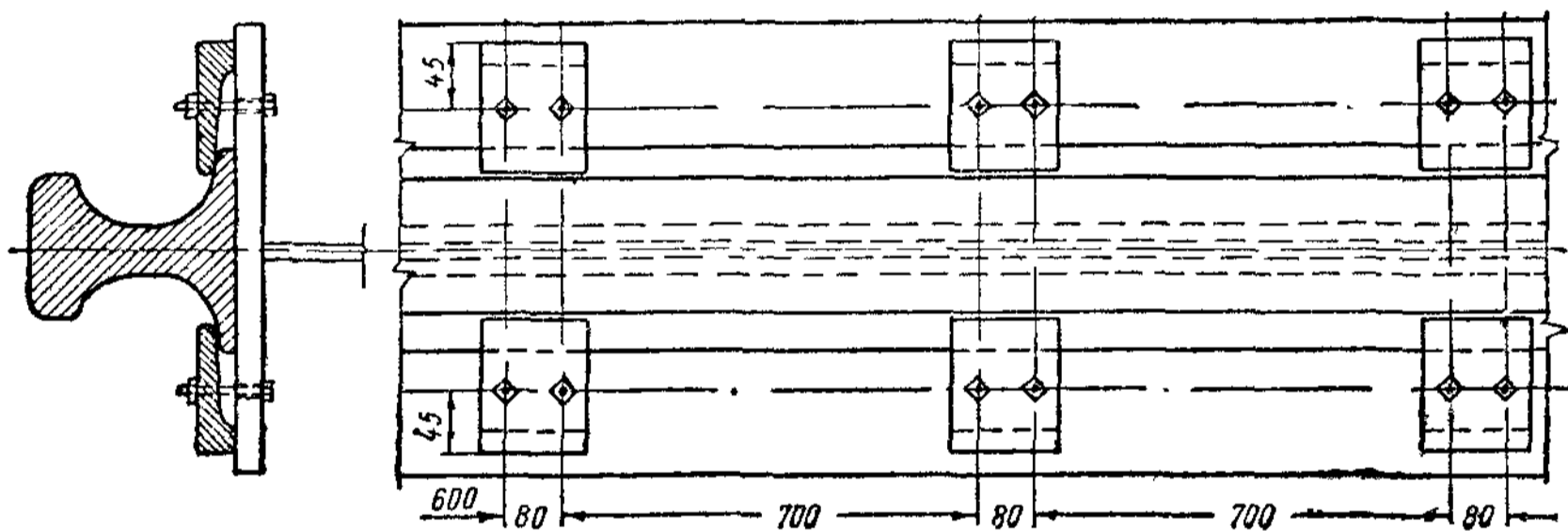


Рис. XVI.32. Крепление специального кранового рельса с помощью боковых накладок

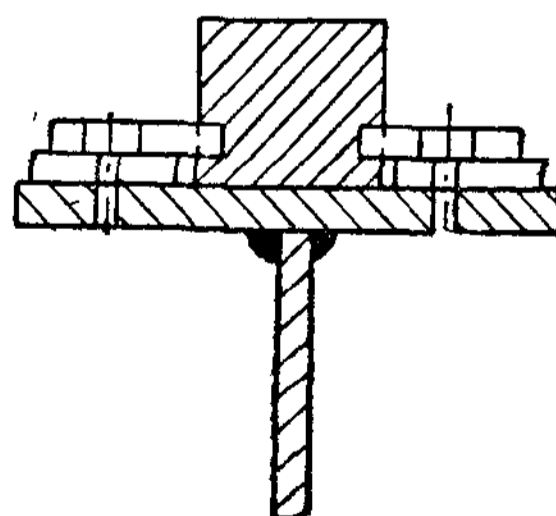


Рис. XVI.33. Крепление брускового рельса

Неподвижное крепление осуществляется приваркой рельса к балке; такое крепление допускается лишь для кранов легкого режима работы. Для кранов других режимов работы неподвижное крепление не может быть рекомендовано, так как смена приваренных к поясу балки рельсов (ввиду их более интенсивного износа) затруднена.

Для того чтобы прикрепление было подвижным, железнодорожные рельсы, как правило, крепят с помощью тяжей диаметром 22—25 мм (рис. XVI.31). Один конец каждого тяжа загнут в виде крюка, которым захватывается верхний пояс подкрановой балки; другой конец, имеющий резьбу, входит в отверстие в стенке рельса. Парные тяжи, расставленные через 70—80 мм, располагаются гайками в разные стороны. Расстояние между каждой парой тяжей назначается около 600—700 мм. Одновременным подвинчиванием гаек каждой пары тяжей можно производить рихтовку рельса.

Для рельсов специального профиля (КР) применяется крепление с помощью боковых накладок, которыми подошва рельса прижимается к поясу балки (рис. XVI.32).

Брусковые рельсы для тяжелых кранов можно прикреплять с помощью планок, вставляемых в простроганные пазы бруска; при этом в планках делают овальные отверстия, а в поясе подкрановой балки и в подкладках — круглые отверстия для болтов (рис. XVI.33).

Железнодорожные рельсы необходимо стыковать накладками, а квадратные — стыковать на «ус» для более постепенной передачи давления на балку при подходе колеса крана к месту стыка.

ГЛАВА XVII
ФАХВЕРК

§ 1. ЭЛЕМЕНТЫ СТЕНОВОГО ЗАПОЛНЕНИЯ

Конструкции фахверка поддерживают стеновое ограждение здания. Вследствие большой высоты производственных зданий при значительных расстояниях между колоннами фахверк этих зданий конструируется по принципу вертикальной балочной клетки и состоит из горизонтальных ригелей и вертикальных стоек (рис. XVII.1), которые делят ограждение на отдельные поля.

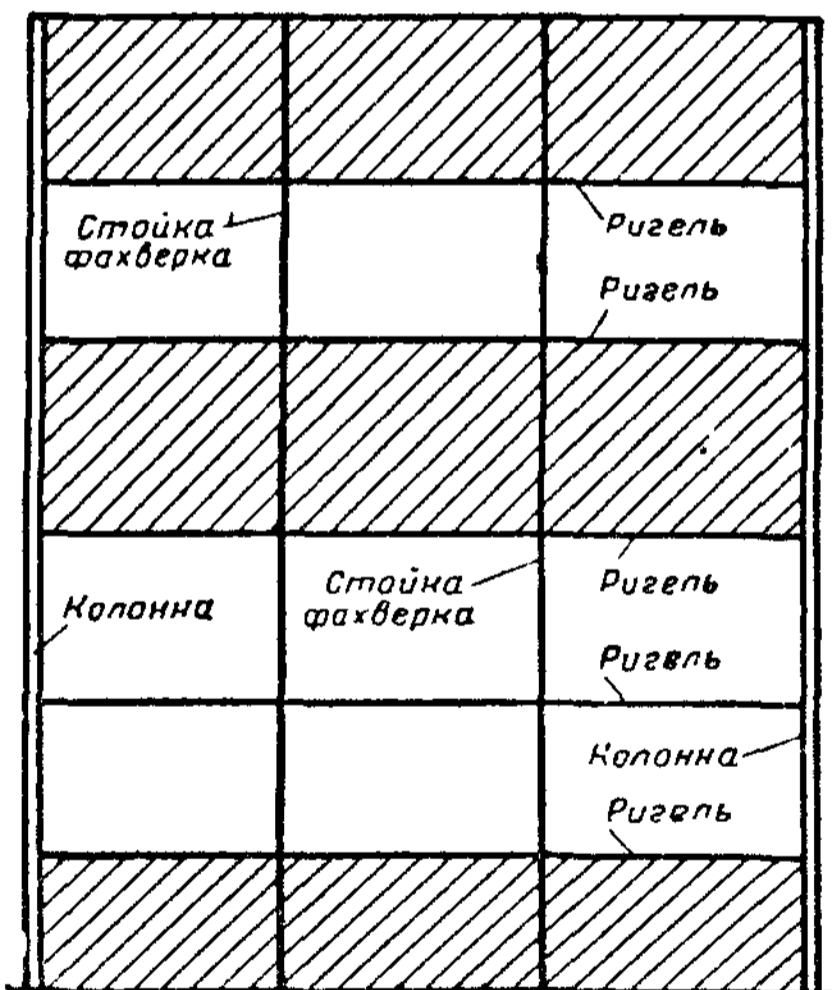


Рис. XVII.1. Схема каркаса фахверка

В зданиях со стальным каркасом фахверк обычно конструируется из стали, хотя имеются предложения применять ригели из сборного железобетона. Стеновое ограждение может быть: самонесущим, когда оно опирается непосредственно на фундамент и передает фахверку только горизонтальные силы, и подвесным, когда оно опирается на ригели фахверка и через ригели подвешено к колоннам. Устойчивость самонесущего ограждения определяется связью с фахверком. В настоящее время наиболее часто применяется самонесущее ограждение, требующее меньшей затраты стали на конструкции фахверка.

До настоящего времени вследствие большой распространенности кирпича в неотопливаемых зданиях находит применение кирпичное заполнение фахверка толщиной в $\frac{1}{2}$ кирпича, которое устраивается в виде подвесного ограждения, располагающегося между каркасом фахверка. Однако этому решению присущи существенные недостатки: большая трудоемкость и малая прочность, особенно в зданиях с тяжелым режимом работы, где такое ограждение разрушается в сравнительно короткие сроки.

Недостаточная сопротивляемость заполнения в $\frac{1}{2}$ кирпича динамическим воздействиям объясняется малой его толщиной и недостаточной связью кирпича между собой в тонкой стенке.

Дефектом конструкции фахверковых кирпичных стен является так-

же то, что укладка верхнего ряда кирпичей (под полками ригелей) сопряжена с неудобствами. На фахверк такой подвесной кирпичной стены расходуется значительное количество стали (до 15—20 кг на 1 м² стены).

Кирпичное заполнение стен возможно также в виде самонесущих кирпичных стеновых панелей — глухих или с проемами (ЦНИПС), имеющих для неотапливаемых зданий толщину 1/2 кирпича (рис. XVII.2).

В этих панелях прочность и устойчивость стены на участке между ветровыми поясами обеспечивается кирпичными пилястрами, расположенными через 1,5—2 м и выступающими внутрь помещения на 25 см; ширина пилястр 12—25 см.

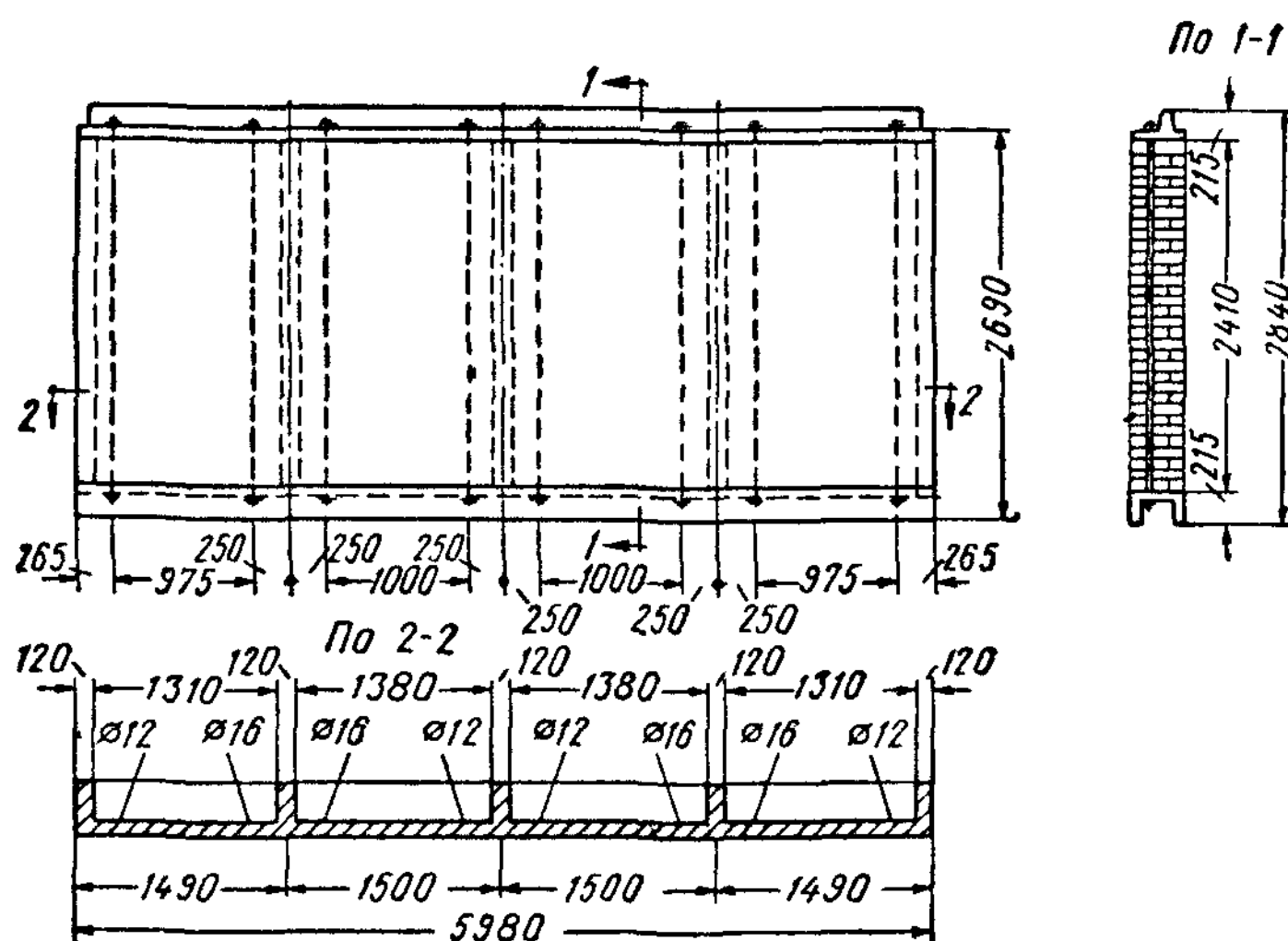


Рис. XVII.2. Кирпичные самонесущие стеновые панели

Понизу и поверху панели окаймляются железобетонными обвязками, соединенными между собой двумя стержнями вертикальной арматуры, которые обеспечивают возможность подъема панелей при монтаже, а также стягивают кирпичную кладку, благодаря чему существенно повышается прочность панелей.

При применении плитных утеплителей, закладываемых между пилястрами, кирпичные панели могут быть использованы и для отапливаемых зданий. Длина стеновых кирпичных панелей в соответствии с шагом колонн принимается 6 м, а высота (при вертикальном модуле стены 0,2 м) 2—2,4 м.

Весьма прогрессивным видом стенового заполнения являются крупноразмерные железобетонные панели, которые начинают широко внедряться в практику строительства. Крупноразмерная панель представляет собой сборный унифицированный элемент стенового ограждения.

Для неотапливаемых зданий, а также цехов, имеющих избыточные тепловыделения, рекомендуется применять железобетонные часторебристые стеновые панели КРП (рис. XVII.3) размером 1,2×6 м (номинальные размеры), аналогичные кровельным плитам (см. § 3 главы XIII). Вес 1 м² такой стены — 140 кг; вес монтажного элемента — 1 т.

Плиты КРП могут располагаться в стене как горизонтальными, так и вертикальными рядами.

Широко применявшиеся в прошлом для отапливаемых зданий кирпичные стены толщиной в 1 1/2 кирпича в настоящее время не применяются.

В неотапливаемых зданиях имеет место применение крупногабаритных асбестоцементных волнистых листов усиленного профиля. Этот тип стенового заполнения уступает по плотности и долговечности ограждению из железобетонных ребристых панелей и не может быть рекомендован для зданий с тяжелым режимом работы; применение его возможно главным образом в цехах с кранами легкого режима работы. К недостаткам его относится также большой расход стали для устройства фахверка. Стены из асбестоцементных волнистых листов обладают слабой герметичностью и могут вызывать повышенную фильтрацию воздуха в помещение.

Более совершенным типом стенового ограждения для неотапливаемых зданий (особенно для горячих цехов) являются волнистые листы из алюминиевых сплавов, отличающиеся малым весом и высокими антикоррозийными свойствами.

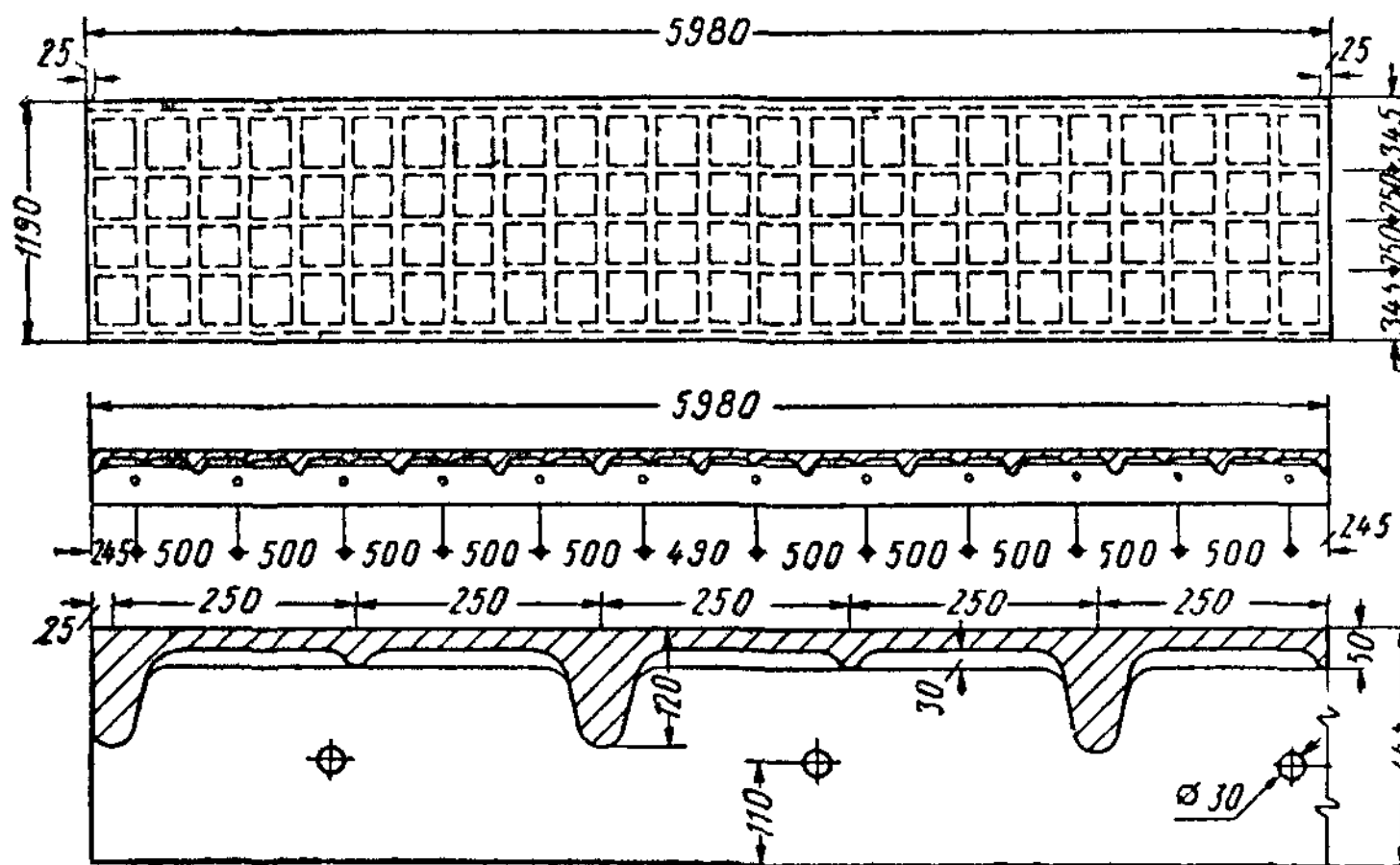


Рис. XVII.3. Часторебристая железобетонная стеновая панель КРП

В зарубежной практике известны также случаи применения тонких листов из алюминиевых сплавов в качестве легкого и долговечного облицовочного материала для стен, выполненных из легких пористых материалов.

Для отапливаемых зданий целесообразно применять плоские и ребристые армопенобетонные плиты размером $6 \times 1,2$ м (номинальные размеры). Плоские плиты укладывают преимущественно горизонтальными рядами; ребристые можно укладывать в стены как горизонтальными, так и вертикальными рядами.

§ 2. ФАХВЕРК ПРОДОЛЬНЫХ СТЕН

Схема стального каркаса стен зависит от типа применяемого заполнения. Крупногабаритные панели, укладываемые горизонтальными рядами, создают самонесущие стены, вертикальная нагрузка от которых передается через цоколь стены на фундаментные балки или ленточные фундаменты. Горизонтальные ветровые нагрузки передаются ребрами плит или самими плоскими плитами на колонны. Таким образом, здесь нет надобности в устройстве горизонтальных элементов фахверка — ригелей.

При шаге наружных колонн 6 м плиты непосредственно прикрепляются к полкам колонн. При продольном шаге несущих колонн здания

12 м и более между ними вводятся промежуточные вертикальные стойки фахверка, располагаемые через 6 м.

Если по условиям компоновки фасада требуется вертикальное расположение стеновых панелей, то для передачи горизонтальных ветровых нагрузок на колонны необходимы ригели.

В таком случае весьма целесообразно применение сборных железобетонных ригелей (рис. XVII.4), экономичных по расходу стали (6 кг стали на 1 м² стены) и обеспечивающих плотное сопряжение с железобетонными или армопенобетонными панелями. Расстояние между ригелями по высоте стены определяется стандартной длиной панелей — 6 м.

Стены из асбестоцементных волнистых листов требуют более частого расположения ригелей в соответствии с меньшей длиной листов (2,3 и 2,8 м).

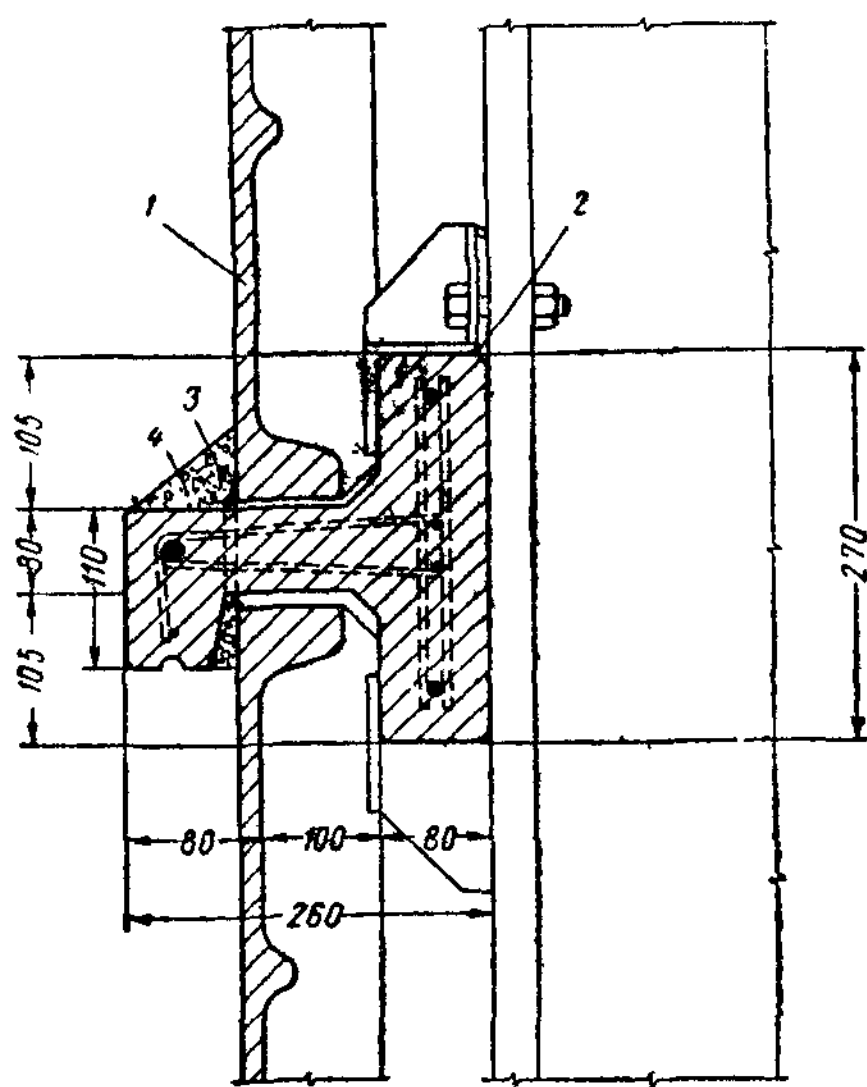


Рис. XVII.4. Сборный железобетонный ригель

1 — стеновая панель, 2 — железобетонный сборный ригель, 3 — стержень $d = 8$ мм, 4 — цементный раствор

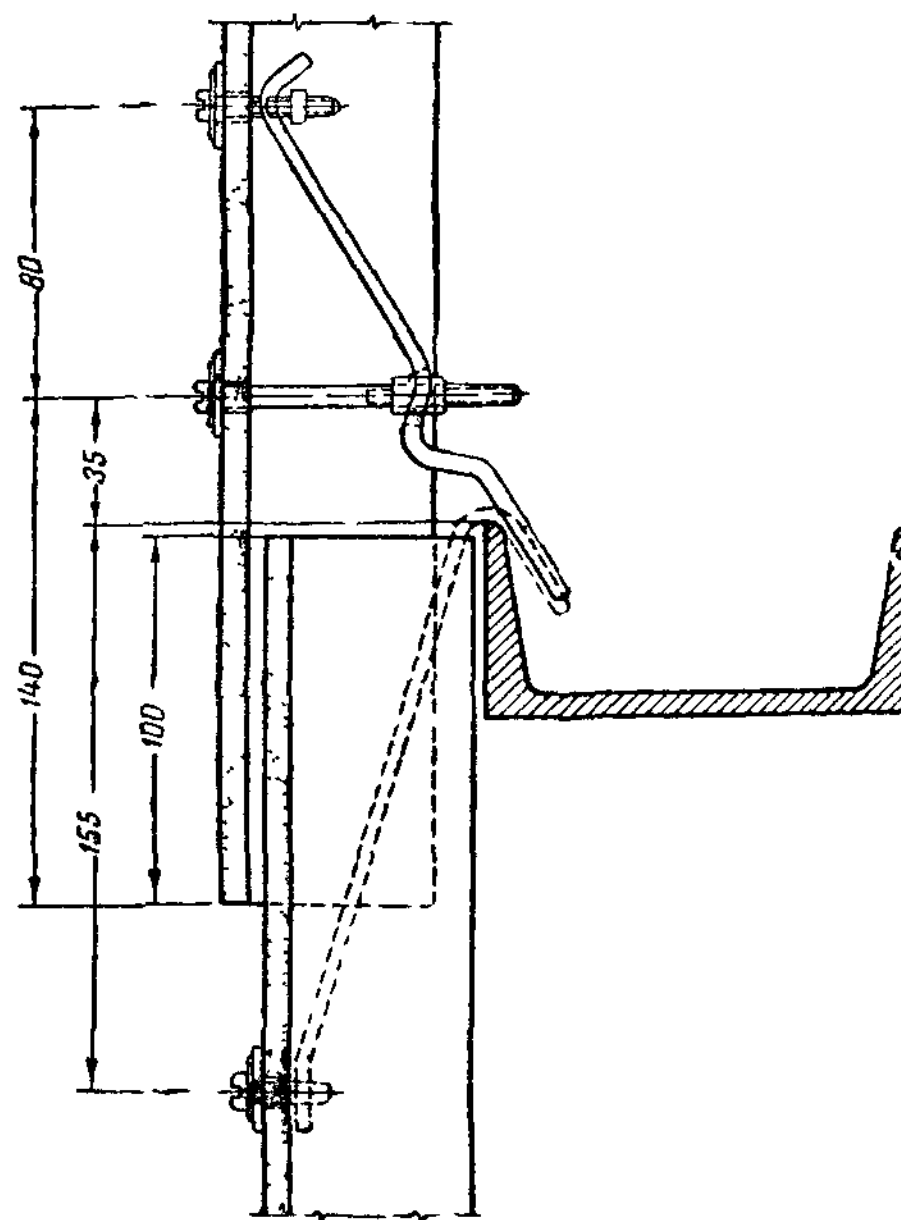


Рис. XVII.5. Крепление асбестоцементных волнистых листов к ригелю фахверка

Асбестоцементные волнистые листы прикрепляются к ригелям фахверка из швеллеров с помощью специальных крючков (рис. XVII.5). Взаимное сопряжение листов осуществляется на винтах диаметром 6 мм.

В случае устройства стен из кирпичных панелей ригелями являются горизонтальные железобетонные обвязки панелей.

Обычное кирпичное заполнение (толщиной в $\frac{1}{2}$ кирпича) требует фахверка с достаточно мелкой ячейкой, размеры которой зависят от назначения здания. Так, в зданиях с тяжелым режимом работы с точки зрения предотвращения выпадания кирпичей ячейка фахверка должна иметь площадь не более 9 м². При этом каждое поле кладки должно быть окаймлено по контуру (обычно при помощи швеллеров и двутавров № 14).

При расположении ригелей в плоскости кирпичного заполнения ригели над проемами (рис. XVII.1) работают на нагрузку от веса опирающейся на них кладки. При этом обычно считается, что кладка образует

над ригелем свод и не вся давит на ригель. Принято учитывать разгружающее действие свода в том случае, если высота кладки над ригелем составляет не менее 0,75 пролета ригеля. В этом случае ригель воспринимает нагрузку от участка стены, ограниченного сторонами треугольника (рис. XVII.6).

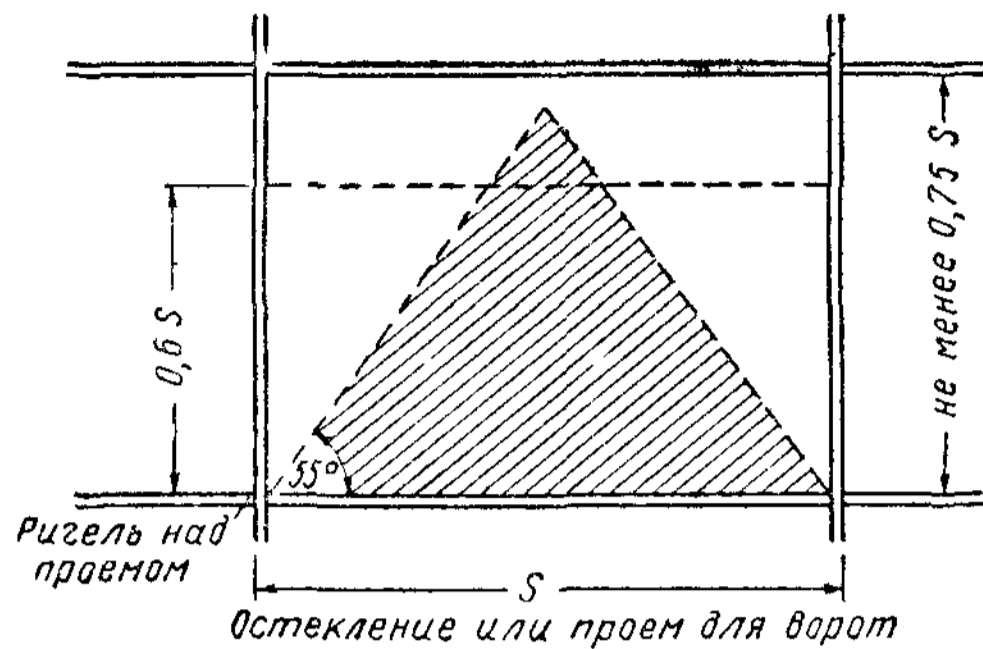


Рис. XVII.6. Расчетная нагрузка на ригель, расположенный над проемом при подвесном ограждении

При высоте кладки над ригелем менее 0,75 его пролета вертикальная нагрузка считается равномерно распределенной по всему пролету и равной весу всей расположенной на ригеле кладки. Прикрепление ригелей к стойкам во всех случаях рассчитывается на полный вес кладки.

Промежуточные ригели в толще стены являются связующими обвязками. Сечение ригеля над проемом (для стен толщиной в $\frac{1}{2}$ кирпича) обычно принимается из двух швеллеров, связанных листом (рис.

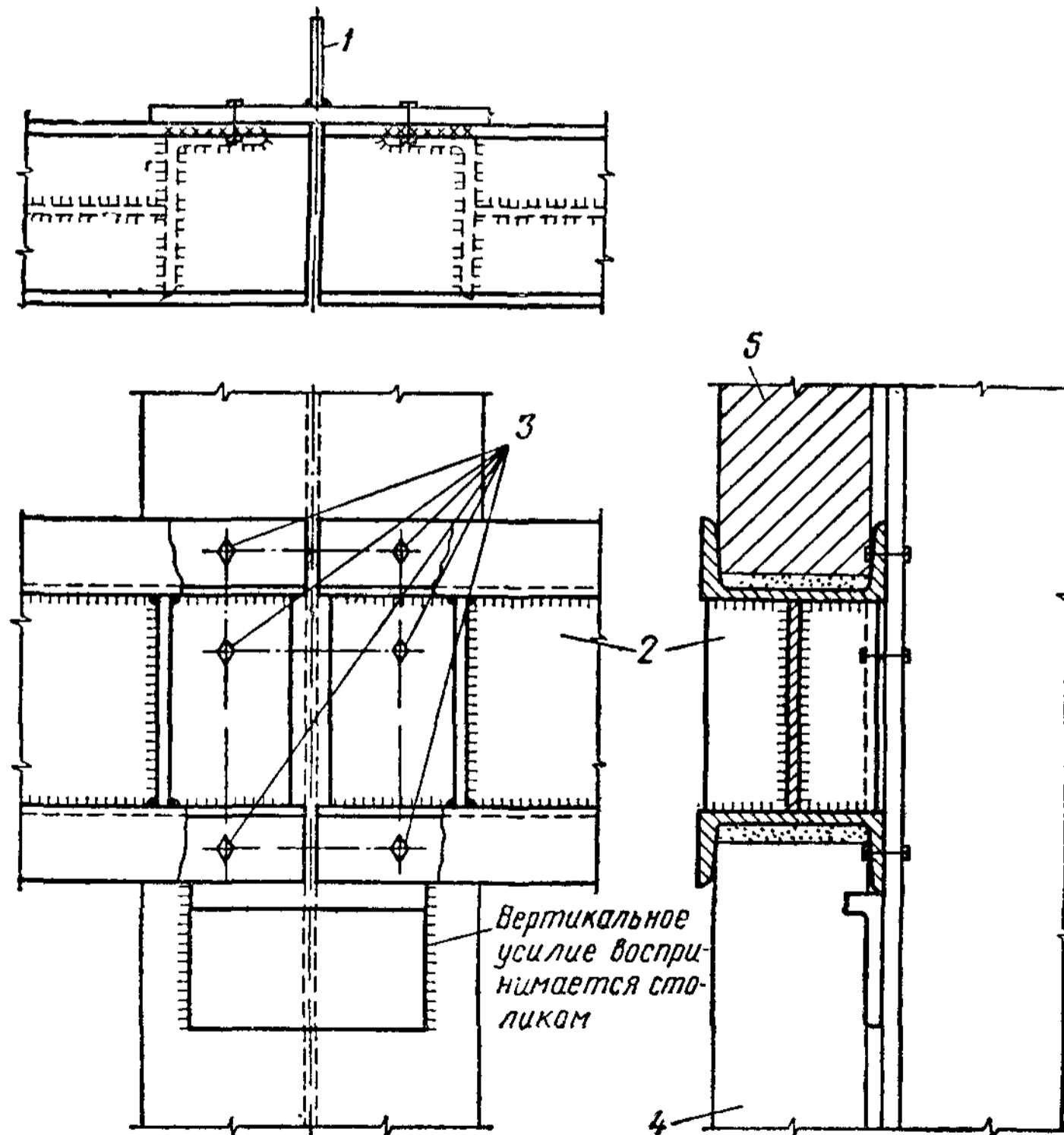


Рис. XVII.7. Тип стального ригеля над проемом при подвесном ограждении

1 — колонна здания или стойка; 2 — ригель; 3 — черные болты; 4 — переплет; 5 — ограждение

XVII.7); связующих ригелей — из одного швеллера плашмя. Промежуточные стойки фахверка конструируются из двутавров.

§ 3. ТОРЦОВЫЙ ФАХВЕРК

При устройстве торцовых стен необходимо учитывать привязку стен к оси поперечного ряда торцовых колонн. Обычно расстояние от этой оси до внутренней грани торцовой стены принимается равным 0,5 м.

Основными элементами торцового фахверка являются стойки, располагающиеся по всей ширине торцовой стены. Опорами стоек вверху служат торцовые связевые фермы, расположенные в рамах со сквозным ригелем в плоскостях нижнего и верхнего поясов стропильных ферм, а в рамах со сплошным ригелем — только в плоскости верхних поясов ригелей.

При разбивке стоек фахверка необходимо исходить из величины горизонтального модуля плана, стандартных размеров стеновых панелей и, кроме того, учитывать расположение проемов и проездов в торцовых стенах.

При унифицированном 6-метровом модуле поперечного шага колонн нормальное расстояние между стойками фахверка составляет 6 м, чему соответствуют также принятые размеры стеновых панелей. Такое расположение стоек увязывается с разбивкой решетки торцовых ветровых ферм, в узлы которых передается ветровая нагрузка от стоек фахверка.

Назначение и конструкция ригелей в торцовом фахверке — те же, что и в продольном.

Ригели фахверка в общем случае рассчитываются на косоу изгиб с кручением, а стойки фахверка — на внецентренное сжатие.

§ 4. КОМПОНОВКА ФАХВЕРКА ПРИ БОЛЬШИХ ПРОЕМАХ В СТЕНАХ ЗДАНИЯ

По технологическим условиям для ряда производств требуется устройство больших проемов как в продольных, так и в торцовых стенах здания. В таких случаях, очевидно, опорами основных стоек фахверка не могут служить фундаменты, так как стойки не доходят до уровня пола цеха.

Рассмотрим возможные варианты решений.

Первый вариант заключается в том, что вертикальное давление стоек фахверка воспринимается специальной фермой, расположенной непосредственно над проемом стены (рис. XVII.8). Опорами этой фермы служат основные колонны цеха (или те стойки фахверка, например, в торцовых стенах, которые по условиям габаритов проема могут быть доведены до земли). Горизонтальная ветровая нагрузка в верхних узлах стоек воспринимается горизонтальной связевой фермой $a-b$ (рис. XVII.8). При этом конструкция примыкания стоек фахверка к узлам подстропильной фермы должна обеспечивать передачу лишь горизонтальных давлений (см. стр. 597). В нижних узлах стоек ветровая нагрузка воспринимается специальной горизонтальной фермой $c-d$, опорами которой также служат колонны здания. Восприятие ветровой нагрузки на ограждающую поверхность ворот может осуществляться с помощью решетки, которая служит также для поддержания внутреннего пояса d горизонтальной фермы $c-d$.

При большом пролете ворот (например, 30 м и более) передачу на основные колонны цеха ветровой нагрузки, действующей на полотнища

ворот, целесообразно осуществлять с помощью горизонтальной надворотной фермы, конструктивно связанной с верхними направляющими элементами полотнищ ворот (обычно при указанных размерах проемов применяются ворота раздвижной системы).

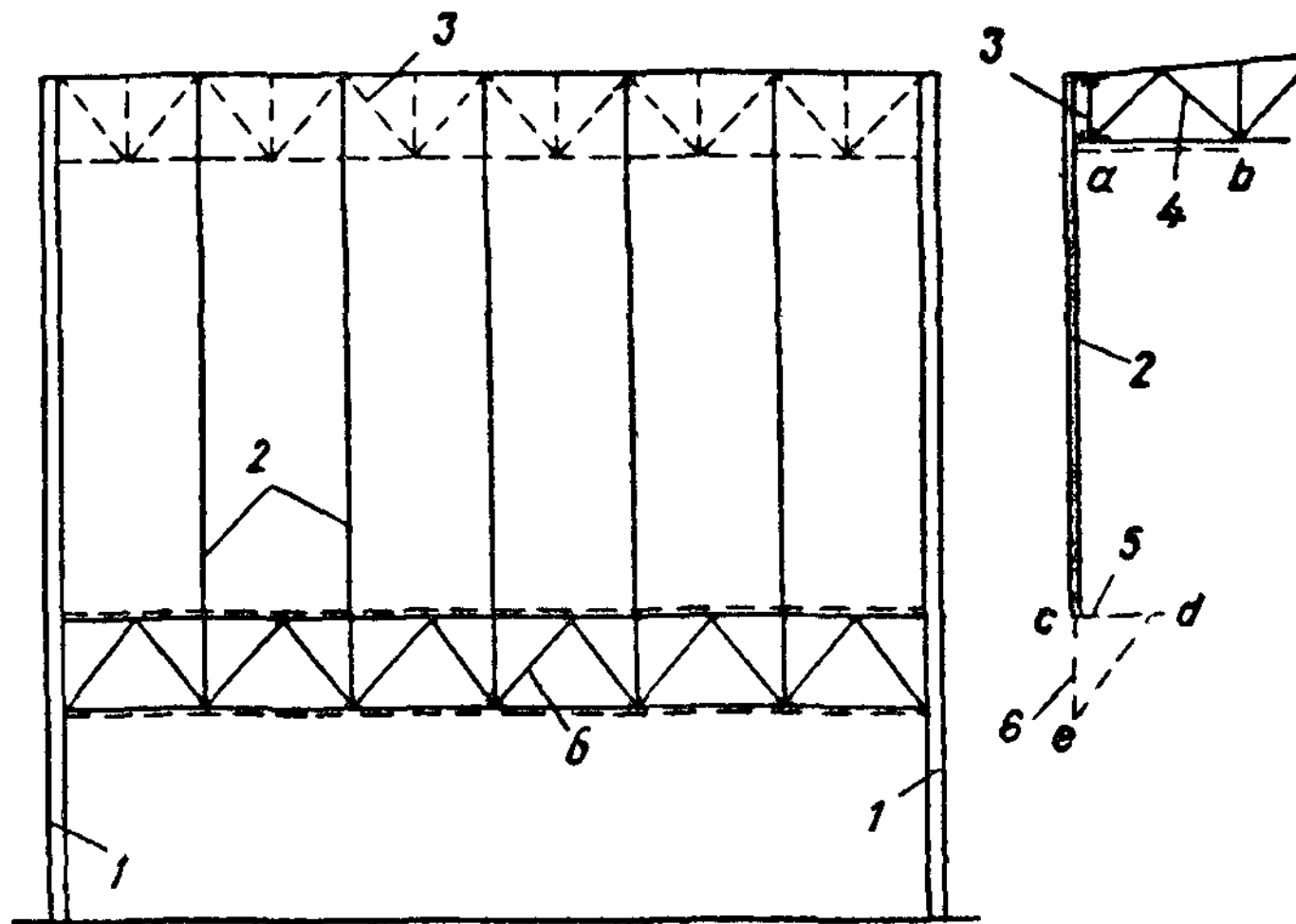


Рис. XVII.8 Устройство фахверка при большом проеме в стене

1 — колонна; 2 — стойки фахверка; 3 — подстропильная ферма; 4 — промежуточная стропильная ферма; 5 — ветровая ферма; 6 — ферма над проемом

Второй вариант заключается в том, что стойки фахверка подвешиваются к узлам подстропильной фермы (если проем устраивается в продольной стене, рис. XVII.9) или к узлам торцевой стропильной фермы (если проем устраивается в торцевой стене). Горизонтальная ветровая нагрузка в верхних узлах стоек воспринимается горизонтальной связевой фермой, а в нижних узлах — специальной горизонтальной ветровой фермой, как и в первом варианте.

Сравнивая рассмотренные варианты, можно отметить, что работа стоек на растяжение, как это имеет место во втором варианте, принципиально выгоднее, нежели работа на сжатие по первому варианту (из-за отсутствия продольного изгиба). Однако существенным недостатком второго варианта является внецентренное воздействие нагрузки от фахверка на подстропильную или торцевую стропильную ферму, вследствие чего первое решение следует считать более рациональным.

Устройство фахверка, подобное рассмотренным, применяется также при наличии перепада высот в двух смежных пролетах здания. Здесь нижние подстропильные фермы по среднему ряду колонн используются также для поддержания стоек фахверка. Целесообразность такого использования подстропильных ферм следует иметь в виду при увязке вертикальных габаритов покрытия цеха.

§ 5. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ ДЕТАЛЕЙ ФАХВЕРКА

1. Прикрепление стоек фахверка к каркасу здания

Стойки фахверка не должны воспринимать вертикальной нагрузки от подстропильных и стропильных ферм, ввиду чего конструкция примыкания их к элементам покрытия должна обеспечивать передачу лишь горизонтальных нагрузок от ветра.

На рис. XVII. 10 показан пример прикрепления стойки фахверка к узлам подстропильной фермы; ветровая нагрузка передается стойкой с помощью слегка изогнутого горизонтального листа уголком нижнего пояса подстропильной фермы, являющегося элементом горизонтальной

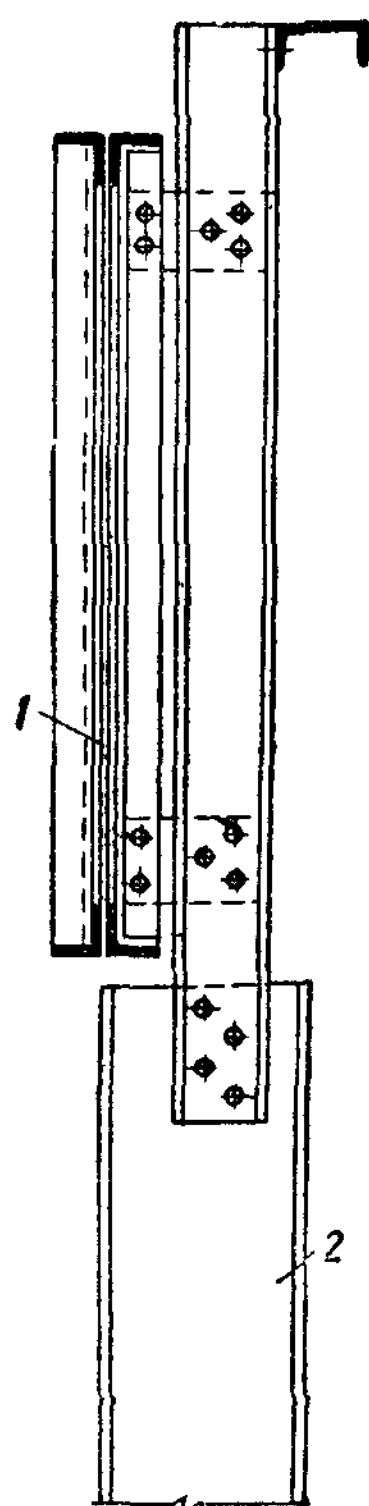


Рис. XVII.9 Подвеска стоек фахверка к узлам подстропильной фермы

1 — подстропильная ферма, 2 — стойка фахверка

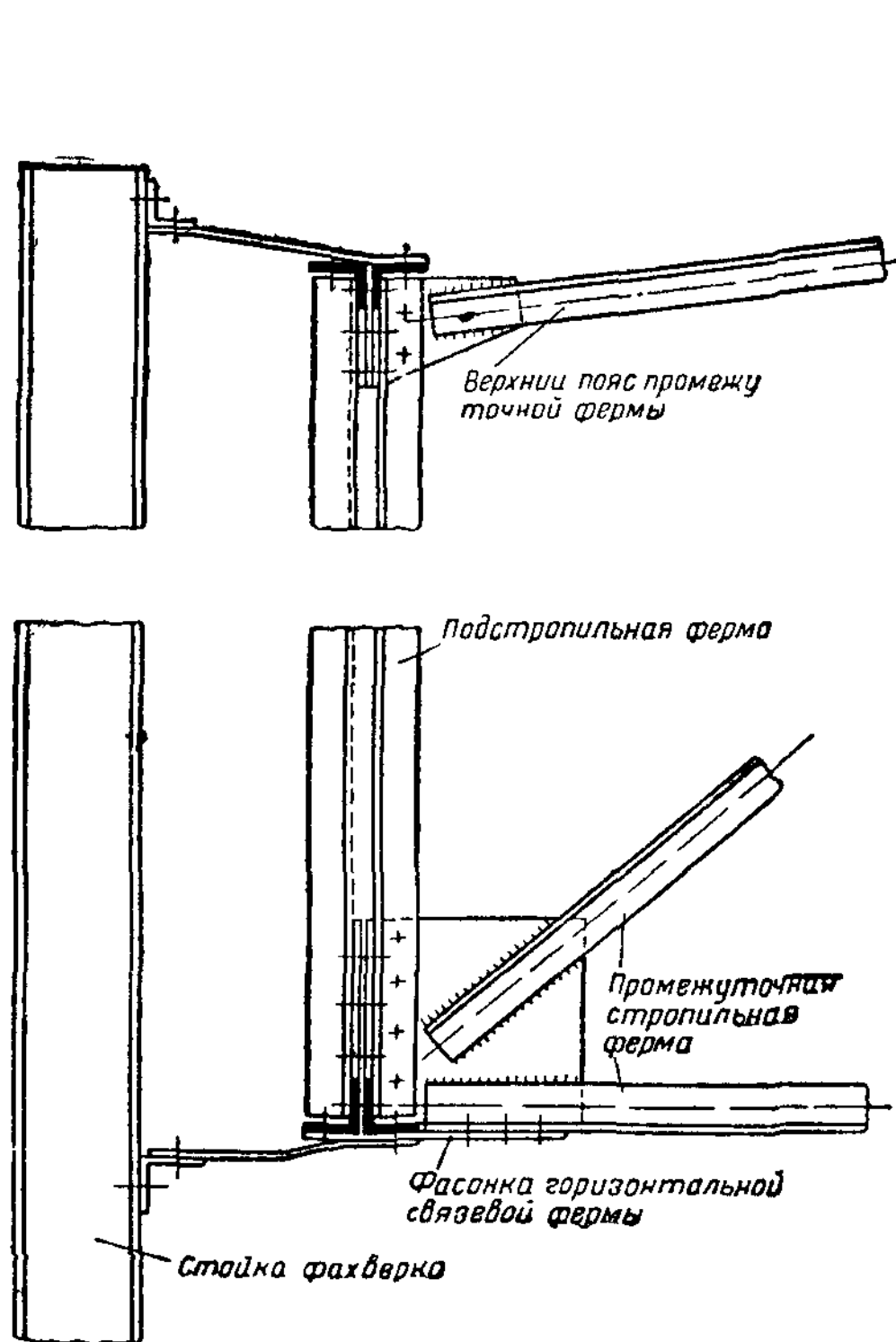


Рис. XVII.10. Прикрепление стойки фахверка к узлам подстропильной фермы

связевой фермы; при таком прикреплении обеспечивается передача горизонтальной нагрузки и устраняется вертикальное воздействие подстропильной фермы на стойку фахверка. Подобным же образом осуществлено сопряжение верхнего конца стойки с верхним поясом подстропильной фермы.

2. Прикрепление стеновых панелей к колоннам и стойкам фахверка

Прикрепление стеновых панелей самонесущих стен к колоннам и стойкам фахверка должно обеспечивать возможность свободной осадки плит (ввиду непосредственной передачи собственного их веса на фундамент).

В случае устройства подвесных стен (при наличии проемов) крепление должно быть неподвижным.

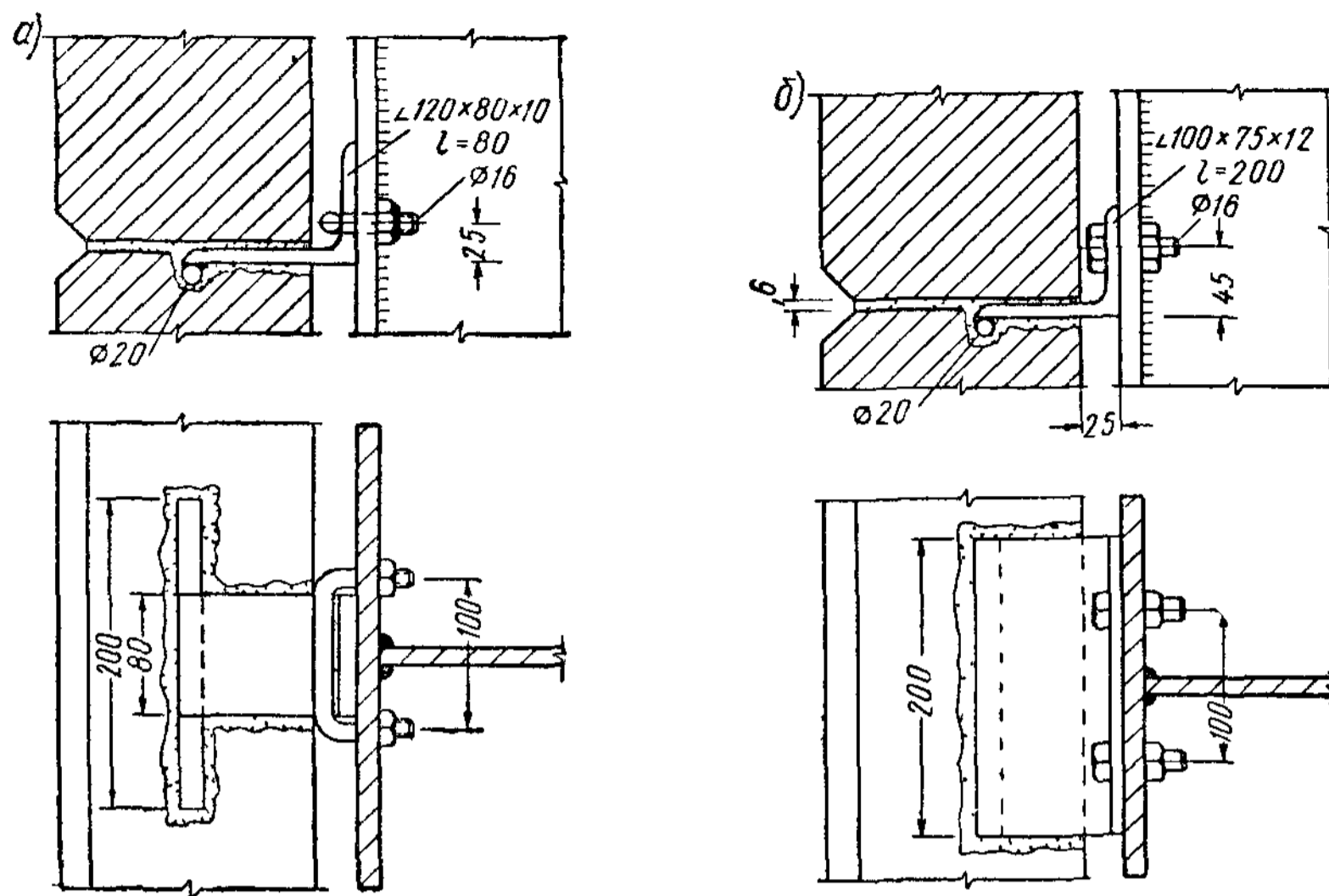


Рис XVII 11 Прикрепление армопенобетонных панелей к колоннам
a — при самонесущей стене, *б* — при подвесной стене

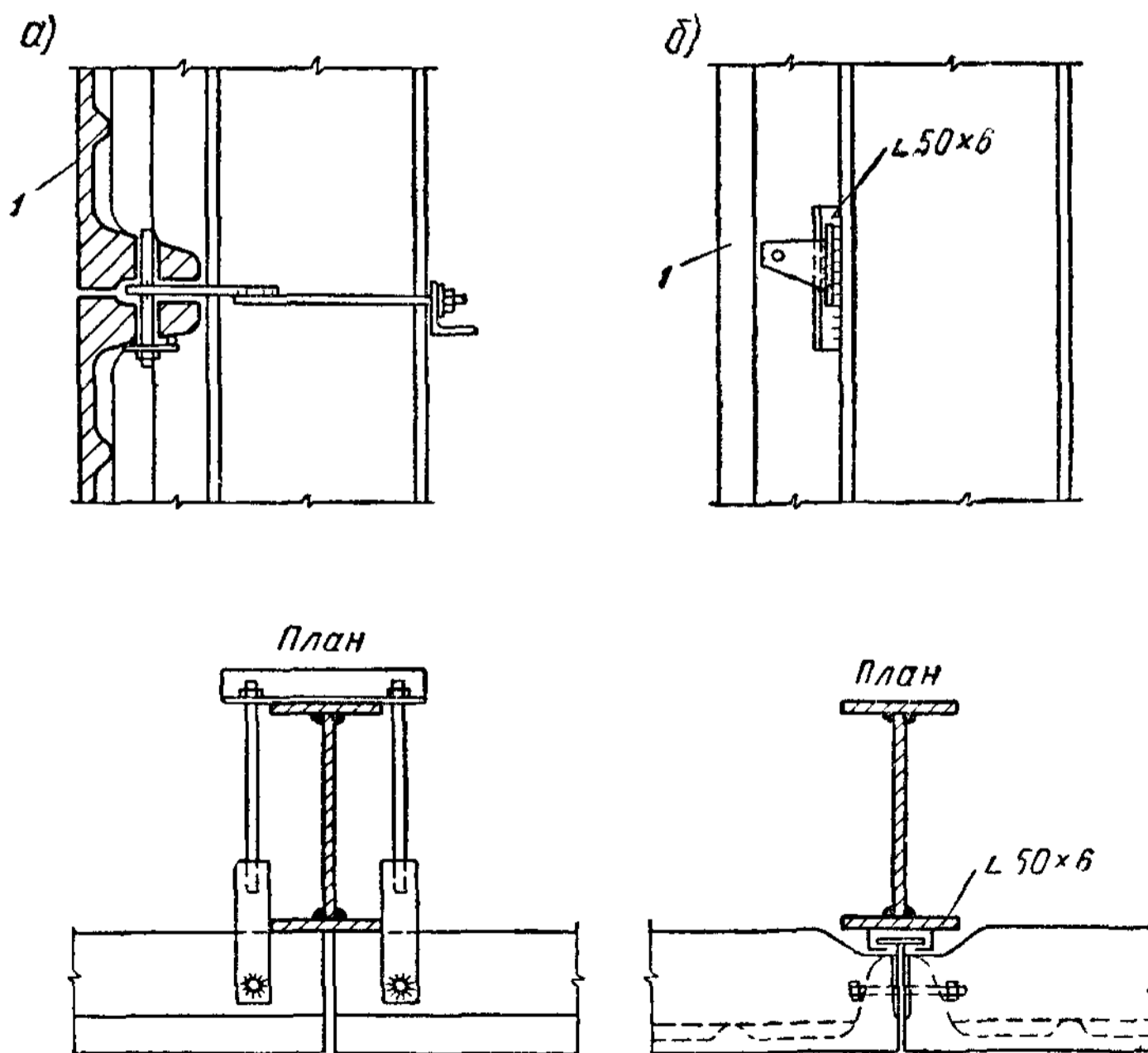


Рис. XVII 12. Прикрепление железобетонных часторебристых панелей к колоннам
a — при подвесной стене, *б* — при самонесущей стене, *I* — стеновая панель КРП

Крепление плоских армопенобетонных панелей самонесущей стены к стальным колоннам осуществляется с помощью стальных закладных деталей (рис. XVII. 11, а): между плитами закладывается горизонтальный анкер, приваренный к полке уголка; вертикальная полка уголка закладывается в хомут, приболченный (или приваренный) к полке колонны.

В случае неподвижного крепления панелей подвесной стены аналогичная закладная деталь (круглый анкер и уголок) наглухо прикрепляется к полке колонны (рис. XVII.11, б).

Железобетонные часторебристые панели КРП при горизонтальной их укладке крепят к колоннам согласно рис. XVII. 12.

Неподвижное крепление устраивается с помощью хомута; анкеры из полосовой стали закладываются между ребрами смежных панелей, к которым прикрепляются вертикальным болтом (рис. XVII. 12, а). Устройство подвижного крепления для самонесущей стены показано на рис. XVII. 12, б.

При вертикальном расположении часторебристые плиты прикрепляются к ригелям, передающим горизонтальную нагрузку на колонны.

На рис. XVII. 4 показано прикрепление железобетонного сборного ригеля к полкам стальной колонны, а также сопряжение панелей с таким ригелем.

ГЛАВА XVIII

**КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ
И МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ**

§ 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Большие пролеты, перекрываемые стальными конструкциями, встречаются в гражданских зданиях общественного назначения, в зданиях специального назначения и в производственных зданиях.

Гражданские здания общественного назначения — театры, выставочные павильоны, концертные и спортивные залы, а также навесы над трибунами, рынки, вокзалы и т. п. — имеют большие пролеты, обусловленные как эксплуатационными, так и архитектурными требованиями.

Здания специального назначения — ангары, гаражи, троллейбусные парки и т. п. — проектируют без внутренних колонн, исходя из удобства размещения и эвакуации машин.

В промышленном строительстве большие пролеты встречаются в сборочных цехах самолетостроительных, судостроительных и машиностроительных заводов, где они обуславливаются или крупными габаритами собираемых машин (судов, самолетов) или требованиями технологического процесса.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПЕРЕКРЫТИЙ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Системы, перекрывающие большие пролеты, проектируются, как правило, однопролетными, что вытекает из основного эксплуатационного требования — отсутствия промежуточных опор.

Различие в назначении большепролетных сооружений, в условиях их эксплуатации и предъявляемых к ним архитектурных требований определяет применение весьма разнообразных конструктивных решений — балочных, рамных, арочных, пространственных и даже висячих — вантовых. Балочные (рис. XVIII.1) и рамные (рис. XVIII.2) системы весьма часто используются в большепролетных перекрытиях, так как они лучше всего соответствуют обычно прямоугольному внутреннему габариту помещений. Арочные системы экономичны при значительных пролетах (80 м и более) и имеют преимущества в архитектурном отношении (рис. XVIII.3). Арочные системы могут также оказаться рациональными при большой высоте помещений, так как в этом случае внутренний габарит лучше вписывается в очертание арки. Экономичны по затрате металла пространственные системы в виде сетчатых или сплошных оболочек и складок, куполов или шатров (при круглых или многоугольных помещениях).

Конструкции висячих систем, в которых основными несущими элементами являются высокопрочные канаты — ванты, получают наиболее легкими, что является их существенным преимуществом. Сравнительно редкое применение висячих систем можно объяснить их недостаточной конструктивной разработанностью.

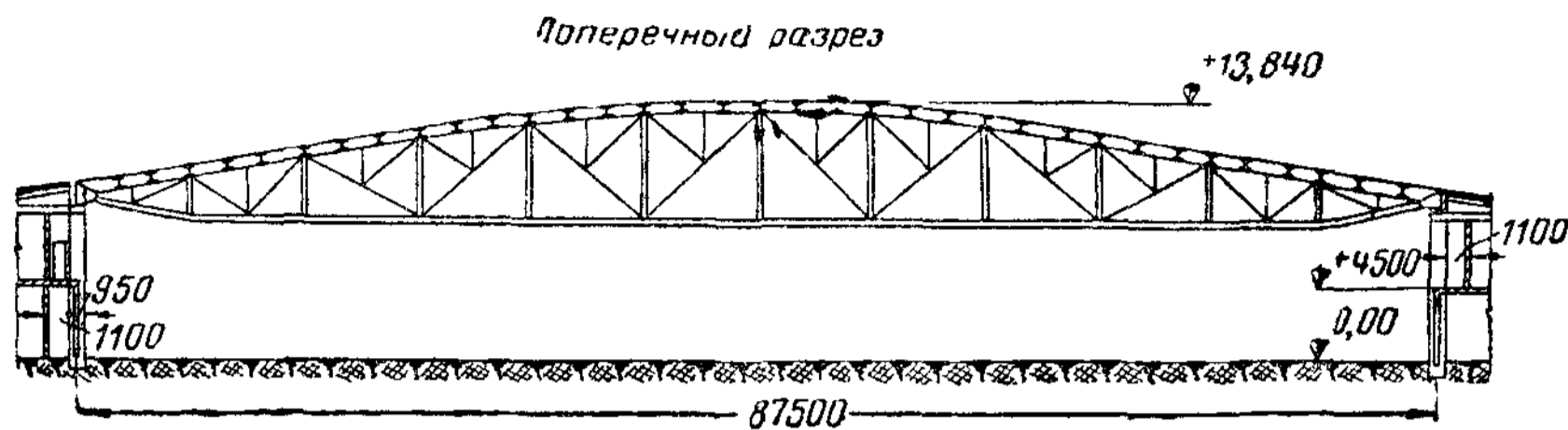


Рис XVIII.1. Балочное покрытие ангара

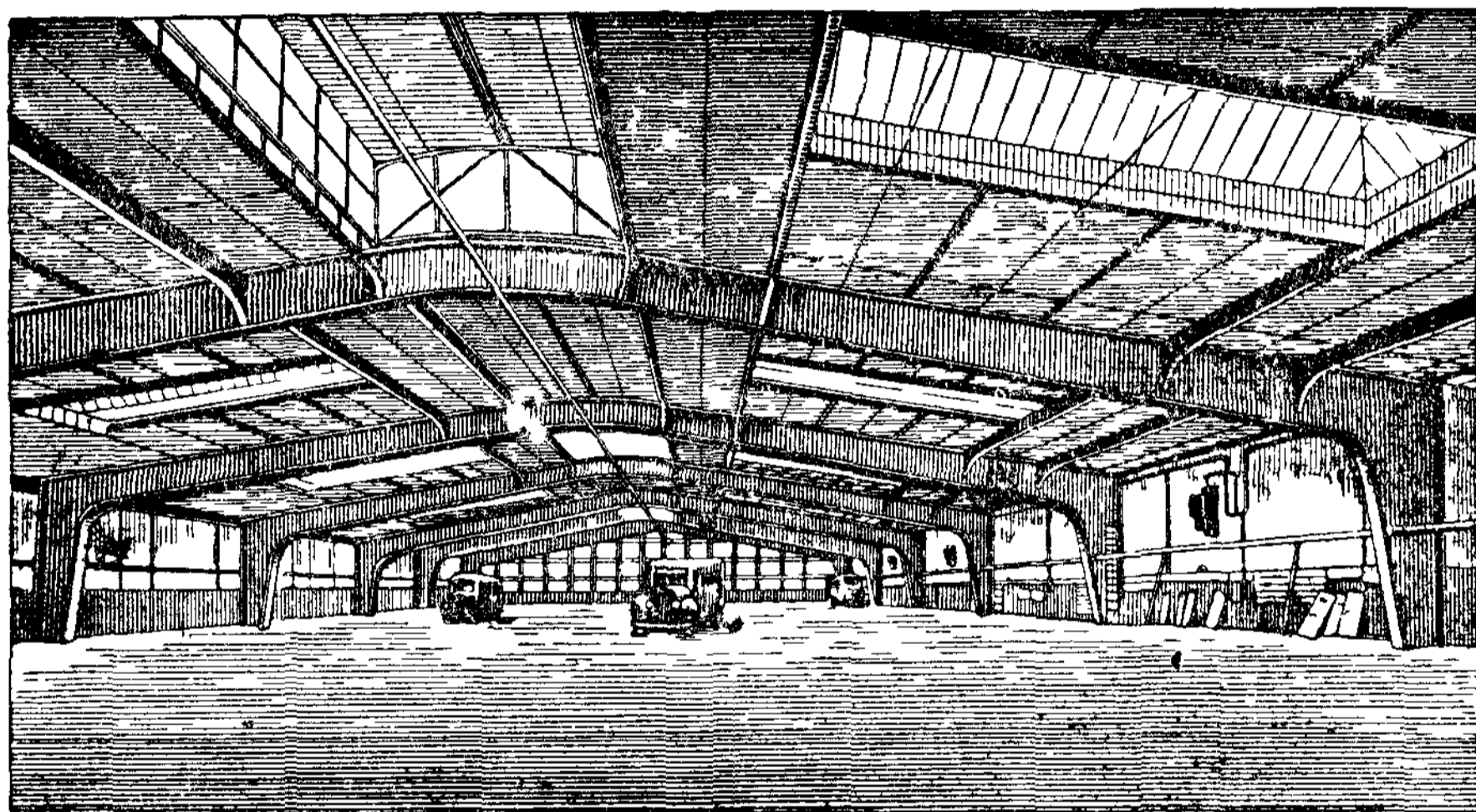


Рис XVIII.2 Рамное перекрытие гаража

Большинство большепролетных перекрытий имеет прямоугольное очертание в плане. Однако здания общественного назначения — театры, концертные и спортивные залы, выставочные павильоны — могут иметь также квадратную, круглую или овальную форму. Отступление от обычной прямоугольной планировки (кроме круга) усложняет компоновку конструкций перекрытия и затрудняет применение типовых конструктивных элементов. Сооружения с большими пролетами (за исключением типовых ангаров) не являются объектами массового строительства; их архитектурные и конструктивные решения весьма индивидуальны, что также ограничивает возможности типизации и унификации конструкций. Однако типовые решения для отдельных конструктивных элементов этих покрытий (прогонов, переплетов, кровельных плит и т. п.) следует применять в возможно большем объеме. Весьма целесообразно подчинение единому модулю конструктивно-компоновочных размеров сооружения (шага рам, ферм, арок, расстояний между прогонами и т. п.).

Большепролетные конструкции работают в основном на нагрузку от собственного веса; поэтому уменьшение собственного веса конструкции является главной задачей конструктора. С этой точки зрения рациональ-

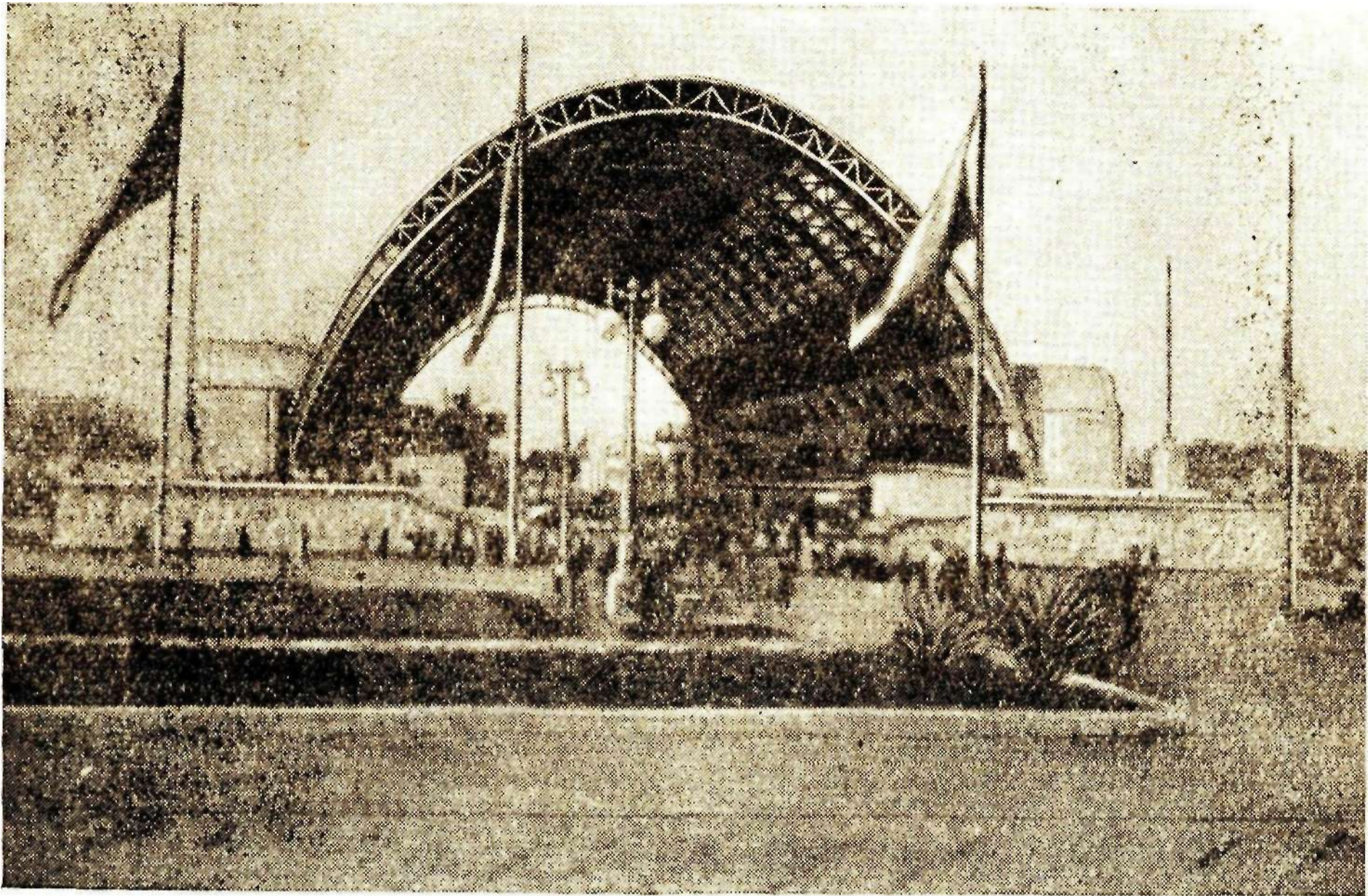


Рис. XVIII.3. Арочное перекрытие павильона механизации на Всесоюзной сельскохозяйственной выставке в Москве (1939 г.)

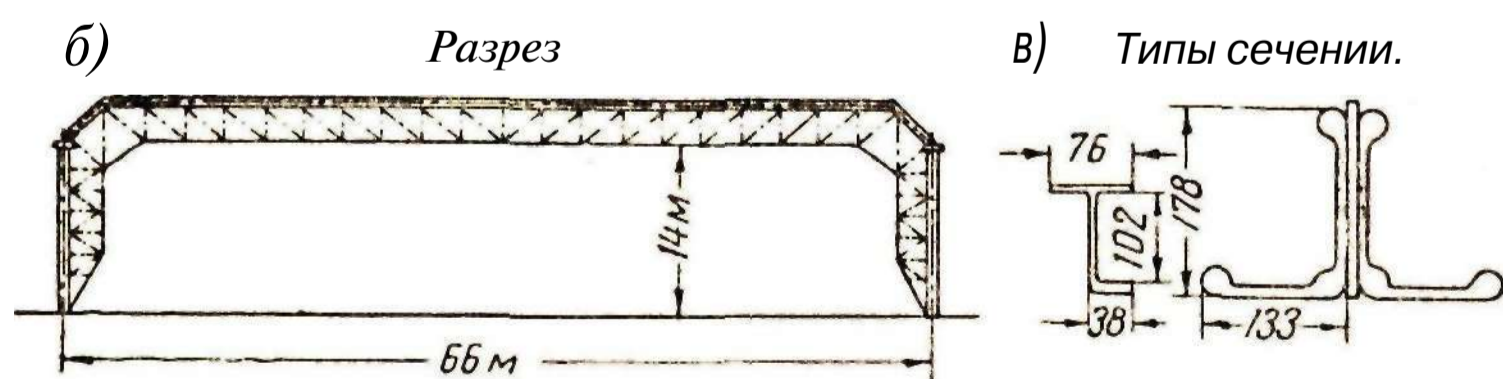
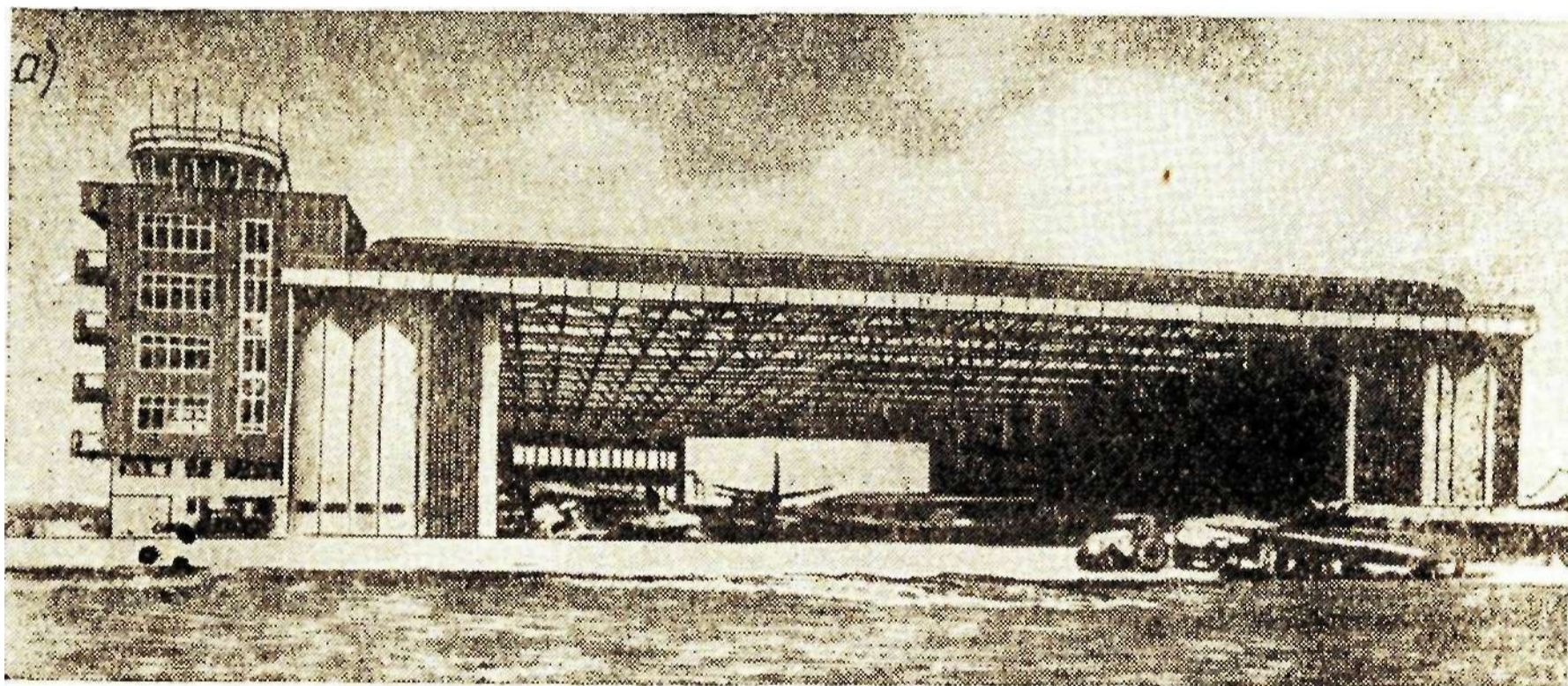


Рис. XVIII.4. Рамная конструкция ангара из алюминиевого сплава в Хатфильде (Англия)

ным является применение в большепролетных конструкциях стали повышенной прочности или легких сплавов как материалов, из которых можно изготовить самые легкие конструкции. Малый объемный вес алюминиевых сплавов при большой их прочности делает их весьма перспективными в качестве материала для несущих конструкций большепролетных зданий.

Примером большепролетной рамной конструкции, выполненной из алюминиевого сплава (AlMgSi), является двухворотный ангар в Хатфильде (Англия) размером 66×100 м и высотой в свету 14 м (рис. XVIII.4, а). Несущими конструкциями этого ангара являются двухшарнирные рамы (рис. XVIII.4, б), расположенные с шагом 9,5 м, клепаные с монтажными соединениями на стальных оцинкованных болтах. Для элементов рам использованы специальные прессованные профили (рис. XVIII.4, в).

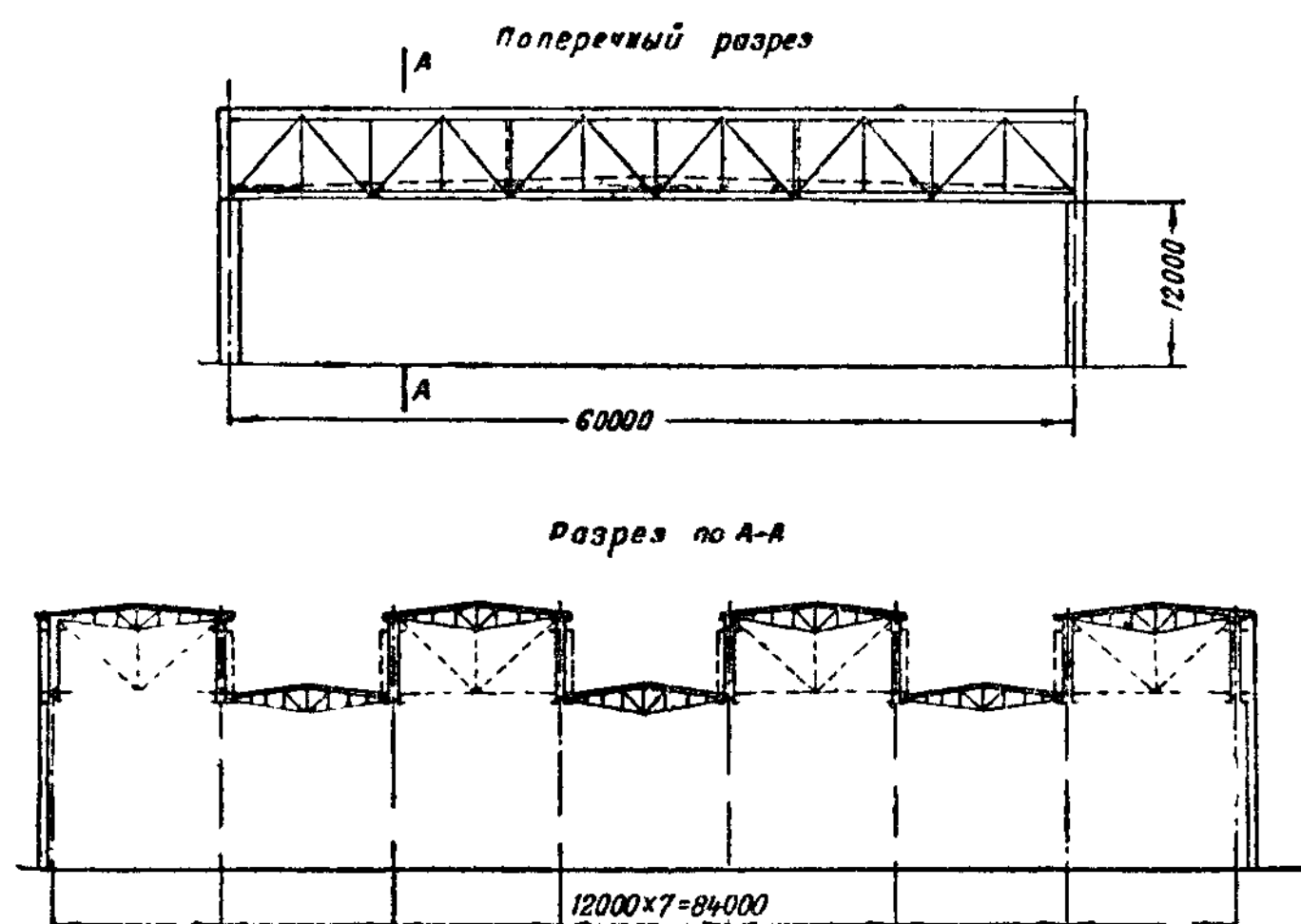


Рис. XVIII.5. Большепролетное покрытие производственного здания с поперечным расположением фонарей

Большой собственный вес большепролетных конструкций стимулирует также применение предварительно напряженных вантовых систем, в которых весьма эффективно используется высокопрочная проволока.

Особенно важным обстоятельством с точки зрения экономии стали является применение в большепролетных перекрытиях облегченных кровельных конструкций и материалов. В качестве несущего настила кровли следует применять армоцементные, армопенобетонные и армопеносиликатные, а также асбестоцементные полые плиты, а в качестве утеплителей — минеральную вату, оргалит и другие эффективные материалы. Широкое применение могут получить различные пластмассы. Легкими, долговечными и дешевыми в эксплуатации получают кровельные настилы из алюминиевых сплавов. Кровли в большей части большепролетных производственных зданий устраивают теплыми. Это дает возможность принимать для них небольшие уклоны, что весьма упрощает несущую конструкцию. По технологическим соображениям в зданиях с большими пролетами часто требуется устройство верхнего света. В этом случае наиболее удобным в конструктивном отношении является поперечное расположение фонарей, при котором несущие и фонарные конструкции могут быть объединены в единую систему покрытия (рис. XVIII.5).

Существенной конструктивной особенностью ангаров является наличие больших ворот для пропуска самолетов. Обычно ворота устраивают на всю длину фасадной стены ангара, а иногда по условиям планировки и для быстрого вывода самолетов — с двух и даже четырех сторон ангара. Для прикрепления и открывания ворот требуются специальные устройства. Большие проемы для ворот, разнообразные схемы конструкций

ворот и их открывания оказывают существенное влияние на конструктивное решение перекрытия ангаров.

В ангарах-мастерских и большепролетных производственных зданиях для обслуживания технологического процесса к конструкциям перекрытия обычно подвешивают различное подъемно-транспортное оборудование, что предъявляет дополнительные требования к схемам и расположению конструктивных элементов перекрытий.

§ 3. НЕСУЩИЕ ЭЛЕМЕНТЫ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ БАЛОЧНЫХ СИСТЕМ

Большие пролеты перекрывают балочными системами обычно в тех случаях, когда опоры не могут воспринять распорных усилий — при опирании на стены, каменные или железобетонные столбы и т. п. Основными

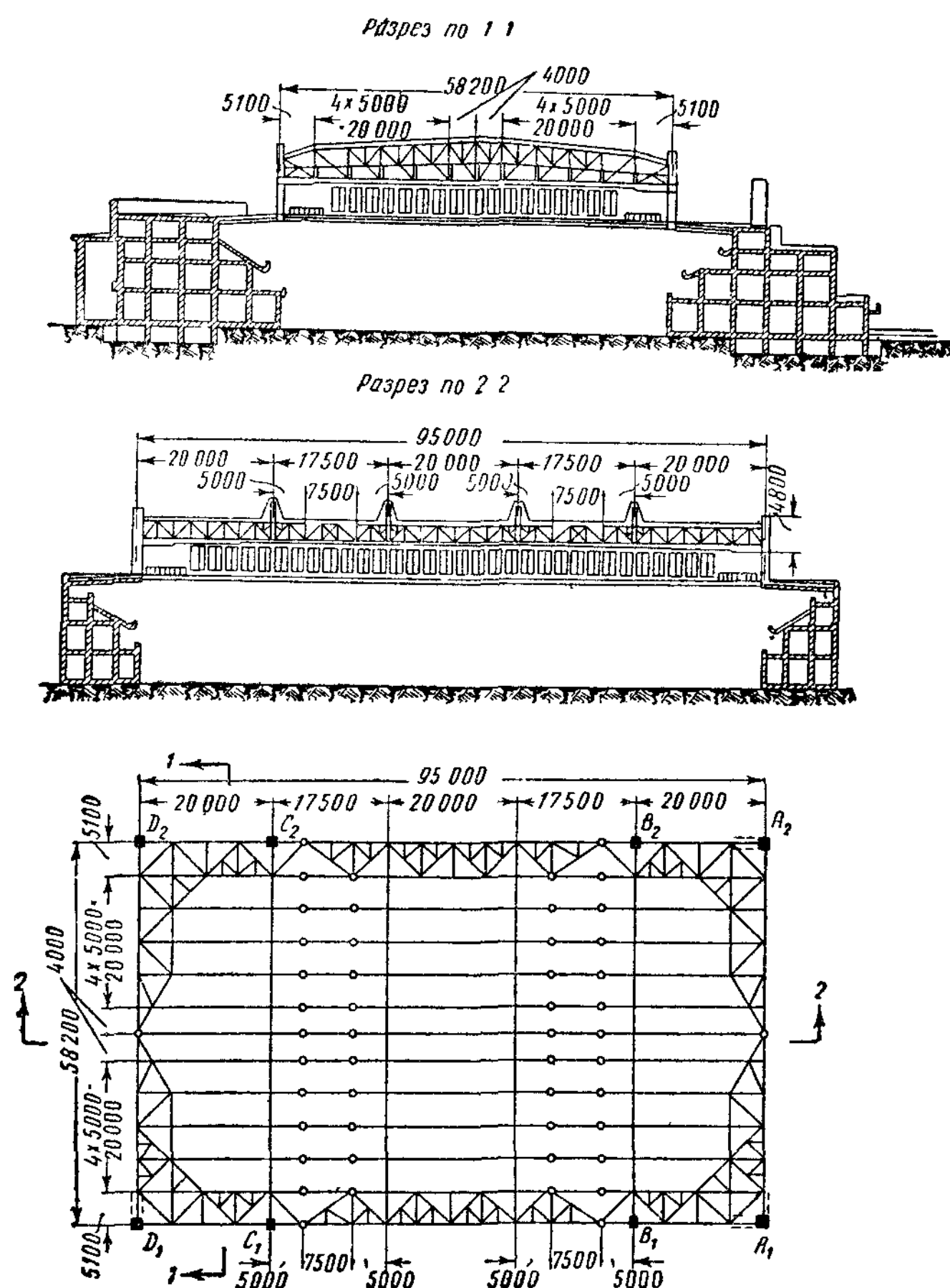


Рис. XVIII.6. Балочная ферма — перекрытие зала в Льеже (Бельгия)

несущими элементами балочных систем, применяемых при пролетах 40—50 м и выше, как правило, являются фермы; сплошные балки при больших пролетах невыгодны по затрате металла. Балочные системы обычно проектируют однопролетными (см. рис. XVIII. 1).

Балочные системы находят применение преимущественно в общественных зданиях — театрах, концертных залах, спортивных сооружениях.

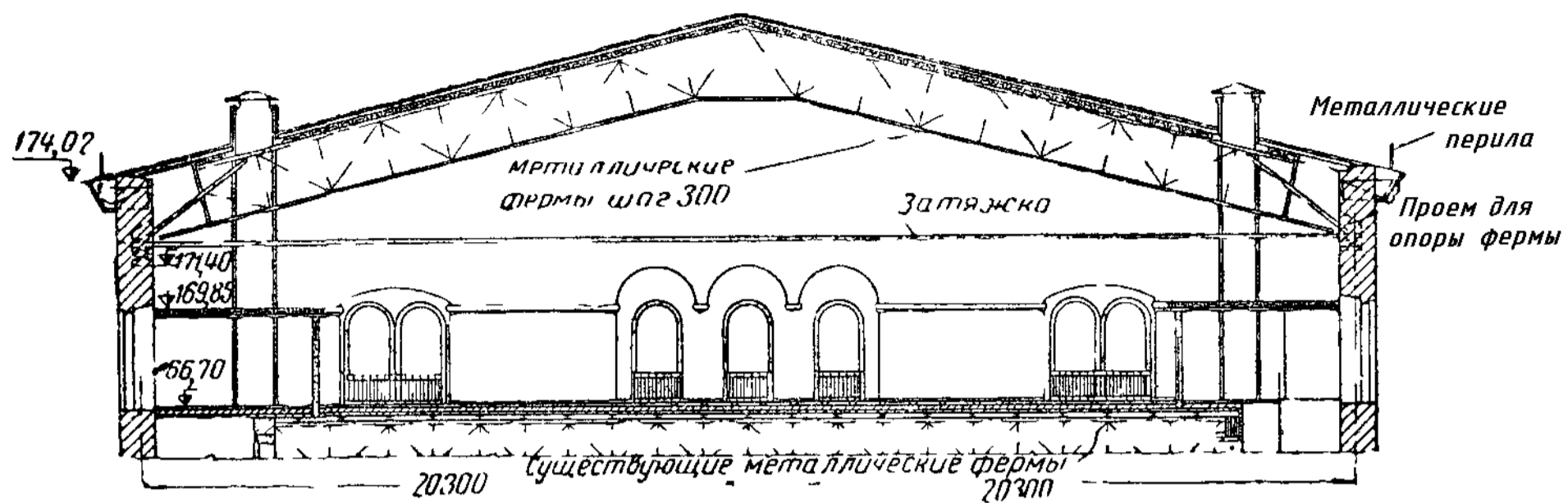


Рис. XVIII 7. Арка с затяжкой — перекрытие декорационной мастерской Большого театра в Москве

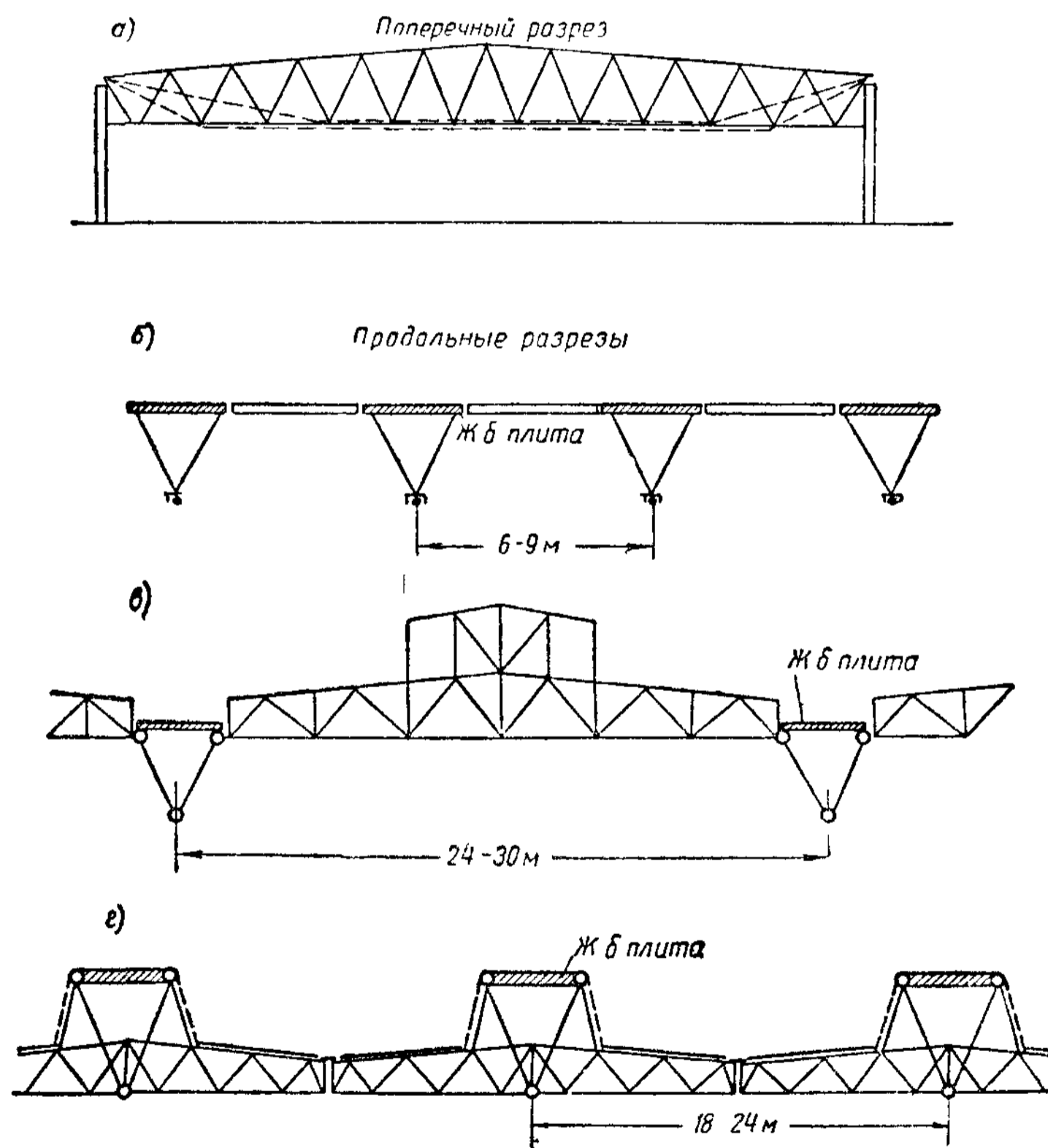


Рис. XVIII 8 Перекрытия с трехгранными балочными фермами
а — поперечный разрез, б, в г — продольные разрезы

Очертание большепролетных ферм и схема решетки определяются пролетом, типом кровли и конструкцией подвесного потолка (такой потолок обычно устраивают в общественных зданиях). Балочные фермы (рис. XVIII.6) при больших пролетах (более 40—50 м) и нормальном отношении между высотой фермы и пролетом ($1/6—1/8$) l получаются негабаритными по условиям транспортирования ($h > 3,85$ м); в то же время наличие кровли и подвесного потолка часто вызывает необходимость применять небольшие панели (2—3 м) как по верхнему, так и по нижнему поясам ферм.

Оба эти обстоятельства приводят к устройству сложной шпренгельной решетки или к применению сплошных или решетчатых арок с затяжкой (рис. XVIII.7). Хорошую основу для устройства большепролетных балочных систем дают трехгранные фермы с предварительным напряжением,

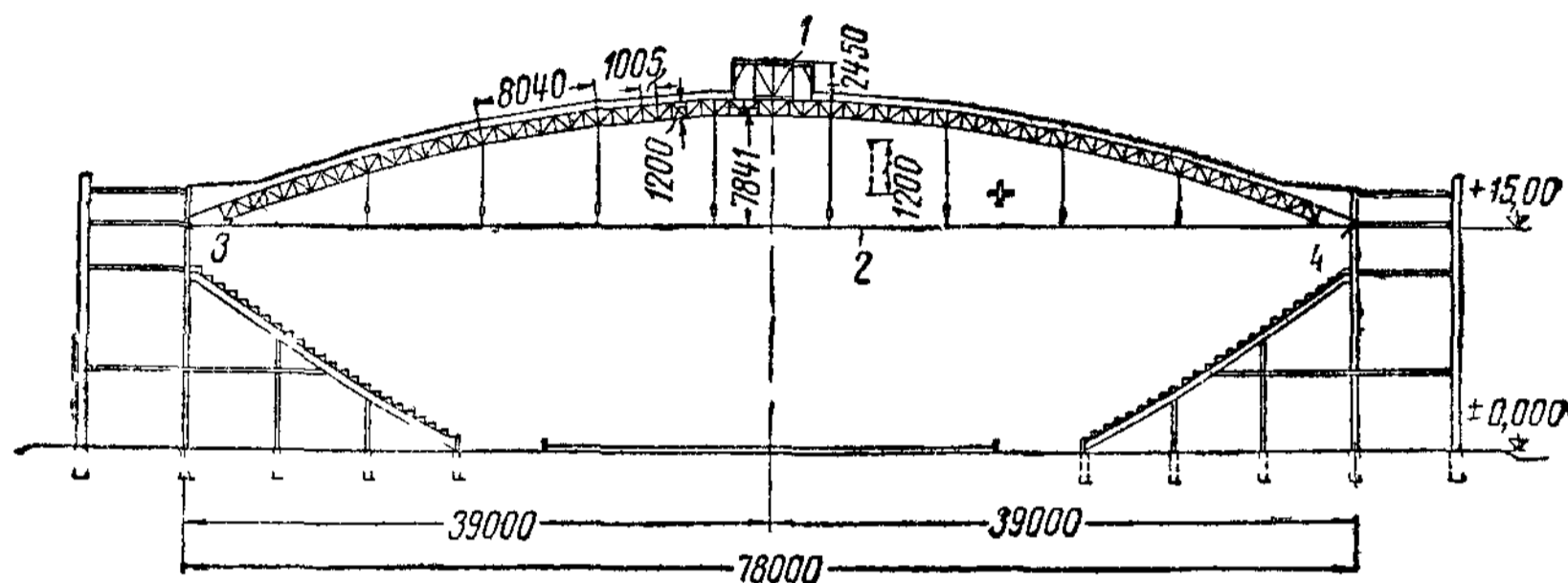


Рис. XVIII.9. Арка с затяжкой — перекрытие Дворца спорта в Лужниках (Москва)
1 — аэрационный фонарь, 2 — затяжка, 3 — неподвижная опора; 4 — подвижная опора

удобные в изготовлении, транспортировании и монтаже (рис. XVIII.8). Включение в работу на сжатие железобетонной плиты, уложенной по верхним поясам фермы, трубчатые сечения раскосов и предварительное напряжение системы делают такие фермы весьма экономичными. Между фермами, в зависимости от размеров пролета и эксплуатационных требований, можно устраивать различные промежуточные конструкции как глухие (рис. XVIII.8, б), так и с верхним освещением (рис. XVIII.8, в, г).

Применение арочных систем с затяжкой позволяет разбивать конструкцию на отправочные элементы, габаритные по условиям перевозки даже при пролетах 60—90 м, и требует меньшей затраты металла. Затяжка может использоваться для устройства подвесного потолка, а отсутствие загромождающей решетки делает более просторным чердачное помещение. Решетчатой аркой с затяжкой перекрыт Дворец спорта в Лужниках (Москва) пролетом 78 м (рис. XVIII.9).

При пролетах более 35—40 м необходимо одну из опор конструкции устраивать подвижной (см. § 7 главы XVIII), чтобы исключить передачу на стены распорных усилий, возникающих в результате упругих удлинений затяжки или нижнего пояса ферм.

При крутых кровлях пролетами до 30—40 м возможно применение треугольных ферм, состоящих из двух габаритных полуферм, связанных затяжкой (рис. X.10, в). Фермы балочных перекрытий гражданских зданий имеют обычные конструктивные решения (см. главу X).

Подвесной потолок обычно располагают несколько ниже нижнего пояса ферм, с тем чтобы фермы были полностью доступны для осмотра и окраски. Балки потолка прикрепляют к коротышам, приваренным при изготовлении ферм к выпущенным вниз фасонкам (рис. XVIII.10, а).

Опорные реакции балок подвесного потолка незначительны, что дает возможность прикреплять балки и даже подвешивать их на черных болтах (рис. XVIII.10, б).

§ 4. РАМЫ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

1. Системы и типы рам

Рамы, перекрывающие большие пролеты, могут быть двухшарнирные и бесшарнирные. Бесшарнирные рамы более жестки, экономичнее по расходу металла и удобнее в монтаже; однако они требуют мощных фундаментов с плотными основаниями для них и более чувствительны к температурным воздействиям.

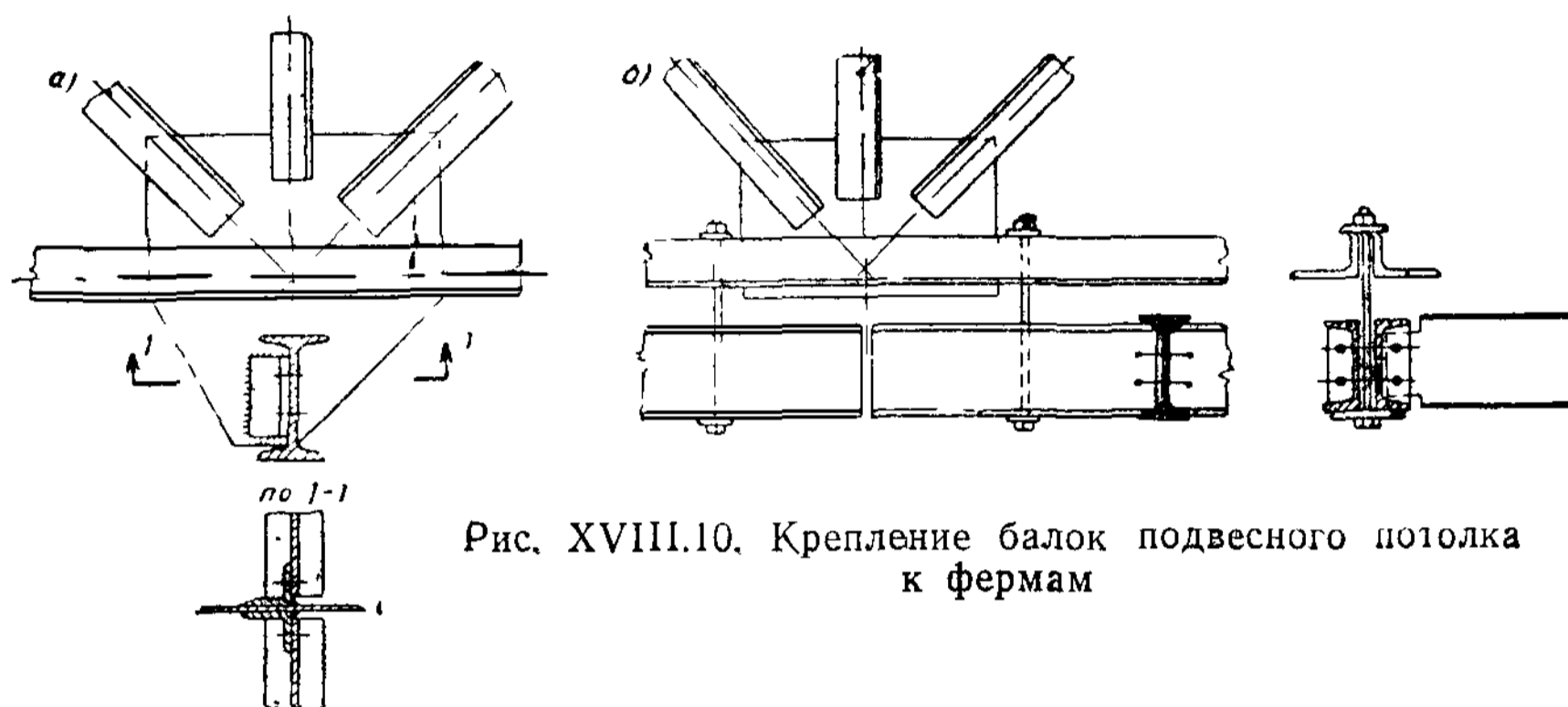


Рис. XVIII.10. Крепление балок подвесного потолка к фермам

Рамные системы по сравнению с балочными более экономичны по затрате металла и более жестки, благодаря чему высота ригеля рамы может быть принята относительно меньшей, чем высота стропильных ферм; это обстоятельство может в ряде случаев оказаться существенным для большепролетных систем. Так, в гаражах и павильонах уменьшение высоты ригеля сокращает объем помещения и, следовательно, удешевляет эксплуатацию здания и стоимость стен; ангары, находящиеся вблизи взлетных и посадочных площадок, должны иметь возможно меньшую высоту, чтобы не мешать взлету и посадке самолетов.

Рамные системы в перекрытиях больших пролетов могут иметь разнообразные очертания. В гаражах и ангарах рамы имеют небольшую высоту стоек по сравнению с пролетом (рис. XVIII.2), в павильонах и промышленных зданиях рамы обычно имеют значительную высоту.

В большепролетных перекрытиях применяются как сплошные, так и сквозные рамы. Сплошные рамы применяются сравнительно редко и лишь при относительно небольших пролетах ($l = 50—60$ м); их преимущества: меньшая трудоемкость, транспортабельность и возможность уменьшения высоты помещения. Сплошные рамы часто проектируют двухшарнирными. В целях облегчения конструкций опор можно для восприятия распора рамы устраивать затяжку, расположенную на уровне опорных шарниров ниже уровня пола (рис. XVIII. 11). Натяжением затяжки можно разгрузить ригель рамы. Высота ригеля сплошной рамы принимается равной $1/30—1/40$ пролета. Такая небольшая высота возможна благодаря разгружающему влиянию опорных моментов рамы.

Сквозные рамы с мощным ригелем и стойками небольшой высоты (рис. XVIII. 12) получили распространение в ангаростроении, где они проектируются пролетами до 120—150 м. Сквозные рамы могут быть

двухшарнирные — с шарнирами на уровне фундаментов (рис. XVIII.12, а) или в местах сопряжений ригеля со стойками (рис. XVIII.12, б) и бесшарнирные (рис. XVIII.12, в). При расположении шарниров в местах сопряжения ригеля со стойками значительно упрощается монтаж рам, но зато получаются более мощные фундаменты, и отсутствуют разгружающие ригель опорные моменты. Бесшарнирные рамы (рис. XVIII.12, в) применяются при пролетах 120—150 м, когда уменьшение изгибающего момента в ригеле особенно необходимо.

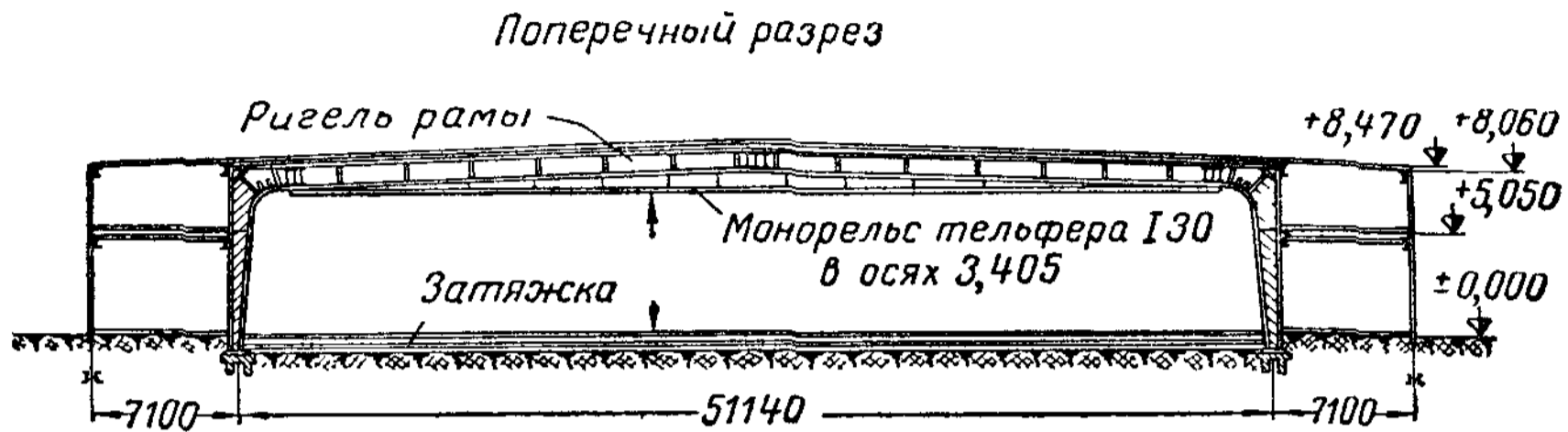


Рис. XVIII.11. Двухшарнирная сплошная рама с затяжкой

Ширина стоек сквозной рамы принимается равной длине панели ригеля (5—7 м). Погонная жесткость стоек при такой ширине и сравнительно небольшой высоте значительно больше погонной жесткости ригеля, благодаря чему разгружающее влияние опорных моментов оказывается весьма значительным.

Отношение высоты ригеля к пролету решетчатой рамы из условия наименьшего веса конструкции принимается в пределах $1/12$ — $1/20$.

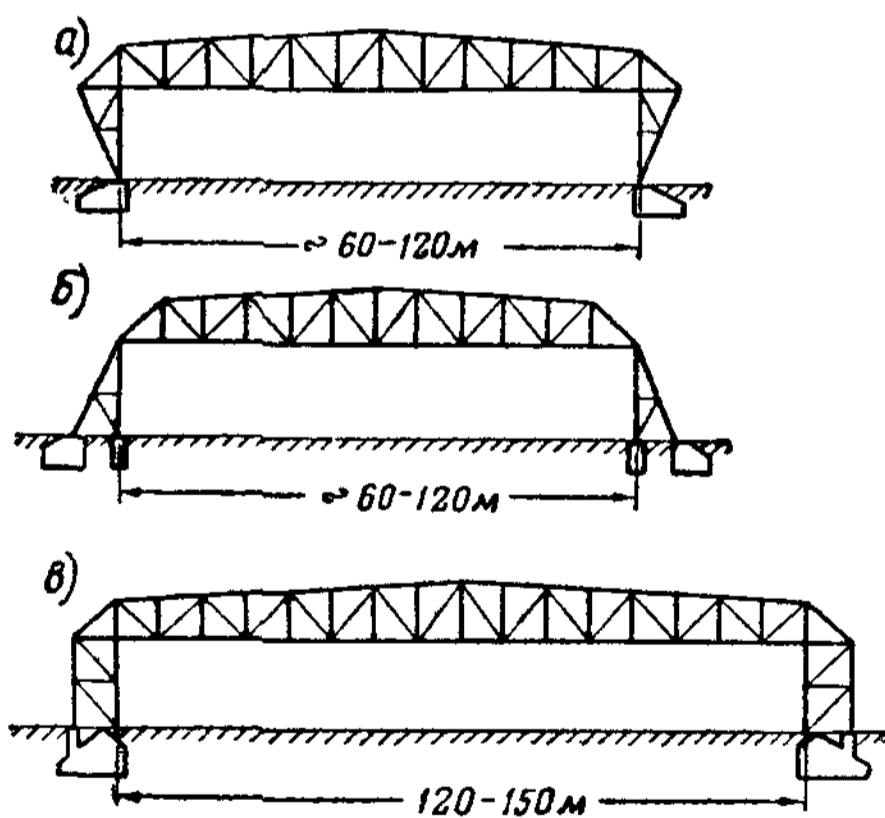


Рис. XVIII.12. Системы сквозных рам

Но и при такой высоте ригель все же получается негабаритным по условиям транспортировки и его приходится перевозить россыпью. Уменьшение изгибающего момента в ригеле рамы, а следовательно, и высоты ригеля можно получить путем передачи веса стены или покрытия пристроек, примыкающих к главному пролету, на внешний узел стойки рамы (рис. XVIII.13, а). В бесшарнирной раме такая дополнительная нагрузка может погасить выдергивающее усилие во внешнем поясе опоры рамы, которое создает неблагоприятное загрузление фундамента.

Другим искусственным приемом разгрузки ригеля является смещение в двухшарнирной раме опорных шарниров с оси стойки внутрь (рис. XVIII.13, б). В этом случае вертикальные опорные реакции создают дополнительные моменты, разгружающие ригель. Возможна также подтяжка ригеля тросами или предварительное напряжение ригеля.

Ригель решетчатой рамы может быть трапецеидального очертания (рис. XVIII.12) и с параллельными поясами. Последняя схема применяется в тех случаях, когда надворотная рама поддерживает стропильные фермы. В этом случае скат для отвода воды образуется уклоном стропильных ферм (рис. XVIII. 34). При больших пролетах и нагрузках ригели

решетчатых рам конструируются как тяжелые фермы; при сравнительно малых пролетах (40—50 м) они могут иметь такие же сечения и узлы, как легкие фермы.

В выставочных павильонах, крытых рынках и вокзалах при высоте рам 15—20 м и при пролетах 40—50 м можно применять сквозные рамы с ломаным ригелем (рис. XVIII.14). Рамы такого очертания обычно имеют одинаковую высоту сечений ригеля и стоек ($1/15—1/25$ пролета).

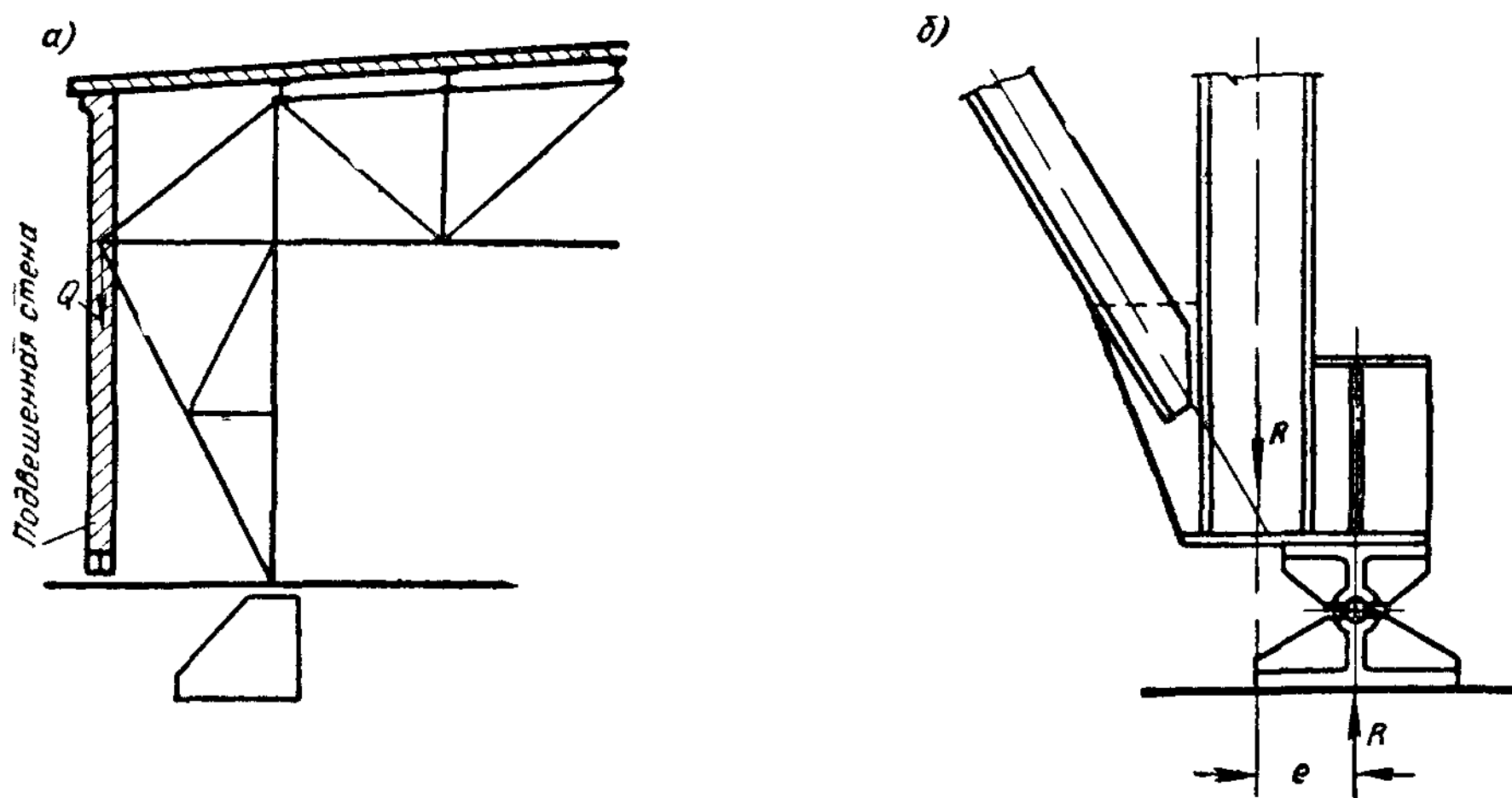


Рис. XVIII.13. Приемы для разгрузки ригеля рамы
а — загрузка внешнего пояса стойки рамы; б — смещение опорных шарниров

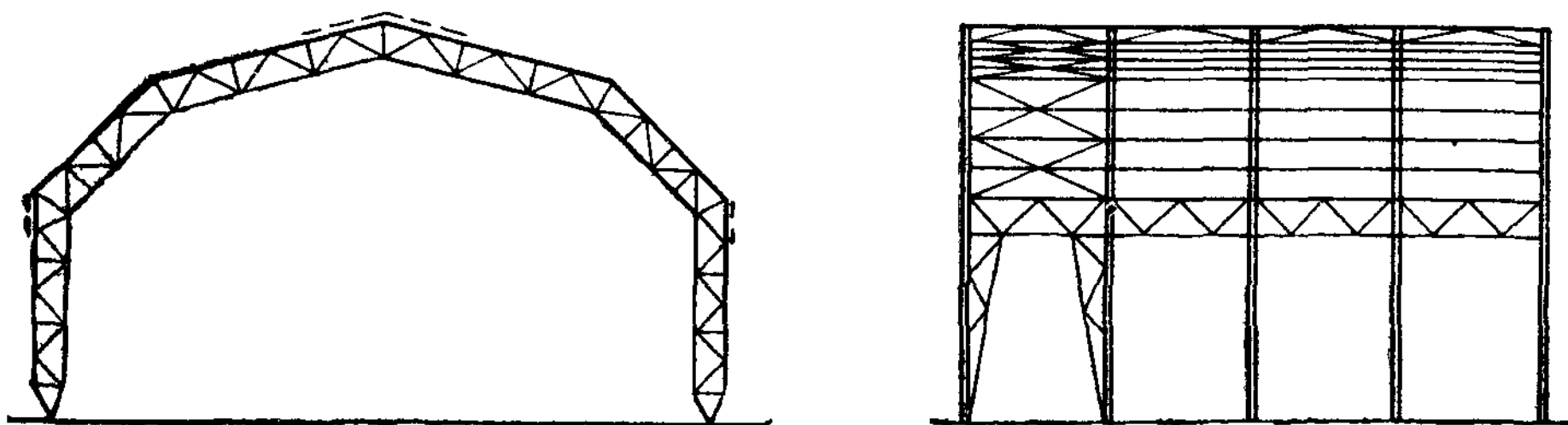


Рис. XVIII.14. Сквозная рама с ломаным ригелем

Раму разбивают на габаритные отправочные элементы с минимальным числом сопряжений на монтаже. Усилия от вертикальных нагрузок в таких рамах невелики, но зато существенное значение имеет боковое давление ветра. Конструируются такие рамы по типу легких ферм.

2. Особенности расчета и конструирования большепролетных рам

В целях упрощения статического расчета сквозные рамы малой мощности можно приводить к эквивалентным им сплошным рамам. Мощные сквозные рамы (типа тяжелых ферм) должны рассчитываться как решетчатые системы с учетом деформаций всех стержней решетки. Прогиб большепролетных рам определяется только от временной нагрузки; прогиб от постоянной нагрузки компенсируется соответствующим строительным подъемом. При больших пролетах (более 50 м) и невысоких жестких стойках необходимо производить расчет рам на температурные воздействия.

Ригели и стойки сплошных рам имеют сварные двутавровые сечения; их несущая способность проверяется по формулам для внецентренно сжатых стержней (см. § 5 главы III). Стойки двухшарнирных рам могут иметь переменное сечение по высоте (рис. XVIII.11), что увеличивает полезную площадь помещения, облегчает конструкцию и придает ей лучший внешний вид, хотя и несколько усложняет изготовление.

Внутренний угол рамного узла сопряжения ригеля со стойкой во избежание местной концентрации напряжений должен быть очерчен по плавной кривой, по которой нижний пояс ригеля непосредственно переходит во внутренний пояс стойки (рис. XVIII. 15). В узле возникает сложное напряженное состояние от действия момента и нормальной силы. Напряжение в узле можно определить по формулам для кривого

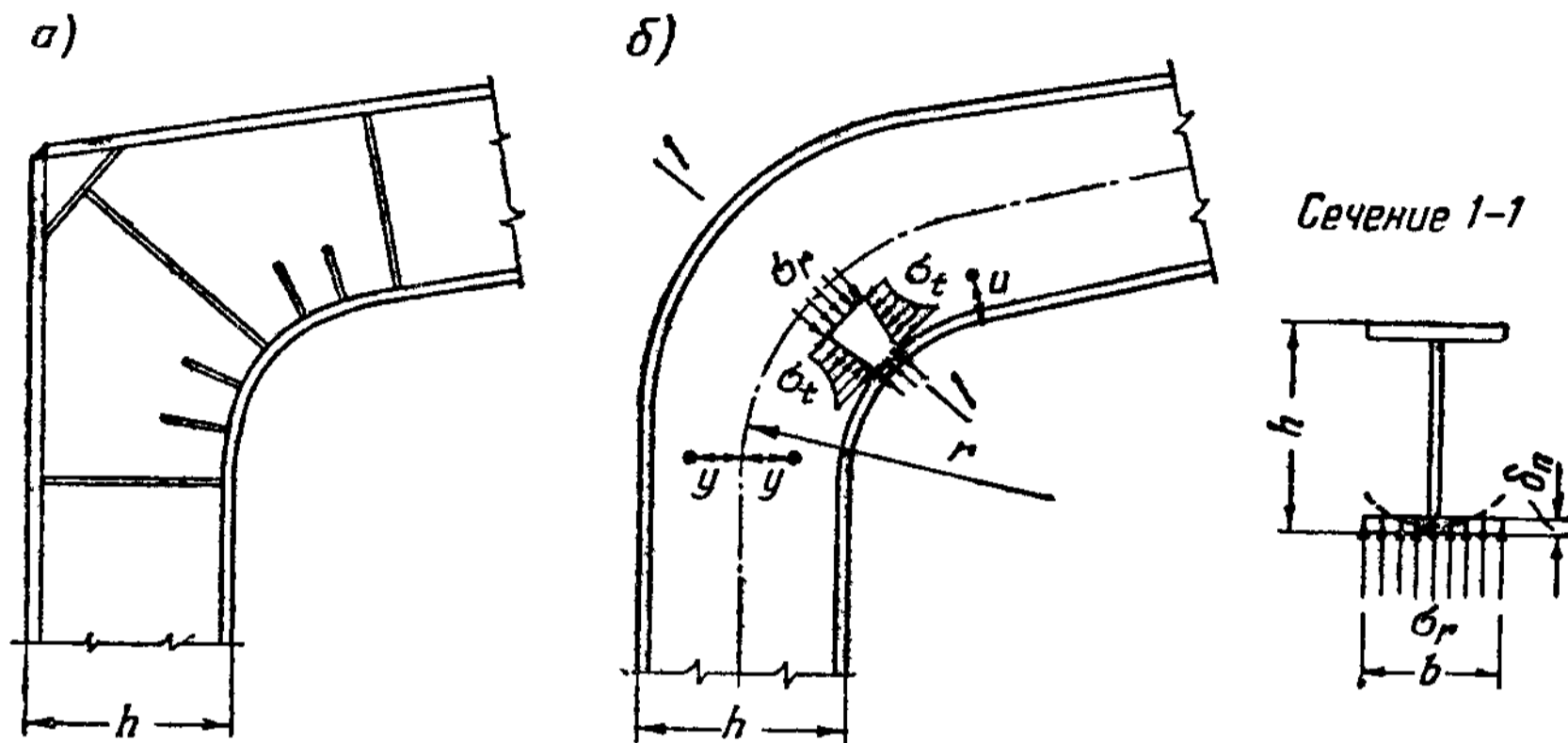


Рис. XVIII.15. Конструкция и напряженное состояние узла сплошной рамы
а — конструкция узла; б — напряженное состояние

бруса. Нормальные напряжения в сечении на расстоянии y от нейтральной оси, направленные перпендикулярно радиусу закругления, равны:

$$\sigma_t = \frac{N}{F} + \frac{M}{Fr} + \frac{M}{Z} y \left(\frac{r}{r+y} \right), \quad (\text{XVIII.1})$$

где r — радиус закругления;

$Z = \int_F \frac{ry^2}{r+y} dF$ — функция, заменяющая момент инерции кривого бруса.

Нормальные радиальные напряжения равны:

$$\sigma_r = \int_0^u \frac{\sigma_t}{r} du, \quad (\text{XVIII.2})$$

где u — расстояние до рассматриваемой фибры от внутренней кромки узла.

Радиальные напряжения, распределенные по ширине поясного листа, вызывают его изгиб. Изгибающий момент в месте прикрепления поясного листа к стенке (на 1 пог. см)

$$M = \frac{\sigma_r b^2}{8} = \frac{\sigma_t}{r} \delta_n \frac{b^2}{8}$$

и напряжения:

$$\text{нормальные радиальные } \sigma_r = \frac{6M}{\delta_{II}^2} = \frac{3\sigma t}{r} \cdot \frac{h^2}{\delta_{II}}; \quad (\text{XVIII.3})$$

$$\text{касательные } \tau = 1,5\sigma_t \frac{b}{r}.$$

Таким образом, наибольшие напряжения возникают в поясе и стенке в месте их сопряжения, где необходимо проверить прочность сечения

по формуле приведенного напряжения $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_r^2 - \sigma_t \sigma_r + 3\tau^2}$

Для укрепления стенки пояса от выпучивания с внутренней стороны узла ставят ребра жесткости.

Сквозные рамы больших пролетов с усилиями в стержнях от 200 т и более проектируют по типу тяжелых ферм (см. главу X). В тяжелых сквозных рамах каждый стержень представляет собой отправочный элемент, соединяемый с соседними в узлах при монтаже. Большие расчетные длины стержней требуют создания жестких двухстенчатых сечений, устойчивых в обеих плоскостях.

Типы сечений тяжелых ферм рассмотрены в § 5 главы X. Чаще всего применяются сечения Н-образного и швеллерного типов с использованием прокатных швеллеров (рис. X.20). Узлы конструируют на накладках. В сварных фермах применяют Н-образные сечения.

Опорные шарниры в рамах при реакциях порядка 150—200 т проектируются балансирными (рис. XVIII.28, в); при меньших реакциях они могут быть плиточными (рис. XVIII.28, а).

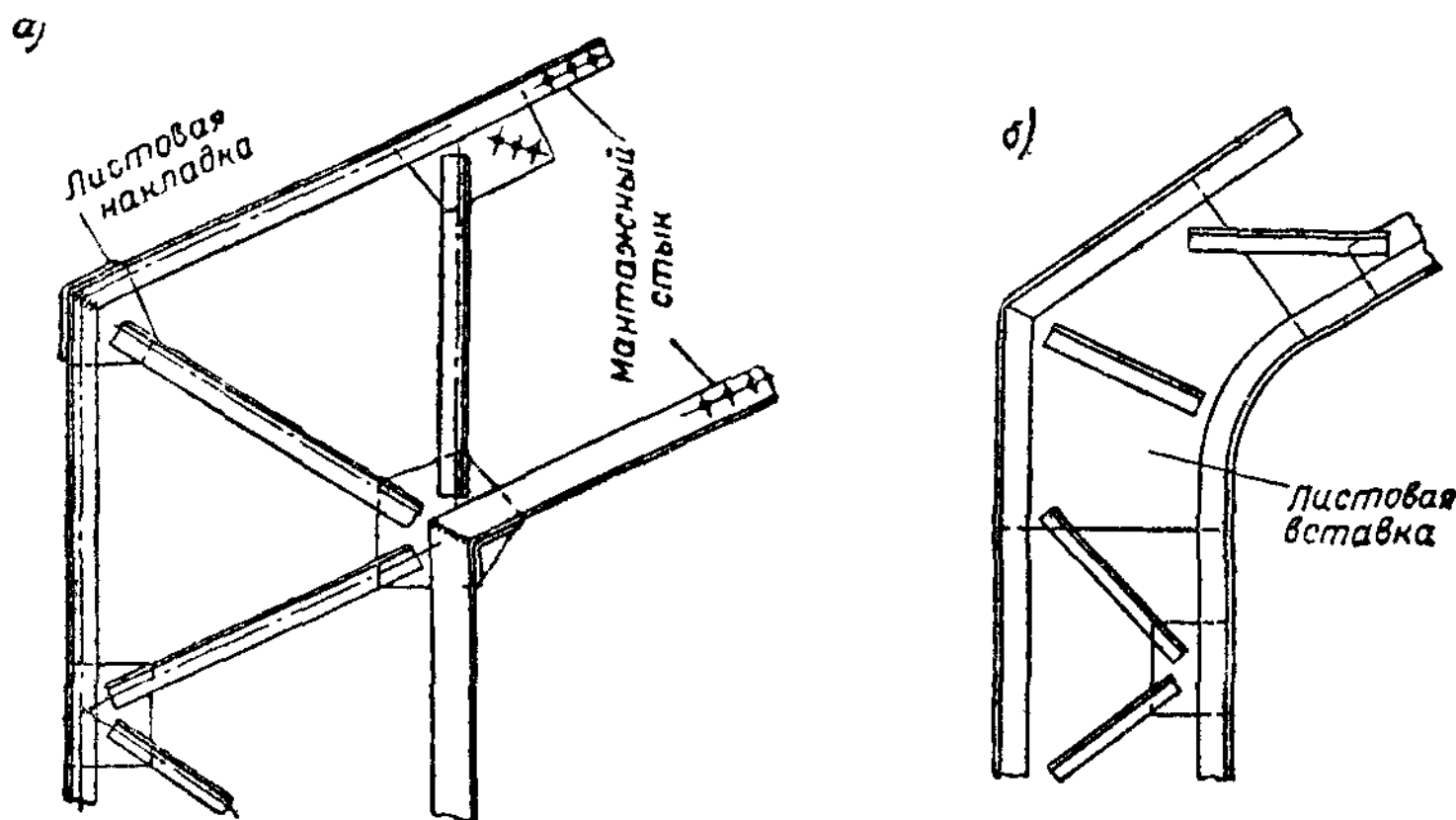


Рис. XVIII.16. Узел сопряжения ригеля со стойкой в легкой сквозной раме

а — узел решетчатый; б — узел со сплошной вставкой

В легких сквозных рамах монтажные стыки размещают, руководствуясь теми же принципами, что и в рамах сплошного сечения. Узел сопряжения ригеля со стойкой получается достаточно сложным (рис. XVIII.16, а), поэтому целесообразно, чтобы он был полностью выполнен на заводе. В заводских условиях пояса могут быть обрезаны «на ус» и сварены стыковыми швами с дополнительным усилением гнутыми листовыми накладками. Весьма часто в опорных узлах сквозной рамы вследствие возникающих здесь больших усилий делается сплошная вставка, которая должна быть укреплена ребрами жесткости, располагающимися по направлению сжимающих усилий (рис. XVIII. 16, б).

§ 5. АРКИ

1. Системы и типы арок

Арки в качестве основных несущих элементов покрытия применяются в павильонах, крытых рынках, спортивных залах, ангарах и т. п. При пролетах более 80—100 м арки по затрате металла оказываются значительно более выгодными, чем балочные или рамные системы.

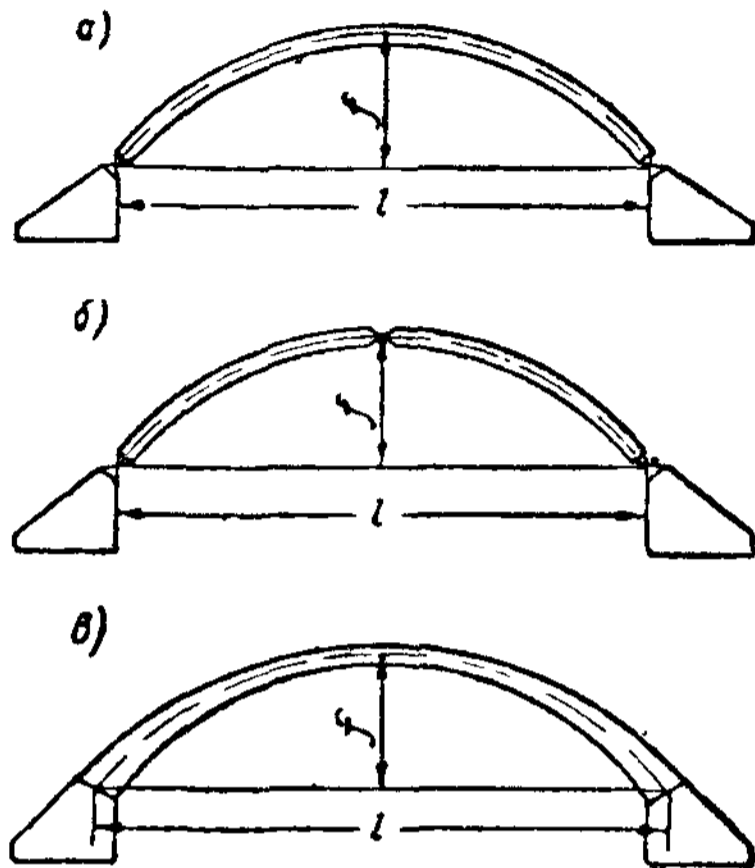


Рис. XVIII.17. Системы арок

арочных конструкций существенного значения не имеет. Наличие ключевого шарнира у трехшарнирных арок усложняет конструкцию самих арок и кровельного покрытия.

Бесшарнирные арки (рис. XVIII.17, в) имеют наиболее благоприятное распределение изгибающих моментов по пролету и поэтому оказываются самыми легкими; однако они требуют устройства более мощных опор и температурные усилия в них больше, так что в целом экономии в стоимости обычно не получается.

Опорами арок служат специальные фундаменты, мощность которых зависит как от величины опорных давлений, так и от несущей способности грунта. При слабых грунтах может оказаться целесообразным, чтобы распор арки воспринимался затяжкой, расположенной ниже уровня пола (по типу, приведенному на рис. XVIII.11). При наличии затяжки опоры воспринимают только вертикальные нагрузки и потому имеют наименьший объем.

В крытых стадионах и павильонах, а также в ангарах-мастерских опорами арок часто служат стены помещений, трибуны и т. п., ограждающие помещение с большим пролетом (рис. XVIII.18). В этих случаях распор передается арками на значительной высоте и для передачи распора основанию требуется устройство в плоскости арок жесткой конструкции: рамы, поперечных стен и т. п.

Чтобы увеличить полезную высоту помещения, не увеличивая высоту опор, затяжку можно расположить выше линии опорных шарниров арки (рис. XVIII.19). В этом случае опоры арок воспринимают значительный изгибающий момент от распора. Такие схемы с экономической точки зрения не выгодны.

Очертание арок выбирается возможно ближе к линии давления. При преимущественном значении симметричной, равномерно распределенной по хорде арки нагрузки (что имеет место в пологих арках) наиболее выгодным является очертание арки по квадратной параболе.

Системы арок могут быть весьма разнообразными. Самыми распространенными из них являются двухшарнирные арки (рис. XVIII. 17, а). К их достоинствам относятся простота монтажа и изготовления, а также экономичность сечений.

При температурных воздействиях двухшарнирные арки могут легко деформироваться за счет свободного поворота в шарнирах, и существенного увеличения напряжений в сечениях не получается.

Трехшарнирные арки (рис. XVIII. 17, б) не имеют особых преимуществ по сравнению с двухшарнирными, так как их статическая определимость при достаточной деформативности

Параболу часто заменяют дугой круга, что в пологих арках не дает существенной разницы в усилиях; зато при этом значительно упрощаются изготовление и проектирование арок, так как при постоянной кривизне дуги достигается наибольшая стандартизация конструктивных элементов и узлов арки.

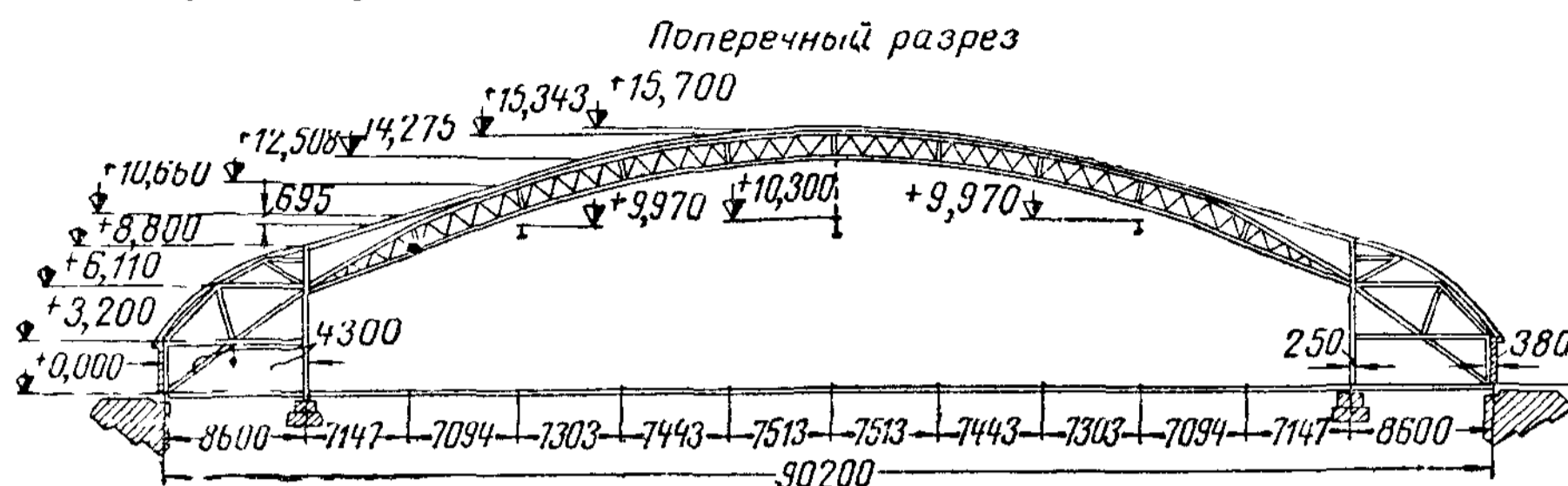


Рис. XVIII 18. Арка, опирающаяся на сквозные устои

Для высоких арок с большим собственным весом целесообразно принимать очертание по цепной линии (катеноиду). Однако в высоких арках значительные усилия вызывает ветровая нагрузка, которая может действовать с обеих сторон и давать две резко расходящиеся линии давления. В этом случае очертание арки целесообразно принимать по середине между двумя крайними линиями давления (рис. XVIII.20).

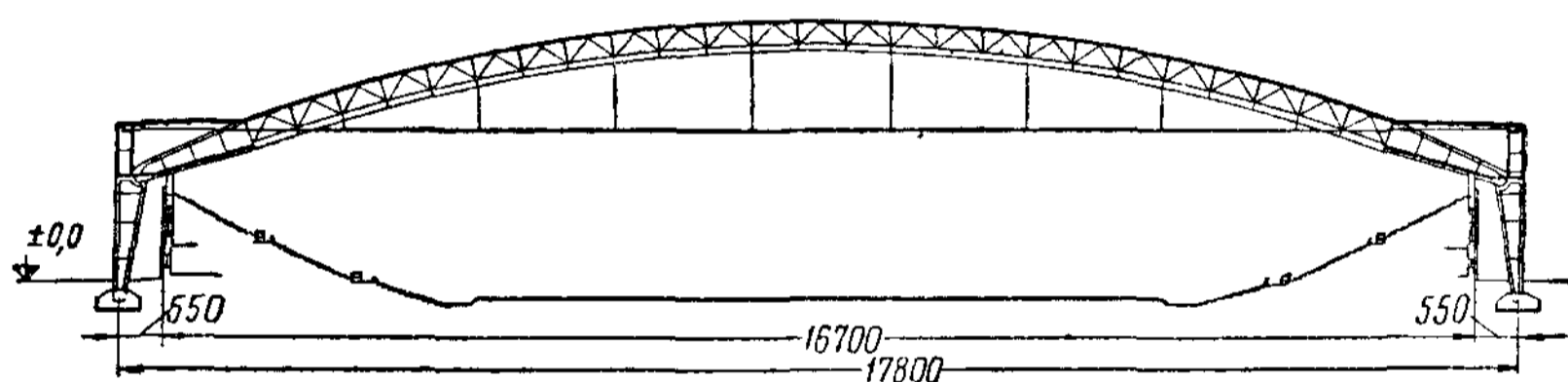


Рис. XVIII.19. Арка с приподнятой затяжкой

С целью приближения кривой давления к оси, арки иногда проектируют с шарнирами не на уровне опор, а вынесенными на некоторое расстояние от опор на консолях. Консоли весьма часто конструируются из железобетона (рис. XVIII.21). Линия давления, проходя через шарниры на концах консолей, приближается к оси арки, в результате чего изгибающие моменты уменьшаются. Однако при таком решении требуются более мощные опоры, так как фактически вся конструкция превращается в защемленную.

При опирании арок на уровне земли размещение стенового заполнения по криволинейной поверхности арок конструктивно неудобно, затрудняется устройство проемов и здание получает некрасивый внешний вид. Кроме того, помещение под арками около опор не может быть полностью использовано из-за недостаточной его высоты. Поэтому в павильонах, крытых рынках и вокзальных перекрытиях арки часто проектируют с вертикальным участком над опорами (рис. XVIII.22). Такие арки по очертанию и характеру работы приближаются к рамным системам. По затрате материала они менее выгодны вследствие значительных изгибающих моментов в углах.

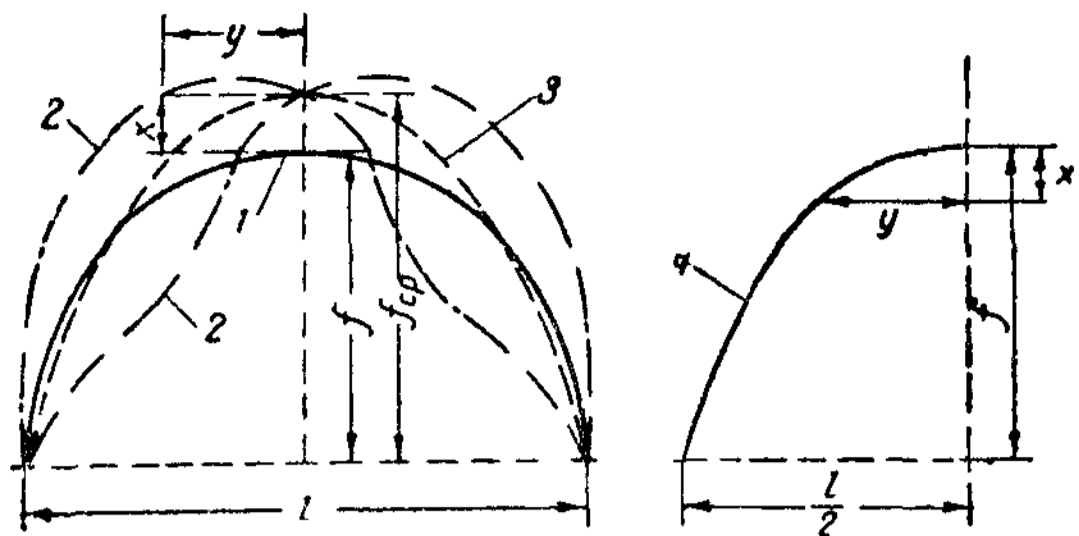


Рис XVIII 20 Выбор очерта-
ния высокой арки

1 — первоначальная кривая, 2 —
кривые давления от действия вет-
ра, 3 — средняя кривая 4 — окон-
чательная кривая оси арки

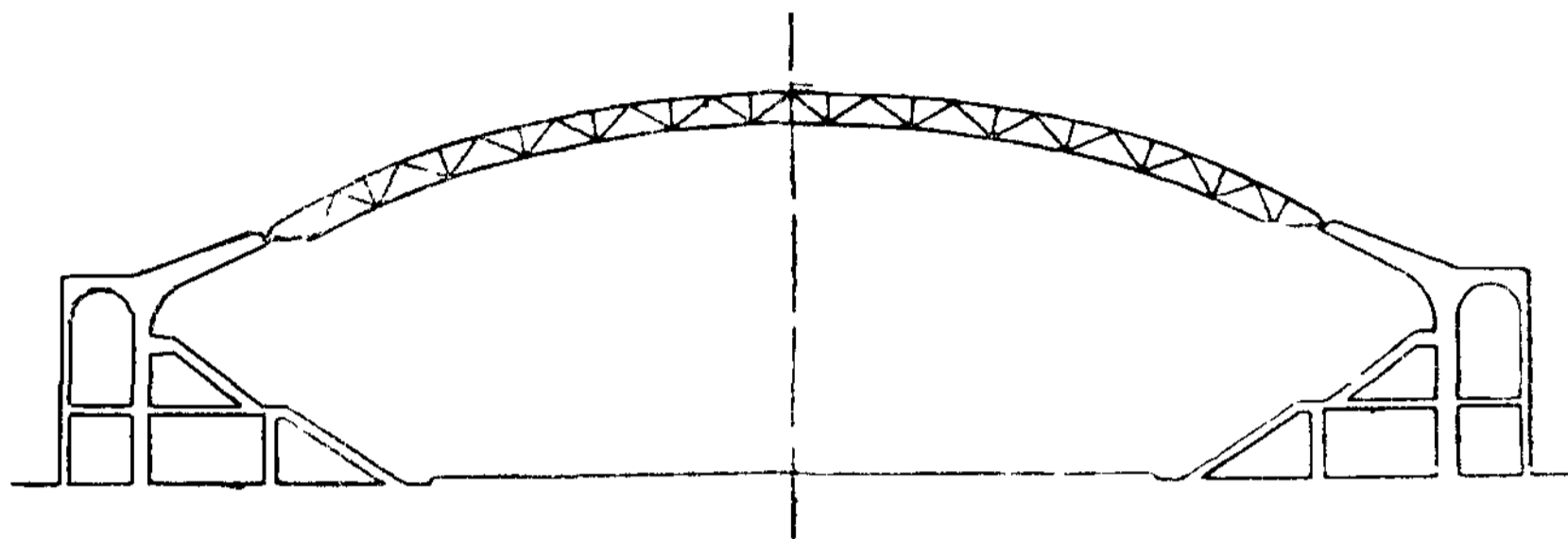


Рис XVIII 21 Арочное перекрытие с опиранием арки на железобетонные
консоли

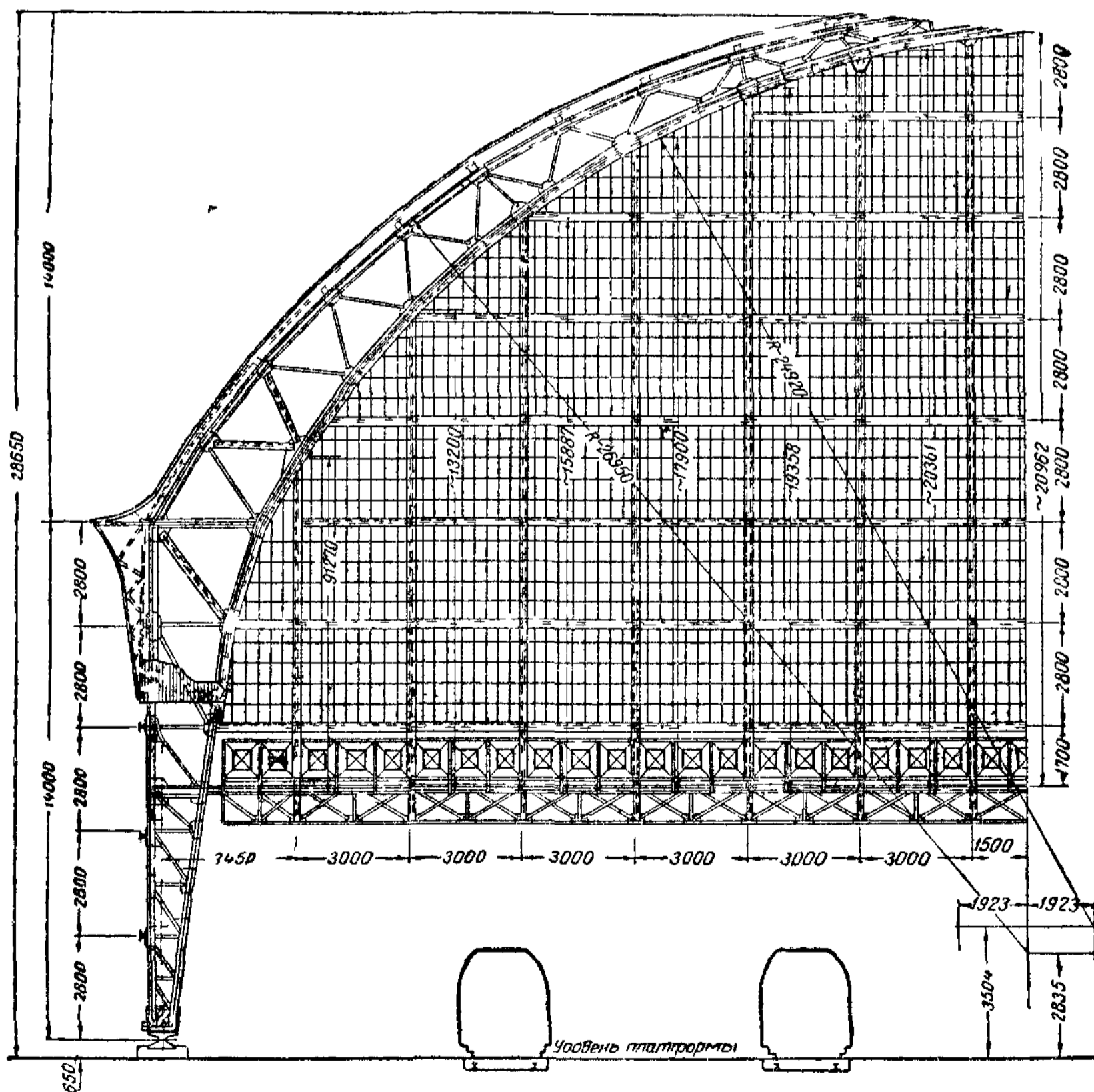


Рис XVIII 22 Арка с вертикальным участком над опорами — перекры-
тие дебаркадера Киевского вокзала в Москве

Многопролетные арки (рис. XVIII.23) применяются обычно в виде неразрезных, а иногда консольных арочных эстакад, имеющих сравнительно тонкие промежуточные опоры. Если преобладает постоянная нагрузка, то распоры смежных пролетов уравниваются и опоры работают на изгиб в основном от односторонней временной вертикальной и ветровой нагрузок. Тонкие опоры таких арок мало загромождают помещение; поэтому такое решение довольно часто применяется в вокзальных перекрытиях, павильонах и других сооружениях.

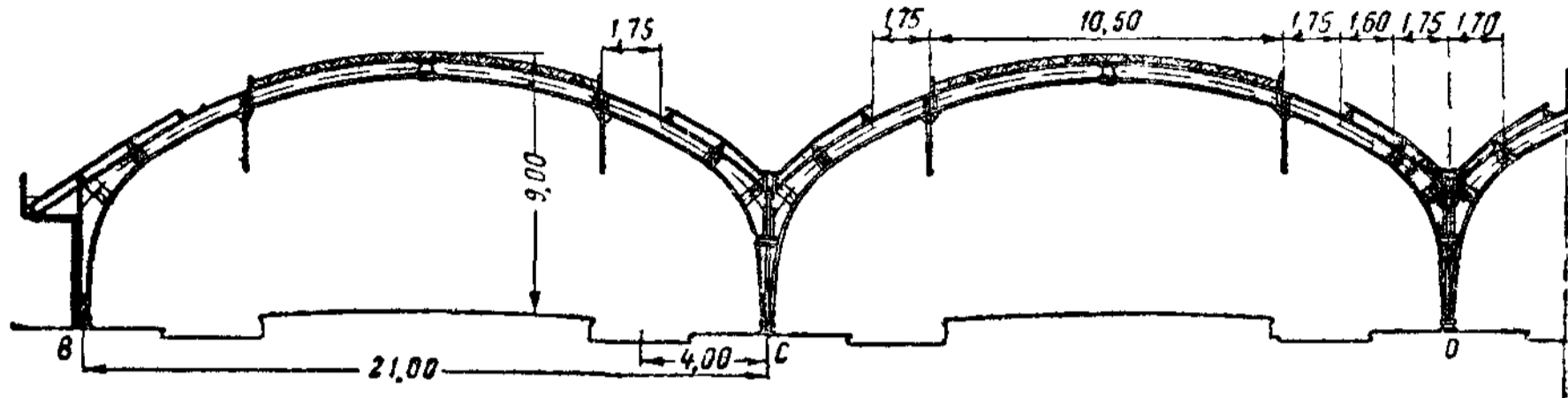


Рис. XVIII.23. Многопролетная арка вокзального перекрытия

2. Конструктивные особенности арок

Двухшарнирные сплошные арки проектируют чаще всего с параллельными поясами (рис. XVIII.24 а). Сквозные арки применяют либо с параллельными поясами, либо, при большой высоте, с внутренним поясом, очерченным по эллипсу или параболе, и с наружным поясом, имеющим перегиб у перехода кривой арки в вертикальную плоскость стены (рис. XVIII.24, б). Такие арки, имеющие уширение в месте перегиба наружного контура, где возникают большие изгибающие моменты, весьма часто применяются в однопролетных перекрытиях. Около опор пояса арок сближаются и заканчиваются опорным устройством — шарниром. Параллельные пояса при очертании арки по дуге круга создают предпосылки для стандартизации конструктивных элементов, и с архитектурной стороны вполне приемлемы (рис. XVIII.19). Серповидное очертание (рис. XVIII.24, в и XVIII.3) в двухшарнирных арках не отвечает характеру силовых воздействий в средней части пролета и применяется в основном из архитектурных соображений. Концевые части сквозных серповидных арок вследствие их малой ширины часто делаются сплошными (рис. XVIII.3).

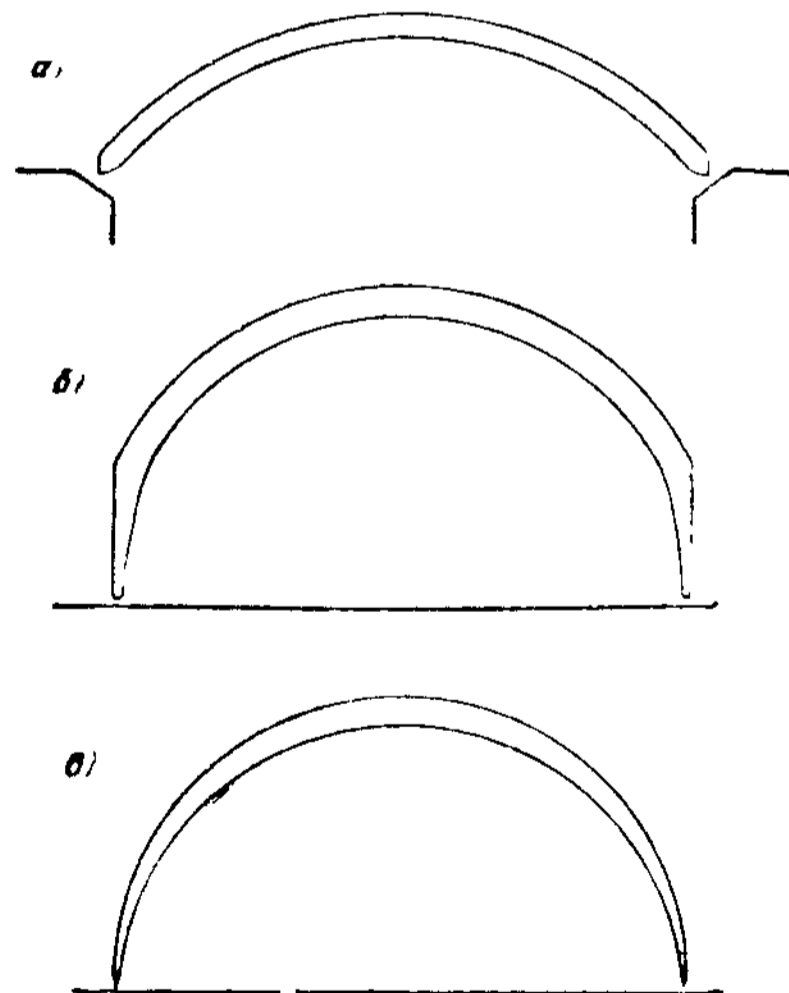


Рис. XVIII.24. Очертание поясов арок

Высоту сечения арок обычно назначают: для сплошных арок — в пределах $1/50$ — $1/80$ пролета, для сквозных — в пределах $1/30$ — $1/60$ пролета. Возможность применения в арках столь небольшой высоты сечения объясняется относительно малой величиной изгибающих моментов.

Сечения сплошных арок обычно принимаются (так же как и в сплошных рамах) в виде сварных широкополочных двутавров; в поло-

гих арках нормальные силы могут оказывать более сильное воздействие на сечение, чем в рамах, в соответствии с чем стенки арки приходится конструировать более мощными.

Сквозные арки по своей конструкции обычно аналогичны легким фермам. Пояса их komponуются из двух уголков или двух легких швеллеров.

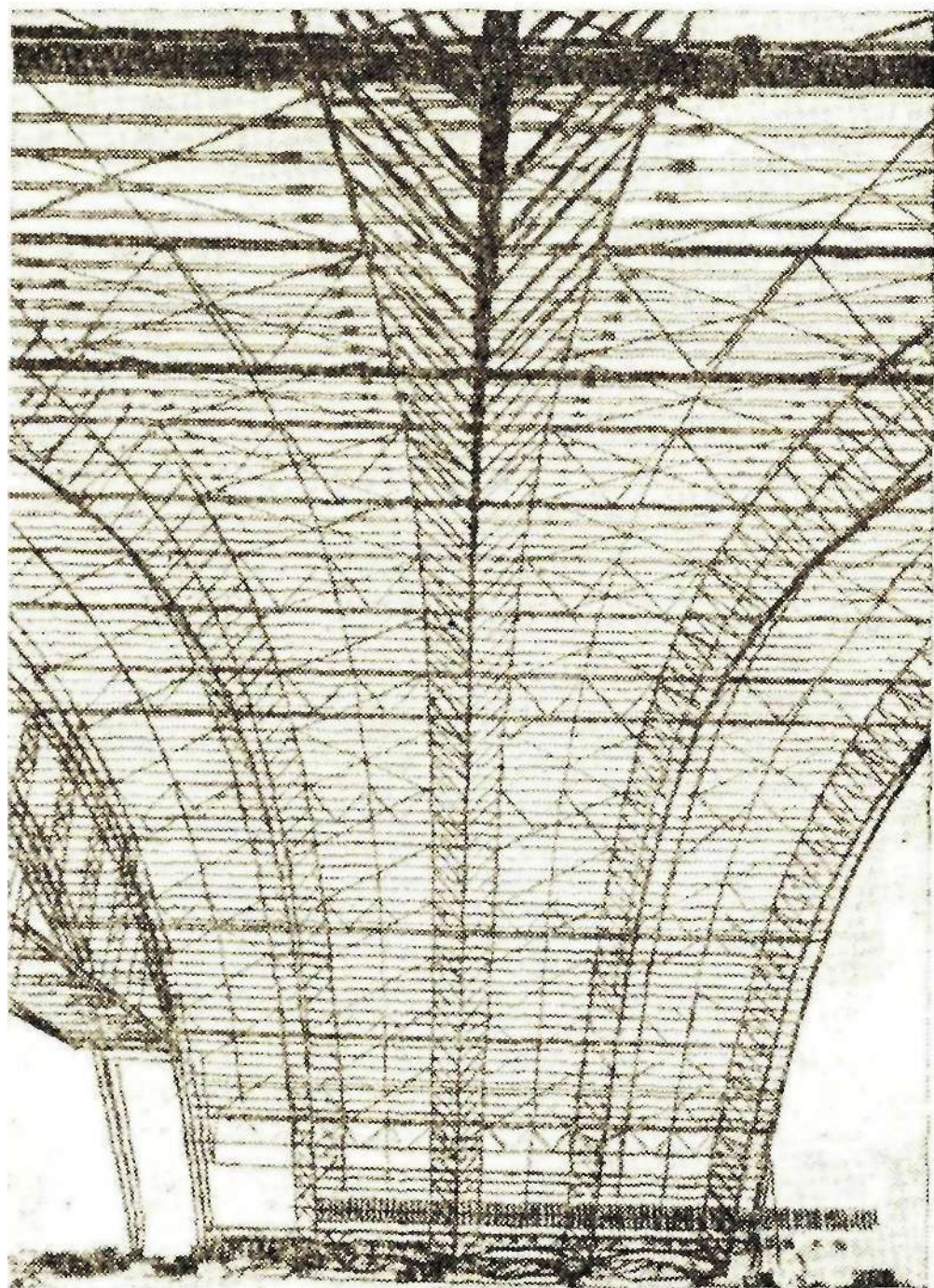


Рис. XVIII.25. Перекрытие ангара трехгранными арками (Австралия, 1955 г.)

Стойки могут ставиться либо нормально к поясам (рис. XVIII.26, а), либо вертикально (рис. XVIII.26, б). Наиболее целесообразно нормальное расположение стоек (особенно в круговых арках), при котором стержни решетки получаются одинаковыми по длине арки. В плоскостях стоек располагаются главные прогоны (рис. XVIII.26), обеспечивающие устойчивость одностенчатых арок и поддерживающие элементы кровли. Размеры панелей арки обычно принимают близкими к высоте арки. Монтажные стыки в арках размещают исходя из условия разбивки арки на отправочные элементы длиной 6—9 м, удобные для транспортирования. Арки обычно монтируются крупными элементами, большей частью целиком или полуарками (весьма часто методом поворота), так что монтажные стыки осуществляются в процессе укрупнительной сборки. Криволинейное очертание сплошных арок усложняет их изготовление, однако улучшает внешний вид конструкции. Сквозные арки, имеющие малую панель, могут иметь и ломаное очертание (рис. XVIII.26, в).

В арках с успехом может быть применено предварительное напряжение или регулирование усилий. Одним из простых приемов рационального распределения усилий является смещение наружу при постановке на опоры опорных узлов арки, собранной с дополнительным подъемом. При этом в нижнем поясе и раскосах арки возникают растягивающие напряжения, которые могут быть достаточными для уничтожения сжи-

лов. При больших усилиях применяются двухстенчатые сечения. Если кривая давления проходит между поясами, то оба пояса оказываются сжатыми и тогда необходимо обратить внимание на повышение устойчивости арки. Для повышения устойчивости рационально иметь спаренные арки (см. рис. XVIII.35). Возможны и трехгранные арки, также полностью обеспечивающие устойчивость арочной системы (рис. XVIII.25). Решетка в арках в значительной части получается конструктивной — из уголков или небольших швеллеров, подобранных по гибкости. Это обстоятельство также стимулирует уменьшение *высоты* сечения арок. Решетка сквозных арок проектируется треугольной с дополнительными стойками (рис.

XVIII.26, а) или без них и раскосной (рис. XVIII.26, б).

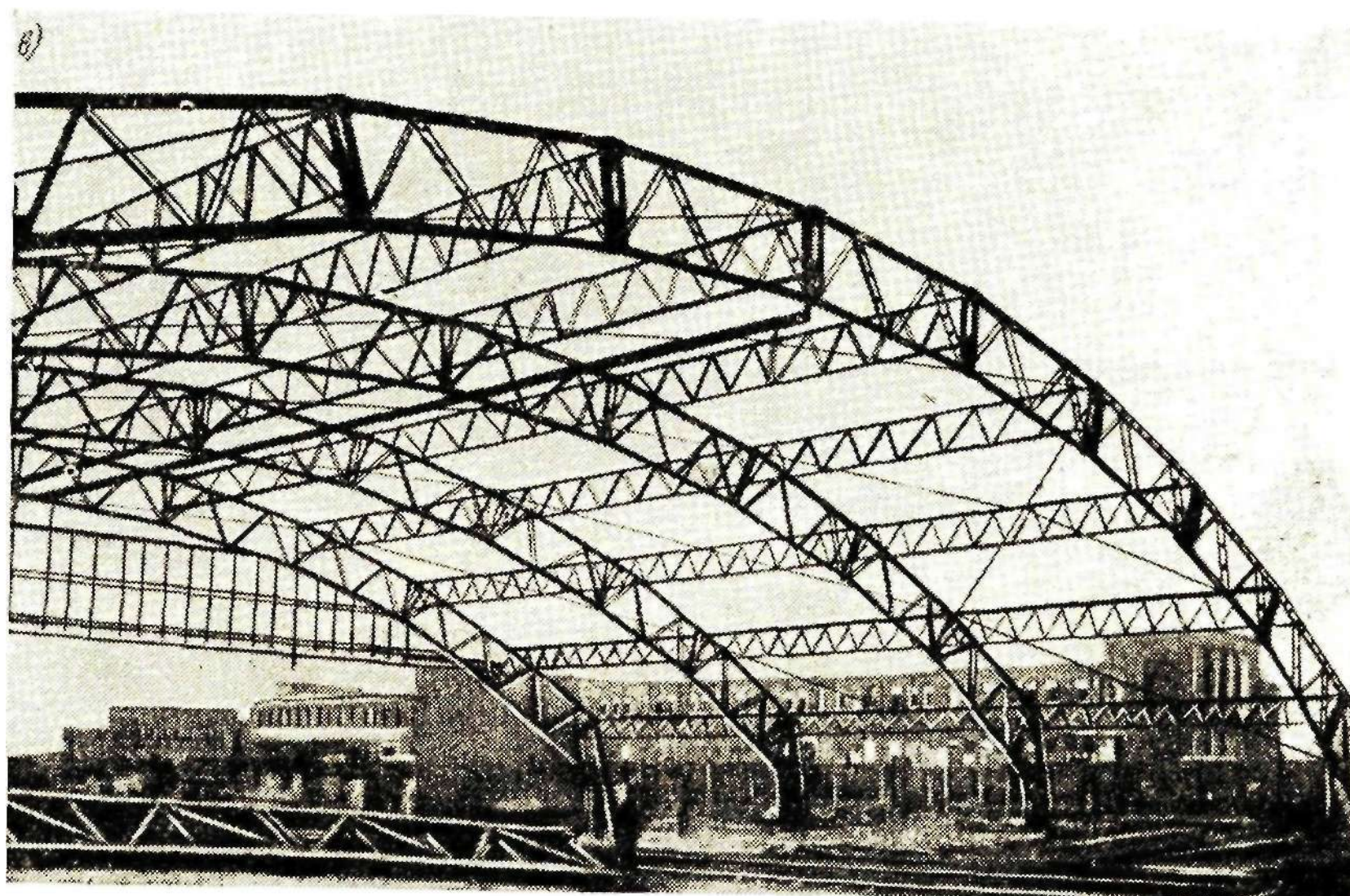
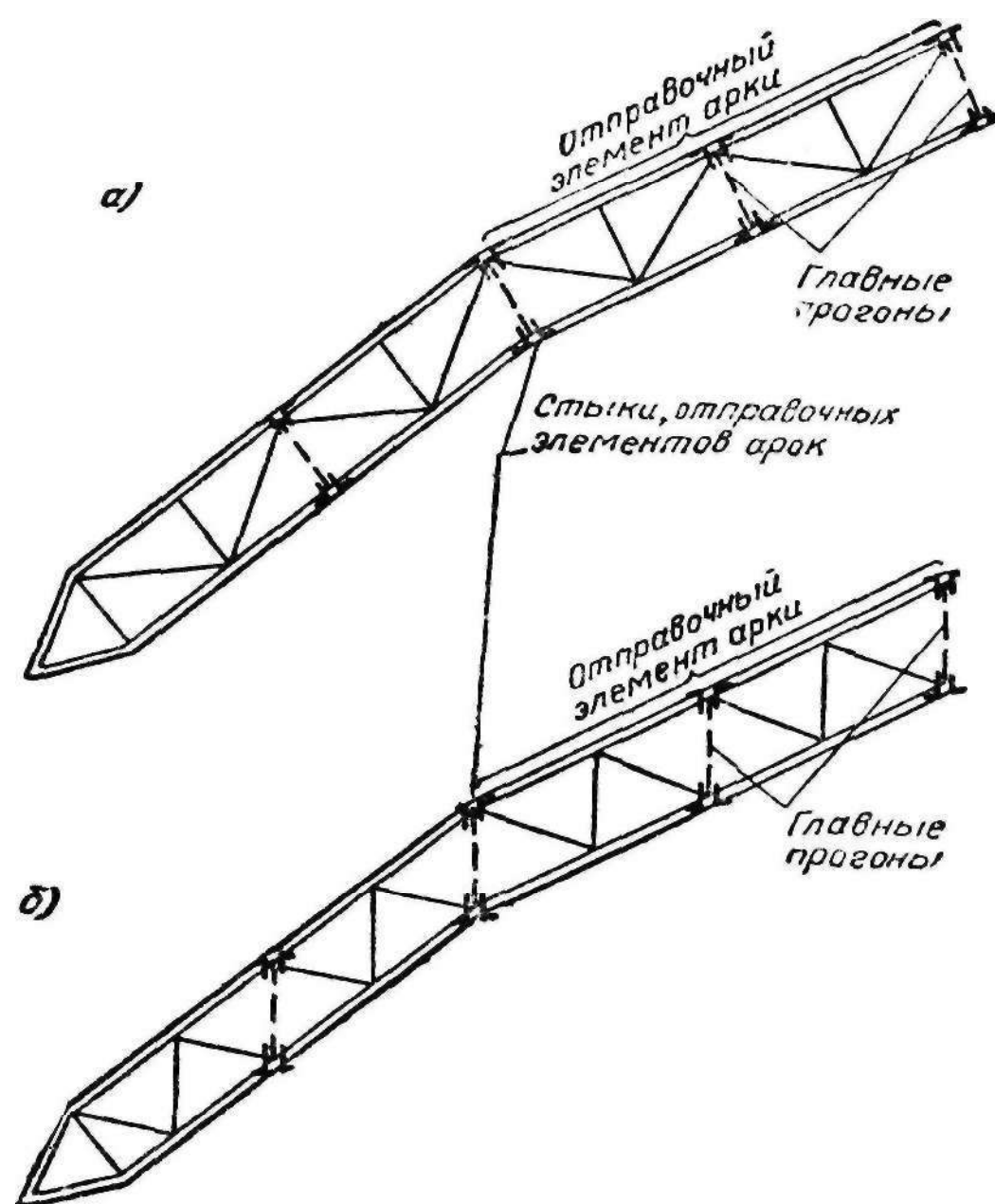


Рис. XVII 1.26. Конструктивные решения сквозных арок

мающих напряжений от внешней нагрузки. В этом случае элементы арки могут быть сконструированы из тросов (рис. XVIII.27).

Наиболее сложными конструктивными узлами в арках являются опорные и ключевые шарниры. Опорные шарниры могут быть трех типов: плиточные, пятниковые и балансирные. Они весьма схожи с шарнир-

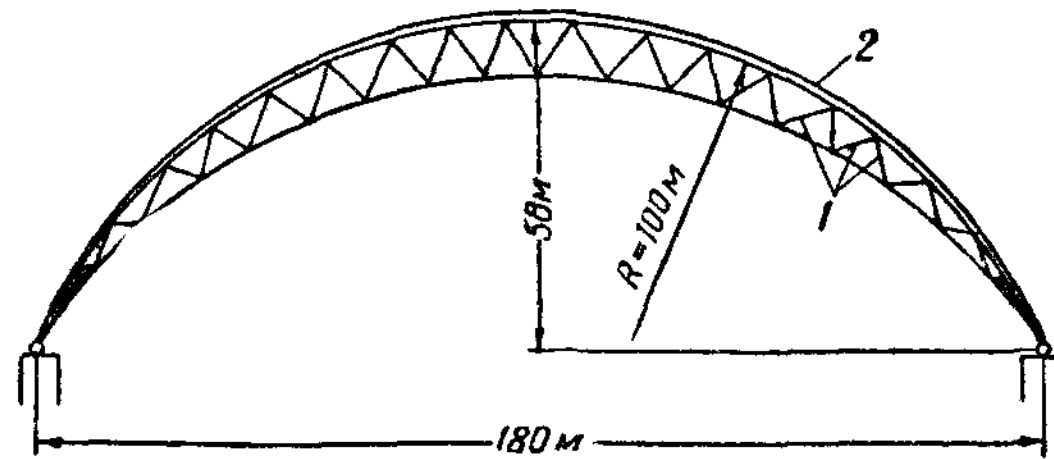


Рис. XVIII.27. Предварительно напряженная арка с нижним поясом и решеткой из тросов (ГПИ Проектстальконструкция)
1 — тросы, 2 — жесткий верхний пояс

ными опорными частями стоек (см. § 6 главы IX). Сквозные арки около опоры, как правило, переходят в сплошное сечение (рис. XVIII.3),

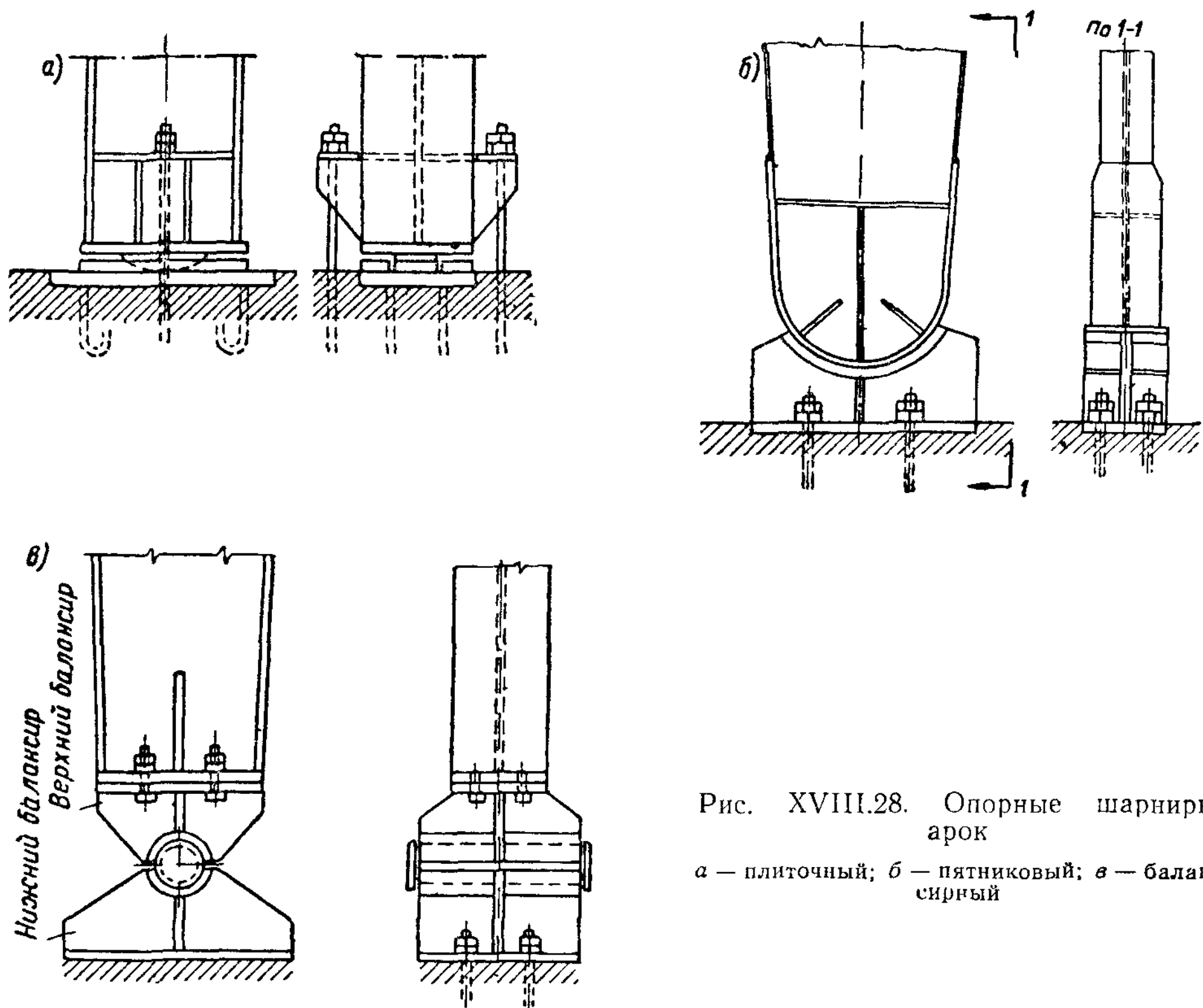


Рис. XVIII.28. Опорные шарниры арок
а — плиточный; б — пятниковый; в — балансирный

поэтому опорные шарниры в сплошных и сквозных арках имеют одинаковую конструкцию.

Плиточные шарниры (рис. XVIII. 28, а) имеют наиболее простую конструкцию. Применяются они при сравнительно небольших

опорных давлениях и преимущественно при вертикальном положении примыкающей к шарниру части арки.

Пятниковые шарниры (рис. XVIII. 28, б) имеют специальное опорное гнездо — пятник, в который вставляется закругленная опорная часть арки. Пятник обычно отливается, но может быть изготовлен и сварным из листовой стали.

В месте передачи опорного давления стенку и пояса арки укрепляют ребрами жесткости. Рассчитывается пятниковый шарнир на смятие при плотном касании (по формуле IX. 63). Пятник прикрепляется анкерными болтами к фундаменту.

Балансирные шарниры (рис. XVIII.28, в) применяются в наиболее тяжелых арках. Арка прикрепляется к верхнему балансиру через плиту, которая приваривается к контуру опорного сечения арки и притягивается болтами к балансиру. Торцы опорных сечений арки обычно фрезеруются. В соответствии с допускаемыми давлениями на фундамент нижний балансир обычно получается шире верхнего.

Плиты и балансиры в арках рассчитываются так же, как в опорных частях балок и колонн (см. § 7 главы VIII и § 6 главы IX). Наибольшее напряжение смятия определяется по формуле (IX.63).

В легких и высоких арках может появиться необходимость прикрепления их к опорам анкерными болтами для восприятия отрицательных реакций от действия ветра. Анкеры следует располагать по оси арки, чтобы они не мешали свободному повороту конструкции в опорных шарнирах (рис. XVIII. 28, а); закрепляют анкеры в консолях, приваренных к стенке арки.

В ключевых шарнирах также могут быть применены плиточные (рис. XVIII.29, а) или балансирные (рис. XVIII.29, б) конструкции, которые проектируются по тем же принципам, что и опорные. Шарнирное сопряжение в ключе может быть осуществлено и на фланцах, если гибкость последних будет достаточной для получения требуемых углов

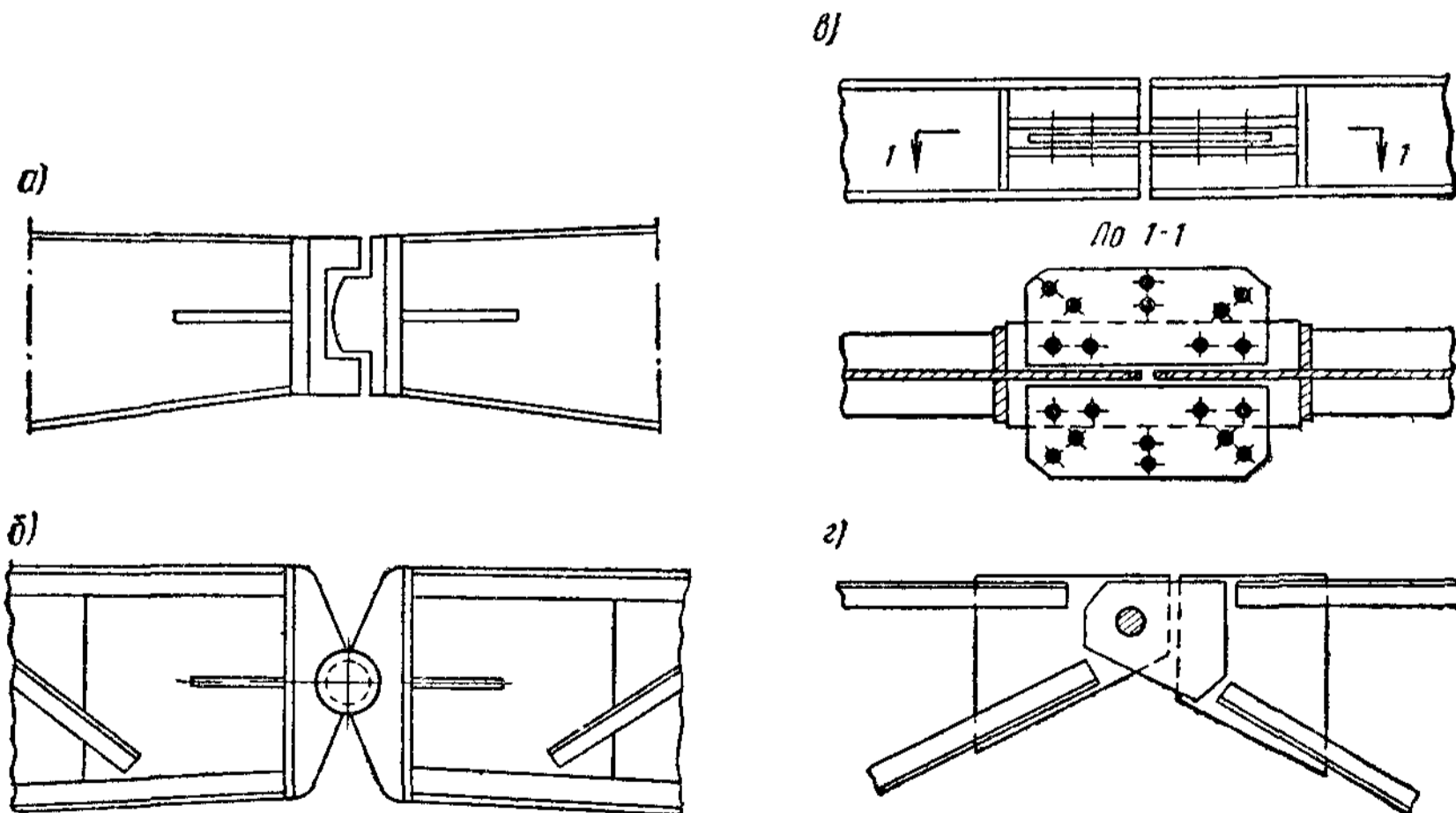


Рис. XVIII.29 Ключевые шарниры арок

а — плиточный; б — балансирный; в — листовый; г — болтовой

поворота. В легких арках могут применяться ключевые листовые (рис. XVIII. 29, в) или болтовые (рис. XVIII. 29, г) шарниры.

В листовом шарнире нормальные силы передаются через горизонтально расположенный по оси шарнира лист, который в силу своей гибкости не препятствует повороту сечения (рис. XVIII.29, в); к этому ли-

сту прикрепляют примыкающие к шарниру связи. Фланцевые, листовые и болтовые шарниры могут передавать как сжимающие, так и растягивающие нормальные силы. В плиточном и балансирном ключевых шарнирах для передачи растягивающих усилий, возможных при сильном действии ветрового отсоса, следует соединять полуарки горизонтальными листами, проходящими по оси шарнира (аналогично показанным на рис. XVIII.29, в).

3. Особенности расчета арок

Конструкции большепролетных арочных перекрытий расчленяются на отдельные плоские конструктивные элементы (арки, главные прогоны и т. п.), которые рассчитываются обычными методами строительной механики.

Существенной нагрузкой для арочных конструкций является давление ветра. Ветровая нагрузка для арочных перекрытий, не имеющих стен, принимается по упрощенной схеме, приведенной на рис. XVIII.30.

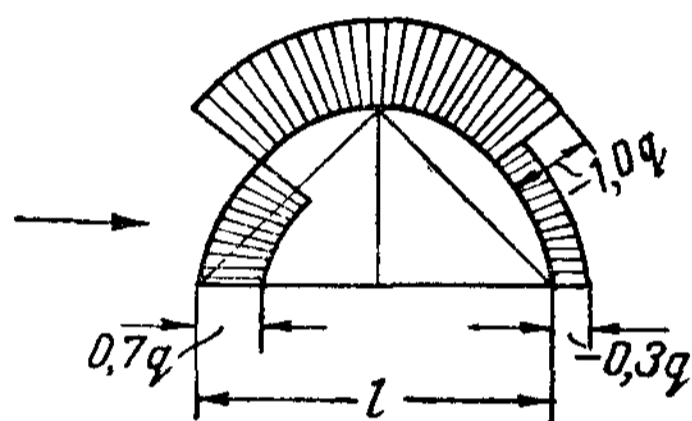


Рис. XVIII.30. Схема ветрового давления на поверхность арки

Расчетный коэффициент обтекания имеет положительное значение только в первой четверти дуги арки с наветренной стороны; в средней части дуги коэффициент обтекания имеет наибольшее по абсолютной величине отрицательное значение (отсос) и в последней четверти величина его резко падает, сохраняя отрицательное значение. При наличии вертикальных плоскостей в арочном перекрытии положительные ветровые давления испытывают только вертикальные поверх-

ности; по всему криволинейному очертанию арки имеет место отсос. Ветровое давление $q_v = Q_v k$ считается приложенным нормально к поверхности арочного перекрытия. Значительные отрицательные ветровые усилия в высоких арках существенно отклоняют кривую давления от оси арки и при малом собственном весе арок могут вызвать отрицательные опорные реакции. На величину ветрового давления существенное влияние оказывают открытые проемы, оставляемые для целей освещения и вентиляции. При открытых торцах арочных перекрытий ветер, направленный параллельно торцам, обтекает перекрытие с двух сторон и образует внутри него вакуум, увеличивающий положительное давление на арки и уменьшающий отсос.

Таким образом, для перекрытий, торцы которых могут быть открытыми (вокзальные перекрытия, навесы), необходимо учитывать возможные комбинации трех видов ветровых нагрузок:

- 1) бокового или торцового давления ветра на сооружение;
- 2) дополнительного вакуума, получаемого вследствие высасывания ветром воздуха из-под арочного перекрытия;

3) дополнительного отрицательного давления ветра изнутри сооружения, который попадает под перекрытие через широкие проемы. Величины воздействия вакуума и внутреннего давления не нормированы и устанавливаются специальными техническими условиями для данного сооружения или аэродинамическими испытаниями с моделями.

Элементы арочных конструкций рассчитываются на вертикальные нагрузки, ветровые усилия, а также на температурные воздействия, которые для арок обычно несутся. Вертикальные нагрузки принад-

лежат к основным сочетаниям нагрузок, последние две категории воздействий — к дополнительным, требующим при определении расчетного усилия учета соответствующего коэффициента сочетаний 0,9 (см. § 2 главы III).

Арочные системы, кроме трехшарнирных, статически неопределимы. Усилия в их стержнях удобнее всего определяются методом сил; исключение составляют многопролетные арки, для расчета которых достаточно удобен и метод деформаций.

При расчете арок необходимо учитывать в раскосах дополнительные усилия от обжатия поясов. Напряжения в раскосах от этих усилий могут быть определены по формуле

$$\sigma_p = \frac{(\sigma_{\Pi}^B + \sigma_{\Pi}^H)}{2} \sin^2 \alpha, \quad (\text{XVIII.4})$$

где σ_{Π}^B и σ_{Π}^H — напряжения от вертикальной нагрузки в верхнем и нижнем поясах арки;

α — угол наклона раскосов к стойке.

Арка как криволинейный сжатый брус требует проверки устойчивости. Общая устойчивость арок из плоскости обеспечивается поперечными связями и системой прогонов, определяющих расчетную длину элементов арки. Для должной устойчивости расстояние между точками закрепления не должно превышать 16—20 ширин пояса.

Критическая сила потери устойчивости сплошной арки в ее плоскости от действия осевых сил при малом значении изгибающих моментов в первом приближении может быть принята по формуле продольного изгиба

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{\mu_1^2 s_{ар}^2}, \quad (\text{XVIII.5})$$

где $s_{ар}$ — длина полуарки;

μ_1 — коэффициент расчетной длины, учитывающий кривизну арки и зависящий от отношения стрелки арки к пролету;

EJ — жесткость арки.

Коэффициенты μ_1 приведены в табл. XVIII. 1.

Таблица XVIII.1

Коэффициенты μ_1 расчетной длины арки

Тип арки	f/l			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двухшарнирная	1	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

При больших изгибающих моментах и, следовательно, мощных сечениях арки в плоскости действия сил опасной является потеря устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента. Соответствующая проверка арки как внецентренно сжатого элемента может быть произведена по формуле (III.60)

$$\sigma = \frac{N}{c \varphi_y F} \leq R, \quad (\text{XVIII.6})$$

где N — расчетное осевое усилие в арке (с учетом коэффициентов перегрузки);

c — коэффициент понижения напряжений, зависящий от эксцентриситета приложения осевой силы арки и типа сечения арки (см. § 5 главы III);

φ_y — коэффициент продольного изгиба относительно вертикальной оси сечения арки, зависящий от расчетной длины арки между точками ее закрепления поперечными связями (например, главными прогонами);

F — площадь сечения арки.

§ 6. КОМПОНОВКА БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Компоновка конструкций большепролетных общественных зданий и зданий специального назначения принципиально близка компоновке конструкций производственных зданий; однако она имеет свои особен-

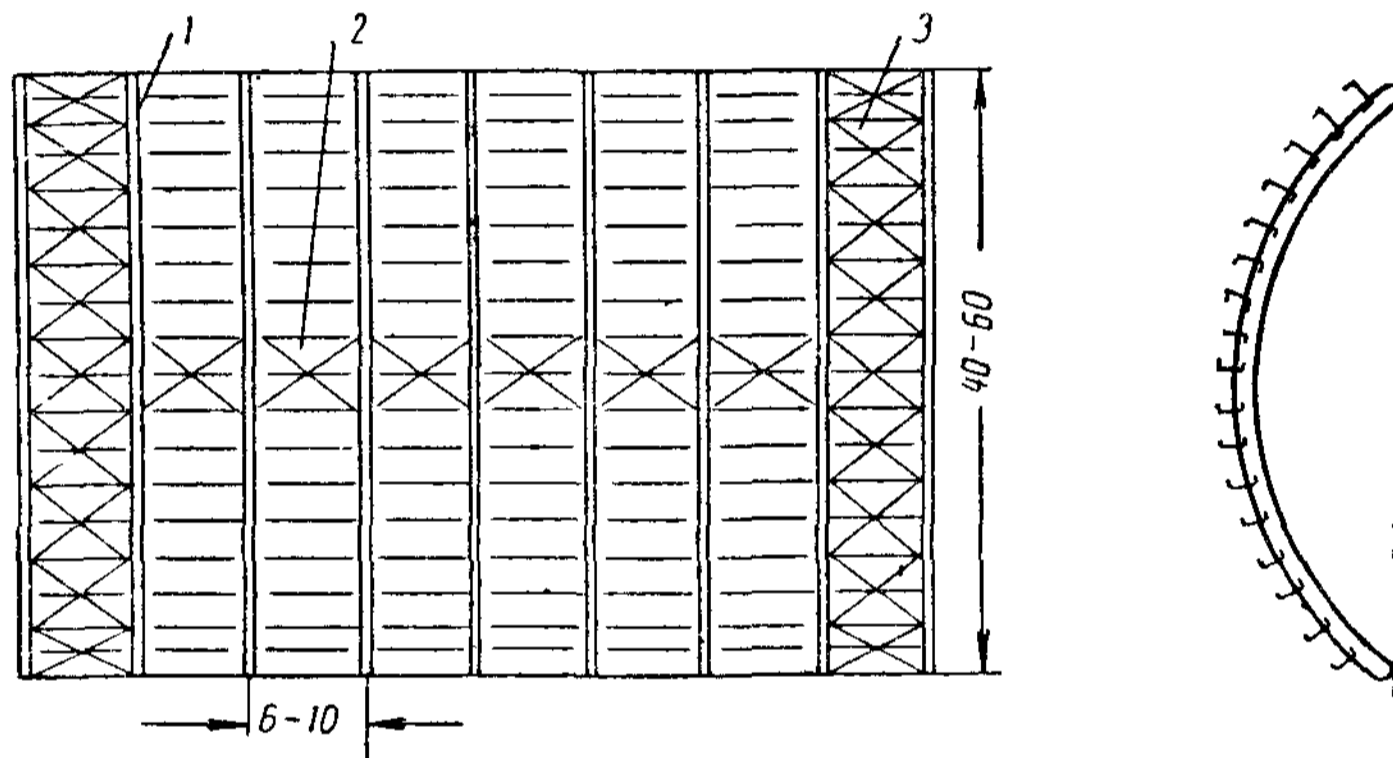


Рис. XVIII.31. Простая компоновка арочного покрытия
1 — арки; 2 — продольные связи; 3 — торцовые связи

ности, которые зависят как от назначения здания, так и от того обстоятельства, что при больших пролетах и высотах экономически наиболее выгоднейшие шаги конструкций получаются значительно большими, чем шаги конструкций обычных производственных зданий.

При пролетах, незначительно отличающихся от наибольших нормальных пролетов производственных зданий (40—60 м), оптимальные шаги получаются близкими к шагам конструкций этих зданий; вместе с тем близка и компоновка: несущие конструкции, имеющие шаг 6—10 м, связываются в пространственные комплексы продольными связями и поддерживают конструкцию кровли либо непосредственно (если расстояния между ними могут быть перекрыты большепролетными плитами настила), либо с помощью прогонов, прокатных или сквозных (рис. XVIII.31). Вид несущих конструкций зависит от назначения здания: в общественных зданиях (театрах), в ангарах, гаражах — это балки, рамы, реже пологие арки; в выставочных павильонах, вокзальных перекрытиях и спортивных залах — обычно высокие арки.

В ряде случаев целесообразны консольные решения — в навесах над трибунами, в ангарах (рис. XVIII.32), вокзальных перекрытиях. Особенностью консольных перекрытий является отсутствие наружной стены или постоянного ограждения, что очень важно для ангаров с точки зрения быстроты вывода самолета и удобно для вокзального пере-

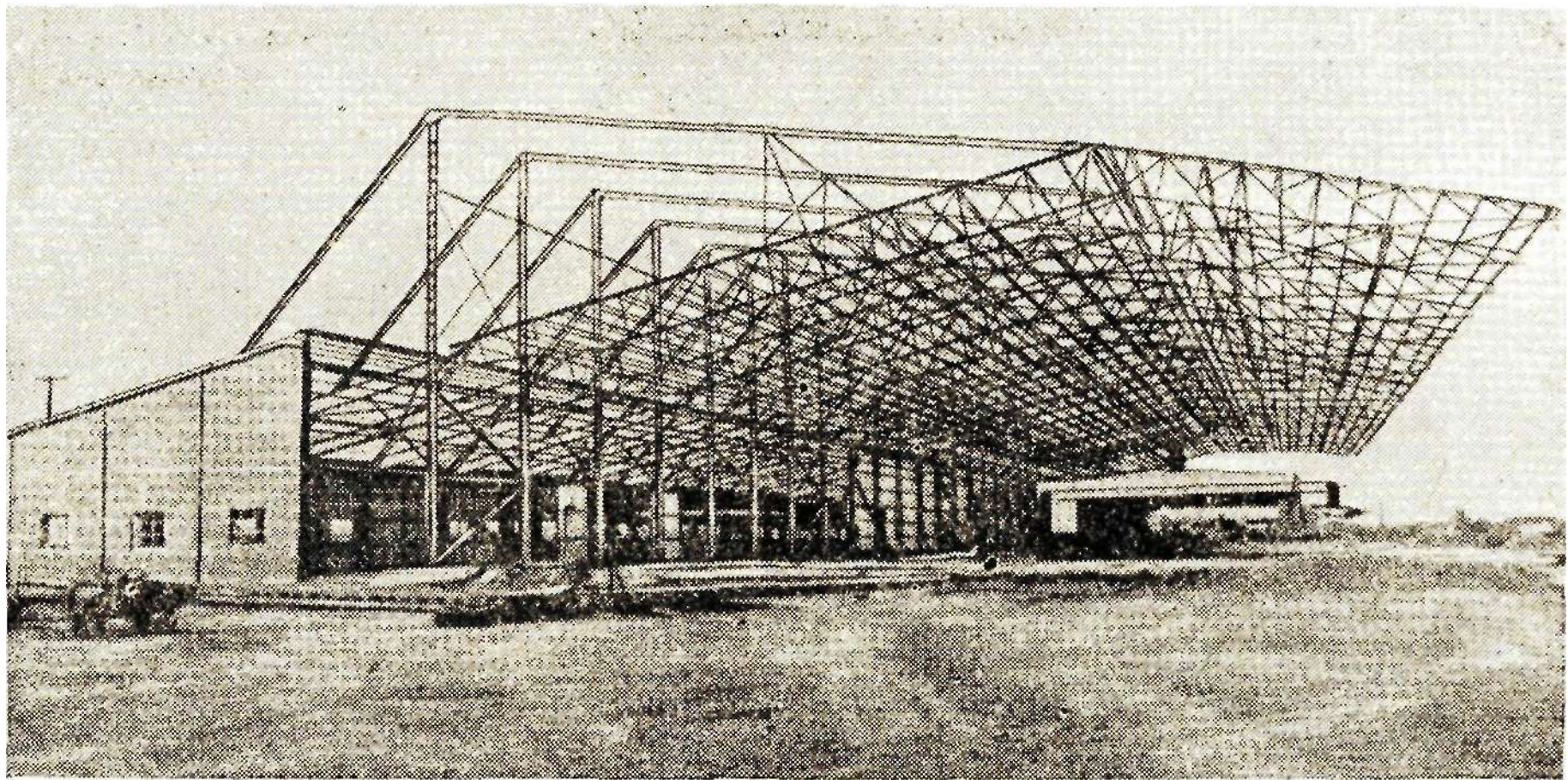


Рис. XVI 11.32. Несущие конструкции ангаров консольного типа

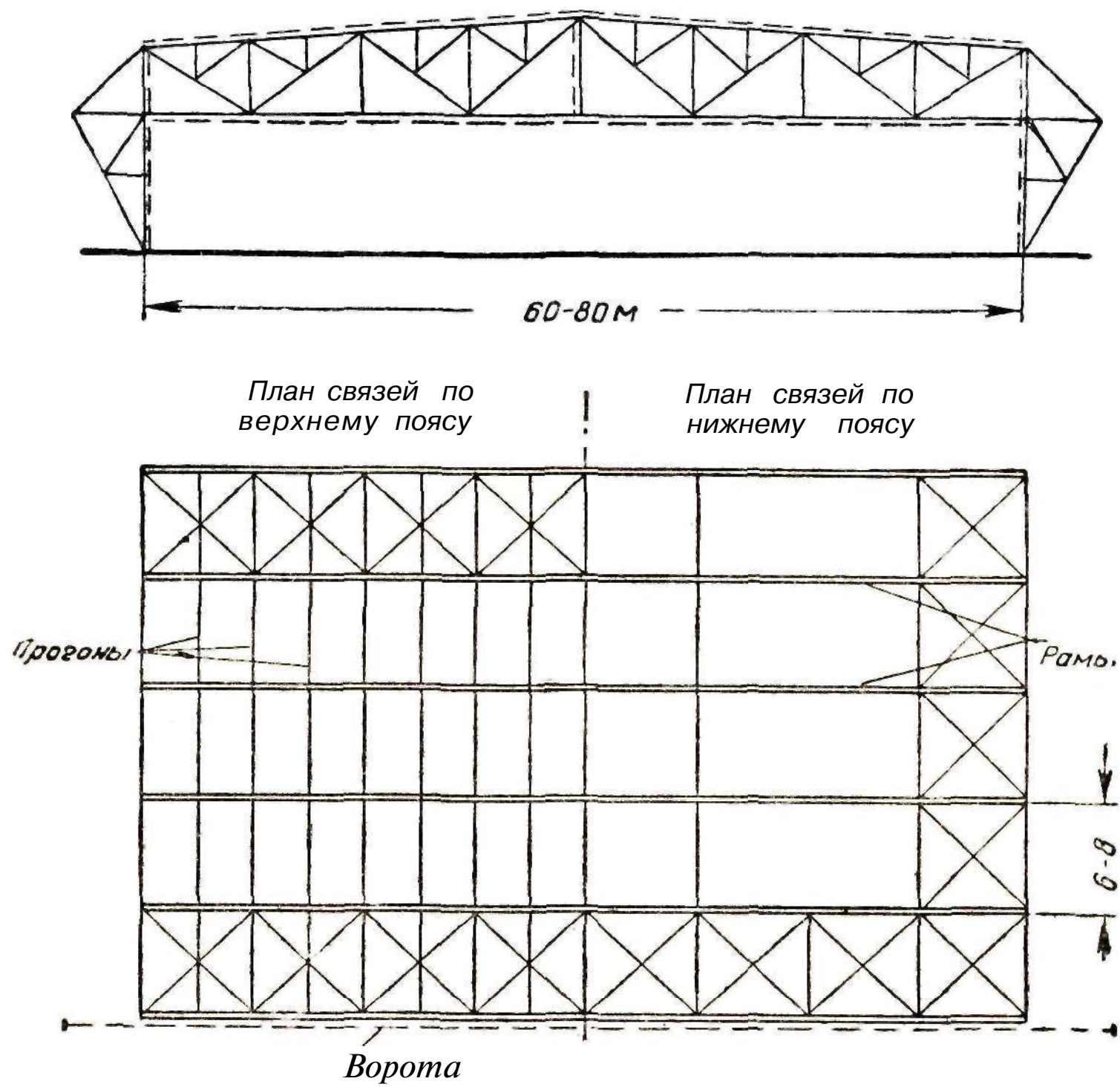


Рис. XVIII.33. Поперечная планировка перекрытия ангара

рытия. Сооружение получается экономичным, поскольку все несущие конструкции расположены по направлению узкой стороны перекрытия.

Отличительной особенностью компоновки конструкций ангаров а часто и гаражей является размещение основных несущих элементов в направлении большего размера плана здания (поперек его продольной оси), вызванное необходимостью устройства по фасадной стене сплошного проема для ворот (рис. XVIII. 33).

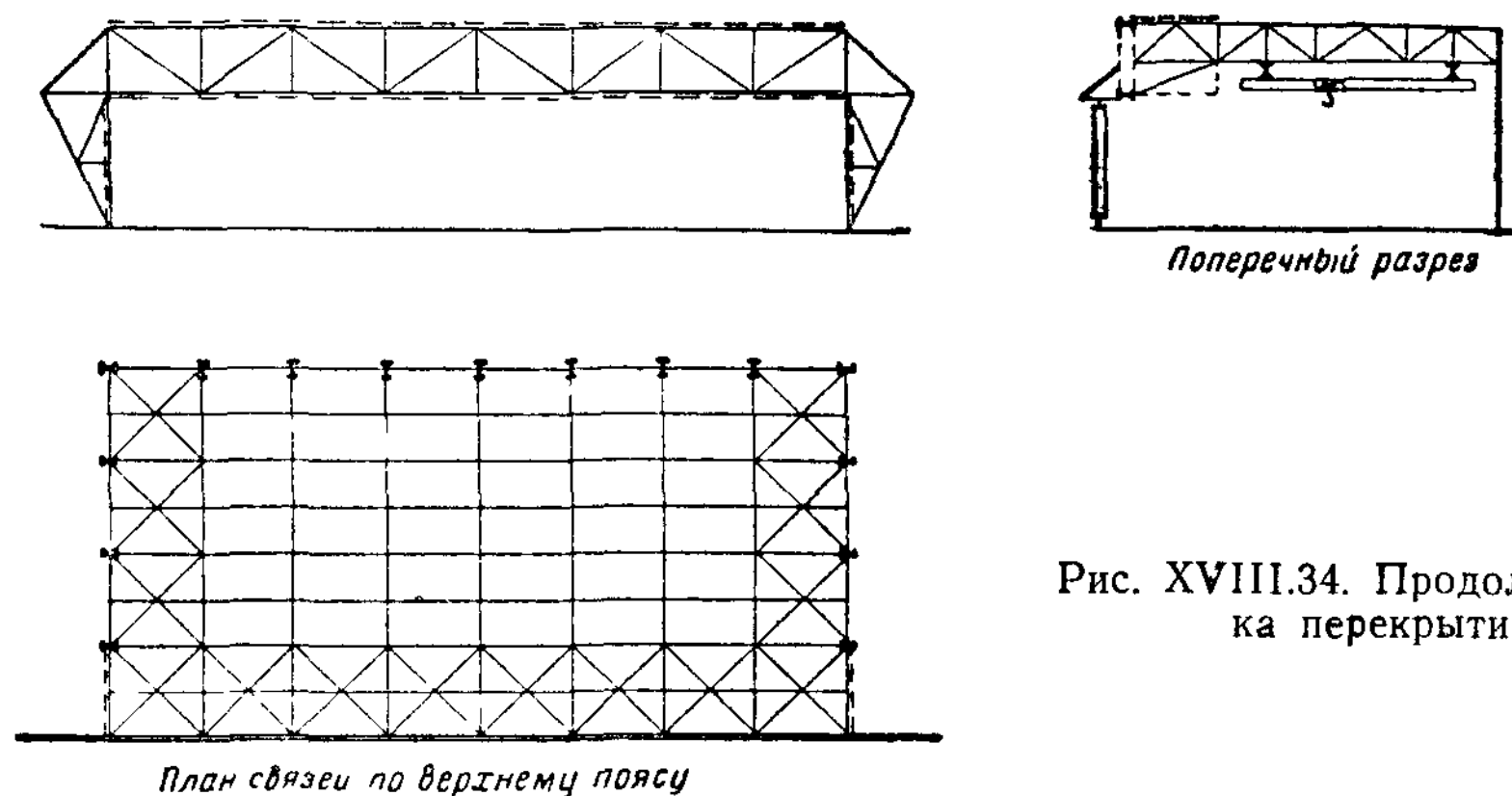


Рис. XVIII.34. Продольная планировка перекрытия ангара

Шаг расположения рам зависит от пролета перекрытия; при пролетах 60—80 м оптимальный шаг достигает 10 м и более. По ригелям рам укладываются продольные главные прогоны, сквозные или сплошные, связывающие соседние рамы. Продольные прогоны поддерживают кровельный настил непосредственно или при помощи прогонов кровли (поперечных). Таким образом, получается усложненная балочная клетка перекрытия.

В неглубоких ангарах главные прогоны превращаются в продольные стропильные фермы, опирающиеся на главную лобовую ферму, раму или арку, расположенную над воротами; другим концом продольные стропильные фермы, если ворота односторонние, опираются на колонны. При шаге 5—6 м они непосредственно поддерживают кровлю (рис. XVIII. 34).

При продольной планировке в ангарах с одними воротами надворотная рама имеет ригель с параллельными поясами, а продольные фермы проектируются с уклоном к задней стене здания. При такой компоновке высота продольных ферм получается меньше высоты надворотной рамы, благодаря чему между отметками верха ворот и низа продольных ферм остается свободное пространство, удобное для размещения подвесных подъемно-транспортных приспособлений (рис. XVIII.34).

Как было отмечено (рис. XVIII.32), в новейших ангарах применяется конструкция консольной системы, при которой плоскость ворот выносится вперед по отношению к плоскости главной рамы, что уменьшает вес перекрытия и увеличивает возможность маневрирования самолетами при их выводе.

Указанные схемы усложненной балочной клетки возможны и в арочных перекрытиях, когда шаг арок получается достаточно большим (10—20 м). Особенность арочного перекрытия, состоящая в том, что поперечные элементы главным образом работают на сжатие, заставляет прибегать при конструировании усложненной клетки к промежуточным

поперечным ребрам, располагающимся параллельно аркам и опирающимся на главные прогоны (рис. XVIII. 35); эти ребра конструируются как многошарнирные арки с шарнирами на прогонах (рис. XVIII.36); на прогоны они передают нормальную составляющую кровельного давления, а скатную составляющую воспринимают сами и передают на фундаменты или на продольные связи (фермы), перекрывающие проемы между арками.

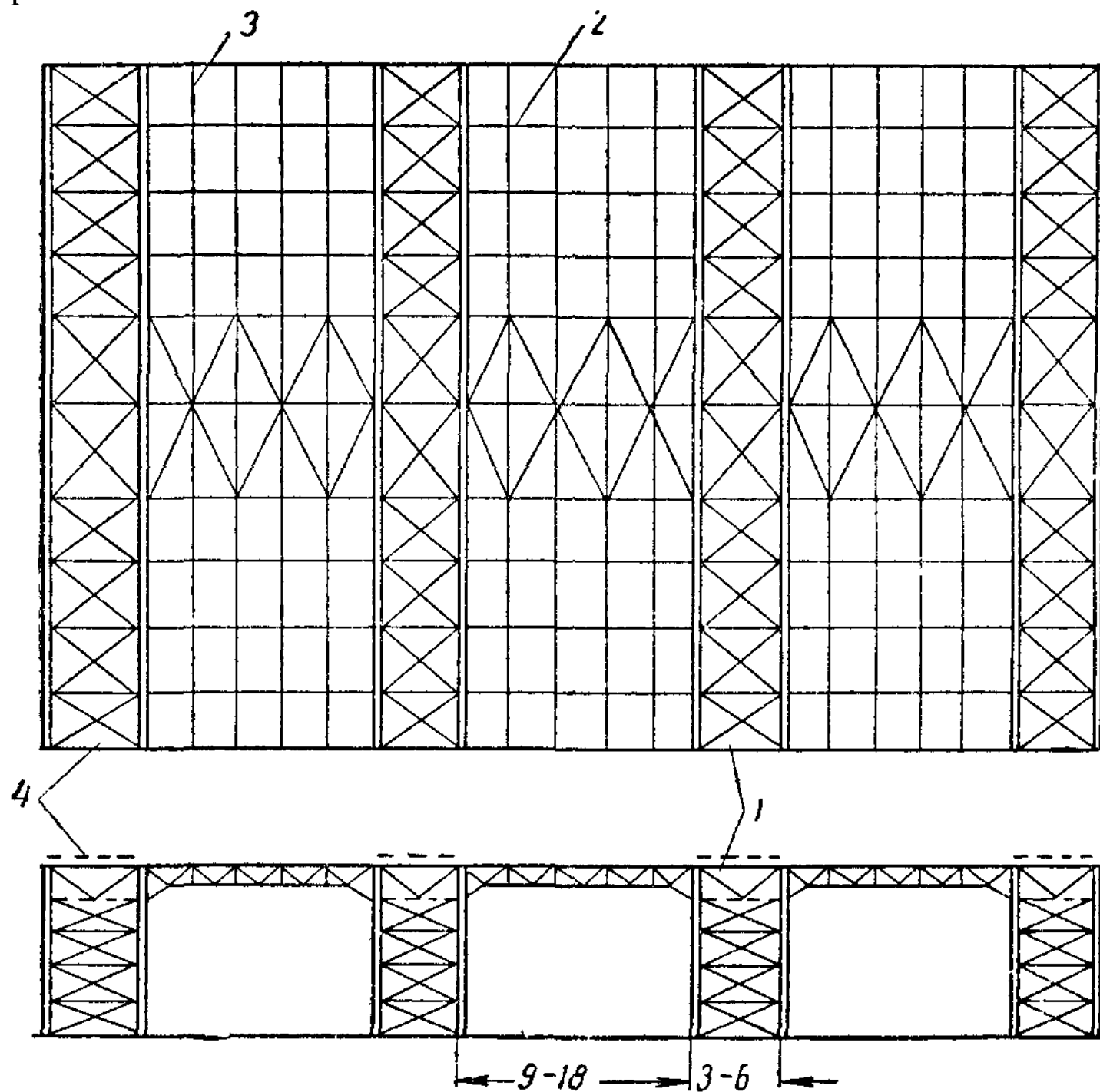


Рис. XVIII.35. Конструкции арочного перекрытия в виде пространственных блоков с главными прогонами и промежуточными ребрами

1 — пространственный блок из двух арок, 2 — главные прогоны, 3 — ребра; 4 — связи

При больших высотах и пролетах перекрытий (например, в вокзальных перекрытиях или перекрытиях сборочных цехов судостроительных заводов) условия монтажа стимулируют применение пространственно устойчивых блочных конструкций. Устройство пространственных блоков легче всего достигается спариванием соседних плоских балок, рам или арок (рис. XVIII. 35) или применением пространственно устойчивых трехгранных сечений (рис. XVIII.25). Расстояние между спаренными конструкциями рационально принять за продольный модуль перекрытия.

При жестких пространственных блоках, устойчивых в двух направлениях, соединение смежных блоков в один пространственный комплекс в продольном направлении необязательно; поэтому продольные связи при такой конструкции нужны лишь для передачи ветровой нагрузки. При расположении пространственных блоков достаточно редко на расстояниях 10—20 м компоновка перекрытия между блоками усложняется. Очевидно, и здесь перекрытие будет компоноваться по схеме усложненной балочной клетки (рис. XVIII. 35).

При больших расстояниях между блоками значительно увеличива-

ется вес главных прогонов. Затрата материала на главные прогоны может быть существенно уменьшена устройством выступающих консолей (рис. XVIII.37 и 38).

Пролет между консолями может быть перекрыт фонарной конструкцией (рис. XVIII.37) или балкой (рис. XVIII.38).

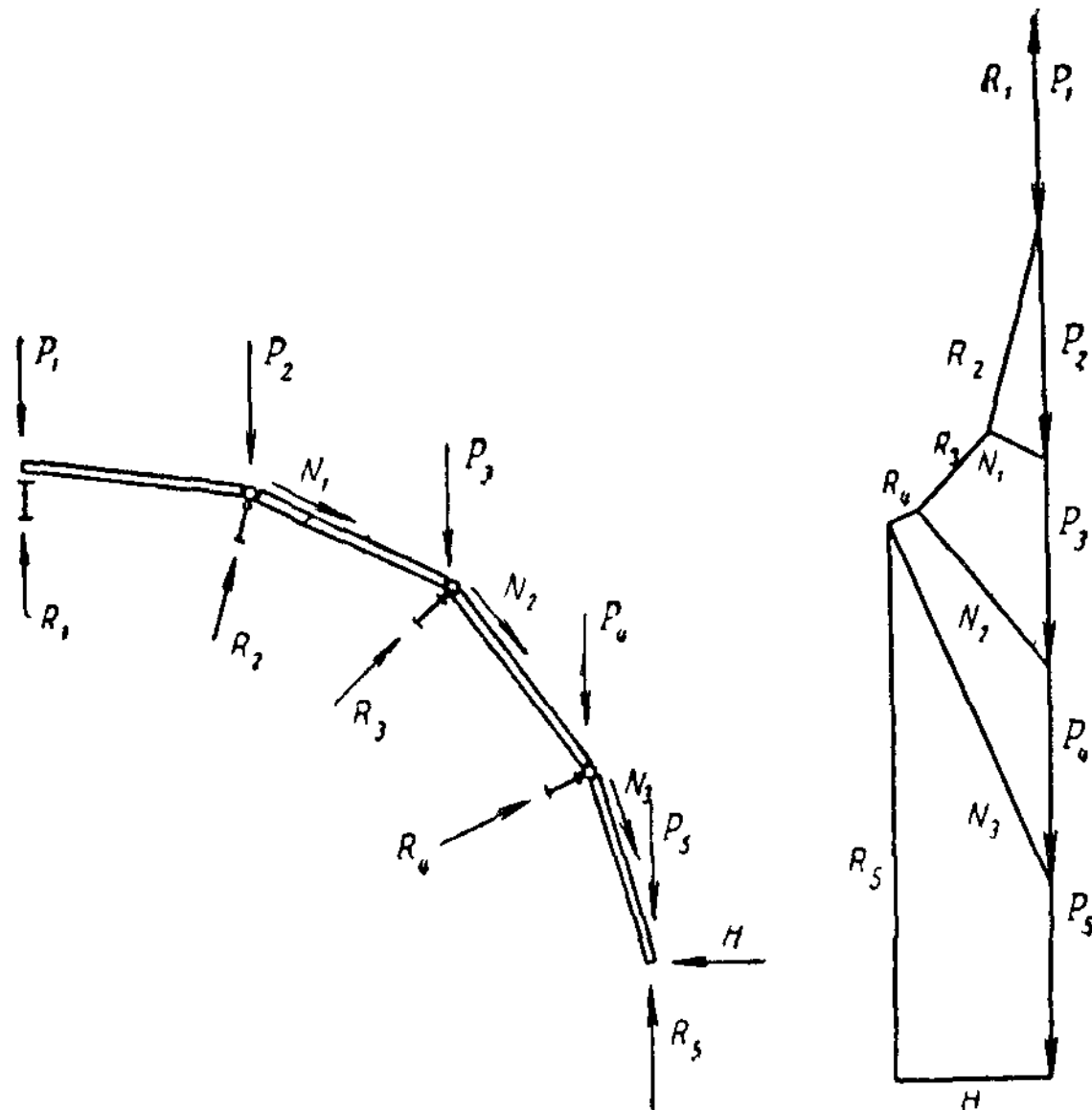


Рис. XVIII.36. Определение усилий, передаваемых ребрами на главные прогоны

или через фонари — продольные, поперечные или боковые (на наклонной поверхности перекрытия).

В арочных перекрытиях главные прогоны могут располагаться в наклонных плоскостях (рис. XVIII.26, а), что, как уже было отмечено, при наличии поперечных ребер не отражается на их работе под действием давления кровли, но при больших пролетах оказывает отрицательное влияние на работу под действием собственного веса. Поэтому их нужно подвешивать наклонными тягами к узлам арок. Эффективны в этом случае трехгранные прогоны.

При арочных перекрытиях помещения освещаются через проемы, расположенные в сильно наклоненных частях поверхности перекрытия,

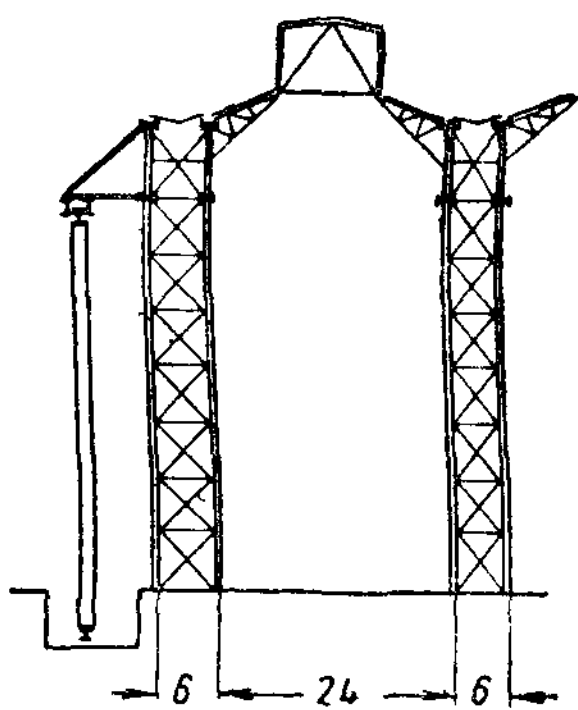


Рис. XVIII.37. Консольная система покрытия над судовой палубой

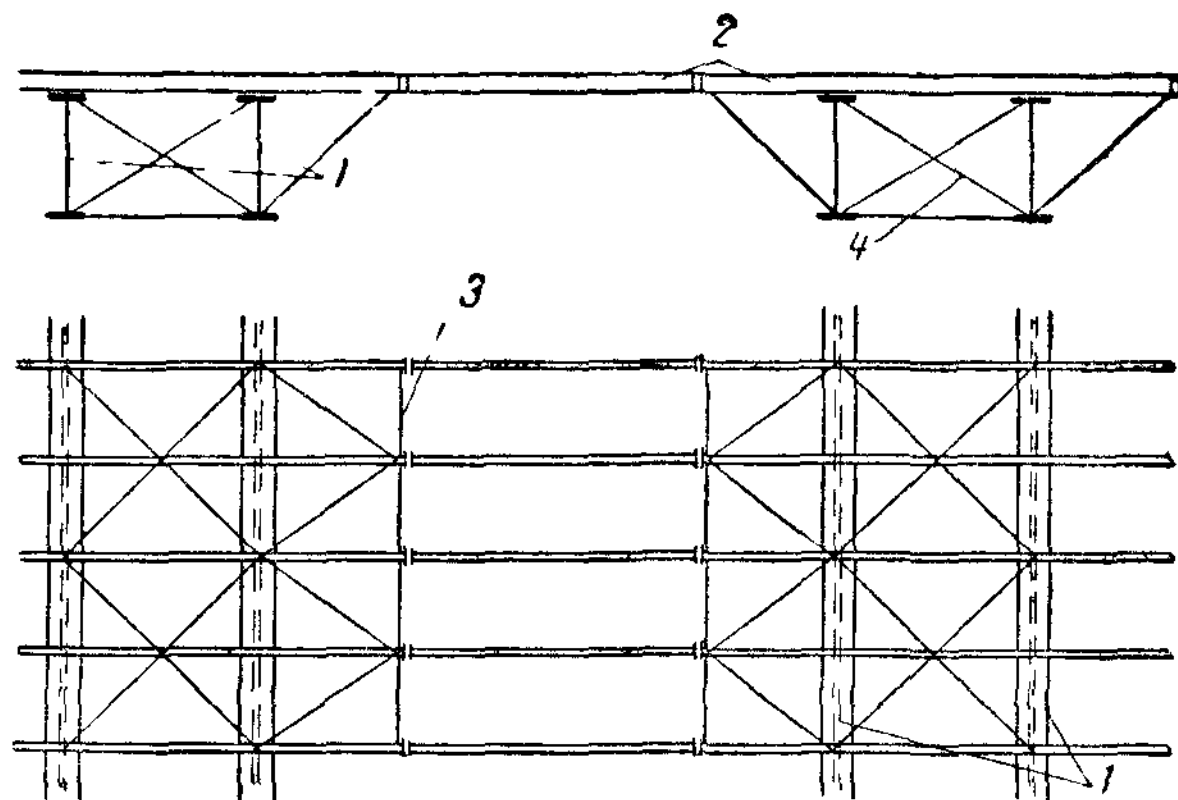


Рис. XVIII.38. Консольная конструкция между спаренными арками
1 — арка; 2 — прогоны; 3 — распорка; 4 — вертикальные связи

§ 7. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В перекрытиях с балочными и рамными конструкциями применяется обычная система горизонтальных и вертикальных связей по анало-

гии с каркасами производственных зданий (см. главу XIV). Арки соединяются в ключе продольными связями (рис. XVIII. 31). Значение продольных связей для жесткости здания особенно велико при большой стреле подъема арок, когда повышается их общая деформативность. Такие же связи располагаются в нижней части арок, у угла перегиба (в рамных арках) или недалеко от опор.

Поперечные связи, расположенные между крайними арками, рассчитывают на давление ветра, передаваемое с торцевой стены арочного перекрытия.

При пологих арках эти связи можно рассчитывать с некоторым запасом, спроектировав их на горизонтальную плоскость (рис. XVIII.39).

Полученные усилия, умноженные на секанс угла наклона стержня к его проекции, принимаются за ветровые усилия в элементах арки и связей.

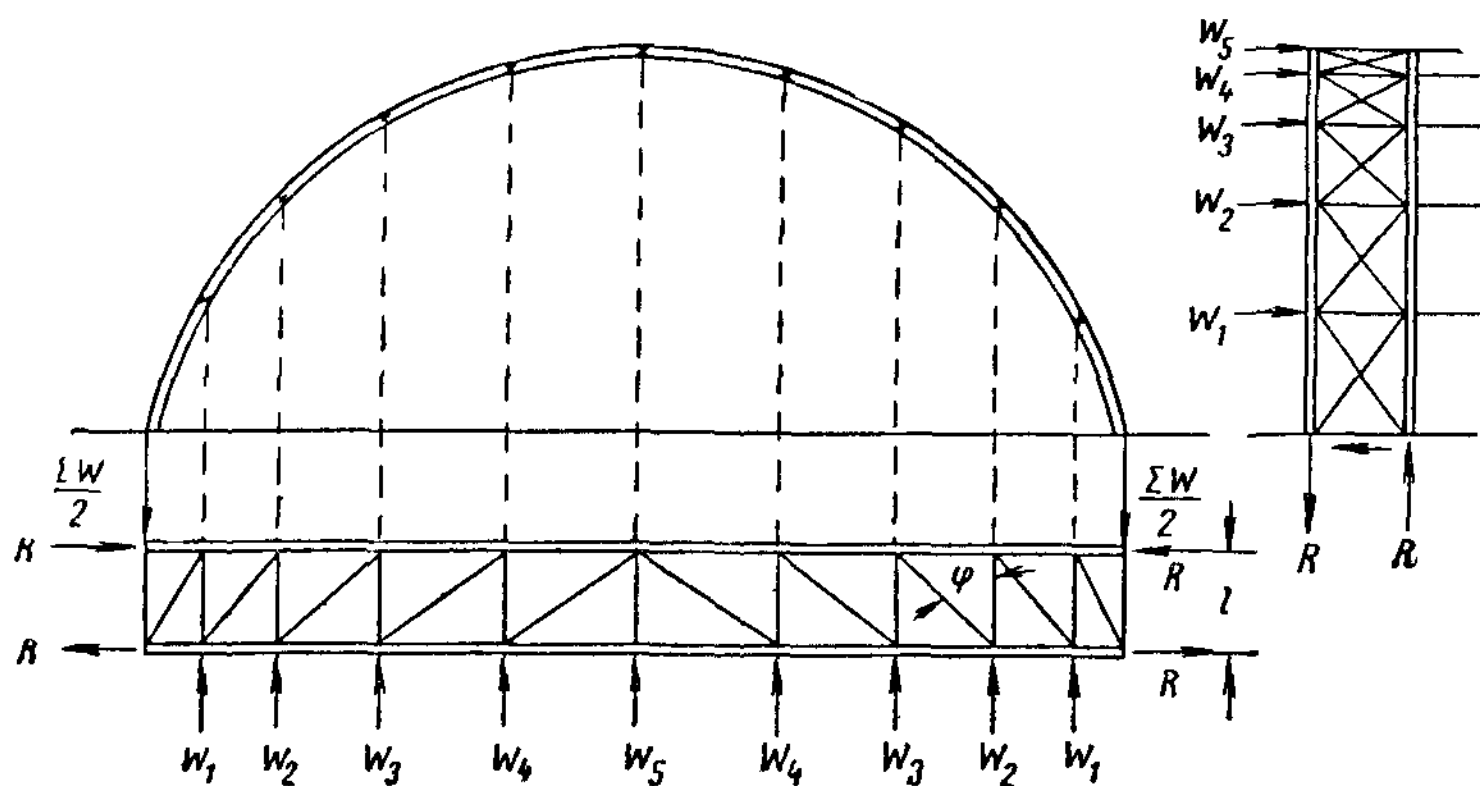


Рис. XVIII.39. К расчету торцовых связей арочного перекрытия по их проекции

При крутых арках такой расчет дает заниженные усилия в поясах и в этом случае правильнее рассчитывать ферму, как пространственную оболочку (рис. XVIII.40). Тогда жесткий торцовый блок рассматривается как пространственная система, состоящая из поясов двух соседних арок, соединенных решетчатыми связями. Усилия в диагоналях связей можно, получить, произведя поперечный разрез по I—I системы и спроектировав все действующие в разрезе силы на направление распорки связей. Усилия всех стержней, попавших в разрез, кроме диагонали, дают в проекции нуль.

Усилие в диагонали равно:

$$S_d = \frac{Q}{\cos \psi}, \quad (\text{XVIII.7})$$

где Q — поперечная сила от ветровой нагрузки, действующая в рассматриваемом сечении;

ψ — угол между диагональю и распоркой в пространстве.

Из разложения пространственной системы ясно, что

$$\cos \psi = \cos \alpha \cos \varphi,$$

где φ — угол между диагональю и распоркой в проекции; α — угол между проекцией и диагональю в пространстве.

Отделив одну арку от другой продольным разрезом II—II и определив в распорках и диагоналях связей соответствующие усилия, разложим усилие в диагонали на усилие по направлению пояса

$$S_{II} = S_d \sin \psi \quad (\text{XVIII.8})$$

и усилие по направлению распорки

$$S_p = S_d \cos \psi. \tag{XVIII.9}$$

Отрезанная арка, очевидно, будет находиться в равновесии в пространстве, так как на каждый ее узел с одной стороны действует внешняя сила W_n , а с другой — разность усилий в распорке и проекции диагонали у узла n , равная также W_n :

$$S'_d \cos \psi_{n+1} - S''_d \cos \psi_n = Q_{n+1} - Q_n = W_n, \tag{XVIII.10}$$

где S'_d и S''_d — усилия в диагоналях панелей $(n+1)$ и n .

Отрезанную арку рассчитываем на силы, направленные по поясу и равные

$$S_n = Q \operatorname{tg} \psi, \tag{XVIII.11}$$

как плоскую систему, определяя от действия этих сил распор, опорные реакции и усилия во всех стержнях арки.

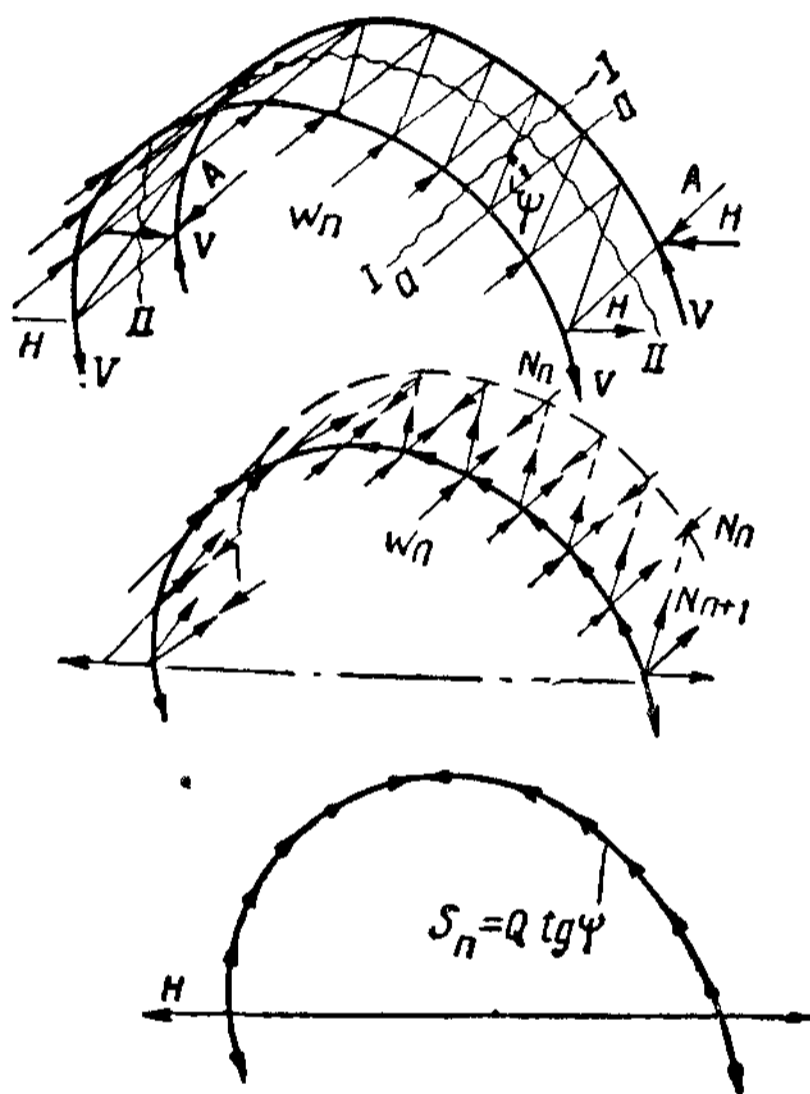


Рис. XVIII.40. К расчету торцовых связей арочного перекрытия как пространственной системы

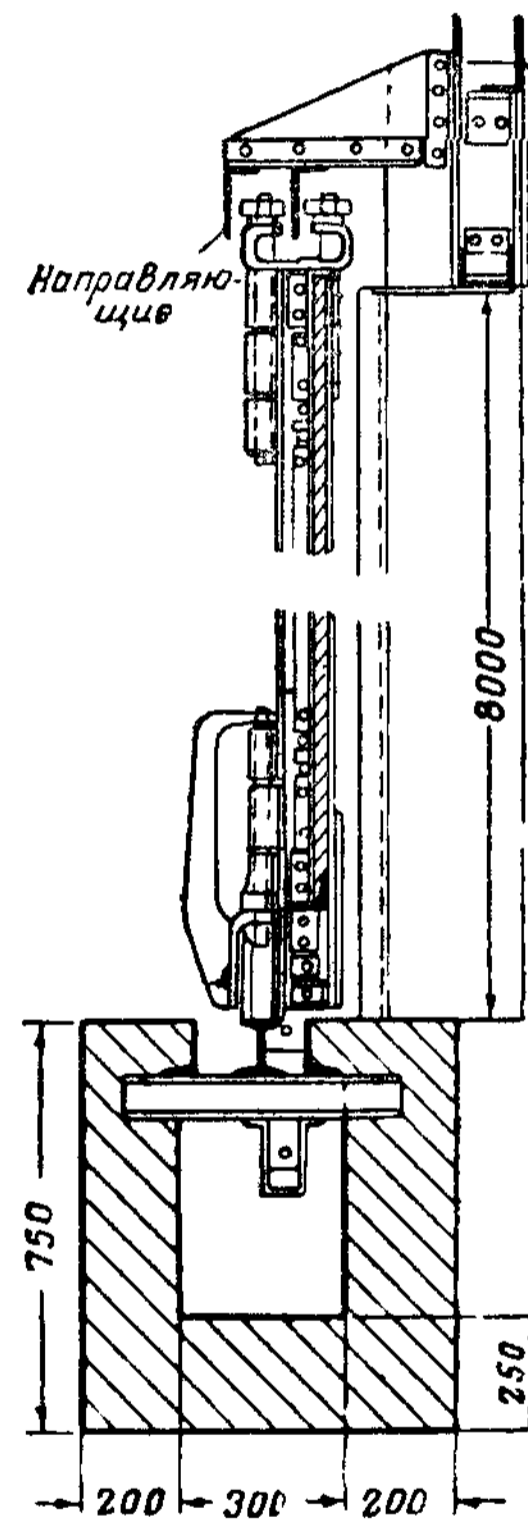


Рис XVIII 41. Конструкция ворот ангара

На передней (торцовой) арке дополнительные ветровые воздействия направлены вверх по образующей и отрывают ее от фундаментов (рис. XVIII. 40); на задней арке торцового блока те же силовые воздействия направлены вниз и прижимают ее к фундаментам.

Расчет шарниров и опорных частей арок производится согласно указаниям § 6 главы IX и п. 2 § 5 настоящей главы.

В ангарах, помимо общей системы связей, должна быть горизонтальная ветровая ферма на уровне верха ворот (см. рис. XVIII. 34). Эта ферма воспринимает ветровую нагрузку, действующую на полотнища ворот и стеновое ограждение, закрывающее лобовую ферму. К ветровой фер-

ме или к специальной «гребенке», выпускаемой в виде козырька над воротами, крепят направляющие раздвижных ворот (рис. XVIII. 41). Между направляющими движутся ролики, прикрепленные при помощи штырей к полотнищу ворот. Между роликами и низом надворотной конструкции оставляют небольшой зазор, величина которого должна соответствовать жесткости надворотной фермы. Прогиб фермы от временной нагрузки не должен превышать величины оставленного зазора, с тем чтобы конструкции покрытия при прогибе не зажимали ворот. Имеются и другие конструкции ворот.

§ 8. КУПОЛА

По своей конструкции купола могут быть трех типов: ребристые (рис. XVIII. 42 и 45), ребристо-кольцевые (рис. XVIII. 43) и сетчатые (рис. XVIII. 44) в виде многосвязных оболочек вращения.

1. Ребристые купола

а) Конструкции ребристых куполов

Конструкции ребристых куполов состоят из отдельных плоских или трехгранных ребер, расположенных в радиальном направлении (рис. XVIII. 42). Верхние пояса ребер образуют поверхность купола. Обычно поверхность купола очерчивается по поверхности вращения — сферической или эллиптической, реже — параболической; применяются также многогранные купола. Несущая конструкция купола может поддерживать кровлю, выполненную в виде специальной надстройки; тогда она может иметь более простое очертание.

Ребра купола могут быть сквозными в виде легких ферм или сплошного сечения. Сплошные ребра тяжелее, но дают более простую конструкцию, особенно при применении прокатных балок. В вершине купола располагается кольцо, к которому примыкают ребра купола (см. рис. XVIII. 42). Кольцо следует проектировать возможно более жестким, принимая во внимание его работу на изгиб и кручение, так как пара ребер, расположенных в одной диаметральной плоскости и прерванных кольцом, рассматривается как единая арочная конструкция. При шарнирном прикреплении ребер к кольцу и небольшом его диаметре можно считать, что арки работают как трехшарнирные. Иногда при частом расположении ребер или по архитектурным соображениям кольцо получается значительных размеров (рис. XVIII. 45). Тогда в целях повышения его жесткости и устойчивости кольцо раскрепляют внутренними распорками.

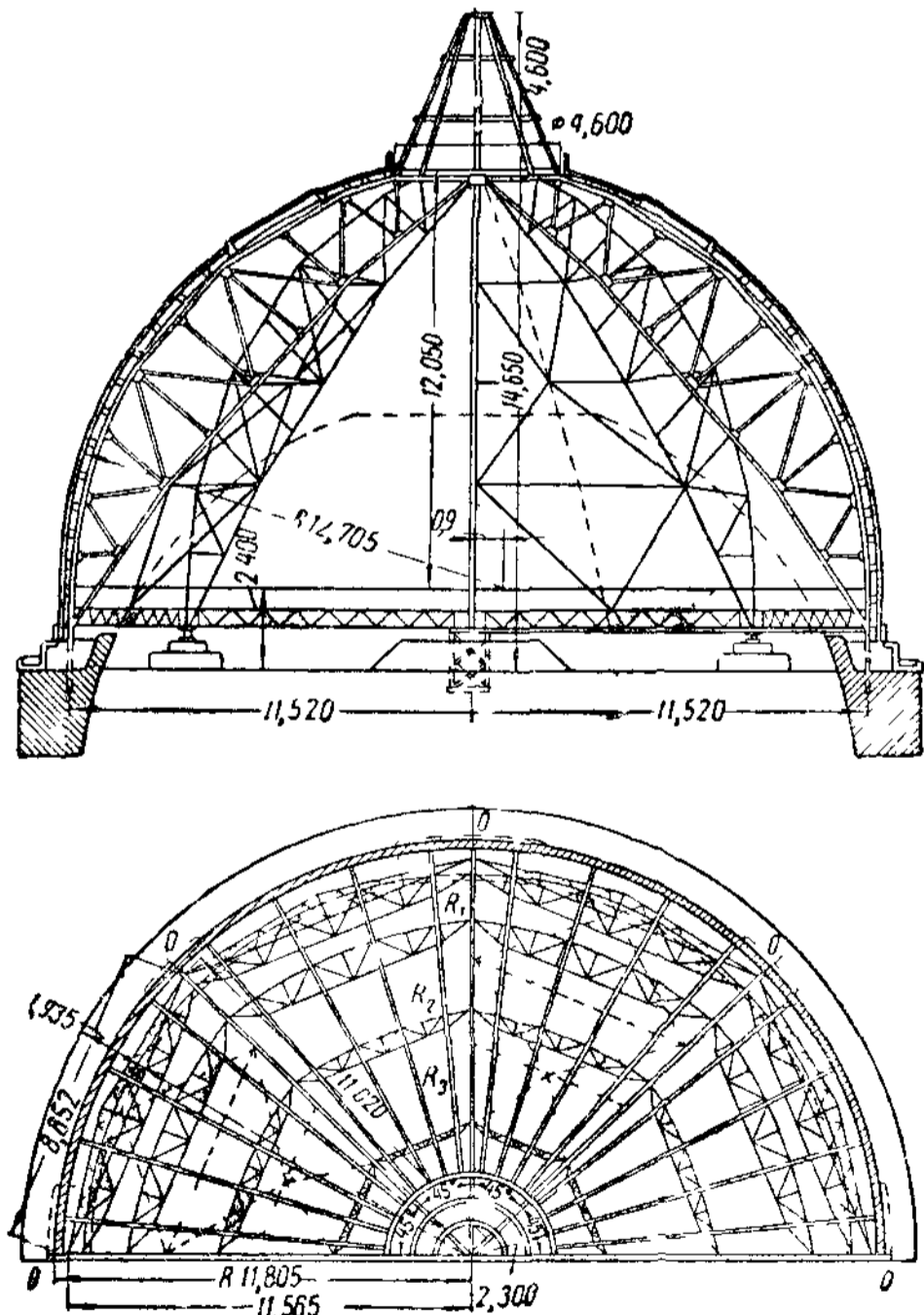


Рис. XVIII 42 Конструкция ребристого купола

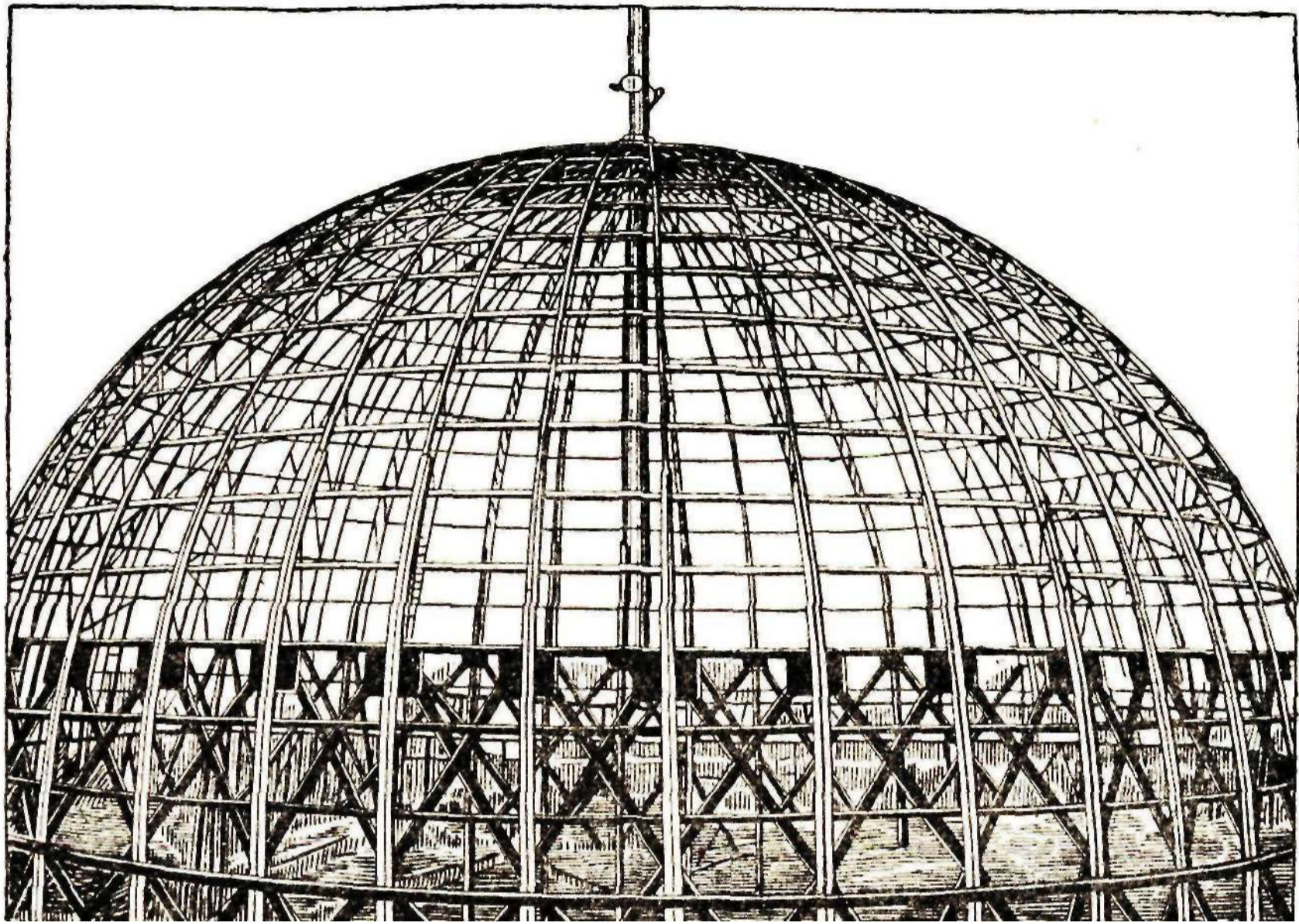


Рис. XVI11.43. Конструкция ребристо-кольцевого купола

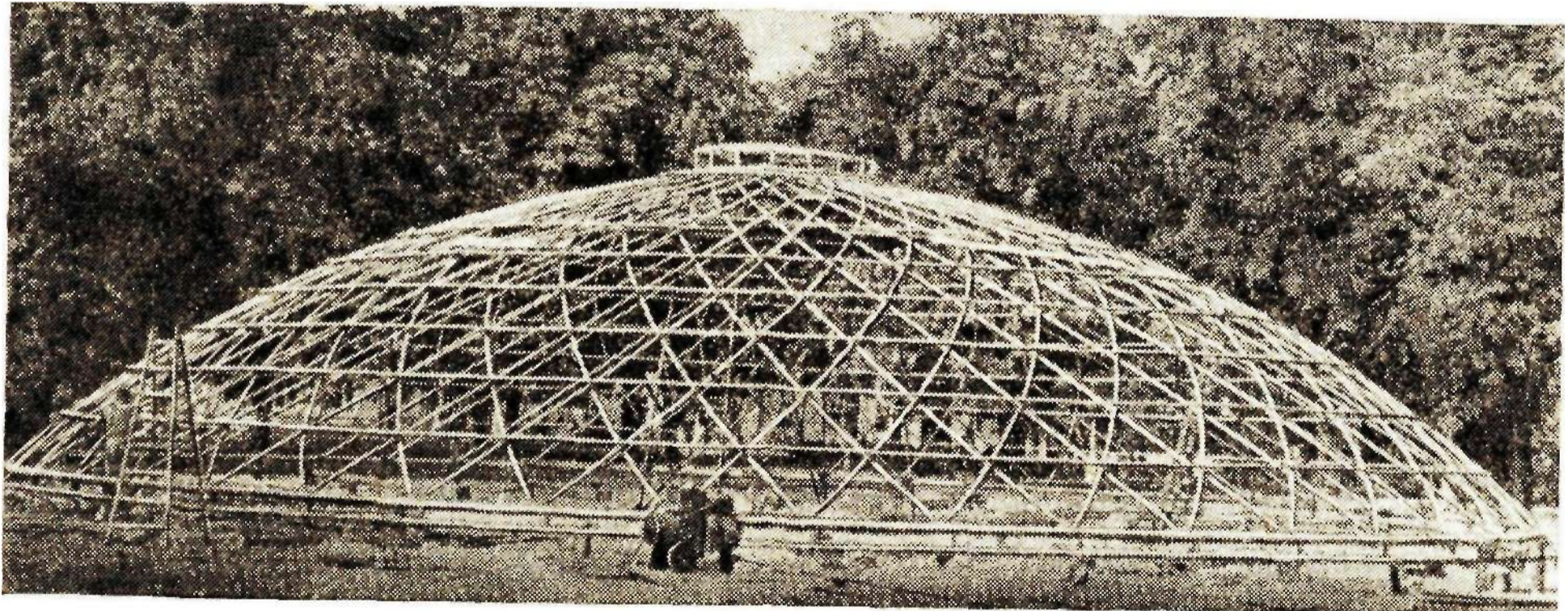


Рис. XVI 11.44. Сетчатый купол

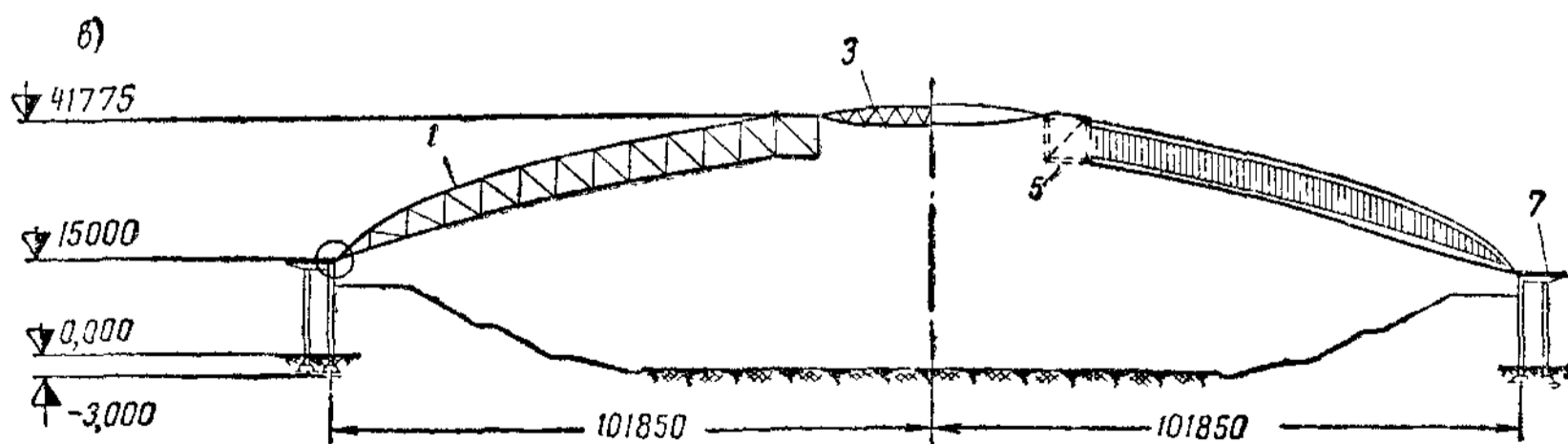
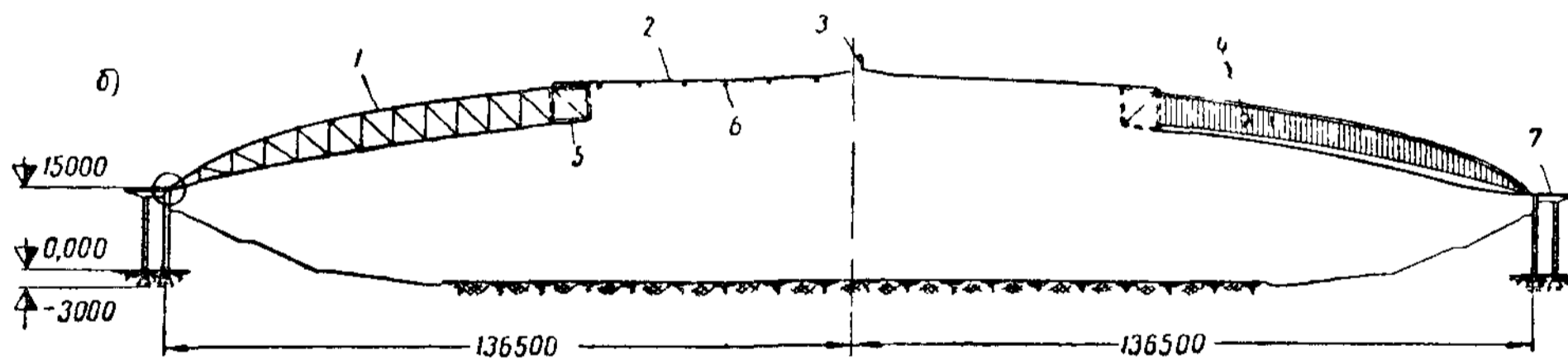
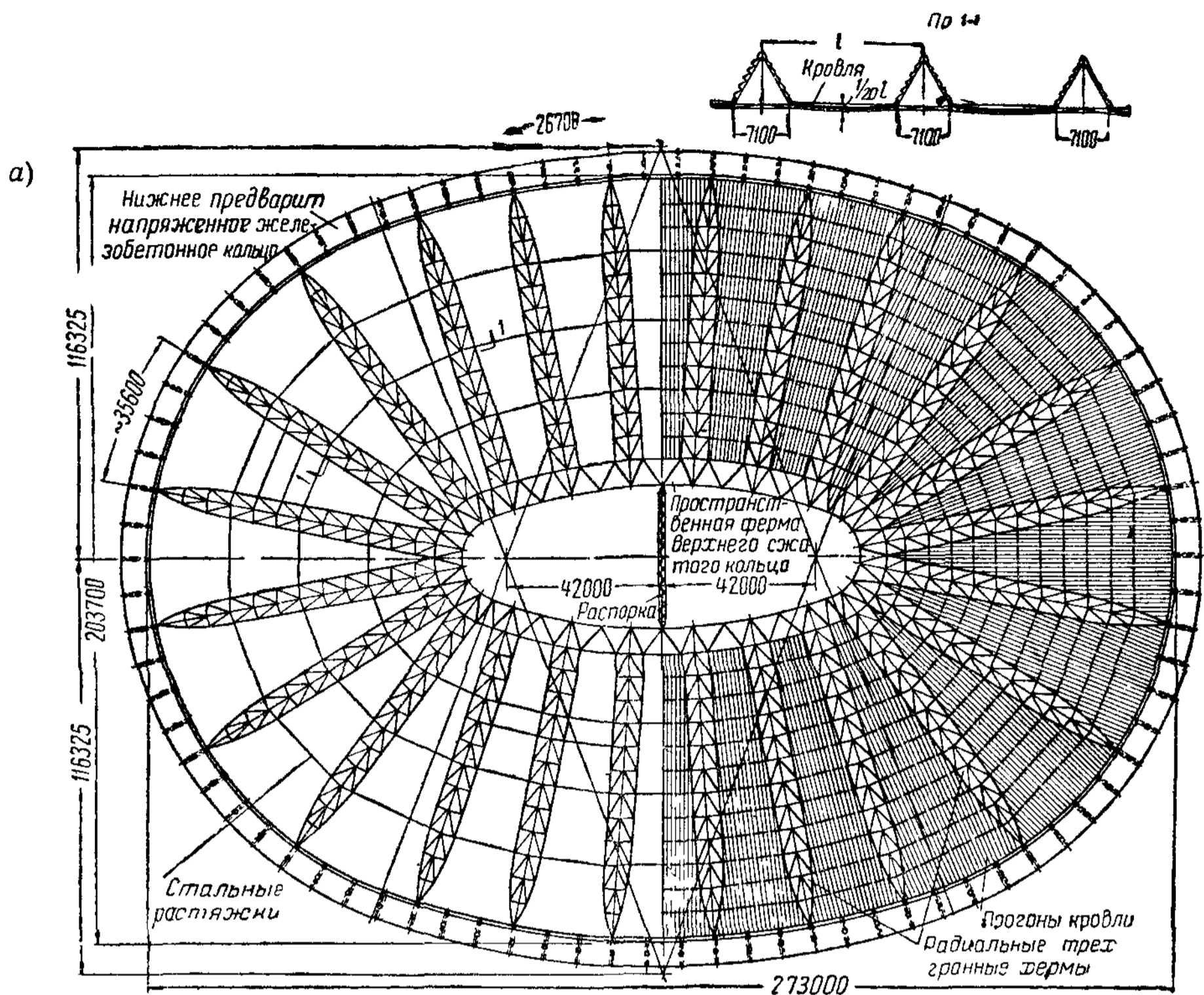


Рис. XVIII.45. Ребристое купольное покрытие, овальное в плане (Моспроект)
 а — план, б — продольный разрез, в — поперечный разрез; 1 — радиальные фермы, 2 — прогоны; 3 — распорка, 4 — переплеты фонаря; 5 — сжатое кольцо; 6 — гибкие нити; 7 — железобетонное кольцо

Ребристые купола являются распорной системой. Распор может быть воспринят конструкцией стен или специальным опорным кольцом (стальным или железобетонным), на которое устанавливаются ребра (рис. XVIII. 42 и XVIII. 45). Опорное кольцо служит затяжкой ребер и рассчитывается на тангенциальные составляющие их реакций. Опорное кольцо может проектироваться в плане изогнутым по окружности или по другой кривой, а также в виде многоугольника с жесткими или шарнирными сопряжениями в углах. Круглое кольцо проектируется при достаточно частом расположении ребер, так как при редко поставленных ребрах изогнутые элементы кольца работают не только на растяжение, но и на кручение. На нижележащие конструкции или на основание кольцо укладывается свободно (с точки зрения развития деформаций в нем) и должно быть закреплено лишь от горизонтального смещения при действии ветровой нагрузки. Наиболее целесообразно устраивать жесткое многоугольное кольцо с опорами в углах, имеющими подвижность в радиальном направлении. В этом случае возможны упругие деформации кольца от действия распора и температуры, но от горизонтального смещения в целом кольцо оказывается закрепленным.

Между ребрами укладывают кольцевые прогоны (рис. XVIII.42), на которые опирается кровельный настил.

Кольцевые прогоны обеспечивают общую устойчивость ребер купола из их плоскости, уменьшая расчетную длину ребер. Для обеспечения общей жесткости купола целесообразно поставить между ребрами связи в плоскости кровли, а также в плоскости кольцевых прогонов нормально к поверхности кровли (рис. XVIII.42).

Интересное ребристое купольное перекрытие, овальное в плане ($273 \times 203,7$ м) запроектировано для стадиона «Динамо» (рис. XVIII.45). Купол имеет верхнее сжатое и нижнее растянутое овалы кольца, на которые опираются радиально расположенные ребра. Верхнее кольцо размерами в плане 115×43 м запроектировано в виде пространственной четырехгранной фермы. Вследствие овальности своей формы кольцо воспринимает значительные изгибающие моменты в горизонтальной плоскости, для уменьшения которых поставлена средняя распорка. Кроме того, это кольцо воспринимает большие крутящие моменты. Нижнее кольцо из предварительно напряженного железобетона имеет сечение $8 \times 0,35$ м и опирается на два ряда железобетонных колонн. Очертание верхнего кольца подобрано таким образом, что все радиальные ребра имеют одинаковую длину. Ребра запроектированы в виде пространственных треугольных ферм из труб. Между ребрами, по нижним их поясам, подвешены гибкие стержни (диаметром 30—35 мм), по которым укладываются прогоны и кровельный настил. В плоскости наклонных поясов ребер устраивается остекление.

б) Расчет ребристых куполов

Ребристый купол при расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола, нагрузку может быть расчленен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает свою долю нагрузки. Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то кольцо может быть заменено условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары ребер, образующих плоскую арку. Площадь сечения условной затяжки принимается такой, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям кольца в диаметральном направлении от горизонтальных реакций всех ребер (рис. XVIII. 46).

Увеличение диаметра круглого кольца от единичных распоров всех ребер (если пренебречь деформациями от изгиба кольца) равно:

$$\Delta_k = \frac{N_k 2r_1}{EF_k} = \frac{nr_1}{\pi EF_k}, \quad (\text{XVIII.12})$$

где $N_k = \frac{1}{2\pi} n$ — осевое усилие в кольце от единичных распоров;

F_k — площадь сечения опорного кольца;

r_1 — радиус опорного кольца;

n — число ребер в куполе.

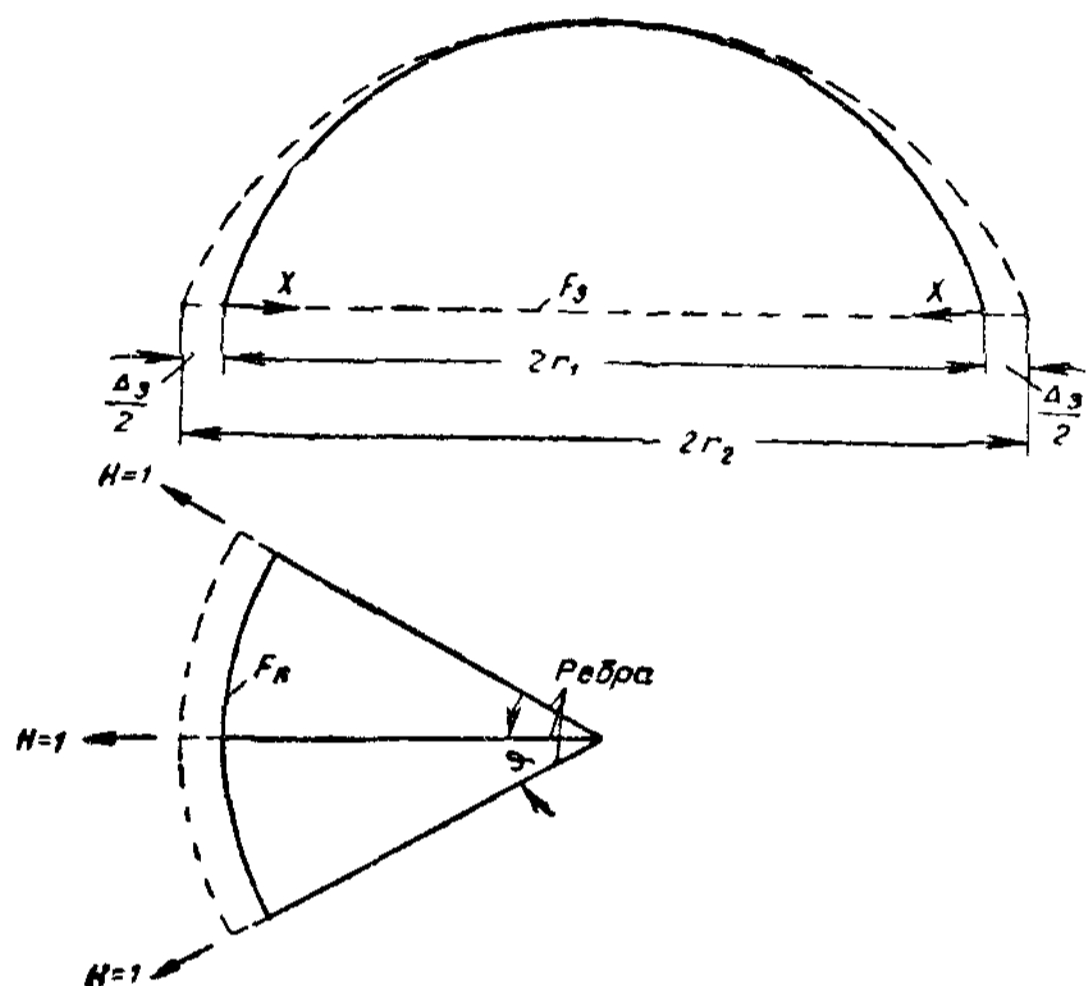


Рис. XVIII.46. К расчету ребристого купола с опорным кольцом

Удлинение условной затяжки от единичного распора одной арки

$$\Delta_3 = \frac{1 \cdot 2r_1}{EF_3}, \quad (\text{XVIII.13})$$

где F_3 — площадь сечения условной затяжки.

Приравнявая удлинение затяжки увеличению диаметра кольца

$$\Delta_3 = \frac{1 \cdot 2r_1}{EF_3} = \frac{nr_1}{\pi EF_k}, \quad (\text{XVIII.14})$$

определяем из полученного равенства площадь сечения условной затяжки

$$F_3 = \frac{2\pi F_k}{n}. \quad (\text{XVIII.15})$$

Если кольцо имеет вид многоугольника, то аналогичными выкладками можно получить площадь сечения условной затяжки, эквивалентной кольцу по упругим деформациям (рис. XVIII.48):

$$F_3 = \frac{2lF_k}{l_k} \sin^2 \frac{\varphi}{2}, \quad (\text{XVIII.16})$$

где l_k — длина прямолинейного участка кольца между двумя смежными ребрами купола;

φ — угол между ребрами.

При расчете купола на горизонтальную ветровую или несимметричную вертикальную нагрузку конструкция также расчленяется на диаметрально расположенные арки. Арка, получающая от нагрузки наи-

большее горизонтальное смещение, испытывает упругий отпор арок, расположенных к ней под углом. Если для простоты расчета предположить, что горизонтальные сечения купола смещаются в горизонтальном направлении одно относительно другого без поперечных деформаций, то упругий отпор можно считать приложенным в ключе арки.

Схема воздействия нормальной составляющей ветровой нагрузки на купол изображена на рис. XVIII. 47. Купол разбивается на четыре квадранта: в первом и третьем квадрантах равнодействующая ветрового давления действуют в одном направлении и вызывают горизонтальное смещение; во втором и четвертом квадрантах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не вызывает.

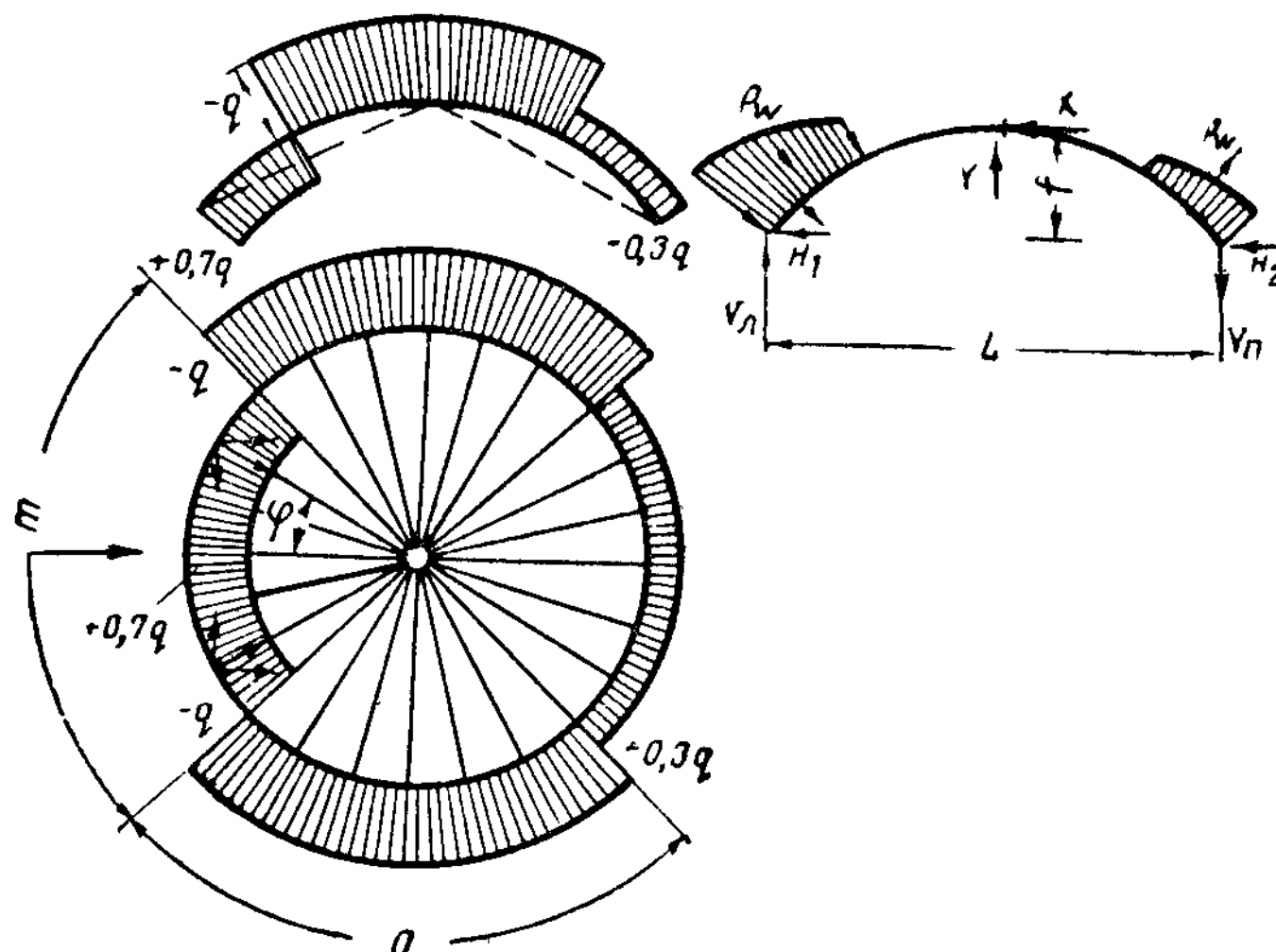


Рис. XVIII.47. К расчету ребристого купола на ветровую нагрузку

Наибольшее смещение получает расчетная арка, составленная из ребер, расположенных в плоскости равнодействующей ветрового давления в первом и третьем квадрантах.

Все арки, расположенные в первом и третьем квадрантах, можно рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции

$$J_{\Sigma} = J \sum_m \cos \varphi, \quad (\text{XVIII.17})$$

где J — момент инерции одной арки;

φ — угол наклона арок к направлению действия ветра (рис. XVIII. 47).

Сумма \sum_m относится ко всем аркам обоих указанных квадрантов (m — число арок). Эквивалентная арка рассчитывается на ветровое давление, приложенное только к части арки (две трети ее длины), примыкающей к опорам. Средняя часть арки по длине испытывает симметричный отсос, не влияющий на горизонтальное смещение. Арки, расположенные во втором и четвертом квадрантах, не имеют горизонтального смещения и оказывают упругое противодействие перемещениям в ключе рассматриваемой эквивалентной арки. Горизонтальная и вертикальная податливость ключевого сопряжения соответственно равна:

$$\Delta_x = \int \frac{M_x^2 dx}{EJ \sum_n \cos \varphi}, \quad (\text{XVIII.18})$$

$$\Delta_y = \int \frac{M_y^2 dx}{\sum_n EJ} = \frac{\int M_y^2 dx}{nEJ}, \quad (\text{XVIII.19})$$

где M_x и M_y — изгибающие моменты в арках от сил $X = 1$ и $Y = 1$ (рис. XVIII.47); суммы \sum_n относятся к аркам второго и четвертого квадрантов (n — число арок).

Считая эквивалентную арку для простоты трехшарнирной, получим по методу сил следующую систему уравнений для определения неизвестных реакций X и Y :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{xx}X + \delta_{xy}Y + \delta_{px} &= \Delta_x X, \\ \delta_{yx}X + \delta_{yy}Y + \delta_{py} &= \Delta_y Y. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XVIII.20})$$

В этих уравнениях $\delta_{xy} = \delta_{yx} = 0$;

δ_{px} , δ_{py} — перемещения арки от ветровой нагрузки;

$$\delta_{xx} = \int \frac{M_x^2 dx}{EJ_\Sigma} = \int \frac{M_x^2 dx}{EJ \sum_m \cos \varphi};$$

$$\delta_{yy} = \int \frac{M_y^2 dx}{E \sum_m J} = \int \frac{M_y^2 dx}{mEJ};$$

$$\delta_{px} = \int \frac{M_p M_x dx}{EJ_\Sigma} = \int \frac{M_p M_x dx}{EJ \sum_m \cos \varphi};$$

$$\delta_{py} = \int \frac{M_p M_y dx}{E \sum_m J} = \int \frac{M_p M_y dx}{mEJ}.$$

Найдя из уравнений (XVIII.20) X и Y , можно легко определить опорные реакции в трехшарнирной статически определимой арке. Усилия, полученные для эквивалентной арки, распределяются по аркам первого и третьего квадрантов пропорционально их приведенным жесткостям. В наиболее нагруженной арке, расположенной по направлению действия ветра, усилие может быть получено делением усилия в эквивалентной арке на коэффициент $\sum \cos \varphi$.

2. Ребристо-кольцевые купола

В ребристо-кольцевых куполах кольцевые прогоны связывают с ребрами в одну жесткую пространственную систему (см. рис. XVIII.43). В этом случае кольцевые прогоны не только работают на изгиб от реакций промежуточных ребер, но и воспринимают растягивающие кольцевые усилия, а при жестких сопряжениях с ребрами — и изгибающие

моменты от жесткости узлов. Однако вследствие малой жесткости колец и ребер в плоскостях, касательных к поверхности купола, влияние жесткости сопряжений невелико и им можно пренебречь.

Сечения купола, находящиеся в плоскостях кольцевых прогонов, не имеют свободных горизонтальных перемещений, так как они связаны между собой жесткими кольцами. При ребристо-кольцевой конструкции

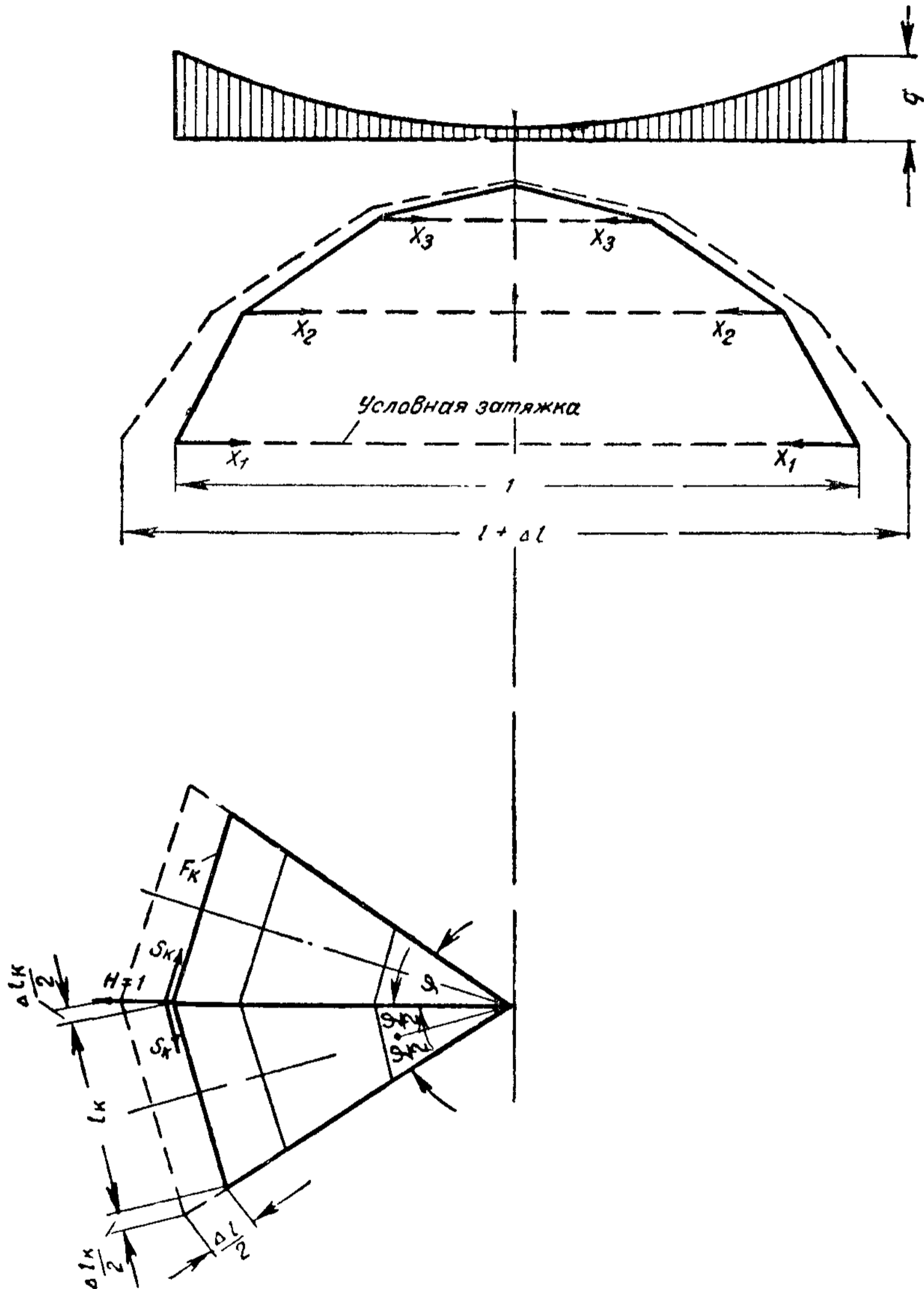


Рис. XVIII.48. К расчету ребристо-кольцевого купола

купола вес ребер уменьшается за счет работы кольцевых прогонов. Наиболее простое конструктивное решение получается при ребрах и кольцевых прогонах из прокатных профилей. В этом случае сопряжения ребер с прогонами можно конструировать по типу жестких сопряжений в балочных системах.

Кольцевые прогоны в ребристо-кольцевом куполе работают так же, как опорное кольцо в ребристом куполе, и могут быть заменены услов-

ными затяжками. Таким образом, при симметричной относительно оси купола нагрузке расчет купола можно вести, расчленив его на плоские арки с затяжками на уровне кольцевых прогонов (рис. XVIII 48). Площадь сечений условных затяжек определяется по формулам (XVIII.15) и (XVIII.16).

Неизвестные усилия в затяжках проще всего определять методом сил, решая систему уравнений с n неизвестными, где n — число условных затяжек. При горизонтальных нагрузках расчет ребристо-кольцевого купола можно производить так же, как и ребристого, условно считая, что сечения купола смещаются одно относительно другого без поперечных деформаций¹.

3. Сетчатые купола-оболочки

Если от ребристого и ребристо-кольцевого купола идти дальше по линии увеличения связности системы, то можно получить сетчатые купола. В сетчатых куполах между ребрами и кольцами располагаются раскосы, благодаря которым усилия распределяются по поверхности купола и стержни работают только на осевые силы, что уменьшает вес ребер и колец. Однако в сетчатых куполах появляются мелкие элементы с небольшими усилиями, а также усложняется изготовление вследствие большого числа перегибов между плоскостями конструкции.

Обычная система сетчатого купола состоит из радиальных ребер, кольцевых прогонов и диагоналей, поставленных в каждом четырехугольнике, ограниченном двумя ребрами и двумя прогонами, т. е. представляет собой многогранник, образованный из ребер и кольцевых прогонов. Отдельные плоские грани этого многогранника могут в конструктивном отношении представлять собой отдельные плоские рамки, являющиеся монтажными элементами купола, соединяемыми между собой обычно на болтах. В таком случае ребра и кольца образуются из парных элементов, окаймляющих смежные грани.

В узлах четырех смежных граней фасонки должны представлять собой пространственный четырехгранный угол, различный для каждого яруса, что весьма сложно в производственном отношении. Для упрощения изготовления можно разрезать фасонки параллельно линии колец и сварить их под соответствующим углом или даже совсем не соединять фасонки смежных ярусов. Тогда фасонки могут иметь только один перегиб. Наконец, возможно усилия граней, обычно небольшие, передавать через болты, соединяющие смежные уголки ребер и колец; тогда можно обойтись без общих фасонок.

Снизу купол завершается нижним кольцом, воспринимающим распор купола. Сверху купол срезается плоскостью и имеет кольцо, к которому примыкают ребра; весьма часто это кольцо поддерживает фонарную конструкцию для освещения внутреннего помещения под куполом. Недостатком сетчатых куполов является их деформативность, особенно при малой стрелке купола, так как такой купол является безмоментной оболочкой.

Многогранники сетчатых куполов могут быть весьма разнообразными. Так, например, распространены звездчатые купола, все грани которых являются треугольниками (рис. XVIII. 44). Если звездчатый купол представляет собой правильный многогранник, вписанный в сферу, все грани купола представляют собой одинаковые равносторонние треугольники, одинаково наклоненные друг к другу, что дает большие монтажные и производственные преимущества. В таком куполе узловые фасонки

¹ См. А. А. Уманский, Пространственные системы, Стройиздат, 1948.

должны иметь шестигранную форму, одинаковую для всех узлов. Фасонки могут быть образованы путем штамповки. При трубчатых стержнях фасонки заменяются узловыми шаровыми сердечниками, в которые вводят стержни (рис. XVIII. 49), или сваренными патрубками по образцу рис. X. 52.

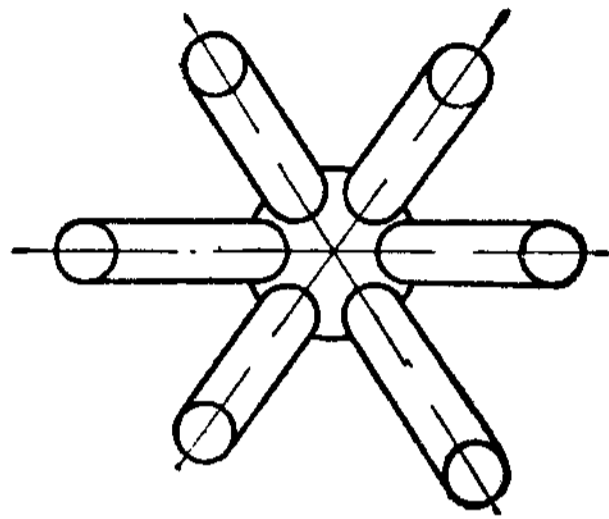


Рис XVIII.49. Шаровой узловой сердечник звездчатого купола

§ 9 ВАНТОВЫЕ СИСТЕМЫ

В вантовых системах элементы перекрытий — балки, фермы, складки, оболочки и т. п. — подвешиваются к стальным канатам-вантам, передающим их воздействия на опоры.

Ванты изготовляют из стальных спиральных канатов, свитых из высокопрочных проволок диаметром от 0,22 до 4,5 мм. Предел прочности отдельных проволок колеблется от 120 до 210 кг/мм², а несущая способность каната в целом зависит от его сечения и нередко достигает 100 т и более.

Поскольку ванты работают на растяжение и выполняются из высокопрочных материалов, а поддерживаемые вантами жесткие элементы имеют небольшие пролеты, конструкции получаются легкими, их удобно перевозить и монтировать, что определяет рациональность их применения в перекрытиях больших пролетов.

Работающие на растяжение ванты должны укрепляться на отдельных столбах (пилонах) или подвешиваться к повышено расположенному кольцу и т. д. Это ухудшает архитектурный облик здания и ограничивает применение этих крайне легких систем. Наряду с этим применяются вантовые оболочки, в которых ванты проходят в толще покрытия. Они не имеют вышеупомянутых недостатков и являются очень удобной системой для перекрытия больших площадей.

Значительная деформативность вантовых систем, возникающая из-за высокой прочности стальных канатов и сравнительно небольшого модуля упругости их ($E = 1,5 \div 1,7 \cdot 10^6$ кг/см²), для перекрытий зданий, воспринимающих статические, в основном равномерно распределенные по пролету нагрузки, большого значения не имеет.

Для уменьшения деформаций системы канаты должны получать предварительную вытяжку усилием на 20—25% больше расчетного.

Надежную и четкую конструктивную схему имеют консольные вантовые системы (см. рис. I.2), которые состоят из вант, образующих верхний растянутый пояс консоли; жестких элементов (балок, ферм, плит), образующих нижний, сжатый пояс, и пилонов, поддерживающих консоли. Консоли поддерживают промежуточные конструкции перекрытия в виде балок, ферм, арок или даже куполов.

Растянутый пояс консоли может состоять из одного или (при больших пролетах) нескольких лучей вант (рис. XVIII. 50). Оттяжки вант желательно закреплять в пределах конструкции здания, так как закрепление их вне здания загромождает прилегающую территорию и портит внешний вид.

В здании павильона СССР на Всемирной выставке в Брюсселе 1958 г. оказалось возможным отнести пилоны внутрь помещения, что позволило закрепить ванты в каркасе наружной стены (рис. I. 2). Стойки наружного каркаса для восприятия растягивающих усилий закреплены в фундаментах.

Жесткими элементами несущих консолей могут быть как металлические фермы и балки, так и железобетонные сборные элементы (рис. XVIII. 50) в виде плит, балок, складок и т. п. Пилоны выполняются, как правило, стальными, но могут быть железобетонными и каменными.

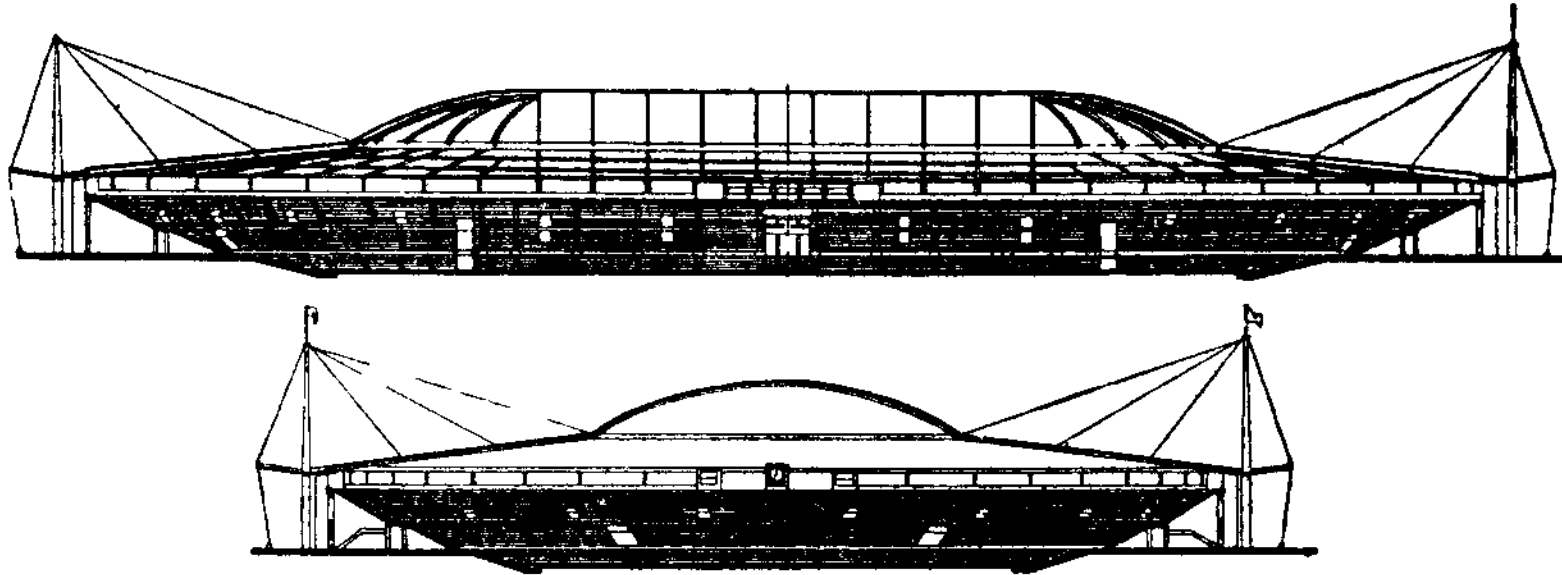


Рис. XVIII.50. Вантовая консольная система перекрытия стадиона «Динамо» (проект)

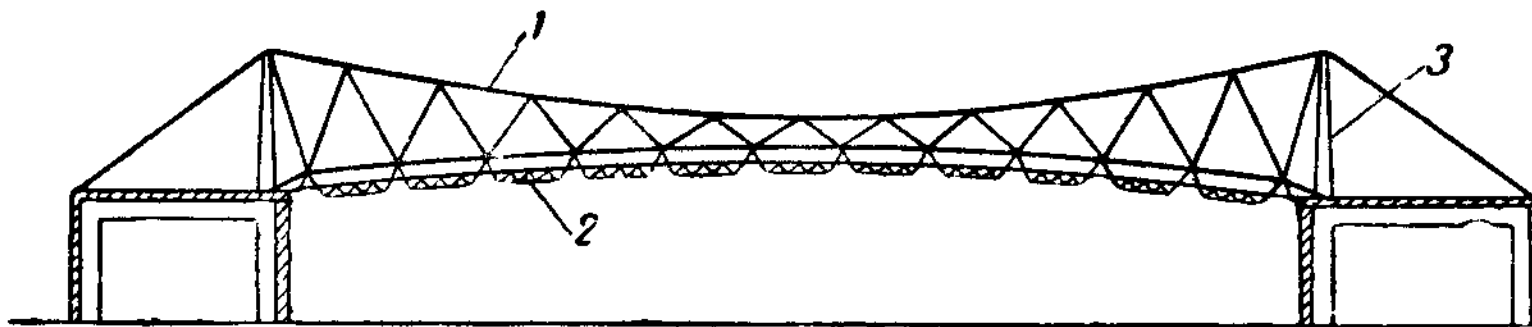


Рис. XVIII.51. Вантовая предварительно напряженная большепролетная ферма

1 — вантовая ферма; 2 — подвесная кровля; 3 — пилон

Вантовые системы могут состоять из отдельных вантовых ферм, перекрывающих весь пролет здания, с подвеской к ним элементов покрытия.

Особенно рациональной является вантовая ферма, все элементы которой благодаря созданию предварительного натяжения состоят из стальных канатов (рис. XVIII. 51). При соответствующем подборе геометрической схемы фермы путем натяжения нижнего пояса все элементы фермы получают предварительное растяжение и при действии эксплуатационных нагрузок могут воспринимать сжимающие усилия. В результате вантовая конструкция, несмотря на наличие только гибких элементов, работает как жесткая ферма.

Вантовые системы в виде пространственных оболочек обычно имеют двоякую кривизну. Наиболее простой из них является покрытие в форме седла (рис. XVIII. 52), состоящее из двух перекрестных систем вант, закрепленных в жесткой конструкции, воспринимающей сжимающие усилия от вант. По перекрестной системе вант укладывают кровельные плиты (железобетонные, алюминиевые и т. п.), которые при надлежащем сопряжении стыков плит создают монолитную оболочку, значительно повышающую жесткость всей системы. Основной несущей системой является продольная система вант, имеющая стрелу провеса в средней части $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{12}$ пролета. Расстояние между продольными вантами равно ~ 2 м. Поперечная система вант укладывается на продольную, имеет выгиб вверх и предварительно натягивается. Предварительное натяжение поперечных вант вызывает также растягивающие усилия и в продольных вантах, в результате чего вся система оказывается предва-

нительно напряженной. Напряженность системы обеспечивает ее жесткость и пространственную работу при загрузке; предварительное напряжение поперечных вант должно быть таким, чтобы в них не могли появиться сжимающие усилия от эксплуатационной нагрузки.

Контурную конструкцию, работающую в основном на сжатие, рационально проектировать из железобетона. Она может состоять из двух наклонных, симметрично расположенных арок, которые могут иметь параболическое, круговое или любое другое очертание. Арки поддерживаются в наклонном положении колоннами и имеют один общий опорный устой (рис. XVIII.52).

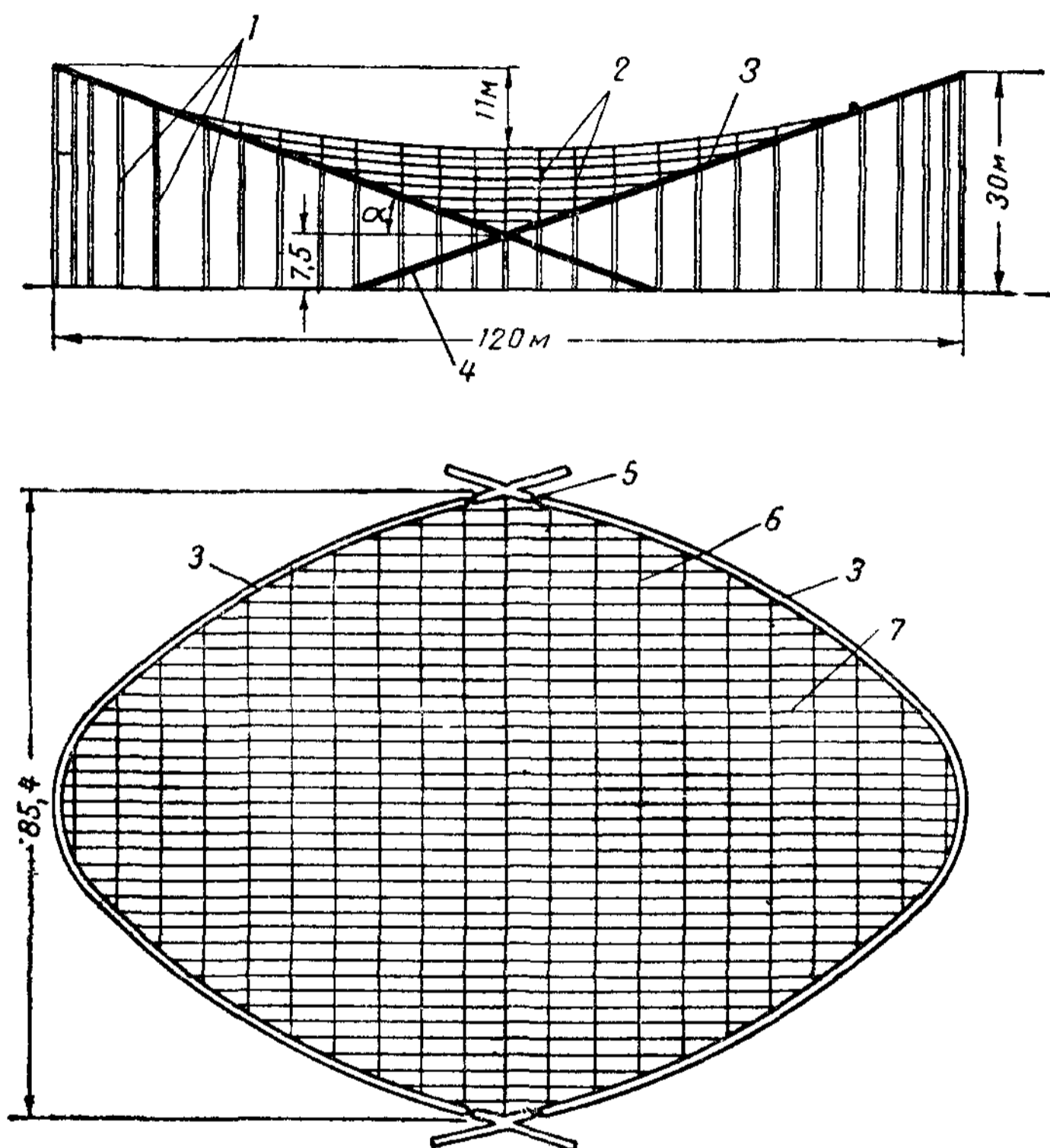


Рис. XVIII.52. Вантовое перекрытие — оболочка двойной кривизны (седло)

1 — колонны каркаса, 2 — ванты, 3 — железобетонные арки, 4 — устой;
5 — шарниры, 6 — поперечные ванты; 7 — продольные ванты

При перекрытии данной конструкцией больших площадей возникают трудности отвода воды из седловины вследствие большой площади перекрытия, имеющего сток к седловине.

При расчете линия провеса вант принимается по квадратной параболе.

При отношении стрелы провеса ванты к пролету $f/l \leq 1/10$ можно считать, что усилие в ванте постоянно по длине и равно распору $H = \frac{ql^2}{8f}$, а длина ванты равна пролету, и определять действующие в вантах усилия по недеформированному состоянию.

При стреле провеса $f/l > 1/10$ следует вычислять усилие в вантах с учетом упругих деформаций по формуле

$$H_y = H \sqrt[3]{\frac{\omega}{\omega - \nu H}}, \quad (\text{XVIII.21})$$

где $H = \frac{ql^2}{8f}$ — усилие в ванте без учета упругих деформаций;

$\omega = EF$ — жесткость каната;

$\nu = \frac{9}{16} n^2 m^2$;

$n = \frac{l}{f}$ — отношение пролета к стреле провеса;

$m = \frac{s}{l} = \sqrt{1 + \frac{16f^2}{3l^2}}$ — отношение длины ванты к пролету.

Усилия, передающиеся от вант на арки, раскладываются на составляющие вдоль образующей арки, которые сжимают арку, и на вертикальные составляющие, которые от продольных вант направлены вниз, а от поперечных — вверх. Вследствие этого колонны в процессе создания предварительного натяжения поперечных вант (когда кровля еще не уложена) могут оказаться растянутыми и потребовать соответствующего закрепления в фундаментах.

При прямоугольном плане боковая, закрепляющая ванты, конструкция интенсивно работает на изгиб и должна быть соответственно усилена. Поперечные ванты могут быть закреплены на одной отметке; продольные должны закрепляться в специальную конструкцию, передающую распор на боковые стены (рис. XVIII. 53).

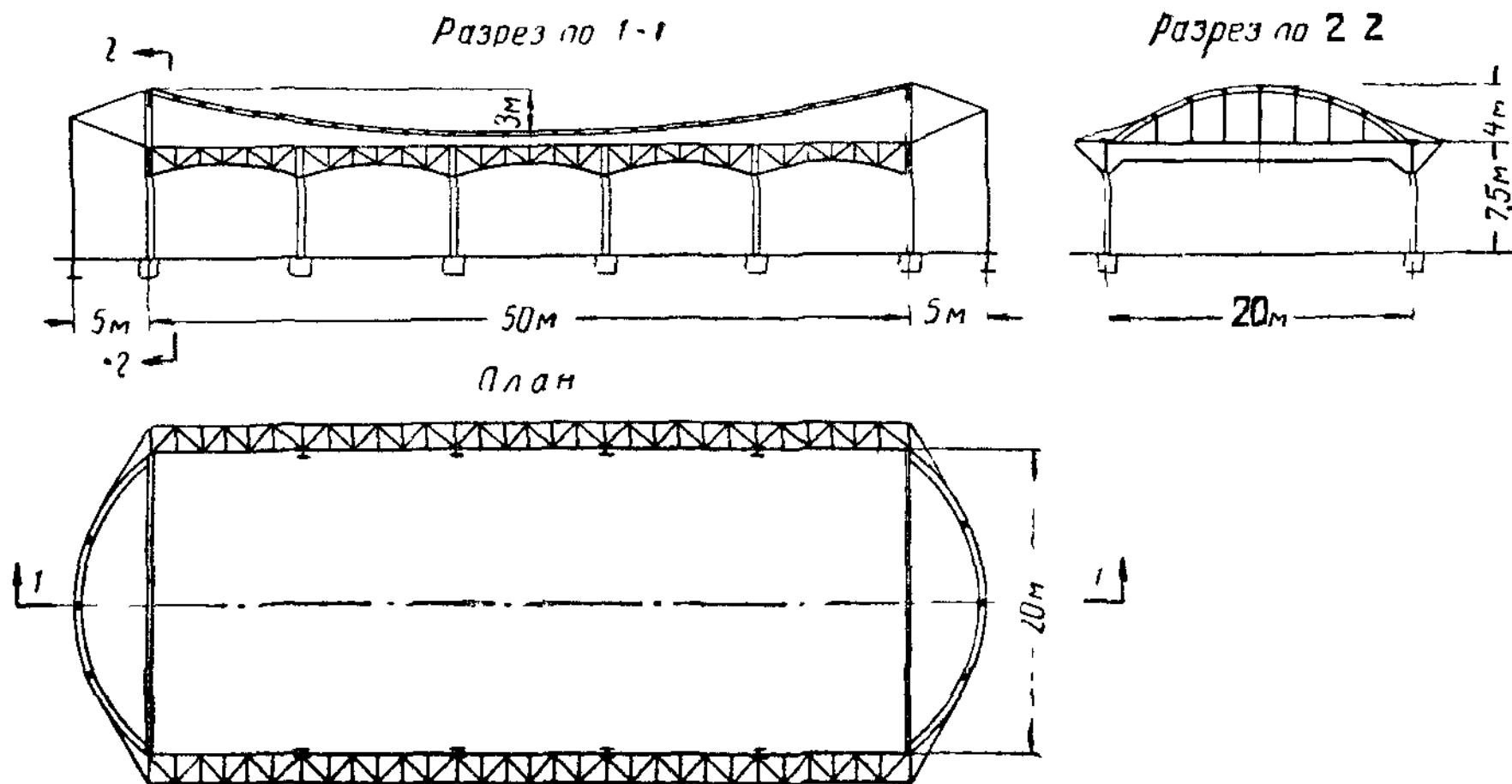


Рис. XVIII.53. Конструкция легкого павильона (прямоугольного в плане)

При перекрытии помещений больших пролетов, имеющих в плане круг, овал или эллипс, экономичными по расходу стали и простыми в монтаже являются системы, состоящие из радиально натянутых вант, закрепленных концами в наружном и внутреннем кольцах (рис. XVIII.54, а). Наружное кольцо работает на сжатие, внутреннее — на растяжение.

При расположении вант в одной плоскости (рис. XVIII. 54, б) система получается деформативной и возникают трудности с отводом воды, стекающей к центру перекрываемой площади. Деформативность конструкции можно значительно уменьшить предварительным натяжением вант.

Более конструктивными являются системы из вант, расположенных

в двух плоскостях. При устройстве двух внутренних колец, расположенных на разных уровнях и соединенных между собой вертикальной решеткой (рис. XVIII.54, в), нижняя система вант является основной, несущей, а верхнюю систему можно использовать для создания кровли с отводом воды к периметру здания.

Возможно устройство двух наклонных, пересекающихся между собой систем (рис. XVIII.54, г, д). Такая конструкция также дает возможность устроить кровлю с наружным отводом воды при расположении кровли по нижним ярусам вант (рис. XVIII.54, г).

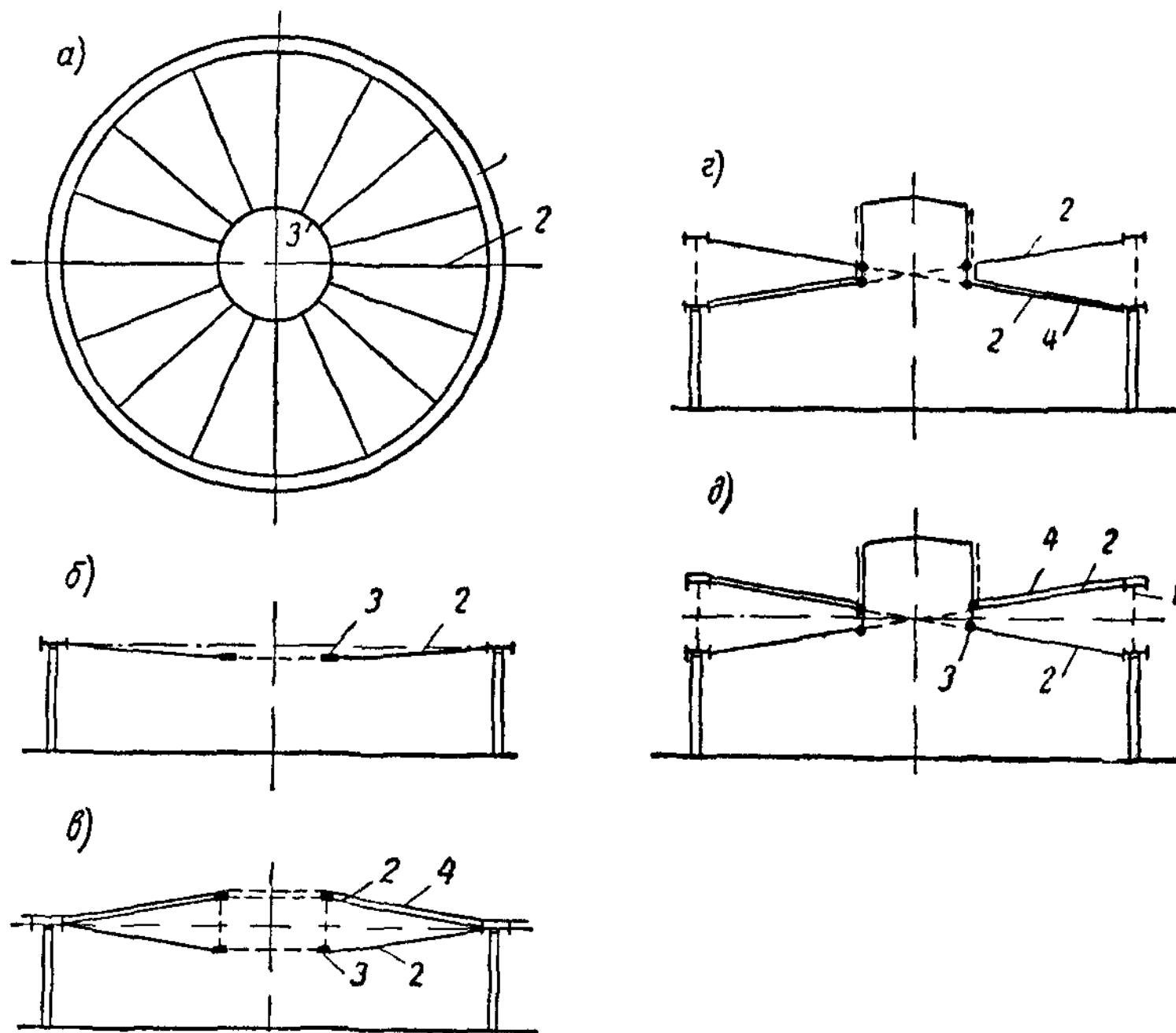


Рис. XVIII.54. Схемы перекрытий с радиальным расположением вант
1 — наружное кольцо; 2 — ванты; 3 — внутреннее кольцо; 4 — кровля

При предварительном натяжении вант конструкция получается весьма жесткой. Если наружные кольца соединить вертикальной решеткой, то образуется кольцевая ферма, позволяющая располагать поддерживающие колонны на больших расстояниях. На внутренних кольцах удобно размещать световой фонарь.

Весьма эффективно в вантовых системах создание предварительного сжимающего напряжения в элементах жесткой кровли.

По вантам укладываются армопенобетонные или другие жесткие плиты таким образом, что ванты оказываются в зазорах между плитами. До заливки этих зазоров бетоном на плиты укладывается пригрузка, вызывающая (совместно с собственным весом, конструкции) растягивающие напряжения в вантах, близкие к расчетному сопротивлению их материала. После заливки зазоров между плитами бетоном пригрузка снимается и замоноличенная плита, имеющая форму оболочки двойкой кривизны, получает предварительное сжатие, позволяющее ей воспринимать растягивающие напряжения от внешних нагрузок.

Тросовые оболочки рассчитываются так же, как железобетонные. Отличие состоит в том, что они обычно имеют отрицательную кривизну и поэтому в основном работают на растяжение.

Наличие предварительно сжатой оболочки, уложенной по гибким вантам, придает перекрытию жесткость, необходимую при несимметричном нагружении снегом и ветровых воздействиях. Расстягивающие усилия от снеговой нагрузки воспринимаются предварительно сжатой оболочкой.

Вполне возможны комбинации арочных и вантовых систем. Для примера можно привести проект перекрытия размерами 180×286 м, состоящего из трехгранных трубчатых арок, расположенных с шагом 26 м (рис. XVIII. 55). Арки имеют веерообразные затяжки, в сильной степени

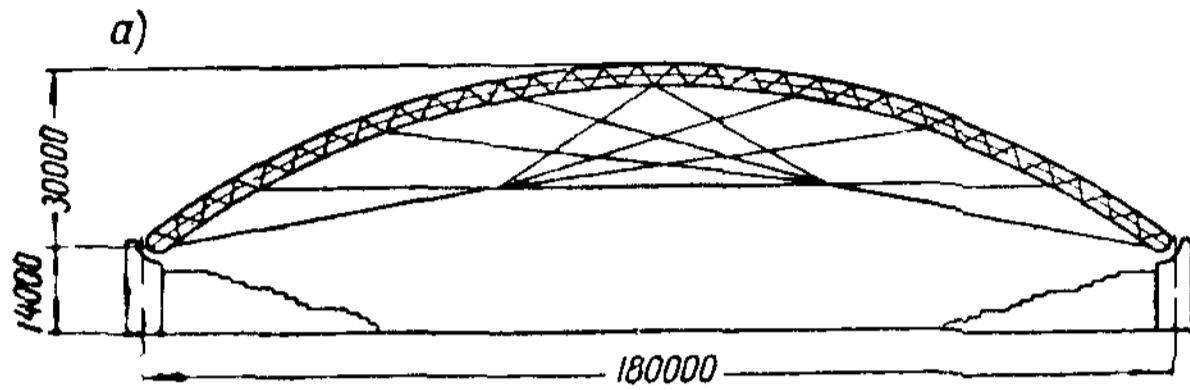
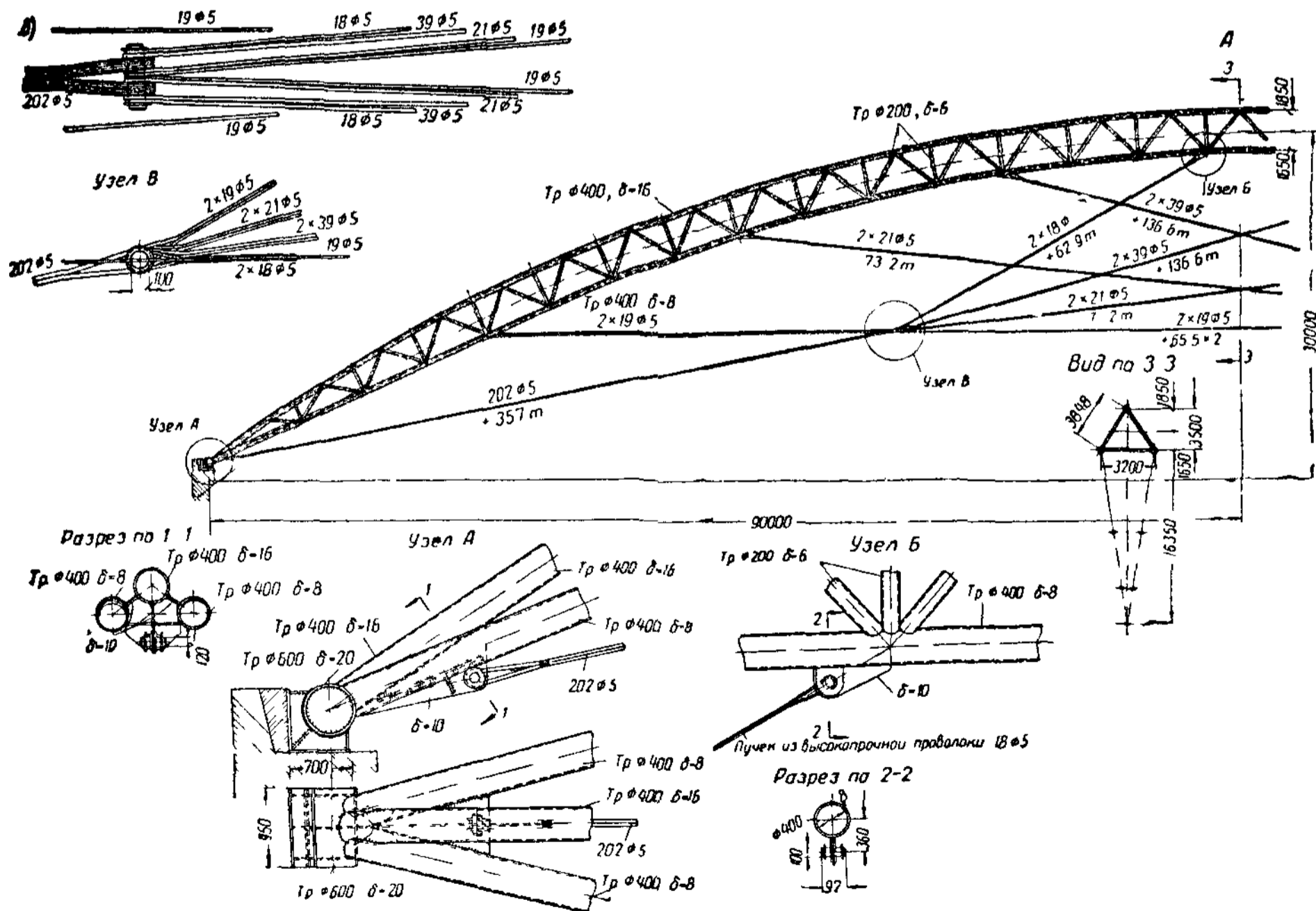
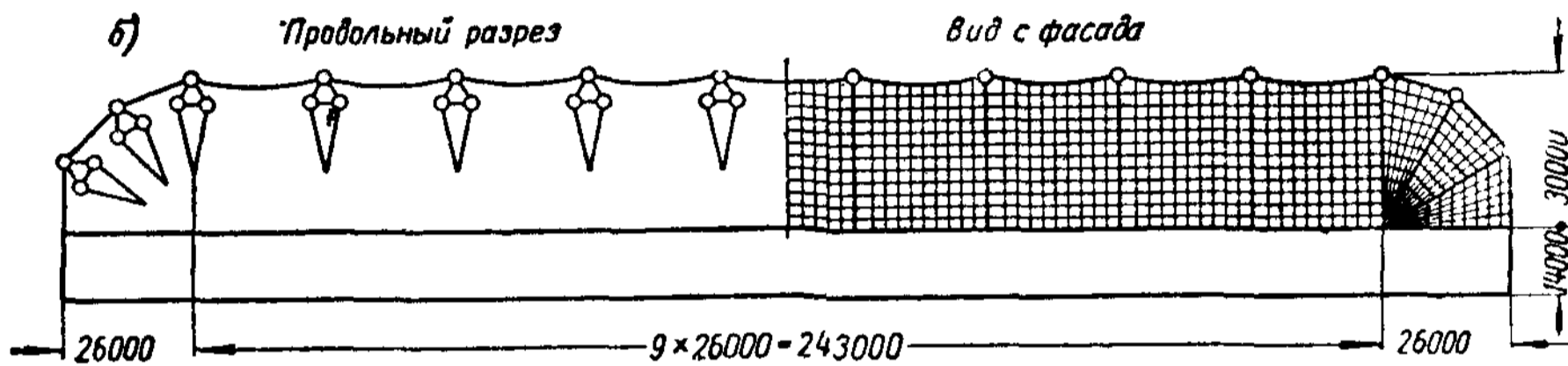


Рис XVIII 55 Перекрытие стадиона из арочных и вантовых систем с применением предварительного напряжения и легких сплавов (проект)

а — поперечный разрез, б — продольный разрез и вид с фасада, в — конструкция арки и детали



повышающие устойчивость арок в их плоскости (рис. XVIII. 55, а). Искусственное натяжение арок и затяжек достигается смещением опор арок наружу, как сказано на стр. 616. Между арками располагаются тро-

совые оболочки двойкой кривизны (рис. XVIII. 55, б). Должная устойчивость арок из плоскости обеспечивается необходимой шириной арок и системой тросовых связей.

§ 10. СТАЛЬНЫЕ КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Многоэтажные здания в больших городах строятся при необходимости размещения на небольших участках крупных государственных учреждений (рис. XVIII. 56), гостиниц и т. п. Строительство производственных многоэтажных зданий вызывается технологическими требованиями.

Многоэтажные здания возводятся каркасной системы как наиболее простой в изготовлении и монтаже и наиболее экономичной по своим габаритам. Применение стального каркаса обусловливается производственными и технологическими требованиями (сжатые сроки строительства, производство работ в зимнее время, минимальные габариты колонн, наличие агрессивной среды и т. п.). Расход металла в стальном каркасе значительно больше, чем в железобетонном.

Каркасы воспринимают и передают на фундамент все вертикальные и горизонтальные нагрузки и обеспечивают необходимую по условиям эксплуатации жесткость здания.

Помимо постоянных и временных вертикальных нагрузок, каркасы воспринимают действующие на стены многоэтажных зданий значительные ветровые воздействия, которые по своей природе являются динамическими и вызывают колебания здания. Однако в целях упрощения расчета ветровая нагрузка принимается как статическая. Величина полезных вертикальных нагрузок, одновременно действующих на всех этажах, и горизонтальных ветровых нагрузок регламентируется специальными техническими условиями на проектирование многоэтажных зданий.

Стальные каркасы многоэтажных зданий в основном состоят из колонн и ригелей, связанных между собой в двух направлениях (рис. XVIII. 57). Колонны воспринимают всю вертикальную нагрузку; ригели поддерживают балки междуэтажных перекрытий.

Для придания каркасу необходимой жесткости в горизонтальном направлении колонны с ригелями соединяются в рамные системы и связываются перекрытиями, как жесткими дисками. Рамные системы проектируются или по всем рядам колонн (тогда достигается наибольшая типизация элементов каркаса), или же в системе каркаса проектируются специальные вертикальные связи, размещаемые лишь по отдельным рядам колонн (рис. XVIII. 57). Вертикальные связи могут быть рамной системы или решетчатые в виде вертикальных жестких ферм (рис. XVIII. 58, а, б). Иногда вертикальными связями служат железобетонные стенки. Решетчатые связи жестче рамных, но применение их затрудняет устройство проемов и нарушает типизацию конструктивных элементов. При постановке вертикальных связей соединение ригелей с колоннами, не входящими в систему вертикальных связей, осуществляется более простым гибким сопряжением (см. § 7 главы IX), передающим лишь вертикальные реакции, что значительно облегчает монтаж.

Ветровая нагрузка, действующая на здание, распределяется между вертикальными связями междуэтажными перекрытиями (рис. XVIII. 57), которые выполняют роль горизонтальных диафрагм и должны иметь соответствующую их назначению жесткую конструкцию (например, железобетонная плита по балкам перекрытия). Каркас здания совместно с заполнением работает как пространственная система, однако при обычном расчете каркас расчленяется на плоские системы и влияние запол-



Рис. XVII1.56. Общий вид высотного здания из Смоленской площади в Москве

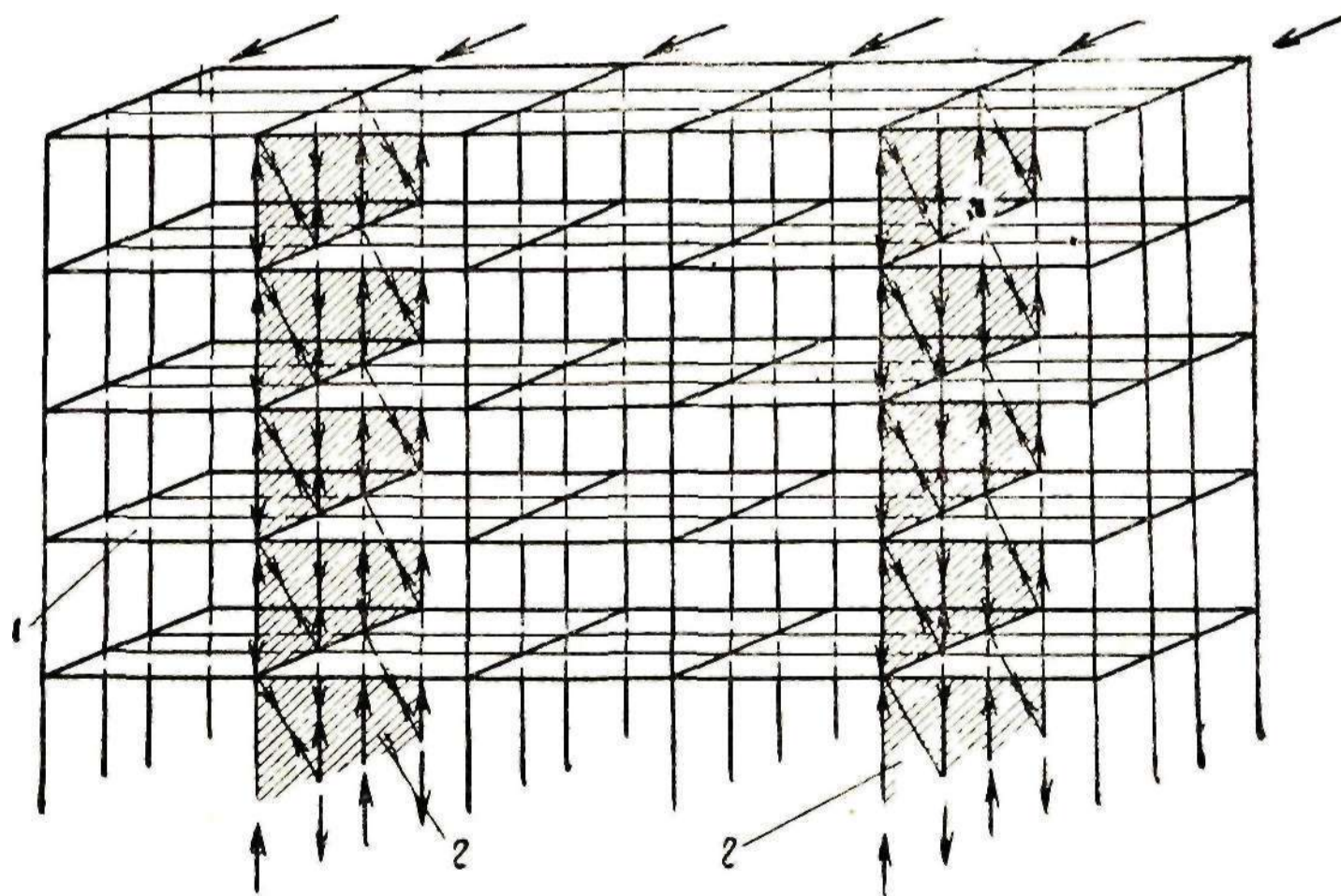


Рис. XVI 11.57. Схема стального каркаса с вертикальными связями
1 — горизонтальные диафрагмы- 2 — вертикальные связи

нения каркаса не учитывается. Для равномерной работы связей их целесообразно размещать симметрично относительно центра плана здания (рис. XVIII. 59).

Благодаря наличию горизонтальных диафрагм-перекрытий элементы каркаса на любом уровне по высоте имеют одинаковое горизонтальное смещение, вследствие чего вся горизонтальная нагрузка распределяется между вертикальными связями пропорционально их жесткостям.

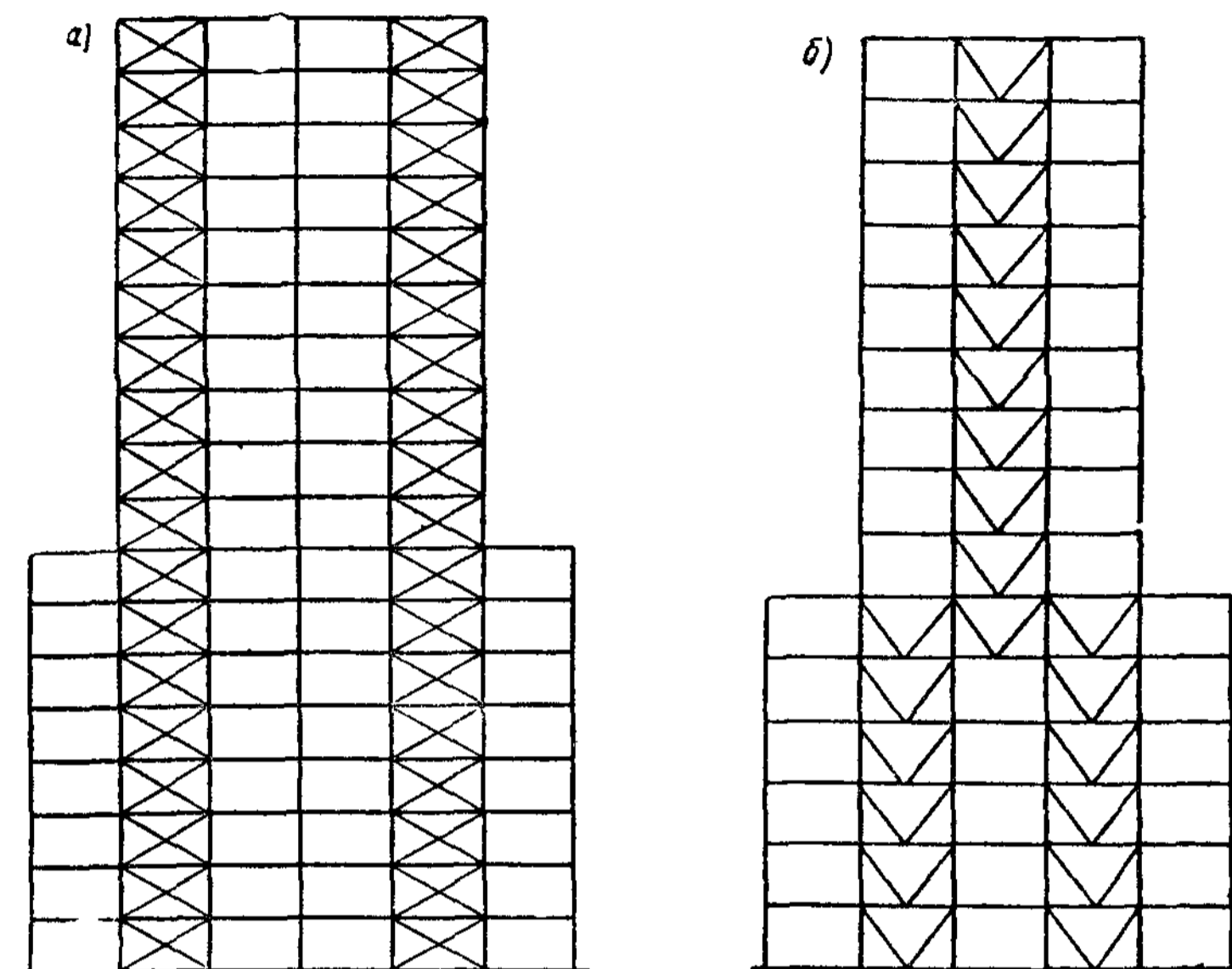


Рис. XVIII 58. Схемы вертикальных решетчатых связей

Связи рассчитываются на прочность и деформативность. В целях обеспечения нормальной эксплуатации здания прогиб каркаса гражданского здания не должен превышать $1/500$ высоты здания. Чтобы не было трещин в заполнении каркаса, осуществляемого, как правило, из срав-

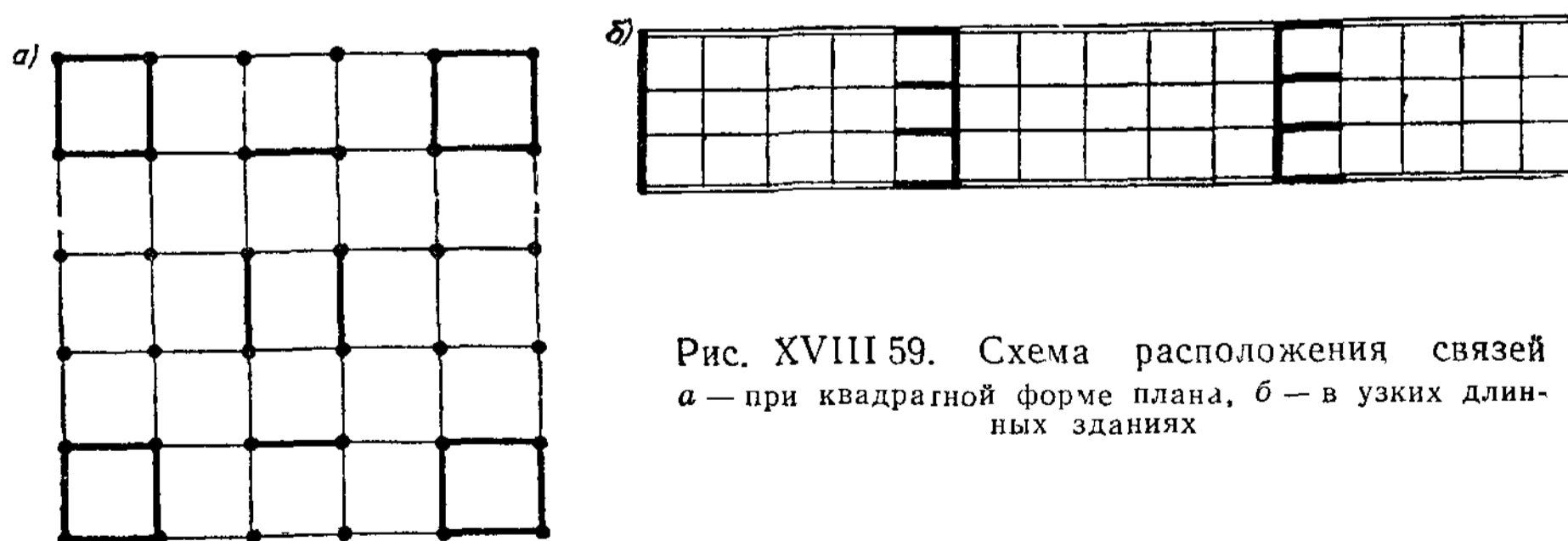


Рис. XVIII 59. Схема расположения связей
а — при квадратной форме плана, б — в узких длинных зданиях

нительно хрупких материалов (керамика, кирпич, сухая штукатурка и т. п.), угол перекоса каркаса в отдельных панелях не должен превышать $1/1000$.

Для защиты стального каркаса от коррозии и повышения его огнестойкости элементы каркаса покрывают защитными красками или битумом и облицовывают огнестойкими материалами (керамикой, бетоном и т. п.).

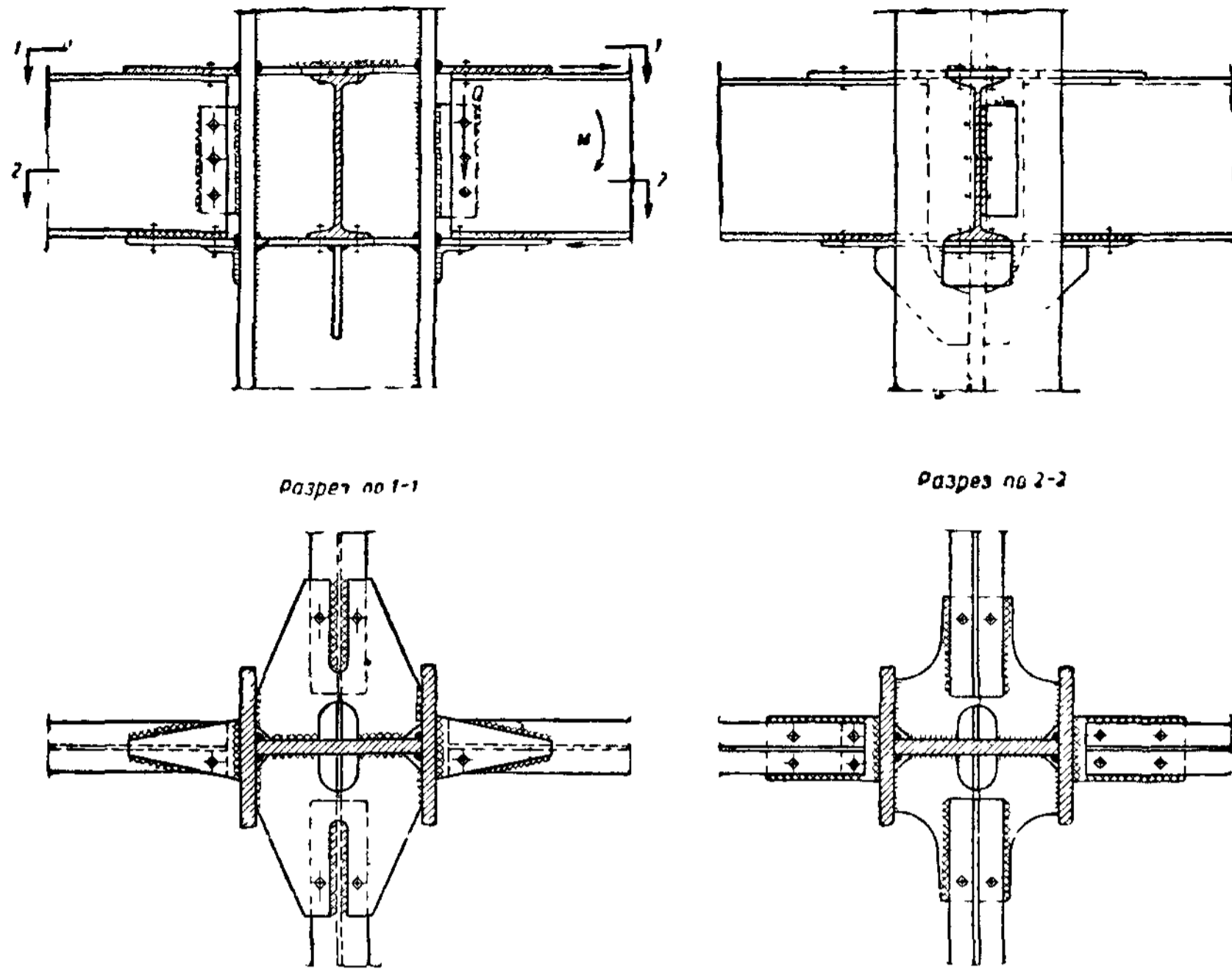


Рис. XVIII.60. Жесткое прикрепление балок к колонне двутаврового сечения

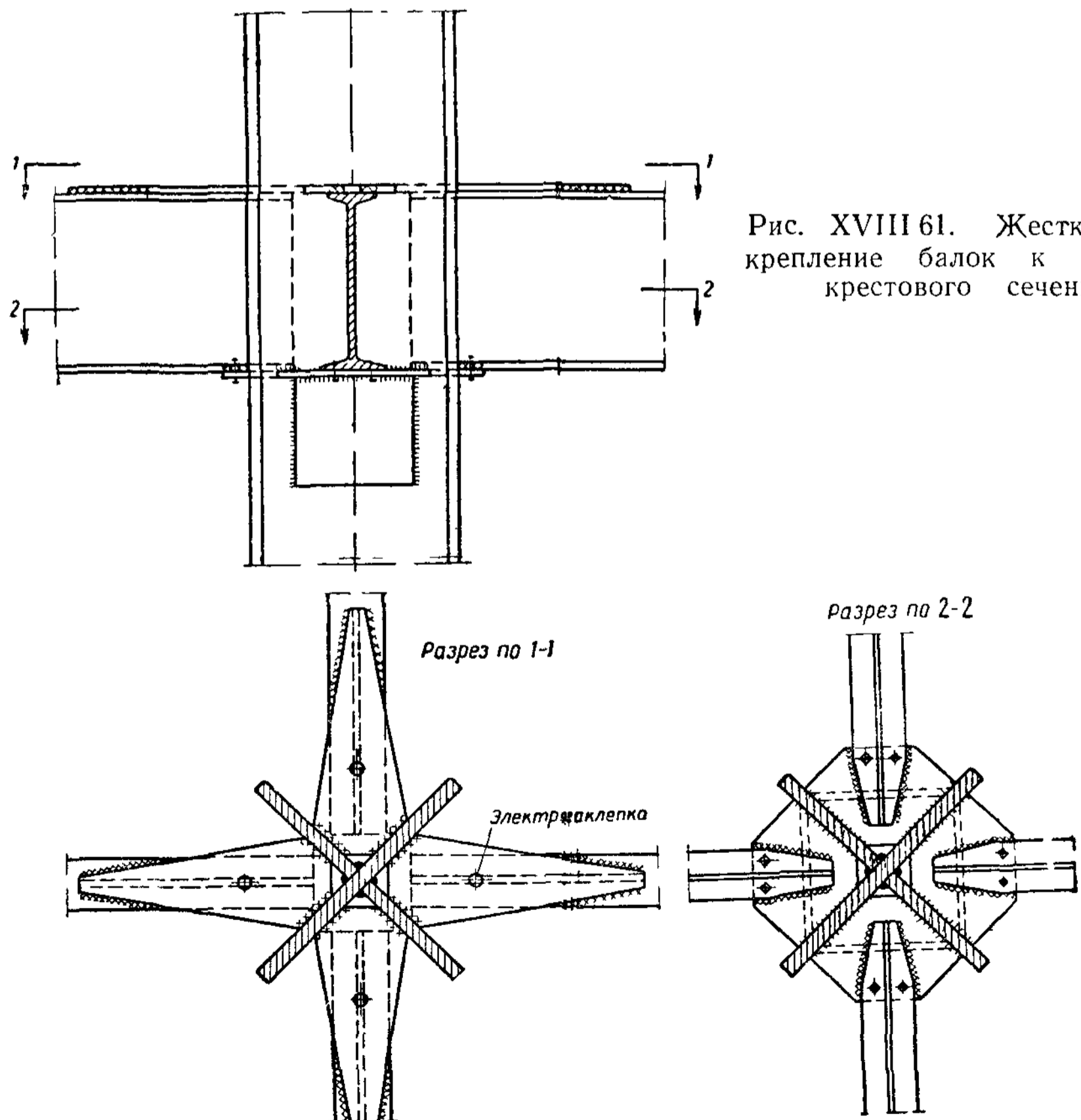


Рис. XVIII 61. Жесткое при-
крепление балок к колонне
крестового сечения

Схема расположения колонн в плане в основном определяется эксплуатационными требованиями; по конструктивным соображениям следует стремиться к возможно более простой схеме, подчиненной единому модулю. Оптимальный по расходу металла шаг колонн равен 4—6 м.

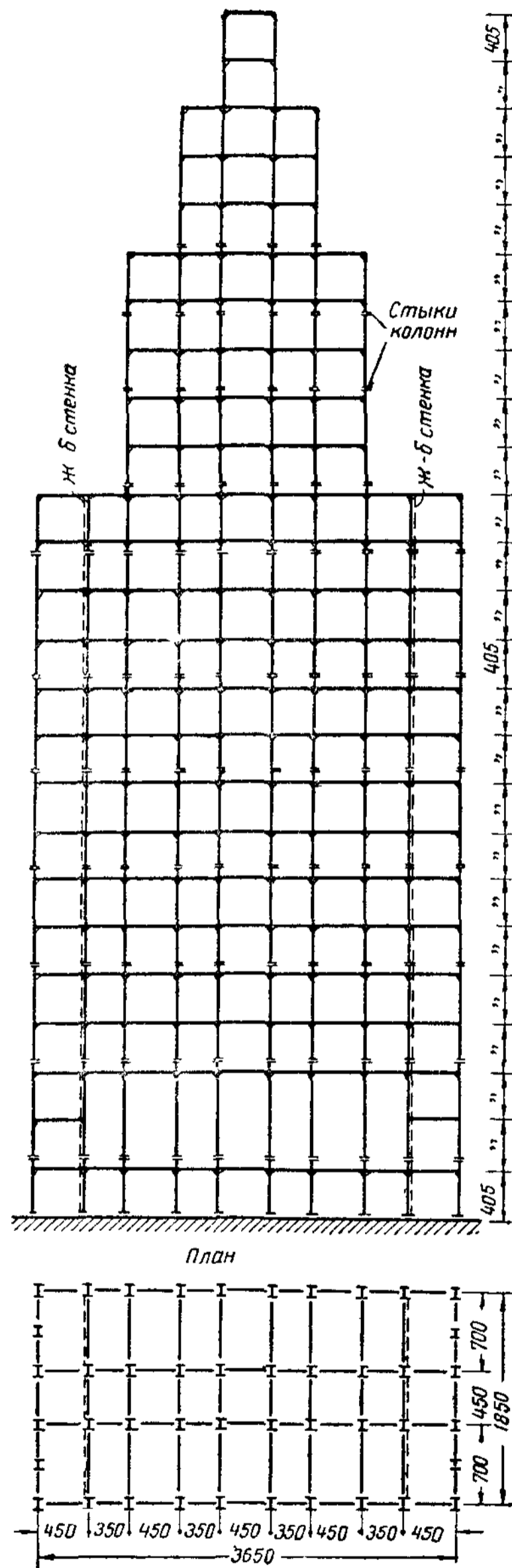


Рис. XVIII.62. Схема расположения монтажных стыков

Часто из условия планировки помещений шаг колонн приходится принимать большим.

Наиболее распространенное сечение колонн — двутавровое с широкими полками; в здании Московского университета применялось и крестовое сечение (см. рис. IX. 2). При малых нагрузках возможно сечение из двух швеллеров или двутавров (см. рис. IX. 4, а — в). При рамном сопряжении ригелей с колоннами основной задачей является осуществление жесткого прикрепления полки ригелей к колоннам для передачи узлового момента. В современных зданиях это прикрепление осуществляется на сварке с помощью горизонтальных накладок, присоединяемых к колоннам стыковыми швами

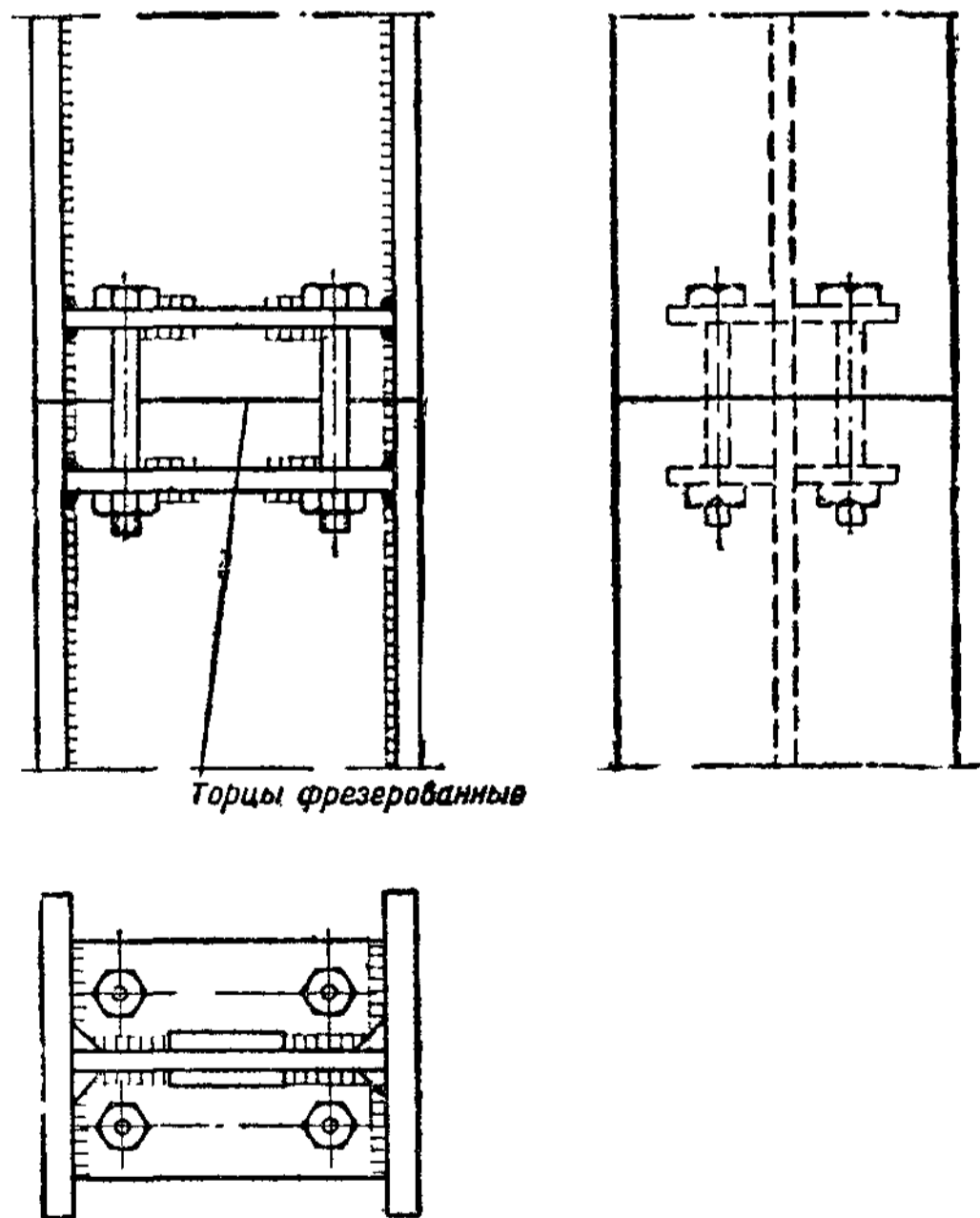


Рис. XVIII.63. Стык колонны с фрезерованными торцами и стяжными болтами

и к балкам — угловыми швами (рис. XVIII. 60 и 61). Вертикальная реакция передается через вертикальное ребро, привариваемое к стенкам балок, или через столик.

Монтажные стыки колонн по условиям изготовления (длины профилей), транспортирования и монтажа устраиваются, как правило, через

этаж (рис. XVIII. 62). В стыках осуществляется переход от более мощного (нижнего) сечения колонны к более легкому (верхнему). Стыки проектируются с фрезерованием торцов; монтажные элементы соединяются стяжными болтами (рис. XVIII. 63), работающими лишь на монтажные нагрузки. Поперечная сила в стыках передается трением фрезерованных торцов.

Базы колонн вследствие того, что они передают большие нагрузки, также проектируются с фрезерованными торцами (см. рис. IX. 25).

ГЛАВА XIX

ОСНОВЫ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Листовыми конструкциями называются пространственные плотно-прочные конструкции, несущей основой которых являются плоские или изогнутые листы (оболочки). Листовые конструкции используются для хранения, перегрузки, транспортирования и переработки жидкостей, газов или сыпучих материалов.

Классификация листовых конструкций может быть представлена в следующем виде:

- 1) резервуары для хранения жидкостей (нефти, нефтепродуктов, масел и пр.);
- 2) газгольдеры для хранения и выравнивания состава газов;
- 3) бункера и силосы для хранения и перегрузки сыпучих материалов (руды, угля, кокса, флюсов, цемента, песка, гравия, щебня и пр.);
- 4) трубопроводы большого диаметра ($D > 0,6$ м) для транспортирования воды, газа, нефтепродуктов и т. п., используемые в водопроводных, газовых и нефтепроводных магистралях, гидравлических, тепловых и атомных электростанциях, металлургических, коксохимических и иных предприятиях;
- 5) специальные листовые конструкции металлургической, химической, нефтяной и других отраслей промышленности — кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, сосуды химической и нефтезаводской аппаратуры и т. п.

По характеру работы листовые конструкции разделяются на надземные, наземные и подземные; наливные и работающие под внутренним давлением или вакуумом; находящиеся под действием высокой, нормальной и низкой температуры; работающие на статическую, знакопеременную и ударную нагрузки и т. п. Таким образом, условия работы листовых конструкций могут быть крайне разнообразными.

§ 2. ОСОБЕННОСТИ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИИ

Листовые конструкции представляют собой сплошные тонкостенные пространственные конструкции — чаще всего цилиндрические, конические, сферические и тому подобные оболочки, что обуславливает их двухосное напряженное состояние. Исследования работы оболочек показала, что напряженное состояние упругой тонкой оболочки в большинстве случаев может быть разложено на три компонента:

1) безмоментное состояние, когда равновесие оболочки определяется только напряжениями, равномерно распределенными по ее толщине;

2) чисто моментное состояние, когда равновесие оболочки в целом определяется только изгибаемыми напряжениями;

3) краевой эффект, когда имеется местное влияние неуравновешенных силовых факторов (главным образом, моментов), проявляющихся в сопряжениях оболочек листовых конструкций, в местах заземления оболочки в кольце жесткости или в плоском днище и т. п.

При расчете листовых конструкций решающую роль обычно играет безмоментное напряженное состояние.

Чисто моментное напряженное состояние может иметь практическое значение при расчете длинных цилиндрических оболочек, работающих на осесимметричные нагрузки (например, в надземных газопроводах большого диаметра, работающих на нагрузку от собственного веса, давления пыли, конденсата, нагрузку от наледи, ветровую нагрузку; в подземных горизонтальных цилиндрических резервуарах или трубопроводах с отношением $\frac{r}{\delta} > 120$, опирающихся на спрофилированное грунтовое

ложе и работающих на нагрузку от собственного веса, давления жидкости, а также на вертикальное и горизонтальное давление засыпки), и в некоторых других случаях.

В местах сопряжений различных оболочек или заземления оболочки возникают местные напряжения, быстро затухающие при удалении от края (поэтому такое напряженное состояние и называется краевым эффектом). Причина возникновения этих напряжений заключается в неодинаковости радиальных (нормальных) перемещений точек линии сопряжения и точек прилегающей зоны оболочки под действием расчетных нагрузок (гидростатического давления, внутреннего избыточного давления и др.).

Огромный вклад в развитие листовых конструкций внес почетный академик В. Г. Шухов (1853—1939). Он впервые обосновал, спроектировал и построил круглые стальные резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов (1878). Он же построил первый нефтепровод Балахапы-Баку (1878) и первый советский крекинг-завод (1929), состоящий в основном из листовых конструкций.

Основной особенностью листовых конструкций является необходимость обеспечить не только прочные, но и плотные (герметичные) соединения листов. Характерное отличие листовых конструкций — относительно большая протяженность соединений; так, например, в сварных листовых конструкциях малой и средней толщины на 1 м стали приходится 30—50 м швов против 15—25 м в обычных строительных конструкциях. Для уменьшения протяженности соединений в цилиндрических резервуарах и газгольдерах целесообразно применение рулонной стали (ГОСТ 8597-57).

При изготовлении листовых конструкций применяются вальцовка цилиндрических, конических оболочек и колец, штамповка и вальцовка оболочек двойкой кривизны, отбортовка днищ и другие операции, не встречающиеся при изготовлении обычных строительных конструкций (см. главу VII).

Листовые конструкции работают в более тяжелых по сравнению с другими типами стальных конструкций условиях: они почти постоянно испытывают значительные напряжения, близкие к расчетным сопротивлениям сварных швов; зимой, при весьма низких температурах, в зонах сопряжений элементов листовых конструкций возникают значительные

местные напряжения, обусловленные краевым эффектом, температурными воздействиями, а также большим числом сварных швов; многие листовые конструкции работают в условиях двухосного напряженного состояния, которое ограничивает возможность свободной деформации основного металла и сварных швов; наконец, листовые конструкции под действием высоких основных и местных напряжений, а также под воздействием низких и высоких температур должны оставаться прочными и непроницаемыми. Поэтому нашими Техническими условиями для корпусов и днищ резервуаров установлен коэффициент условий работы $m = 0,8$.

В связи с особенностями их работы листовые конструкции следует делать в основном из спокойной мартеповской стали. Кипящую мартеповскую сталь можно применять для вертикальных цилиндрических резервуаров для нефтепродуктов емкостью 400 и 700 м³, работающих под небольшим давлением, а также для верхних поясов корпуса и центральной части днища толщиной 4 и 5 мм аналогичных резервуаров емкостью 1000—5000 м³.

Изготовление листовых конструкций из конверторных сталей не допускается ввиду возможности появления и распространения трещин и разрушения конструкций. Спокойная мартеповская сталь 3 становится хрупкой при температуре ниже минус 40°. В соответствии с этим к стали, применяемой для листовых конструкций, эксплуатируемых при низких температурах, помимо обычных требований (по механическим свойствам и химическому составу), предъявляется дополнительное требование — по ударной вязкости, которая должна быть не ниже 3 кгм/см² при температуре минус 40°.

Для листовых конструкций, работающих под высоким внутренним давлением (газгольдеры постоянного объема и т. п.), целесообразно применять низколегированную сталь, обеспечивающую снижение стоимости конструкций на 7—8%.

Сварка в листовых конструкциях дает еще больший экономический эффект, чем в прочих типах стальных конструкций, так как в клепаных листовых конструкциях необходимы малый шаг заклепок для обеспечения плотности соединений и относительно широкие нахлестки и накладки; это приводит к значительному усложнению изготовления и монтажа клепаных листовых конструкций по сравнению со сварными. Поэтому все листовые конструкции в СССР в настоящее время делаются сварными.

В США и Канаде для резервуаров, в которых хранятся сернистые нефти, с 1950 г. начали применять алюминий и его сплавы. Основное достоинство алюминиевых сплавов заключается в том, что наряду с высокой прочностью они обладают высокой стойкостью против коррозии даже в наиболее агрессивных средах. Опыт эксплуатации 160 резервуаров для хранения сернистой нефти с алюминиевыми кровлями в течение десяти лет в Канаде подтвердил их высокую коррозионную стойкость. Стальные кровли в этих условиях выходят из строя после двух-трех лет эксплуатации.

Кровли и верхние пояса резервуаров для хранения светлых нефтепродуктов также целесообразно делать из алюминиевых сплавов. Широкое развитие производства алюминия, предусмотренное семилетним планом (к 1965 г. в 2,8 раза больше, чем в 1958 г.) дает возможность весьма эффективного применения алюминиевых сплавов в резервуарах и трубопроводах. В алюминиевых трубопроводах для жидкостей гидравлические потери меньше, а коррозионная стойкость значительно выше, чем в стальных.

§ 3. СОЕДИНЕНИЯ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Принципиальное отличие швов листовых конструкций от соединений обычных строительных конструкций заключается в том, что они должны быть не только прочными, но и плотными.

В сварных листовых конструкциях применяются соединения в стык, внахлестку и впритык (в тавр). Наиболее рациональным типом расчетного сварного соединения листов является шов в стык, выполненный автоматом, полуавтоматом или вручную электродами типа Э42, Э42А или Э50А. Соединения конструкций из алюминиево-магниевого сплава выполняются с помощью аргоно-дуговой сварки вольфрамовым электродом или электродуговой сварки алюминиевым (плавящимся) электродом. Институт электросварки им. Е. О. Патона АН УССР разработал и внедрил автоматическую сварку алюминия полукрытой дугой. Стыковые швы габаритных и рулонных листовых конструкций проектируются обычных сечений (см. § 2 главы V). Стыковые швы негабаритных листовых конструкций большой толщины для обеспечения удобства монтажной сварки выполняются по рис. XIX. 1.

Соединение в стык с накладками недопустимо из-за значительного увеличения протяженности швов, а также из-за концентрации напряжений, могущих привести к образованию трещин.

Для наиболее напряженных и ответственных стыковых швов (например, для продольных швов цилиндрических газгольдеров

постоянного объема, цилиндрических резервуаров и трубопроводов) следует применять повышенные способы контроля качества швов: просвечивание рентгеновскими лучами или гамма-лучами радиоактивных изотопов кобальта, иридия, цезия, европия и др., магнитографический способ, ультразвуковой контроль и т. д.

При использовании повышенных способов контроля качества швов расчетное сопротивление сварного шва в стык, работающего на растяжение, может быть принято равным расчетному сопротивлению основного металла (см. § 4 главы V). Это обеспечивает экономию стали порядка 10%.

Заклепочные соединения в листовых конструкциях, как уже было указано, в настоящее время не применяются¹.

¹ При проектировании резервуаров и газгольдеров можно пользоваться следующей специальной литературой:

Е. Н. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов. Стальные листовые конструкции, Госстройиздат, 1956;

В. И. Черникин. Сооружение и эксплуатация нефтебаз, Гостоптехиздат, 1955

М. К. Сафарян. Стальные резервуары для хранения нефтепродуктов, ОНТИ ВНИИСТ, М., 1958; Г. В. Раевский. Изготовление стальных вертикальных цилиндрических резервуаров методом сворачивания, Гостоптехиздат, 1952; Г. М. Чичко. Расчет каплевидных резервуаров и выбор системы опирания корпуса, Гостоптехиздат, 1951;

В. С. Корниенко. Монтаж вертикальных стальных резервуаров, Госстройиздат, 1956;

В. А. Бунчук. Современные типы резервуаров для нефти и нефтепродуктов, ГОСИНТИ, 1959.

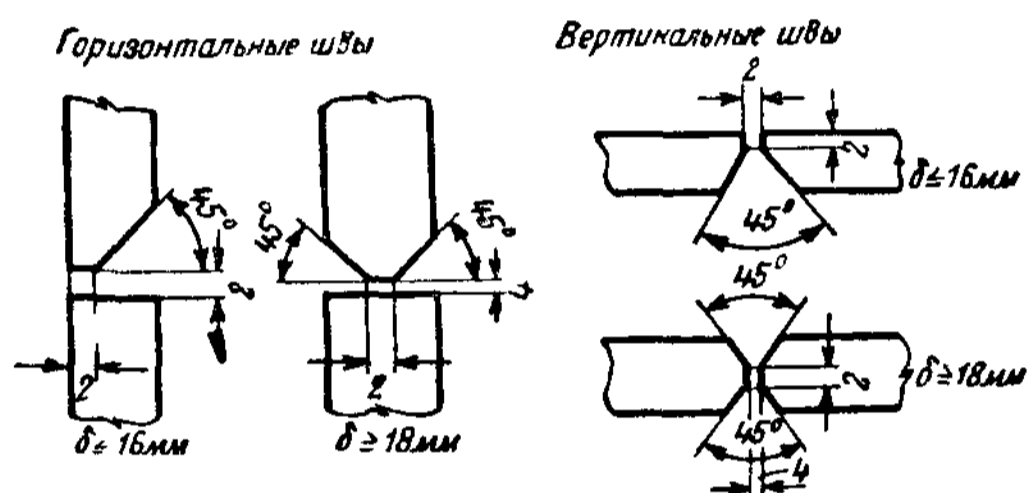


Рис. XIX.1. Монтажные стыковые швы листовых конструкций

ГЛАВА XX РЕЗЕРВУАРЫ

§ 1. НОМЕНКЛАТУРА РЕЗЕРВУАРОВ, ОСОБЕННОСТИ ИХ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА

Резервуары служат для хранения нефти, нефтепродуктов, масел, искусственного жидкого топлива, сжиженных газов и других жидкостей. По форме резервуары могут быть: вертикальные цилиндрические (рис. XX.1 и 12), горизонтальные цилиндрические (рис. XX.16, 17 и 19), каплевидные (рис. XX. 20), многоторовые (рис. XX. 24), шаровые (рис. XX. 25). Резервуары бывают постоянного и переменного объема, надземные, наземные и подземные (заглубленные).

Тип резервуара выбирается в зависимости от свойств хранимой жидкости (продукта), района строительства, условий эксплуатации и объема резервуара. Корпусы и днища резервуаров обычно изготавливаются из листовой стали толщиной от 4 до 10 мм; для кровель вертикальных цилиндрических резервуаров применяются листы толщиной 2,5—3 мм. Материалом для крупных резервуаров, работающих при низких температурах, обычно служит спокойная мартеновская сталь марки Ст. 3, дополнительно раскисляемая присадкой алюминия (по ЧМТУ 5232-55). По механическим свойствам эта сталь должна отвечать следующим условиям: предел прочности не менее 38 кг/мм^2 , предел текучести не ниже 23 кг/мм^2 , относительное удлинение не менее 22%, загиб в холодном состоянии на 180° до соприкосновения сторон. Средняя величина ударной вязкости на трех образцах, вырезанных поперек проката, должна быть при температуре -40° не менее 3 кгм/см^2 .

Листы должны поставляться правленными и ровно обрезанными со всех сторон.

Изучение условий, при которых возникали трещины в сварных резервуарах, показало, что около 80% холодных трещин падает на резервуары, сваренные в зимнее время. Однако опыт сооружения сварных резервуаров в условиях суровой зимы в восточных районах показывает, что при правильно разработанной технологии сварки и строгом ее соблюдении прочность конструкций, сваренных на морозе, не уступает прочности конструкций, сваренных при положительных температурах (см. § 3 главы V).

В целях уменьшения возможности образования трещин в сварных соединениях, а также уменьшения количества пор при сварке в зимних условиях необходимо применять многослойную обратноступенчатую сварку (см. Курс технологии сварки). При температуре воздуха ниже -20 — 25° следует применять подогрев кромок до температуры 150 — 250° не менее чем на 150 мм в каждую сторону от оси шва. Во избежание

быстрого охлаждения по мере понижения температуры воздуха необходимо уменьшать скорость сварки и повышать силу тока.

§ 2 ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ ПОСТОЯННОГО ОБЪЕМА (ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ)

1. Общая характеристика и основа расчета

До 80-х годов прошлого века нефть хранили в открытых земляных ямах и амбарах, не обеспечивавших ее сохранность, а также пожарную безопасность.

Хранение нефти и нефтепродуктов в стальных резервуарах стало возможным только после того, как была найдена их рациональная конструктивная форма, обеспечивающая при наименьшей затрате материалов быстроту и дешевизну изготовления и монтажа резервуаров. Эта задача была решена В. Г. Шуховым, явившимся, как было отмечено, основоположником современного резервуаростроения.

Основными элементами вертикального цилиндрического резервуара (рис XX.1) являются днище, корпус и покрытие. Оборудование резервуара состоит из арматуры (устройства для налива, замера и выпуска жидкости, а также предохранительные клапаны, отрегулированные на положительное и отрицательное давление в газовом пространстве, на которое рассчитана конструкция резервуара) и приспособлений для очистки и осмотра (лестницы, световой люк, замерный люк, лаз). Корпус резервуара для защиты от воздействия статического электричества должен быть заземлен.

Главным расчетным элементом наземного вертикального резервуара является корпус, так как днище, покоящееся на песчаном основании, испытывает незначительные напряжения и толщина его диктуется удобством и надежностью сварки, а также сопротивлением ржавлению под действием почвенной влаги и отстоя.

Стенка корпуса состоит из ряда поясов, высота каждого из которых равна ширине листа. Наименьшая толщина листов корпуса и днища принимается равной 4 мм.

Для удобства заказа стали, изготовления и монтажа все листы стенки корпуса и днища типовых резервуаров приняты размерами 1500 × 6000 мм независимо от толщины.

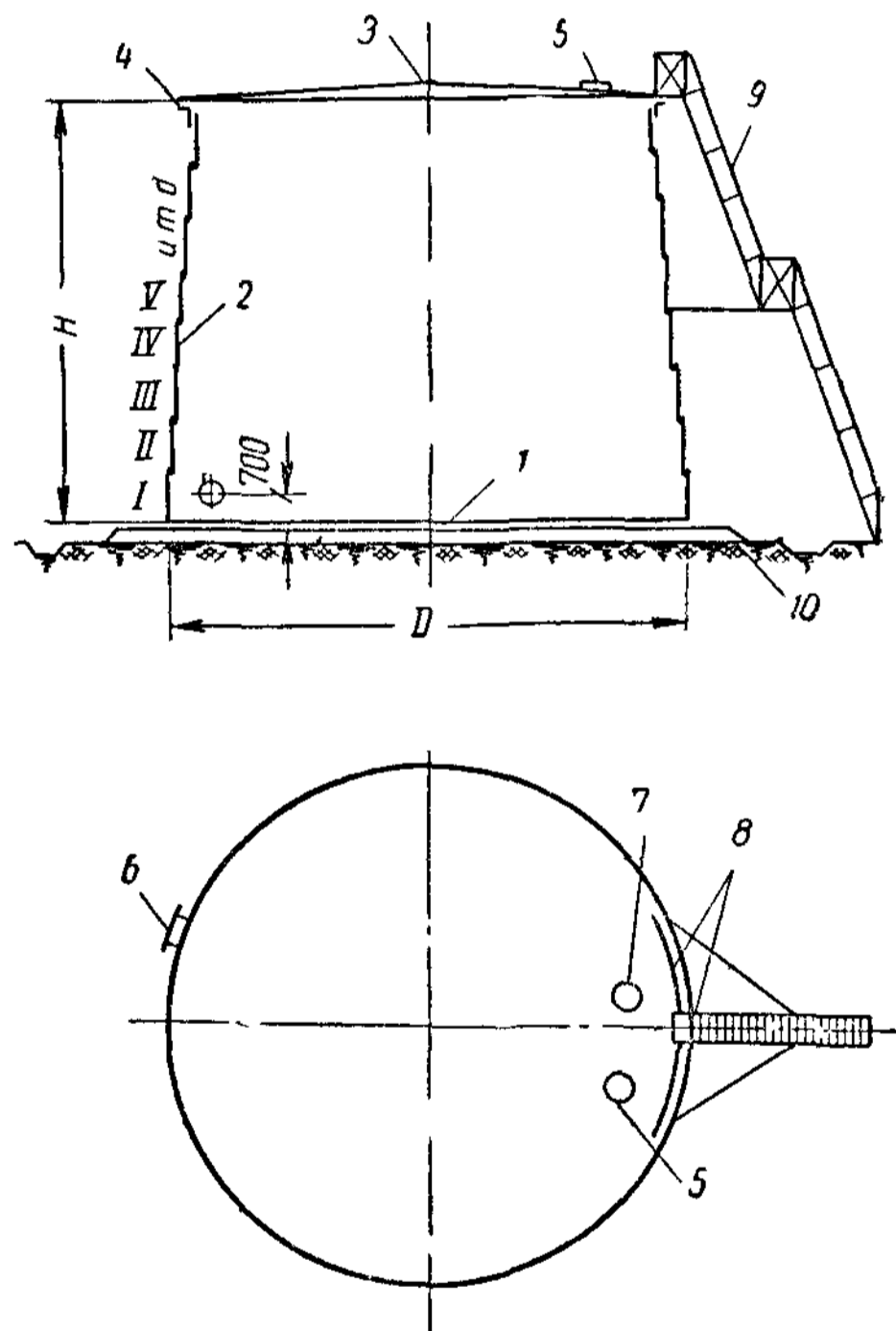


Рис. XX.1 Схема вертикального цилиндрического резервуара, монтируемого из отдельных листов

1 — днище, 2 — корпус с соединением поясов внахлестку, 3 — настил покрытия, 4 — обвязочный уголок; 5 — световой люк, 6 — лаз, 7 — люк для замера, 8 — ограждение, 9 — металлическая лестница, 10 — песчаная подушка

При наполнении резервуара жидкостью в стенке корпуса возникают растягивающие напряжения, направленные горизонтально по касательным к окружности (рис. XX. 2).

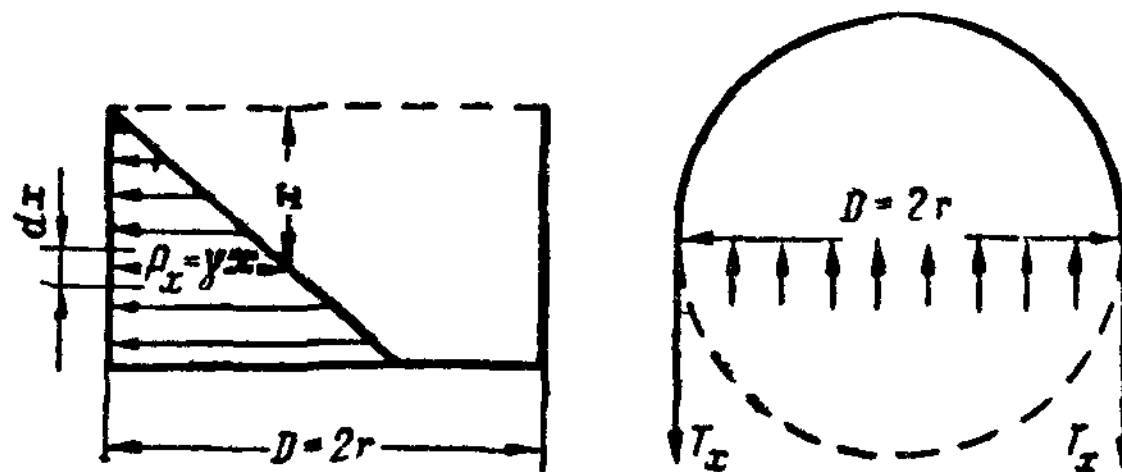


Рис. XX.2. К расчету стенки корпуса вертикального цилиндрического резервуара

Рассматривая равновесие кольца высотой dx , расположенного на глубине x , получим

$$2T_x = 2\sigma\delta dx = p_x 2r dx = 2r \gamma x dx, \quad (\text{XX.1})$$

где δ — толщина стенки резервуара в рассматриваемом сечении;
 γ — удельный вес жидкости;
 $p_x = \gamma x$ — гидростатическое давление на глубине x от поверхности жидкости;
 r — радиус корпуса.

Отсюда находим растягивающее напряжение в стенке резервуара, вызываемое давлением жидкости:

$$\sigma = \gamma \frac{xr}{\delta}. \quad (\text{XX.2})$$

Формула расчета стенки по предельному состоянию

$$n \gamma xr \leq m R_p^{\text{св}} \delta, \quad (\text{XX.3})$$

где n — коэффициент перегрузки, принимаемый для гидростатического давления жидкостей равным 1,1;
 m — коэффициент условий работы, принимаемый для корпуса резервуаров равным 0,8;
 $R_p^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление сварного шва в стык растяжению.

Удельный вес нефтепродуктов при расчете корпуса резервуара обычно принимается $\gamma = 0,0009 \text{ кг/см}^3$. Корпус рассчитывается в предположении наполнения резервуара жидкостью доверху.

Толщину листов каждого пояса корпуса определяют, принимая глубину x в расчетной формуле (XX.3), равной расстоянию от обушка обвязочного уголка (рис. XX. 1, 4) до нижнего края рассматриваемого пояса.

При заполнении резервуара водой (во время испытания) напряжение в каждом поясе определяется на 300 мм выше оси нижнего кольцевого шва этого пояса.

В шве сопряжения корпуса с днищем возникает краевой изгибающий момент. Вследствие криволинейности корпуса и возникающих от этого растягивающих усилий в оболочке корпуса, препятствующих изгибу, момент этот убывает по закону

$$M = Ae^{-k\xi} (\sin k\xi - \cos k\xi), \quad (\text{XX.4})$$

где ξ — относительная продольная координата, равная $\frac{x}{r}$;
 k — коэффициент затухания, равный

$$k = \sqrt[4]{\frac{3(1-\mu^2)r^2}{\delta^2}}; \quad (\text{XX.5})$$

μ — коэффициент Пуассона;
 r — радиус оболочки корпуса;
 δ — толщина оболочки корпуса;
 x — расстояние рассматриваемой элементарной кольцевой полоски от заделки корпуса в днище.

Поскольку

$$\sqrt[4]{3(1-\mu)^2} \approx 1,3, \\ k \approx 1,3 \sqrt{\frac{r}{\delta}}. \quad (\text{XX.6})$$

Решая совместно уравнения неразрывности деформаций в сопряжении корпуса и днища под действием давления на единицу площади $p = \gamma H$ (где H — высота столба жидкости, γ — удельный вес жидкости), найдем краевой момент на 1 пог. см в виде

$$M_0 = \left(1 - \frac{1}{\frac{k}{r}H}\right) \gamma H \left(\frac{r}{k}\right)^2 \text{ кгсм/см} \quad (\text{XX.7})$$

или, подставляя в формулу (XX.7) величину k из формулы (XX.6),

$$M_0 \approx 0,3\gamma Hr \delta \text{ кгсм/см}. \quad (\text{XX.8})$$

Учитывая упругое защемление корпуса в днище, можно принять расчетный краевой момент равным¹:

$$M_0 \approx 0,1\gamma Hr \delta \text{ кгсм/см}. \quad (\text{XX.9})$$

Краевой момент становится равным нулю на расстоянии от края

$$x = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{r}{k} \approx 0,6 \sqrt{r\delta}. \quad (\text{XX.10})$$

Напряжение от краевого момента в сварных швах сопряжения проверяется по формуле

$$\sigma_{\text{ш}}' = \frac{M_0}{W_{\text{ш}}} \leq mR_y^{\text{св}}. \quad (\text{XX.11})$$

Здесь величина $W_{\text{ш}}$ равняется моменту сопротивления двух угловых швов, которыми корпус приварен к днищу.

Напряжение $\sigma_{\text{ш}}'$ не суммируется с напряжением от растяжения корпуса, найденным по формуле (XX.2), поскольку векторы напряжений взаимно-перпендикулярны. Выступ днища за пределы корпуса не должен превосходить 50 мм, так как в противном случае краевой эффект существенно увеличивается.

¹ Более точный расчет сопряжения корпуса с днищем изложен в книге М. К. Сафаряна. Стальные резервуары для хранения нефтепродуктов, ОНТИ ВНИИСТ, 1958.

Вертикальные цилиндрические резервуары могут быть двух видов:

1) резервуары со стенкой постоянной толщины, у которых расчетная толщина $\delta \leq 4$ мм (наименьшая толщина стенки, практически принимаемая по условиям сварки и коррозии);

2) резервуары относительно большой емкости со стенкой переменной толщины, у которых $\delta \geq 4$ мм.

2. Установление наивыгоднейших размеров резервуаров

Впервые этот вопрос исследовал В. Г. Шухов¹, который показал, что резервуар со стенкой постоянной толщины имеет наименьший вес, если вес днища и покрытия вдвое меньше веса корпуса, а резервуар со стенкой переменной толщины получается наиболее экономичным, если вес днища и покрытия равен весу корпуса.

Объем стали в резервуаре со стенкой постоянной толщины

$$Q = \pi r^2 \Delta + 2\pi rH \delta. \quad (\text{XX.12})$$

Здесь первый член выражения представляет собой объем стали днища и покрытия, а второй — объем стали корпуса;

r — радиус корпуса;

Δ — сумма толщины днища и приведенной толщины покрытия (с учетом каркаса);

H — полезная высота резервуара (высота корпуса);

δ — толщина стенки.

Подставляя в уравнение (XX.12) $r = \sqrt{\frac{V}{\pi H}}$ (где V — емкость резервуара) и приравнявая первую производную от Q по H нулю, получим значение оптимальной высоты резервуара со стенкой постоянной толщины

$$H_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{V \Delta^2}{\pi \delta^2}}. \quad (\text{XX.13})$$

Аналогичным путем В. Г. Шухов нашел наивыгоднейшую высоту резервуара со стенкой переменной толщины

$$H_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{[\sigma] \Delta}{\gamma}}, \quad * \quad (\text{XX.14})$$

где $[\sigma]$ — допускаемое напряжение сварного шва в стык на растяжение;

γ — удельный вес жидкости.

Из формулы (XX.14) видно, что при слабо меняющемся значении Δ оптимальная высота остается практически постоянной; это получается в резервуарах больших емкостей, которые имеют высоту около 12 м и состоят из восьми поясов.

Наибольшее значение емкости резервуара, для которого рациональна стенка постоянной толщины:

$$V_{\text{макс}} = \pi \delta^2 \sqrt{\frac{[\sigma]^3}{\Delta \gamma^3}} \quad (\text{XX.15})$$

¹ В. Г. Шухов. Механические сооружения нефтяной промышленности, «Инженер», т. III, кн. 13, 1883.

* При расчете по предельному состоянию $H_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{m R_p^{CB} \Delta}{n \gamma}}$.

или при расчете по предельному состоянию

$$V_{\text{макс}} = \pi \delta^2 \sqrt{\frac{(mR_p^{cb})^3}{\Delta (n \gamma)^3}}. \quad (\text{XX.16})$$

При большей емкости следует назначать переменную толщину стенки и пользоваться формулой (XX.14).

Полученную по формулам В. Г. Шухова наивыгоднейшую высоту резервуара округляют до ближайшего размера, кратного ширине листов, учитывая ширины нахлесток (если предполагается их наличие). Вес стали в типовых вертикальных цилиндрических резервуарах составляет от 18 до 47 кг на 1 м³ емкости, уменьшаясь с увеличением объема резервуара.

Высота корпуса резервуара по типовым проектам, разработанным ГПИ Промстройпроект в 1955 г. и утвержденным Госстроем СССР, изменяется в пределах от 5,92 до 11,95 м, диаметра нижнего пояса — от 4,73 до 22,79 м, номинальный объем — от 100 до 5 000 м³*

Вертикальные резервуары следует строить наибольшей возможной при данных условиях емкости, так как при этом уменьшается вес конструкции, упрощаются изготовление, монтаж и оборудование резервуаров, а также сокращается площадь застройки.

3. Конструкции резервуаров

Каждый пояс корпуса резервуара состоит по длине из нескольких листов. Вертикальное соединение этих листов производится сваркой в стык, а горизонтальное (кольцевое) соединение смежных поясов — в стык (рис. XX.3, а) или внахлестку (рис. XX.3, б). В последнем случае пояса располагаются телескопически для возможности наложения всех наружных кольцевых сплошных швов в нижнем положении (сверху вниз); при этом внутренние кольцевые швы делаются прерывистыми, толщиной 4—6 мм, с длиной шпонки 100 мм и просветом между шпонками 300 мм, поскольку эти швы являются потолочными и нерасчетными (вся нагрузка от покрытия, снега, термоизоляции, веса вышерасположенных поясов корпуса и вакуума передается на наружные сплошные швы).

В условиях интенсивной коррозии (например, в резервуарах для сернистой нефти) оба кольцевых шва соединения поясов внахлестку необходимо делать сплошными.

Вертикальные стыки листов смежных поясов располагаются вразбежку; расстояние между этими стыками принимается равным половине

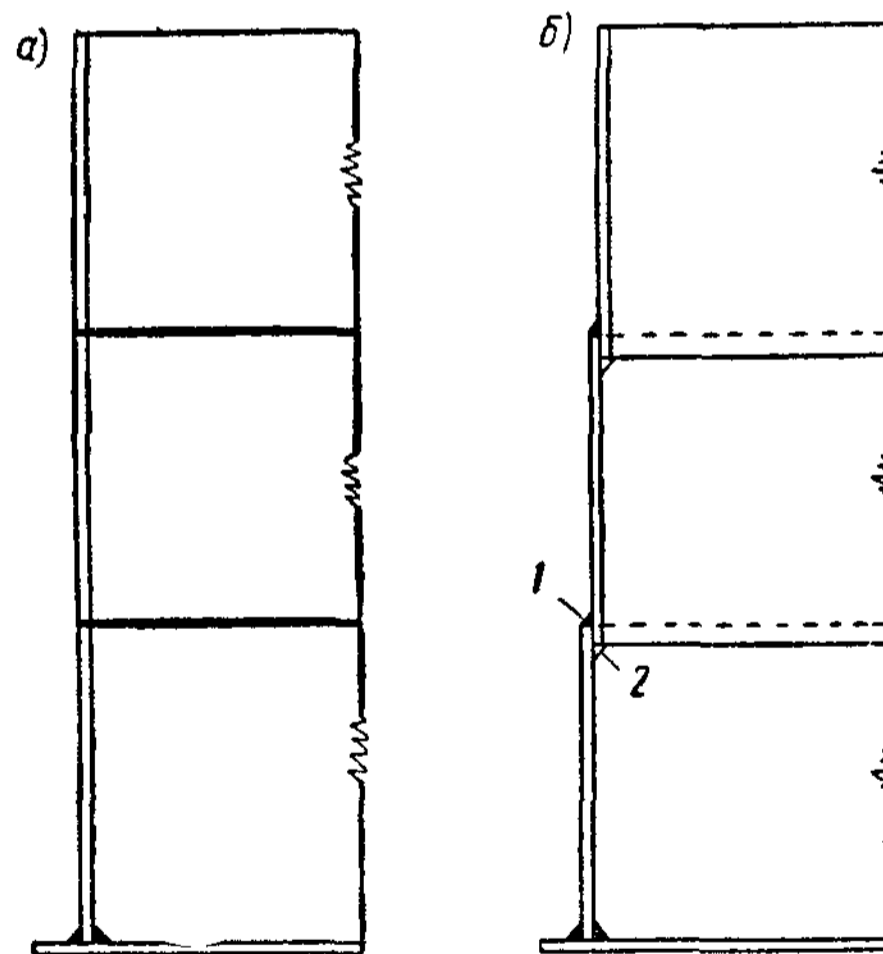


Рис. XX.3. Сопряжение поясов корпуса вертикального цилиндрического резервуара
 а — в стык; б — внахлестку; 1 — сплошной шов; 2 — прерывистый шов

* При емкости хранилища 100 м³ выгоднее применять горизонтальные резервуары так как их монтаж значительно проще и они обеспечивают значительное уменьшение потерь светлых нефтепродуктов при хранении.

длины листа. Поэтому корпус резервуара похож на круглую стену из крупных блоков, построенную с перевязкой швов. Сказанное относится к резервуарам, монтируемым из отдельных листов.

Как было отмечено в главе VII, по предложению Г. В. Раевского Институтом электросварки имени Е. О. Патона АН УССР было разработано, освоено и внедрено поточное заводское изготовление вертикальных цилиндрических резервуаров с последующим монтажом их корпусов и днищ путем разворачивания рулонных заготовок, сваренных на заводах¹. При этом оба полотнища днища сворачивают в рулоны того же диаметра, что и корпус резервуара, и обертывают ими центральную стойку, поддерживающую покрытие резервуара.

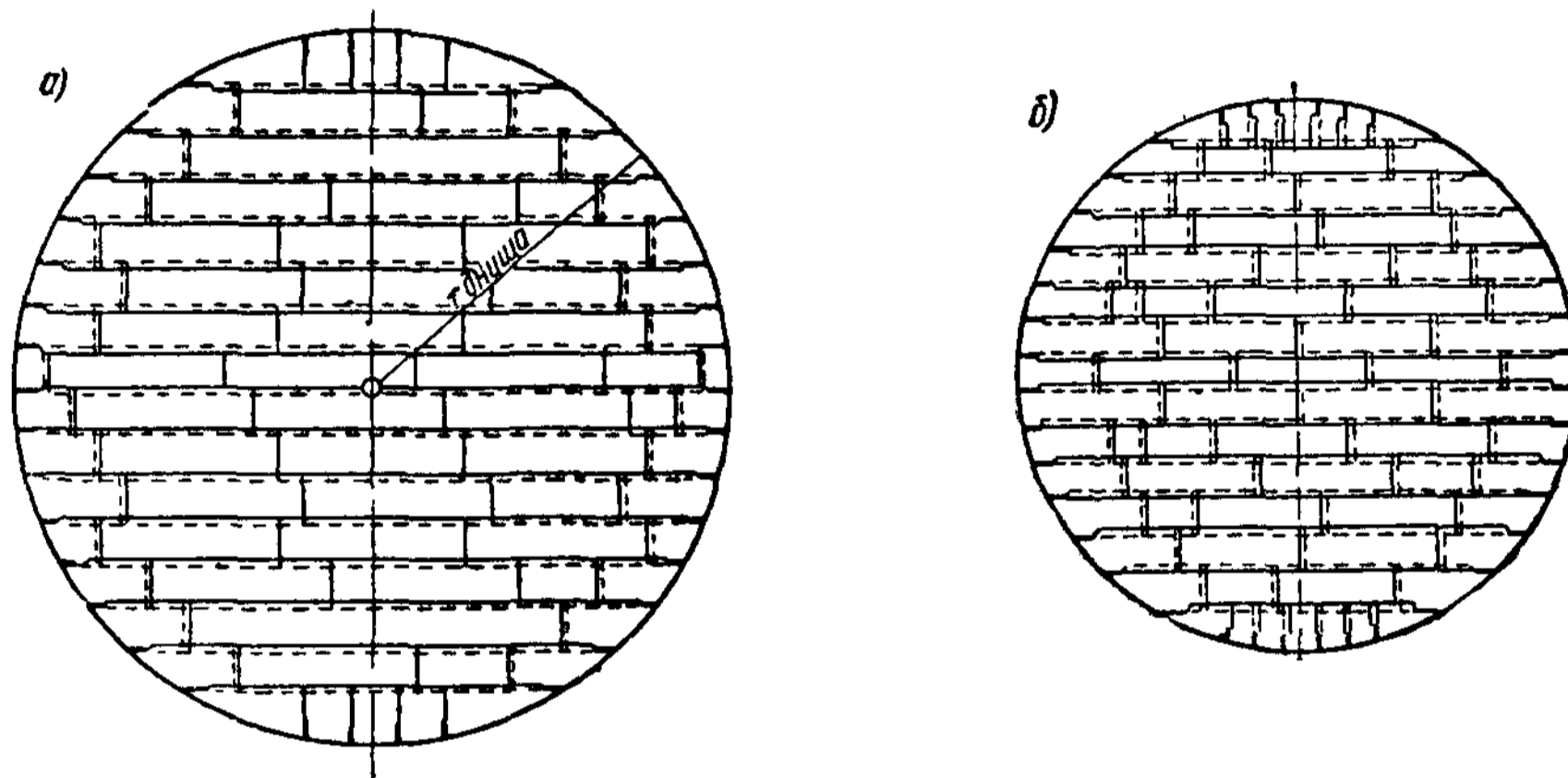


Рис. XX.4. Конструкция плоского днища вертикального цилиндрического резервуара

а—соединение листов в полосе в стык и полос между собой внахлестку; б—соединение листов в полосе и полос между собой внахлестку

Конструкция днища (рис. XX.4) должна обеспечивать возможность его двусторонней сварки без коробления и образования трещин.

Средняя часть днища состоит из целых листов размерами $1\,400 \times 4\,200$ мм для резервуаров емкостью $100\text{—}1\,000$ м³ и $1\,500 \times 6\,000$ мм для резервуаров емкостью $2\,000\text{—}5\,000$ м³. Крайние листы, называемые окрайками, образуют периферийную часть днища (рис. XX.4). В резервуарах емкостью до $1\,000$ м³ толщина всех листов днища одинакова и равна 4 мм. Толщина окраек в днищах резервуаров большой емкости ($2\,000\text{—}5\,000$ м³) равна 6—8 мм, т. е. больше толщины листов средней части, которая составляет 4 мм в резервуарах емкостью $2\,000\text{—}3\,000$ м³ и 5 мм в резервуарах емкостью $5\,000$ м³. Применение этой конструкции днища дает возможность заранее сварить среднюю часть днища и затем окрайки между собой, далее приварить нижний пояс корпуса к сваренным друг с другом окрайкам и только после этого произвести сварку средней части днища с кольцом, состоящим из окраек (рис. XX.5). При такой последовательности сварки усадочные напряжения и деформации имеют наименьшую величину. Приварка корпуса к днищу производится двумя угловыми швами, которые могут быть выполнены автоматической сваркой.

Для получения гладкой поверхности, на которую должен устанавливаться нижний пояс корпуса, наружные концы окраек соединяются в

¹ Г. В. Раевский. Изготовление стальных вертикальных цилиндрических резервуаров методом сворачивания, Гостоптехиздат, 1952.

стык, как показано на рис. XX. 6; угол листа 4 вырезают и край листа осаживают молотком до совпадения кромок соседних окراек на вырезанном участке. Под стыковым соединением окраек помещают подкладку 2, вырезанную из угла листа 4.

Увеличение жесткости сопряжения цилиндрического корпуса с плоским днищем при постановке дополнительного так называемого уторного уголка повышает краевой эффект и потому является вредным. Точно так же недопустимы такие приемы, повышающие концентрацию напряжений, как односторонняя сварка стыковых швов, постановка накладок и т. п. Однако горизонтальные соединения внахлестку листов соседних поясов ввиду малых напряжений в сварных швах оказались вполне приемлемыми при толщинах листов 4—5 мм.

Большое значение для надежной работы резервуаров имеет правильное расположение оборудования. Сварку оборудования следует вести обратноступенчатым способом.

При сборке днища непосредственно на песчаном основании все листы соединяются внахлестку (рис. XX. 4, б) и свариваются, естественно, только с одной стороны. При сборке днища на клетях (рис. XX. 7) короткие кромки листов сваривают в стык сверху с потолочной подваркой, а длинные кромки соединяют внахлестку и сваривают сверху сплошными швами, а снизу — прерывистыми (рис. XX. 4, а).

Более удобным следует считать первый из указанных методов, так как сборка днища непосредственно на песчаном основании позволяет обойтись без выкладки клетей из деревянных брусьев, их разборки и опускания днища на основание, уменьшить протяженность сварных швов днища, исключить потолочную сварку и снизить сварочные деформации (вследствие интенсивного отвода тепла). Недостатком этого метода является некоторое усложнение устройства основания и контроля качества швов днища. Песчаную подушку в этом случае не досыпают на 80—100 мм до проектной отметки и укладывают на основание изоляционный слой из супесчаного грунта, тщательно перемешанного с вяжущими добавками — мазутом, нефтью или жидким битумом. Изоляционный слой укладывают на площади, превышающей по диаметру на 1,5 м проектный диаметр резервуара. При сборке и сварке днища непосредственно на песчаном основании проверку плотности швов производят вакуум-камерой или химическим методом (рис. XX. 8) путем нагнетания аммиака в полость под днищем.

Во избежание неравномерных осадок песчаного основания резерву-

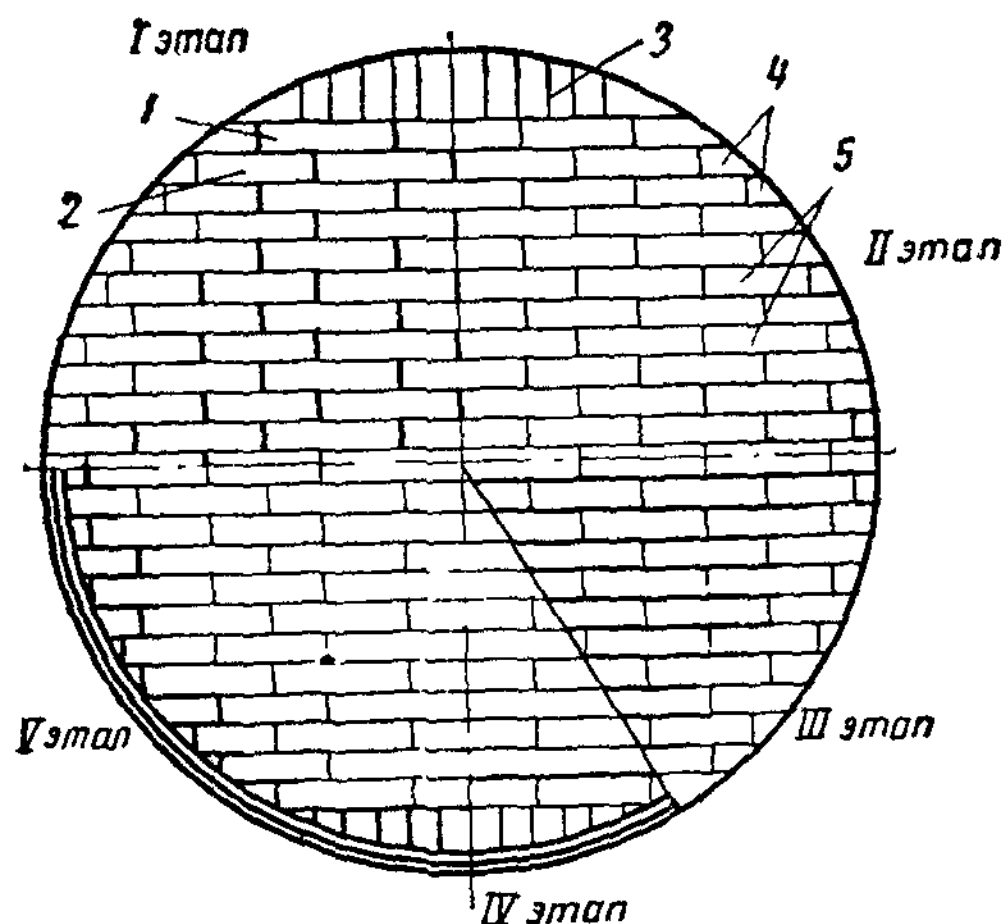


Рис. XX.5. Последовательность сварки деталей днища и нижнего пояса корпуса с днищем

I этап — сварка поперечных швов полотнища; II этап — сварка окраек между собой; III этап — сварка продольных швов полотнища; IV этап — приварка нижнего пояса корпуса к окрайкам; V этап — сварка окраек с полотнищем; 1 — крайняя полоса; 2 — вторая полоса; 3 — поперечные окрайки; 4 — продольные окрайки; 5 — полосы днища

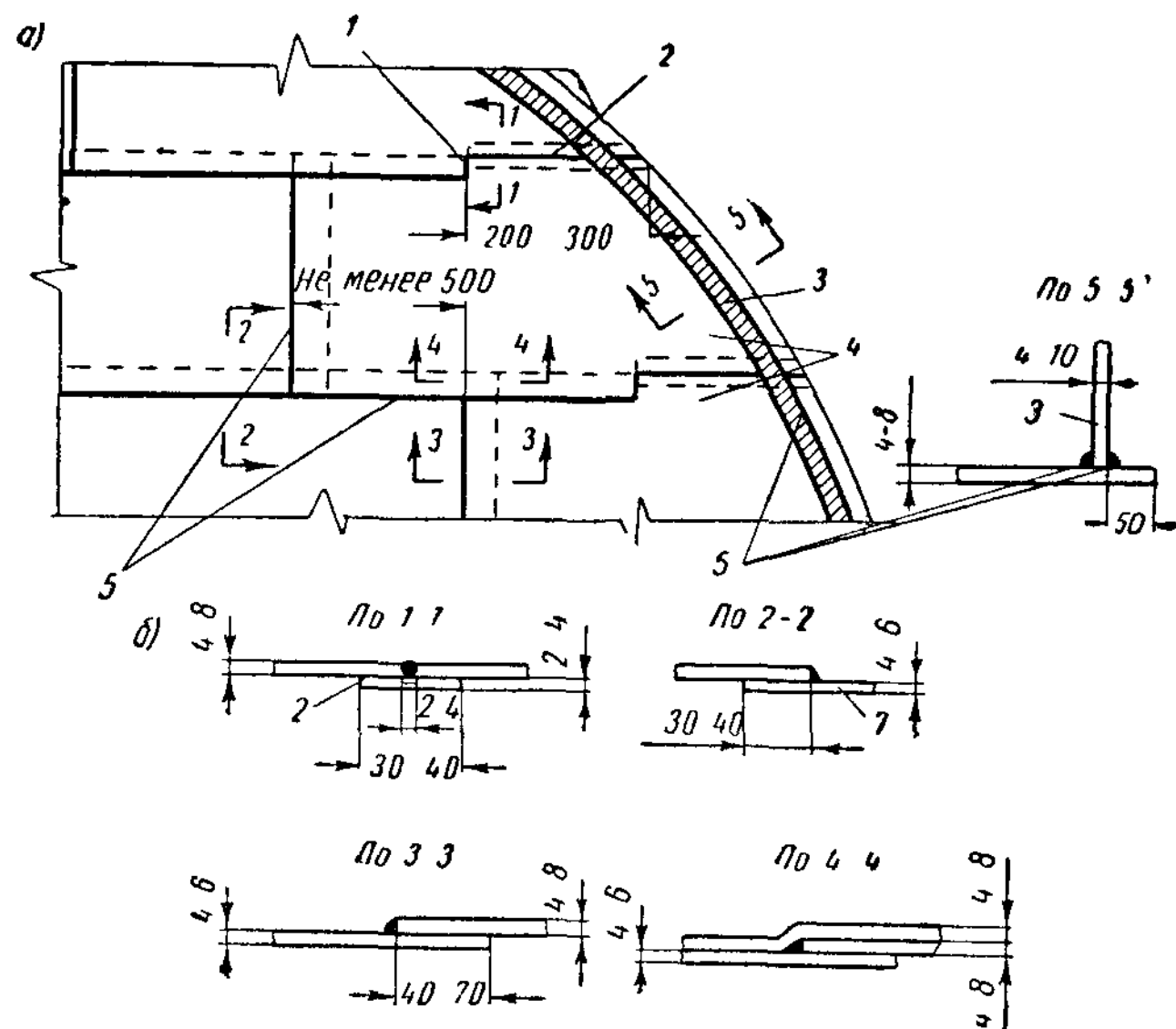


Рис XX6. Конструкция крайней части днища у примыкания корпуса

а — деталь периферийной части днища, б — разрезы, 1 — вырезка; 2 — подкладка, 3 — нижний пояс корпуса, 4 — окрайки днища, 5 — сплошные сварные швы

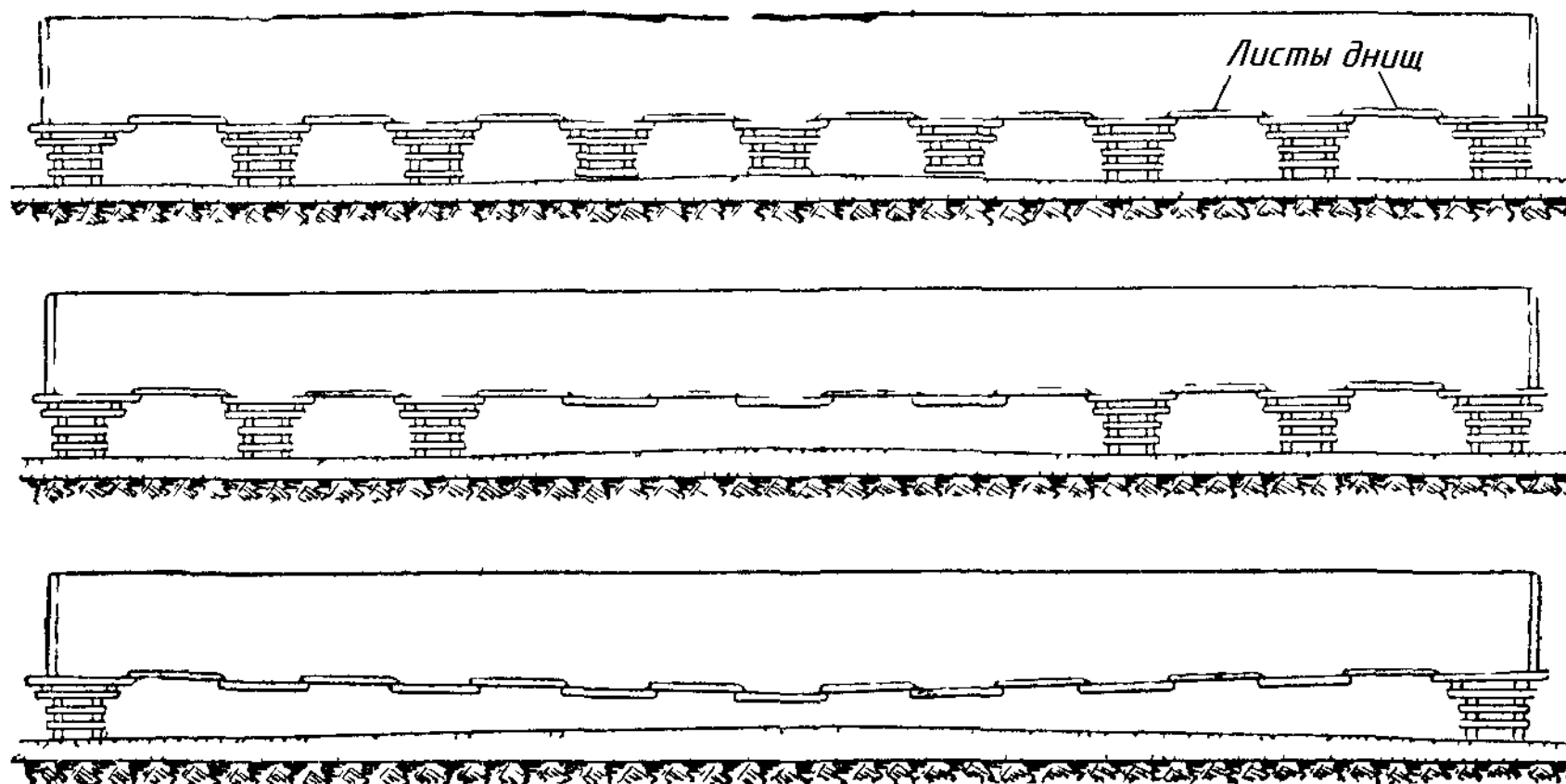


Рис XX7. Схема разборки клеток и опускания днища на основание

аров необходимы меры для удаления поверхностных вод, а также устройство дренажа для отвода грунтовых вод.

Во избежание вибрации резервуаров, что может вызвать нарушение их прочности, желательно на подводящих трубопроводах, в непосредственной близости от резервуара, устанавливать шарнирные компенсаторы, а на подводящих линиях около насосов — ресиверы, изменяющие режим потока жидкости, протекающей по трубопроводу.

Покрытия типовых резервуаров, разработанные ГПИ Промстройпроект, имеют коническую форму с пологим уклоном, равным 1:20, и состоят из настила кровли и поддерживающего его каркаса. Для настила кровли применяются листы толщиной 2,5 мм, которые соединяются между собой внахлестку. Настил кровли соединяется с корпусом при помощи обвязочного уголка (рис. XX. 1, 4) сечением $50 \times 5—75 \times 8$ (в зависимости от диаметра резервуара); этот уголок расположен снаружи корпуса, чтобы не приходилось гнуть уголок на «перо» (см. § 4 главы VII).

Для каркаса покрытия типовых резервуаров до последнего времени применялись при малых диаметрах резервуаров шпренгели с радиальными балками, а при больших диаметрах — полуфермы с радиальными балками и прогонами (рис. XX 9).

В этих решениях шпренгели и полуфермы соединяются с корпусом при помощи опорных стоек, привариваемых к стенке корпуса (рис. XX. 10, а); радиальные балки опираются на столики, приваренные к корпусу (рис. XX. 10, б), и на прогоны, которые крепятся к полуфермам. Связи каркаса покрытия выполняются из одиночных уголков. Настил кровли опирается на радиальные балки и прикрепляется к ним прихватками или проплавными швами (из расчета одна прихватка на 1 м^2 настила), а к обвязочному уголку — сплошным кольцевым швом.

Центральный узел покрытия приведен на рис. XX. 11.

Раскрой листов кровли предпочтительнее полосовой (рис. XX. 9), так как секторный раскрой увеличивает протяженность швов и количество отходов.

Корпус резервуаров емкостью 2 000—5 000 м^3 усиливают кольцом жесткости (если резервуар сооружается в местности со скоростным напором ветра, превышающим 55 кг/м^2), располагаемым на уровне нижнего пояса полуферм.

Кольцо делается из швеллера, обращенного полками вниз, и приваривается к корпусу прерывистым швом. Монтаж несущих конструкций покрытия ведется на черных болтах и сварке.

Нормативные нагрузки на покрытие резервуаров, действующие сверху вниз, принимаются следующие: 1) снеговая нагрузка — $50 \div 200 \text{ кг/м}^2$;

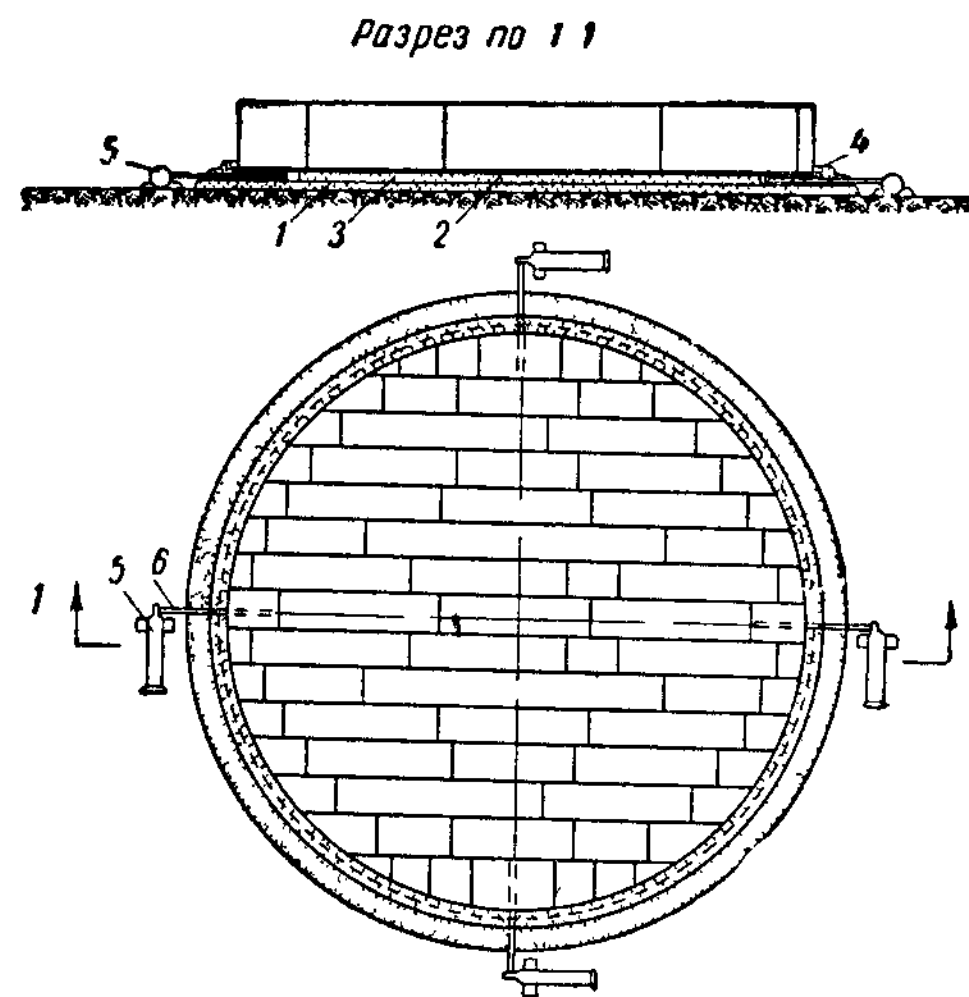


Рис XX 8 Схема испытания днища при сварке непосредственно на песчаном основании

1 — песчаная подушка, 2 — днище, 3 — изоляционный слой, 4 — замок из того же материала что и изоляционный слой, 5 — баллоны с аммиаком, 6 — трубки подводящие аммиак

2) вес термоизоляции — 45 кг/м^2 ; 3) вакуум¹ — 25 кг/м^2 ; 4) вес листового настила — 20 кг/м^2 ; 5) вес каркаса покрытия — 25 кг/м^2 .

Коэффициент перегрузки для всех нагрузок, кроме снеговой, принимается равным 1,1.

Кроме того, покрытие должно быть проверено на нагрузки, действующие снизу вверх, а именно:

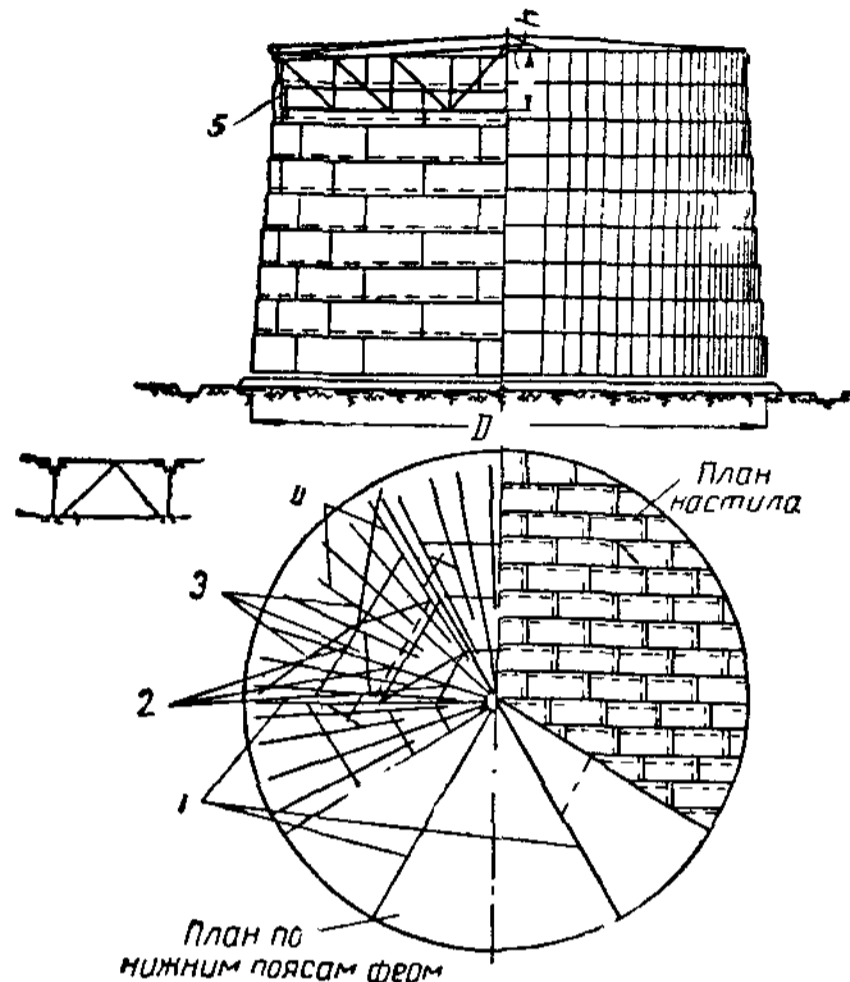


Рис. XX.9. Конструкция каркасной конической кровли резервуаров емкостью 1 000—5 000 м³

1 — полуфермы; 2 — прогоны; 3 — связи;
4 — радиальные балки; 5 — опорная стойка

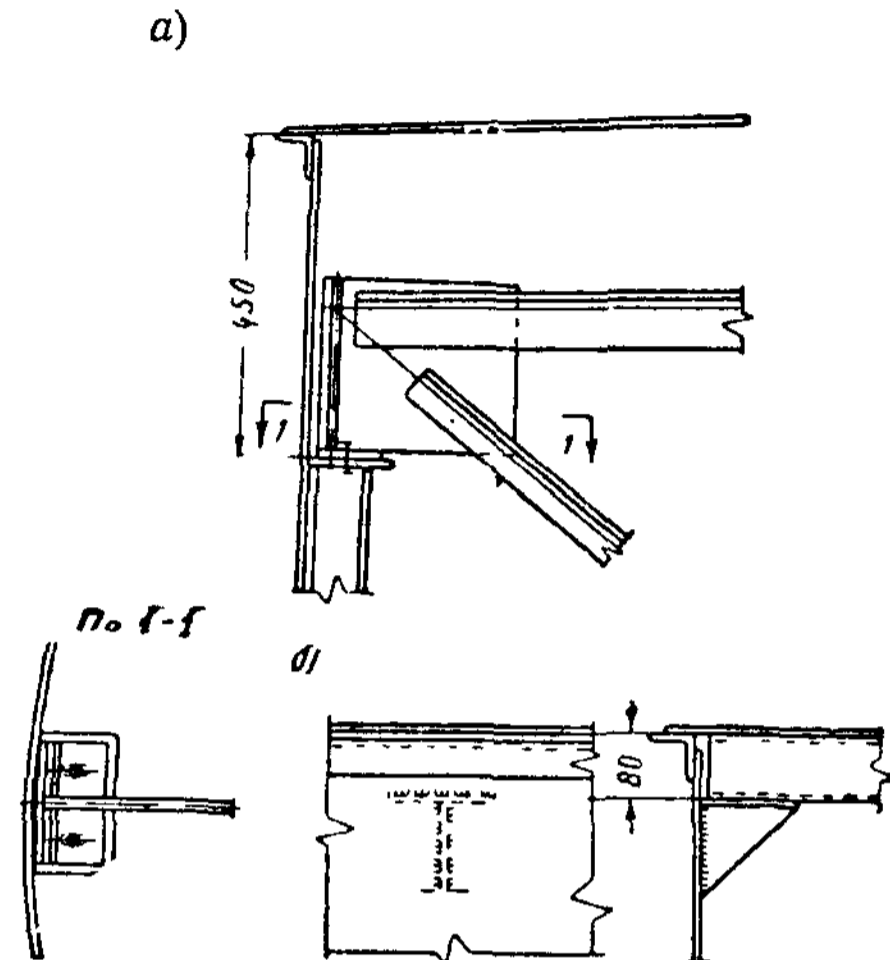


Рис. XX.10. Узлы сопряжения полуферм и радиальных балок с корпусом резервуара

а — примыкание полуфермы; б — примыкание радиальной балки

1) внутреннее избыточное давление в газовом пространстве резервуара, равное 200 кг/м^2 (коэффициент перегрузки может быть принят равным 1,2);

2) отсасывающее действие ветра, принимаемое равным 0,8 от скоростного напора.

Разумеется, при второй проверке снеговая нагрузка и вес термоизоляции не учитываются, а вес настила и каркаса покрытия (с учетом коэффициента перегрузки $n=0,9$) вычитается из расчетной нагрузки, действующей снизу вверх.

Для предотвращения поднятия стенки резервуара с периферийной частью днища, которое может произойти под действием избыточного давления в газовом пространстве (при малом слое жидкости в резервуаре) и одновременном воздействии ветрового отсоса, предусматривается закрепление резервуара при помощи подвешиваемых к нижнему поясу корпуса противовесов — железобетонных плит размерами $900 \times 500 \text{ мм}$, толщиной $14\text{—}18 \text{ см}$. Общий вес плит зависит от избыточного давления и ветровой нагрузки.

Рассмотренные конструкции каркасных кровель резервуаров сложны в изготовлении и монтаже и вступают в противоречие с конструкциями корпуса и днища, допускающими их изготовление поточным методом, а также их скоростной монтаж. С целью индустриализации изготовления и монтажа покрытий типовых вертикальных цилиндрических резервуаров в СССР за последние годы предложены и осуществлены:

¹ Вакуум (разрежение) возникает при охлаждении жидкости в резервуаре вследствие конденсации паров, а также при выпуске жидкости.

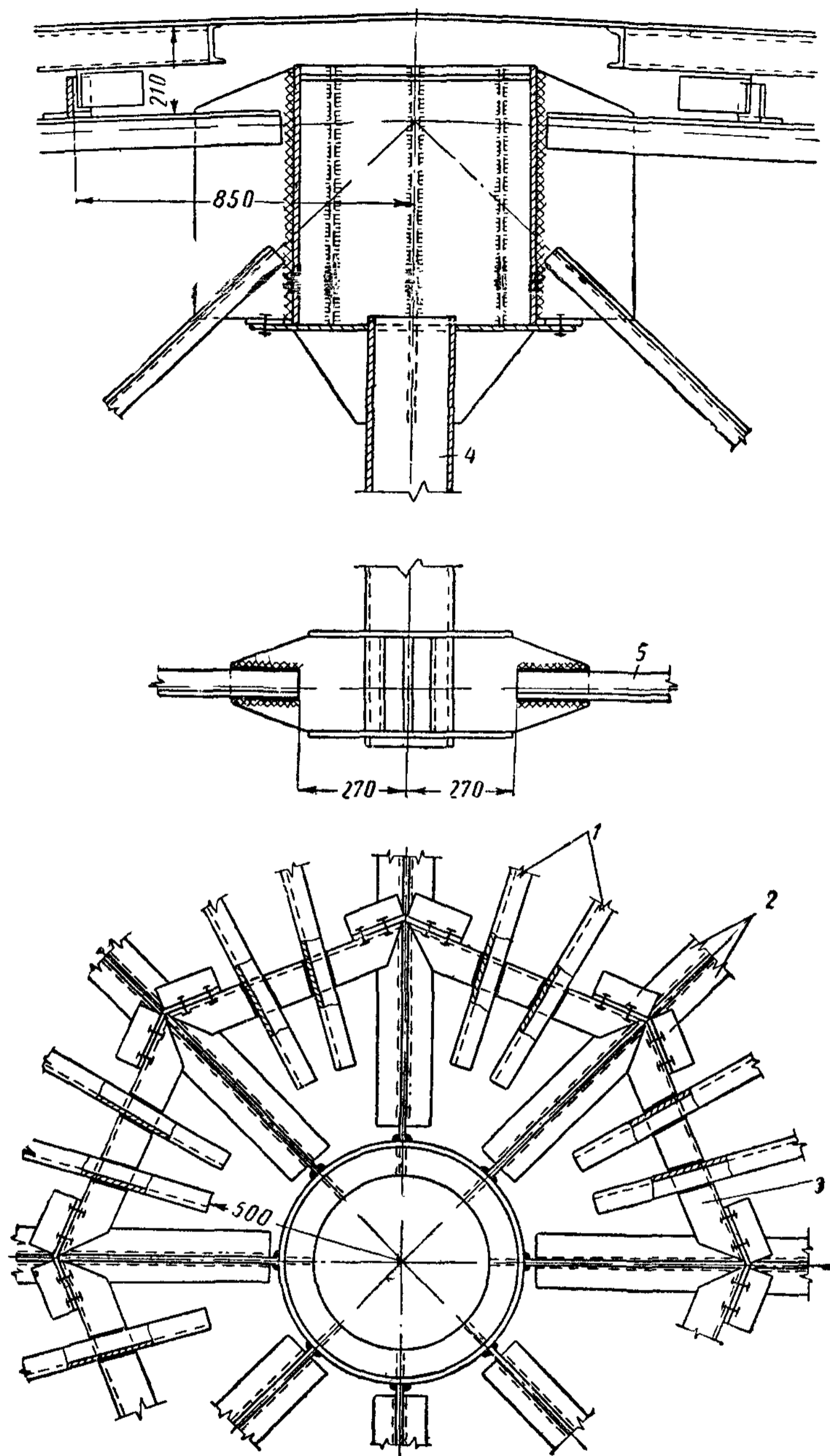


Рис. XX.11. Центральный узел каркасного конического покрытия резервуара

1 — радиальные балки; 2 — верхний пояс полуферм; 3 — прогоны из уголков;
4 — центральная трубчатая стойка; 5 — нижний пояс полуферм

бескаркасные конструкции кровель, требующие, однако, центральной стойки, опирающейся на днище, которая отсутствует при каркасной конической кровле. Так, в резервуарах с шатровой (безмоментной) кровлей покрытие не имеет каркаса и является висячей оболочкой, работающей в основном на растяжение. Толщина шатровой кровли остается равной толщине настила каркасной кровли (2,5—3 мм); поэтому вес висячей кровли почти вдвое меньше веса каркасной кровли типовых резервуаров. Корпус и днище резервуара с шатровой кровлей ничем не

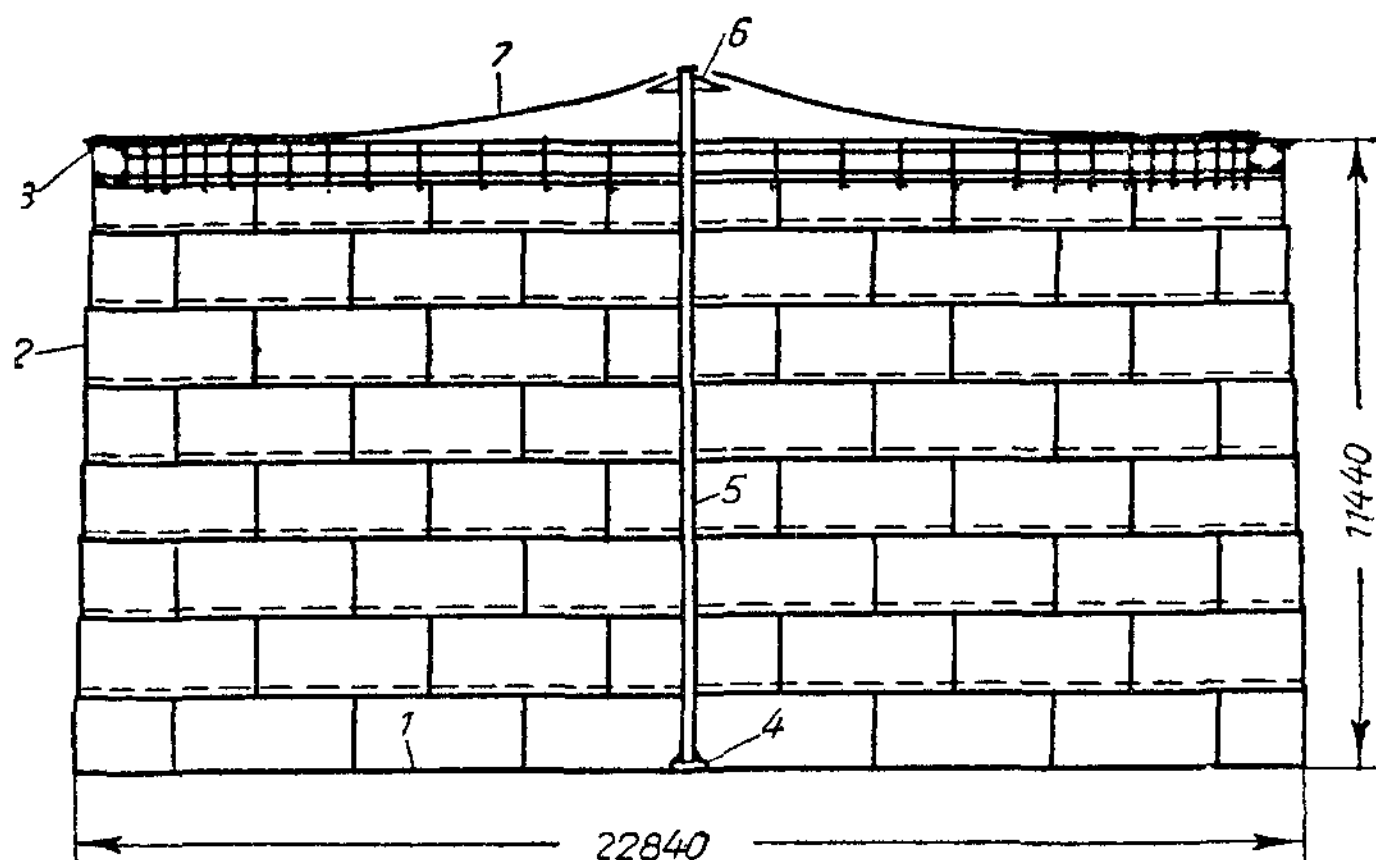


Рис. XX.12. Резервуар с шатровой кровлей емкостью 5 000 м³

1 — днище резервуара; 2 — корпус резервуара; 3 — коробчатое кольцо жесткости; 4 — опорная плита стойки; 5 — трубчатая стойка диаметром 200—400 мм; 6 — зонт диаметром 3 000 мм; 7 — висячая кровля из листовой стали

отличаются от аналогичных элементов типового резервуара. В центре резервуара расположена трубчатая стойка, оканчивающаяся зонтом (рис. XX.12). Верх корпуса окаймлен коробчатым кольцом жесткости, расположенным внутри резервуара. На зонт и кольцо жесткости опираются свободно провисающие по цепной линии сектора кровли из тонколистовой стали. Высоту центральной стойки с зонтом назначают из условия обеспечения уклона кровли, необходимого для стока атмосферных осадков.

Рассмотренная конструкция покрытия резервуаров обеспечивает экономию стали, индустриальность изготовления и сокращение сроков монтажа.

Интересное индустриальное решение представляет собой щитовое покрытие резервуара, состоящее из транспортабельных щитов, изготавливаемых на заводе в виде отдельных отправочных элементов (рис. XX.13). Каждый щит представляет собой каркас из швеллеров, двутавра и уголков, покрытый листовой сталью толщиной 2,5 мм; с одной стороны каждого из щитов предусмотрен свес листов в 25—30 мм, обеспечивающий соединение настила соседних щитов внахлестку. Щитовое покрытие опирается на обвязочный уголок корпуса и центральную стойку. До начала разворачивания рулона корпуса в середине смонтированного днища устанавливают центральную стойку. К верхнему концу стойки заранее прикрепляют капитель — «зонт», на которую опираются щиты (рис. XX.14). Установка щитов покрытия производится гусеничным краном. Специальным приспособлением, приваренным на криволинейном обресе щита, примыкающем к корпусу, щит плотно прижимается к соответствующему участку обвязочного уголка корпуса, а боковая его грань при-

мыкает к соседнему, ранее установленному щиту. Поставленный на место щит прикрепляют к корпусу прихватками, а к «зонту» — болтами.

До замыкания стыка рулонированного корпуса из резервуара выводят кран и удаляют шахтную лестницу. Последний щит устанавливают лишь после рихтовки, прихватки и сварки монтажного стыка корпуса.

По окончании монтажа основных деталей резервуара заваривают все швы, устанавливают технологическое оборудование и испытывают плотность швов днища и корпуса.

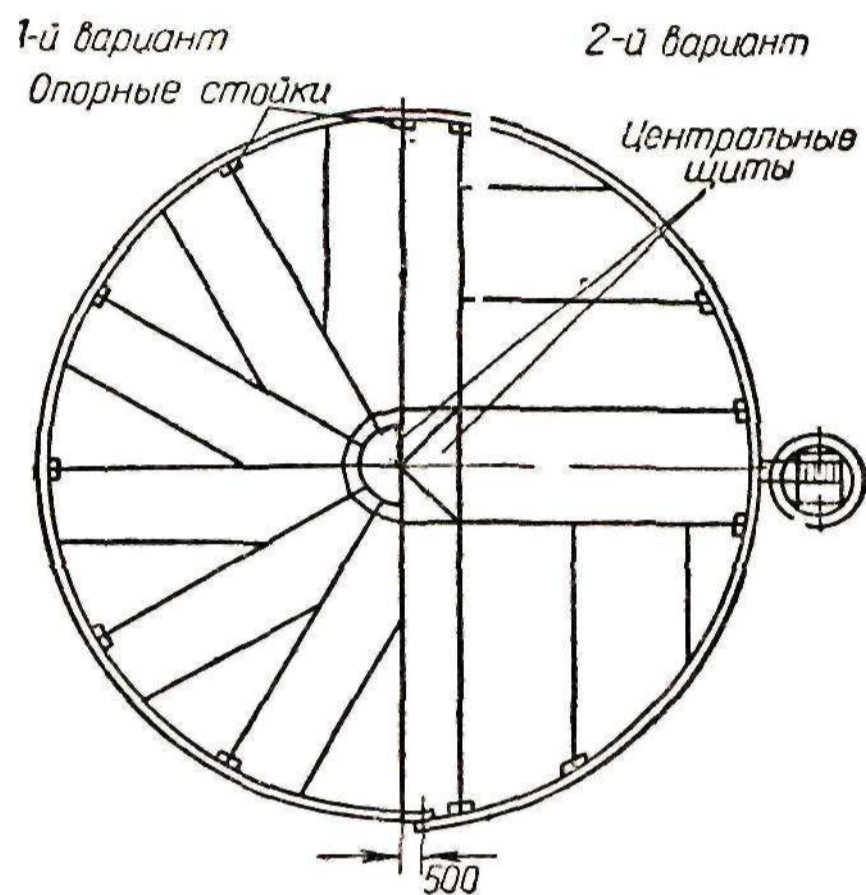


Рис. XX.13. План резервуара со сборным щитовым покрытием

1-й вариант — радиальный раскрой щитов;
2-й вариант — прямой раскрой щитов

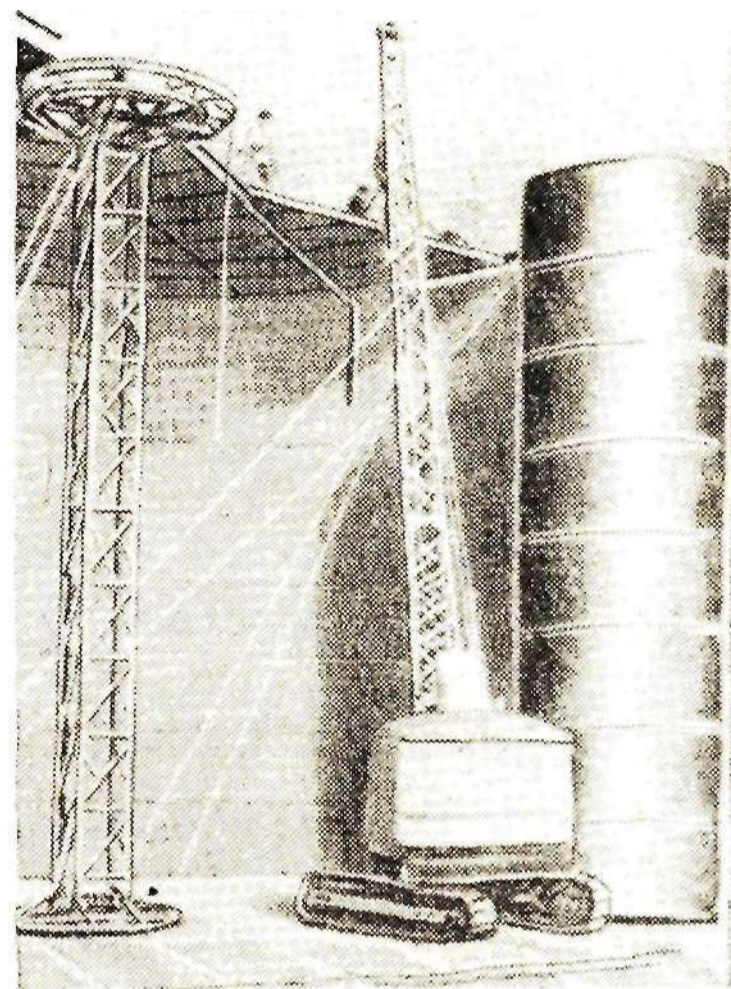


Рис. XX.14. Монтаж рулонированного корпуса и кровли резервуара со щитовым покрытием

Основное достоинство щитового покрытия заключается в том, что эта конструкция обеспечивает полную индустриализацию при изготовлении и монтаже резервуаров. По сравнению с прежним типовым решением кровли (каркасным) щитовое покрытие резервуара емкостью $5\,000\text{ м}^3$ сокращает число монтажных элементов с 670 до 43. Поэтому это покрытие в настоящее время принято в качестве типового.

Все рассмотренные конструкции вертикальных цилиндрических резервуаров позволяют иметь внутреннее избыточное давление в газовом пространстве резервуара не более 200 мм вод. ст. ($0,02\text{ кг/см}^2$). Этого вполне достаточно, чтобы хранить без потерь темные нефтепродукты, масла и отбензипенную нефть, но далеко не достаточно для хранения сырой нефти и светлых нефтепродуктов (бензина, лигроина и керосина).

Одним из способов резкого сокращения потерь легких фракций является хранение светлых нефтепродуктов под повышенным давлением, величина которого зависит от физических свойств продукта, числа наполнений в год, климатических условий, места расположения резервуара, типа резервуара (наземный, заглубленный) и т. п. Повышение этого давления до $0,3\text{—}0,4\text{ кг/см}^2$ значительно уменьшает потери от испарения при наземном хранении обычных товарных бензинов.

Целесообразность применения резервуаров, рассчитанных на повышенное внутреннее давление, зависит также от режима эксплуатации резервуаров. При большой оборачиваемости хранимого продукта (при числе наполнений в год более 48), когда потери от испарения малы по

сравнению с потерями, возникающими вследствие вытеснения в атмосферу паровоздушной смеси при наполнении резервуара, наиболее рентабельны резервуары переменного объема¹. Однако чаще приходится иметь дело с хранилищами, в которых число наполнений в год менее 48, и тогда резервуары, допускающие повышенное давление, становятся более экономичными.

§ 3. РЕЗЕРВУАРЫ СПЕЦИАЛЬНЫХ ТИПОВ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ СВЕТЛЫХ НЕФТЕПРОДУКТОВ И СЖИЖЕННЫХ ГАЗОВ

1. Борьба с потерями нефтепродуктов при хранении

К основным мерам борьбы с потерями светлых нефтепродуктов при хранении относятся: 1) уменьшение газового пространства резервуара; 2) сокращение амплитуды колебаний температур поверхности нефтепродукта и газового пространства резервуара; 3) хранение под давлением, создаваемым парами продукта (в смеси с воздухом) в газовом пространстве резервуара; 4) применение газовых обвязок и газосборников.

Уменьшение газового пространства в резервуарах постоянного объема достигается применением пологой конической или пологой висячей кровли, но это конструктивное мероприятие не обеспечивает резкого сокращения потерь светлых нефтепродуктов при хранении. Сокращение амплитуды колебаний температур поверхности нефтепродукта и газового пространства резервуара достигается: а) путем окраски корпуса и кровли белой или алюминиевой краской; б) применением теплоизоляции из стеклянной ваты, пеностекла, асбоцемента, шлакоцемента и других легких несгораемых материалов; в) охлаждением резервуара путем орошения; г) заглублением резервуара в грунт, поскольку суточные колебания температуры атмосферы затухают в почве на глубине порядка 0,5—0,7 м.

Окраска наземных резервуаров в светлые тона уменьшает потери светлых нефтепродуктов и должна применяться всегда независимо от типа резервуара.

Так как теплоизоляция лишь частично сокращает потери от испарения и не уменьшает потери при наполнении, она применяется лишь на вертикальных резервуарах, рассчитанных на внутреннее избыточное давление до 200 мм вод. ст. Срок службы теплоизоляции относительно невелик. Охлаждение резервуара путем орошения связано с повышенной коррозией кровли и корпуса и с большим расходом воды и энергии, необходимой для ее подъема на кровлю резервуара.

Заглубление стальных хранилищ в грунт не всегда целесообразно. Применение газовых обвязок с газосборниками наиболее целесообразно при реконструкции существующих резервуарных парков.

Наиболее действенной мерой борьбы с потерями при длительном наземном хранении светлых нефтепродуктов является хранение их под давлением, создаваемым парами продукта в газовом пространстве резервуара постоянного объема.

Вертикальные цилиндрические резервуары с плоским днищем и каркасной конической кровлей, а также с висячей кровлей и со щитовым покрытием не допускают по условиям прочности повышения внутреннего давления более 0,02 кг/см². Так как упругость паров большинства

¹ В настоящее время проектируются резервуары с понтоном и стационарной кровлей или с плавающей крышей емкостью 10 000, 15 000 и 20 000 м³.

светлых нефтепродуктов при обычных температурах значительно выше, то при нагревании и охлаждении резервуара в течение суток возникает циркуляция паров нефтепродукта и воздуха через дыхательный (предохранительный) клапан, устанавливаемый на крыше резервуара. Испарение («малые дыхания») и вытеснение паровоздушной смеси при наполнении («большие дыхания») приводят не только к количественным потерям, но и к ухудшению качества светлых нефтепродуктов — уменьшению их октанового числа вследствие выхода из резервуара наиболее ценных летучих фракций.

Для сокращения потерь светлых нефтепродуктов при хранении применяются резервуары специальных типов.

Светлые нефтепродукты и сырую нефть с высоким потенциалом бензина наиболее выгодно хранить в вертикальных цилиндрических резервуарах со сфероцилиндрической кровлей, в горизонтальных цилиндрических резервуарах, а также каплевидных и многоторовых резервуарах под давлением 0,2—0,7 кг/см² (рис. XX. 15, 17, 22, 23 и 24).

Сжиженные газы (легкие фракции бензина, бутан, пропан и др.) хранятся в горизонтальных цилиндрических резервуарах под давлением 2—18 кг/см² (рис. XX. 19) и шаровых резервуарах под давлением 2—6 кг/см² (рис. XX. 25).

В качестве оперативных хранилищ большого объема в южных районах целесообразно применять вертикальные цилиндрические резервуары с плавающей крышей.

2. Вертикальные цилиндрические резервуары со сфероцилиндрической кровлей

Для возможности хранения бензина под давлением до 0,25 кг/см² в цилиндрических вертикальных резервуарах применяется сфероцилиндрическая кровля (рис. XX.15)¹. Повышенное давление в паровоздушном пространстве резервуара значительно уменьшает потери бензина при хранении. Днище резервуара — плоское, рулонизируемое. Для устранения возможности поднятия периферийной части днища вместе со стенкой при действии внутреннего газового давления и малом количестве бензина в резервуаре нижний пояс корпуса заанкеривается в кольцевой ленточный фундамент с помощью стальных тяжей, расположенных через 2—2,5 м. Против анкерных консолей располагается нижнее кольцо жесткости из швеллера, работающее на сжатие и обеспечивающее прочность и устойчивость нижнего пояса резервуара. Тяжи закрепляются в сборных железобетонных плитах, уложенных на дне кольцевого котлована. Последний делается трапецеидального сечения и заполняется бутобетоном.

Кровля резервуара — бескаркасная, сфероцилиндрическая, состоящая из цилиндрических лепестков, очерченных двумя сопряженными радиусами по коробовой кривой с плавным переходом к корпусу. Такое решение обеспечивает значительное уменьшение стоимости кровли по сравнению с кровлей двойной кривизны, в частности сферической. Относительно большое количество цилиндрических лепестков приближает многоугольник горизонтального сечения кровли к окружности. Каждый лепесток состоит из двух листовых деталей, свальцованных по разным радиусам. Сопряжение кровли с корпусом осуществляется на верхнем кольце жесткости из прокатного швеллера (рис. XX. 15, узел Б); отдель-

¹ Е. Н. Лессиг, М. И. Ашкинази. Вертикальные цилиндрические резервуары со сфероцилиндрической кровлей, «Строительство предприятий нефтяной промышленности» № 7, 1956.

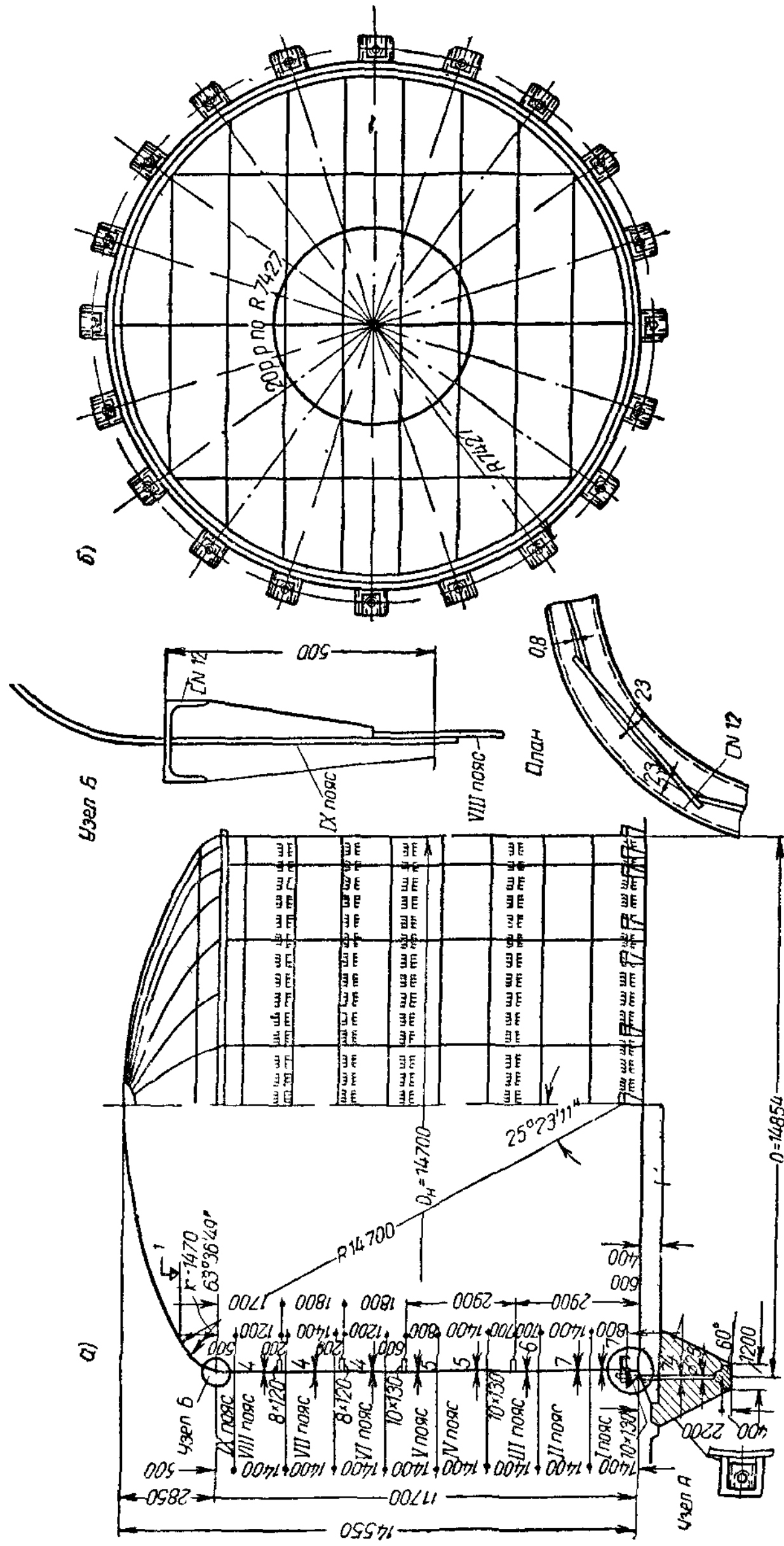


Рис. XX.15. Вертикальный цилиндрический резервуар емкостью 2 000 м³ со сфероцилиндрической кровлей (система ДИСИ)

а—разрез и фасад, б—план резервуара и узел сопряжения кровли и корпуса

ные лепестки кровли соединяются между собой внахлестку. Это упрощает изготовление лепестков и ускоряет монтаж купола. Центральная часть кровли представляет собой пологую сферическую оболочку диаметром в плане 3 м, на которой располагается все необходимое технологическое оборудование. Верхний пояс корпуса делается шириной 500 мм и отправляется с завода-изготовителя сваренным с кольцом жесткости из швеллера (отдельными блоками). Этим устраняется потолочная монтажная сварка и создается возможность разворачивания рулона корпуса по направляющей поверхности, состоящей из верхнего пояса полуметровой ширины, усиленного вертикальными ребрами жесткости.

Монтаж кровли ведется отдельными секциями по три лепестка в каждой секции. Для сборки секций применяются инвентарные сборно-разборные стенды.

Экспериментальные исследования резервуаров со сфероцилиндрической кровлей емкостью 700 и 2 000 м³, проведенные в 1957 г.¹, показали достаточную прочность и устойчивость таких резервуаров при избыточном давлении 0,15—0,25 кг/см² и вакууме 100—150 мм вод. ст. Резервуары со сфероцилиндрической кровлей построены в ряде районов РСФСР и СССР. Благодаря возможности хранения бензина в таких резервуарах под давлением 0,15—0,25 кг/см² и индустриальности их изготовления и монтажа их начали широко применять в промышленности.

Вертикальные цилиндрические резервуары со сфероцилиндрической кровлей наиболее экономичны при емкости от 400 до 2 000 м³. При большей емкости для хранения бензина целесообразнее применять каплевидные резервуары, при меньшей емкости — горизонтальные цилиндрические резервуары.

3. Горизонтальные цилиндрические резервуары

Горизонтальные резервуары (рис. XX. 16) при емкости до 200 м³ экономичнее всех других типов резервуаров повышенного давления. Достоинствами горизонтальных резервуаров являются:

- 1) простота конструктивной формы;
- 2) возможность их серийного изготовления на заводах стальных конструкций и котельно-механических заводах с последующим монтажом нефтебаз, складов жидкого горючего и т. п. из горизонтальных резервуаров, доставленных в готовом виде на монтажную площадку;
- 3) возможность значительного увеличения внутреннего избыточного давления и вакуума по сравнению с вертикальными цилиндрическими резервуарами общего назначения и, как следствие этого, ликвидация потерь светлых нефтепродуктов от испарения, а также уменьшение их потерь при наполнении;
- 4) удобство как надземной, так и подземной установки.

Недостатки горизонтальных резервуаров — необходимость устройства специальных опор и относительная сложность замера продукта (поскольку горизонтальный резервуар является резервуаром переменного сечения по высоте) — свойственны многим типам резервуаров повышенного давления.

Избыточное давление в горизонтальных резервуарах для хранения светлых нефтепродуктов составляет 0,4—0,7 кг/см², а в резервуарах для хранения сжиженных газов — 2÷18 кг/см². Вакуум изменяется от 100 до 500 мм вод. ст.

¹ М. К. Сафарян. Стальные резервуары для хранения нефтепродуктов, ОНТИ ВНИИСТ, М., 1958.

Горизонтальные резервуары широко применяются на нефтебазах совхозов, колхозов, РТС, МТС; на складах древесного спирта; в качестве горизонтальных аппаратов нефтеперерабатывающих и химических заводов; на складах нефтепродуктов различных предприятий, аэропортов и

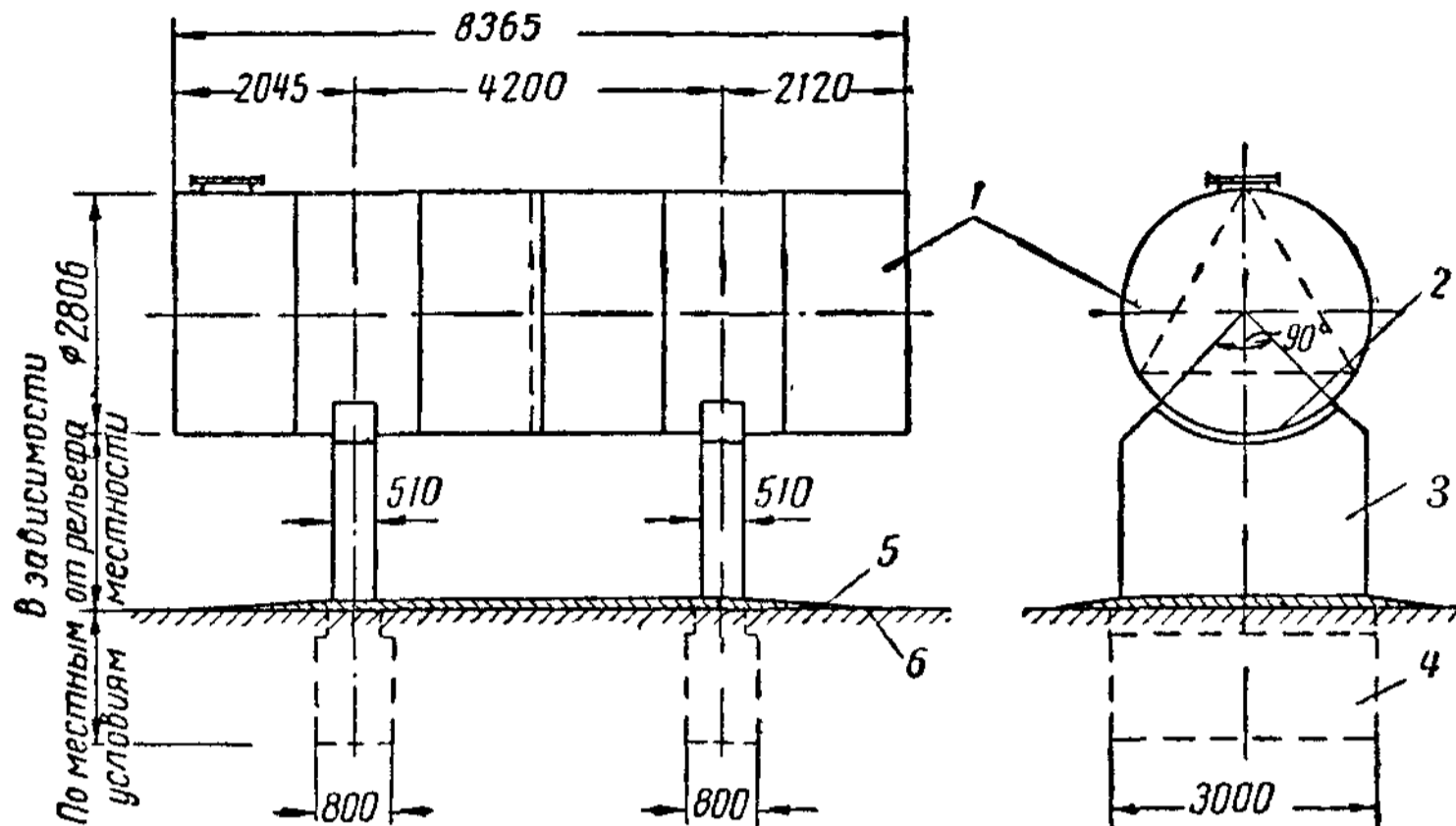


Рис. XX.16. Горизонтальный резервуар емкостью 50 м^3 с плоскими днищами на седловых опорах

1 — резервуар; 2 — гидроизоляционная прокладка; 3 — седловая опора; 4 — фундамент; 5 — глиняная отмостка; 6 — утрамбованный грунт

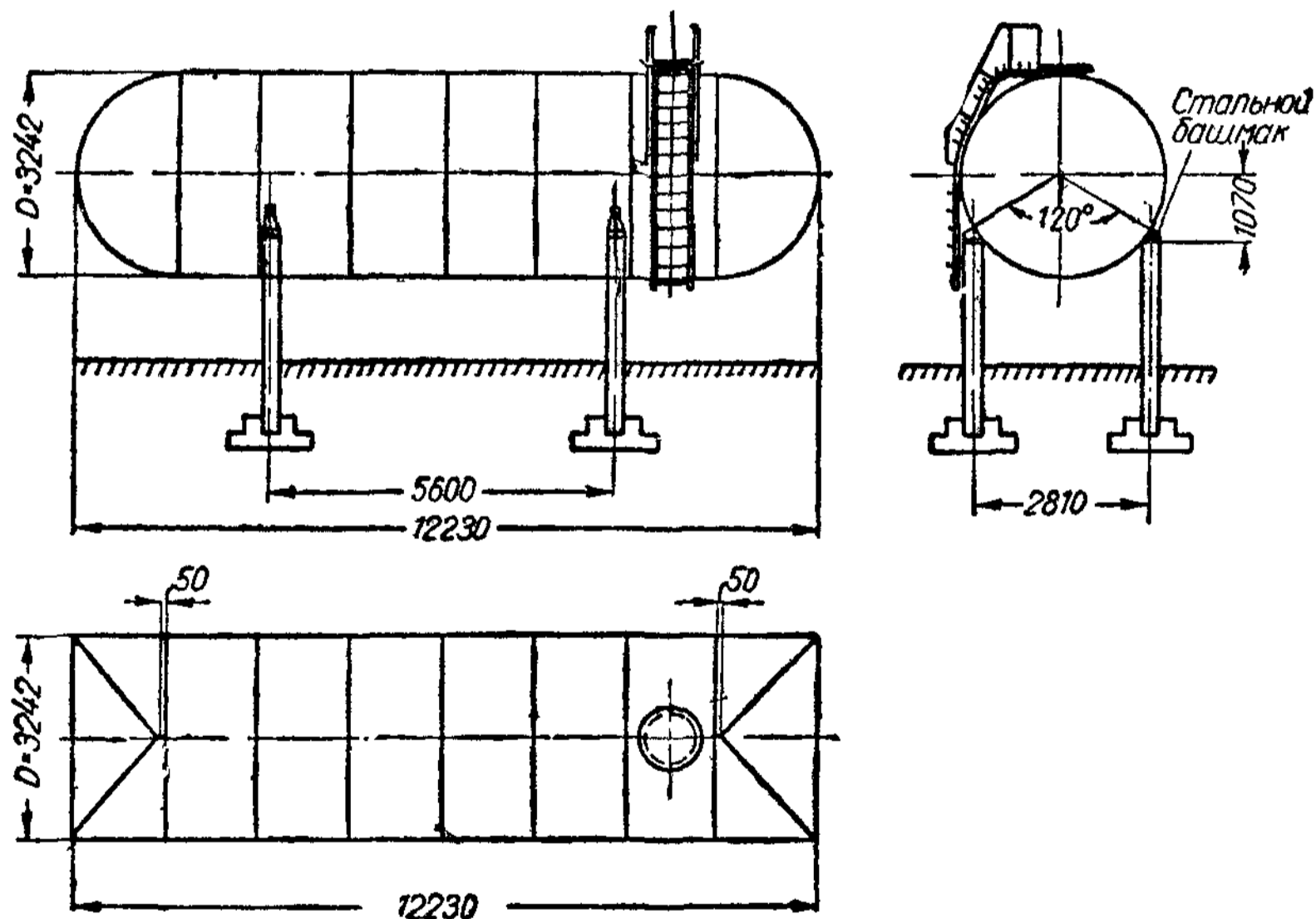


Рис. XX.17. Горизонтальный резервуар емкостью 100 м^3 с цилиндрическими днищами на стоечных опорах из сборных железобетонных стоек и фундаментов

аэродромов. Объем горизонтальных резервуаров составляет от 3 до 200 м^3 , диаметр — от 1,4 до 3,4 м¹, длина — от 2 до 21,8 м.

Надземные резервуары нефтебаз опираются на две бутобетонные

¹ При согласовании с Центральным управлением движения МПС допускается увеличение диаметра до $3,6+3,8 \text{ м}$ в зависимости от степени негабаритности.

или кирпичные опоры седлового типа с углом охвата 90° (рис. XX.16)* или на две сборные железобетонные опоры стоечного типа (рис. XX. 17). Опоры резервуаров емкостью до 25 м^3 следует делать седловыми, а опоры резервуаров объемом $50—200 \text{ м}^3$ выгоднее изготовлять стоечными из сборного железобетона или из стальных труб и располагать их под специальными опорными диафрагмами. Такие диафрагмы представляют собой внутреннее кольцо жесткости из неравнобокого уголка, приваренного пером к оболочке корпуса, укрепленное стержневым треугольником из одиночных неравнобоких уголков (рис. XX. 18). Расстояние между осями опор следует принимать равным $0,5—0,7$ длины резервуара. Заглубленные (подземные) резервуары следует укладывать на сплошное спрофилированное по форме резервуара песчаное ложе с углом охвата 90° . В подземных резервуарах должны быть обеспечены надежная антикоррозийная изоляция, отвод воды и равномерное уплотнение грунта при засыпке.

Для установки оборудования, а также возможности осмотра, ремонта и очистки в верхней части резервуара устраивают горловину диаметром $500—750 \text{ мм}$ с крышкой и лазом.

Цилиндрический корпус горизонтального резервуара состоит из одной или нескольких обечайек, а каждая обечайка — из одного или двух листов, расположенных длинной стороной вдоль окружности обечайки. Продольные швы корпуса всегда выполняются в стык, а поперечные (кольцевые) — внахлестку или в стык. При изготовлении горизонтальных резервуаров поточным методом все соединения листов осуществляются в стык, даже при толщине 4 мм . При сборке корпуса из отдельных, заранее собранных в кондукторах обечайек кольцевые соединения делаются внахлестку при толщине стали до 5 мм и в стык — при большей толщине. Швы по образующим соседних обечайек должны быть сдвинуты один относительно другого не менее чем на 500 мм .

При отношении радиуса корпуса к толщине его оболочки более 200 (для обеспечения жесткости при транспортировании и монтаже, при вакууме, а также для гарантии требуемой точности измерения объема жидкости, заполняющей резервуар) в каждой обечайке располагают кольцо жесткости из уголка, приваренного пером к оболочке корпуса. В заглубленных резервуарах кольца жесткости необходимы при любом отношении радиуса к толщине оболочки корпуса.

Днища резервуаров делают плоскими, коническими, цилиндрическими или сферическими. Выбор типа днищ зависит от величины давления, диаметра резервуара, технологических условий и соотношения еди-

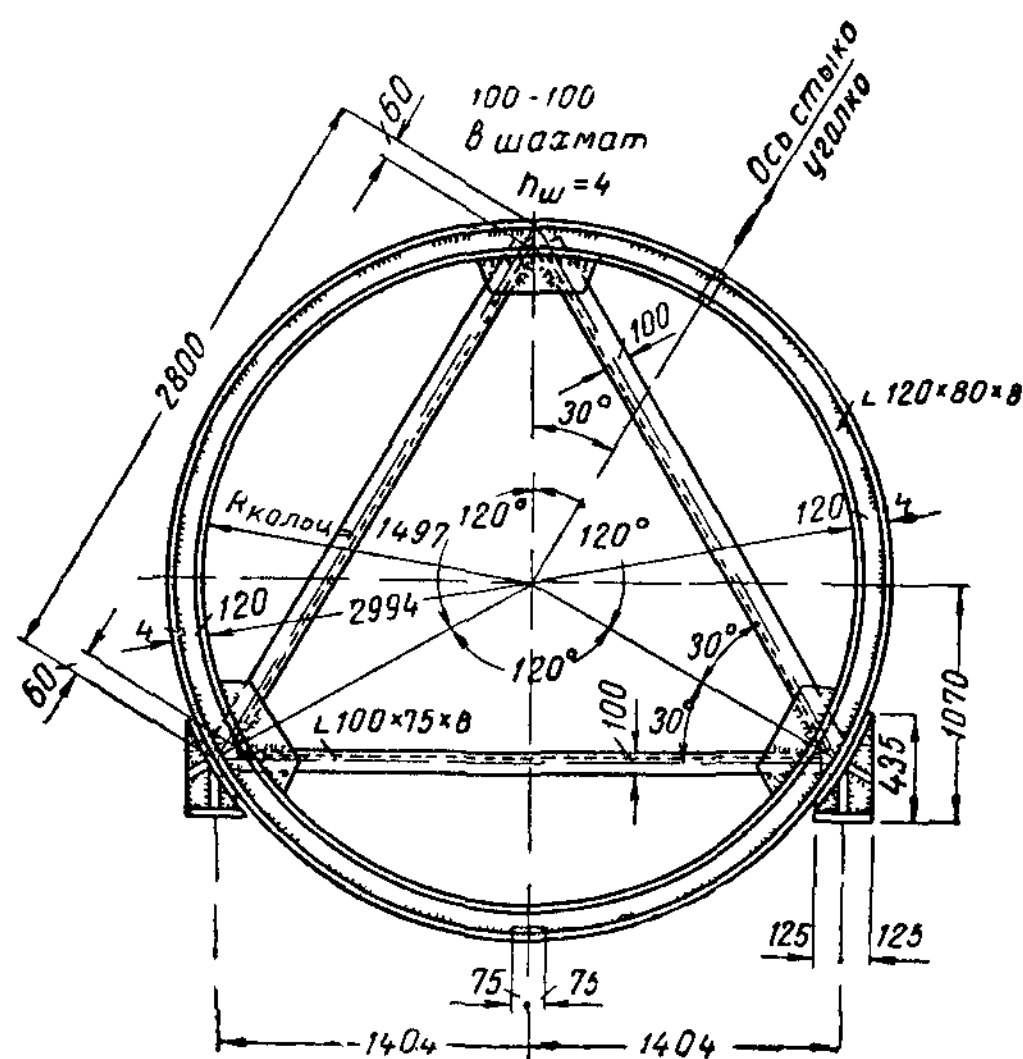


Рис. XX.18. Опорная диафрагма горизонтального резервуара емкостью 100 м^3

* Для горизонтальных цилиндрических аппаратов нефтеперерабатывающих заводов применяются металлические седловые опоры с углом охвата 120° .

ничных стоимостей¹ оболочки двойкой кривизны и цилиндрической оболочки (обычно это отношение составляет 1,6). Плоские ребристые днища не могут быть рекомендованы из-за относительно большого веса и высокой трудоемкости изготовления.

Плоские безреберные днища², представляющие собой круглые мембраны (соединенные с корпусом посредством окаймляющих «уторных» уголков, свальцованных на перо), целесообразны при диаметре до 2 м и давлении до 0,4 кг/см². Для резервуаров диаметром от 2 до 3,8 м, работающих под давлением, превышающим 0,4 кг/см², плоские мембранные

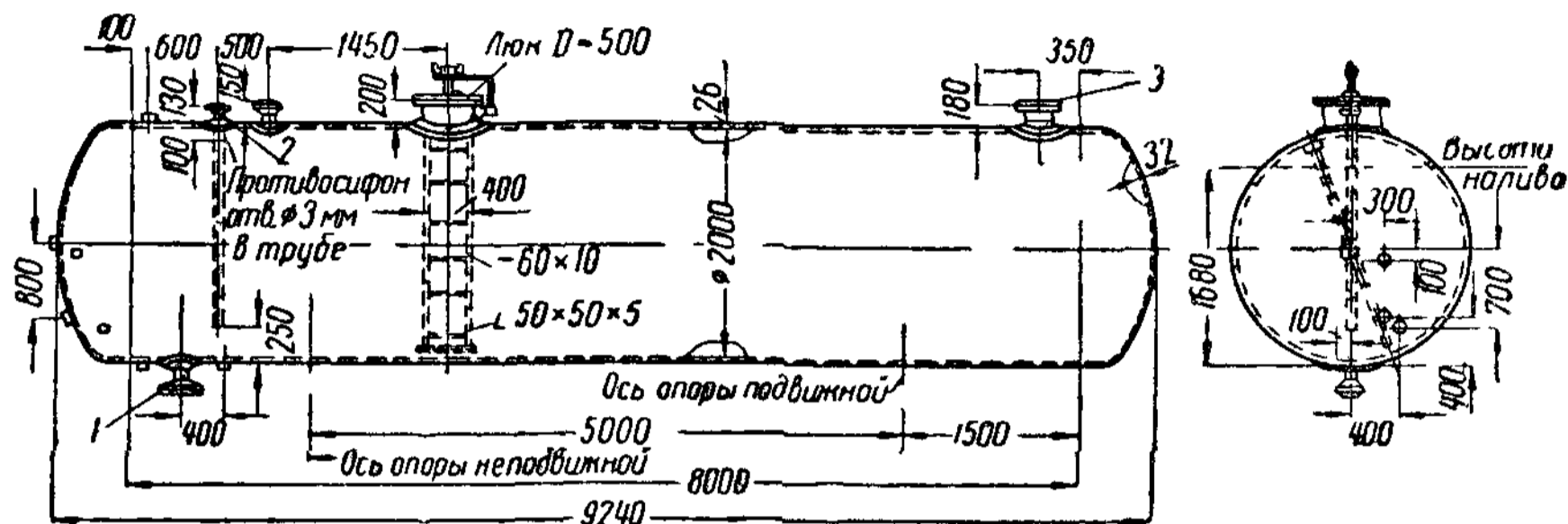


Рис. XX.19. Горизонтальный резервуар емкостью 25 м³ со сферическими отбортованными днищами для сжиженного пропана

1 — сливной патрубок $D = 150$ мм; 2 — приемный патрубок $D = 80$ мм; 3 — вентиляционный патрубок $D = 200$ мм

днища при обычных толщинах получаются слишком деформативными, что делает невозможным измерение объема жидкости, находящейся в резервуаре. В этих случаях конические, цилиндрические и сферические днища оказываются выгоднее плоских мембранных, поскольку они имеют большую жесткость при одинаковой с плоскими днищами толщине.

Резервуары с цилиндрическими днищами (рис. XX.17) при емкости более 50 м³ легче плоскодонных резервуаров и имеют меньшую протяженность сварных швов, но сложнее в изготовлении.

Сферические отбортованные днища (рис. XX.19) или полушаровые днища наиболее дороги; они изготавливаются путем горячей штамповки на четырехколонных гидравлических прессах силой давления 400—1000 т.

За последние годы освоено изготовление алюминиевых резервуаров (котлов) со сферическими днищами объемом 100 м³ и толщиной стенки 16 мм с помощью автоматической сварки расщепленным электродом.

Конические днища применяются для резервуаров емкостью до 75 м³ при давлении до 0,5 кг/см², цилиндрические — для резервуаров объемом 75—200 м³ при давлении до 0,7 кг/см², сферические — при давлении более 2 кг/см².

Напряжение в сферическом днище определяется по формуле

$$\sigma = \frac{pR}{2\delta}. \quad (\text{XX.17})$$

Радиус сферической оболочки днища R принимается равным диаметру корпуса резервуара (из условия равнопрочности конструкции при одинаковой толщине днища и корпуса).

Эллипсоидальные отбортованные днища для сосудов, аппаратов и

¹ Под единичной стоимостью понимается стоимость 1 т стали в деле.

² А. Ф. Лилеев. Новые типы сварных горизонтальных резервуаров для сельского хозяйства, «Строительная промышленность» № 1, 1954.

котлов изготавливаются по ГОСТ 6533-53 диаметром до 4000 мм, толщиной стенки до 60 мм.

ГПИ Проектстальконструкция разработаны типовые проекты горизонтальных резервуаров с плоскими мембранными днищами емкостью от 3 до 75 м³ и с пологими коническими днищами емкостью 25—75 м³, которые утверждены Госстроем СССР.

Горизонтальные резервуары нефтеперерабатывающих заводов емкостью 50 м³ и более до настоящего времени делаются трехопорными. С экономической точки зрения целесообразнее при любой емкости осуществлять горизонтальные резервуары двухопорными, располагая в их опорных сечениях сквозные диафрагмы (рис. XX.18), которые необходимо рассчитывать на восприятие сдвигающих усилий, передаваемых оболочкой резервуара, и реактивного давления седловой опоры (или сосредоточенных реактивных сил от стоечной опоры)¹.

Горизонтальные резервуары работают как на осесимметричные нагрузки (внутреннее избыточное давление, вакуум), так и на несимметричные воздействия (собственный вес, гидростатическое давление жидкости в резервуаре, температурные воздействия, реактивные воздействия опорных элементов, ветровая нагрузка). Подземные резервуары должны быть рассчитаны также на давление засыпки и при необходимости проверены на воздействие наружного гидростатического давления разжиженного грунта, вызванного поднятием грунтовых вод.

Напряжения от осесимметричной нагрузки в оболочке корпуса резервуара радиусом r и толщиной δ , подверженной действию равномерной радиальной нагрузки p (внутреннее избыточное давление или вакуум), равны:

в кольцевых швах

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2\delta}, \quad (\text{XX.18})$$

в продольных швах

$$\sigma_2 = \frac{pr}{\delta}. \quad (\text{XX.18}')$$

Таким образом, продольные швы резервуаров испытывают от осесимметричной радиальной нагрузки вдвое большие напряжения, чем кольцевые.

Расчет оболочки горизонтального резервуара на несимметричные поперечные нагрузки удобнее всего производить по теории В. З. Власова², основанной на следующих гипотезах: 1) продольные изгибающие моменты и крутящие моменты в элементе оболочки отсутствуют; 2) в поперечном направлении оболочка нерастяжима и способна воспринимать поперечные изгибающие моменты; 3) деформации сдвига элемента оболочки пренебрежимо малы³.

В месте сопряжения корпуса с плоским днищем или с опорной диафрагмой возникают напряжения краевого эффекта, которые могут достигать значительной величины. Как было отмечено, эти напряжения быстро падают, достигая нуля на расстоянии от края $x \approx 0,6\sqrt{r\delta}$ [см. формулу (XX.10)].

¹ Статьи Е. Н. Лессига в журналах: «Вестник инженеров и техников» № 4, 1953; «Нефтяное хозяйство» № 7, 1954 и № 6, 1955; «Строительная механика и расчет сооружений» № 4, 1959.

² Е. Н. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов, Стальные листовые конструкции, Госстройиздат, 1956.

³ Эти гипотезы не распространяются на напряженное состояние краевого эффекта.

Если считать опорную диафрагму или днище абсолютно жесткими в своей плоскости и сопряжение их с корпусом тоже предполагать жестким, то максимальное значение краевого момента, действующего вдоль образующей оболочки корпуса у сопряжения, определится формулой (XX.8).

Для снижения краевых напряжений сферические днища отбортовывают, т. е. их края закругляют по радиусу $r \approx \frac{R}{5}$ с плавным переходом к цилиндрическому борту (рис. XX.19); это особенно необходимо при наличии высокого внутреннего давления. При ширине борта, превышающей величину $0,6\sqrt{r\delta}$, сварной шов, скрепляющий сферическое днище с корпусом, располагается вне зоны действия опасных краевых напряжений.

Действительная работа плоского мембранного днища, уторного уголка и примыкающей к нему кольцевой зоны корпуса происходит при измененной начальной схеме за пределом упругости и потому расчет обычными методами классической теории пластинок и оболочек является весьма приближенным.

Конические и сферические днища следовало бы рассчитывать методом предельного равновесия¹. Однако расчет этот еще недостаточно разработан.

В сопряжении цилиндрического днища с корпусом изгибающий момент краевого эффекта², действующий поперек линии сопряжения, определяется формулой, аналогичной формуле (XX.7):

$$M = c p \left(\frac{r}{k} \right)^2 \approx 0,6 c p r \delta, \quad (\text{XX.19})$$

где c — коэффициент, зависящий от положения рассматриваемой элементарной площадки шва.

Наибольшая величина этого коэффициента $c = 1,44$, если считать, что сопряжение днища с корпусом абсолютно жесткое. В действительности это сопряжение упругое и максимальная величина c может быть принята на 60% меньше, т. е. $c = 1,44 \cdot 0,4 = 0,58$. Местное напряжение в шве с учетом развития пластических деформаций

$$\sigma_m = \frac{M}{W_{пл}} = \frac{4M}{\delta^2} \approx 1,4 \frac{p r}{\delta} \quad (\text{XX.20})$$

не должно превышать расчетного сопротивления сварного шва в стык растяжению. Швы, соединяющие цилиндрическое днище с корпусом, должны выполняться электродами типа Э42А или автоматической сваркой.

4. Каплевидные резервуары

Каплевидный резервуар (рис. XX.20) имеет форму, которую принимает капля жидкости, покоящаяся на несмачиваемой плоскости, под действием сил поверхностного натяжения. Такой резервуар является равнопрочной конструкцией в условиях основного расчетного режима давления жидкости и паров и, удерживая пары от рассеивания в атмосфере

¹ В. В. Рождественский, М. Н. Ручимский. Несущая способность цилиндрических сосудов с коническими и сферическими днищами, ОНТИ ВНИИСТ, М., 1959.

² Е. Н. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов, Стальные листовые конструкции, Госстройиздат, 1956.

ре, позволяет значительно уменьшить потери при хранении бензина, ацетона, спирта и других легкоиспаряющихся жидкостей.

Каплевидные резервуары рационально применять при емкости 2000—6000 м³, внутреннем давлении в газовом пространстве 0,3—0,5 кг/см² и вакууме 300 мм вод. ст.

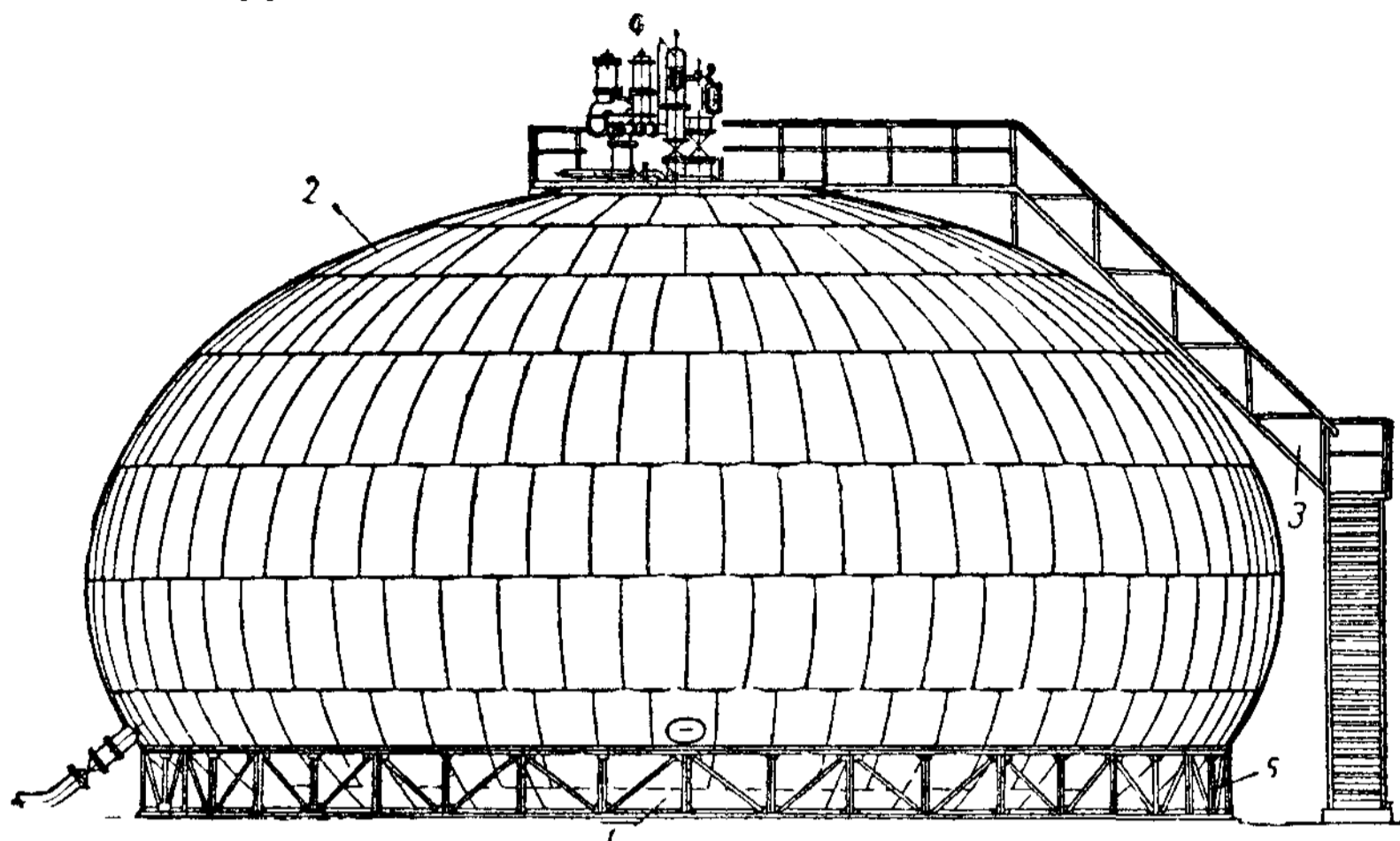


Рис. XX 20. Каплевидный резервуар с опорным кольцом
1 — днище, 2 — корпус; 3 — лестница; 4 — площадка с оборудованием, 5 — опорное кольцо

Под действием максимального гидростатического давления бензина и максимального давления в газовом пространстве элементы каплевидной оболочки испытывают одинаковые напряжения растяжения в любом сечении, нормальном к срединной поверхности. Наименьший объем газового пространства каплевидного резервуара обычно составляет 10% от его полного геометрического объема. Так как каплевидный резервуар представляет собой оболочку вращения, для него применимо уравнение Лапласа

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} = p = p_r + p_n = \gamma(h + h_n), \quad (\text{XX.21})$$

где N_1 и N_2 — меридиональное и кольцевое усилия на единицу длины нормального сечения оболочки, связанные с напряжениями σ и толщиной оболочки δ формулой

$$N = \sigma\delta; \quad (\text{XX.22})$$

r_1 и r_2 — радиусы главных кривизн (r_1 — меридиональный, r_2 — кольцевой);

p — нормальное давление в рассматриваемом элементе оболочки (рис. XX.21), складывающееся из гидростатического давления $p_r = h\gamma$ и избыточного давления в паровом пространстве резервуара $p_n = h_n\gamma$;

h — расстояние от элемента оболочки до поверхности жидкости;

h_n — напор в единицах длины столба жидкости, эквивалентный избыточному давлению;

γ — удельный вес жидкости.

Полагая в уравнении (XX.21) по условиям равнопрочности $N_1 = N_2 = N$, получим

$$\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{p_r + p_n}{N} = \frac{\gamma}{N}(h + h_n). \quad (\text{XX.23})$$

Если оболочка имеет постоянную толщину, то во всех ее элементах $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$. Отсюда получаем основное уравнение для расчета каплевидного резервуара

$$\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{\gamma}{\sigma \delta} (h + h_n). \quad (\text{XX.24})$$

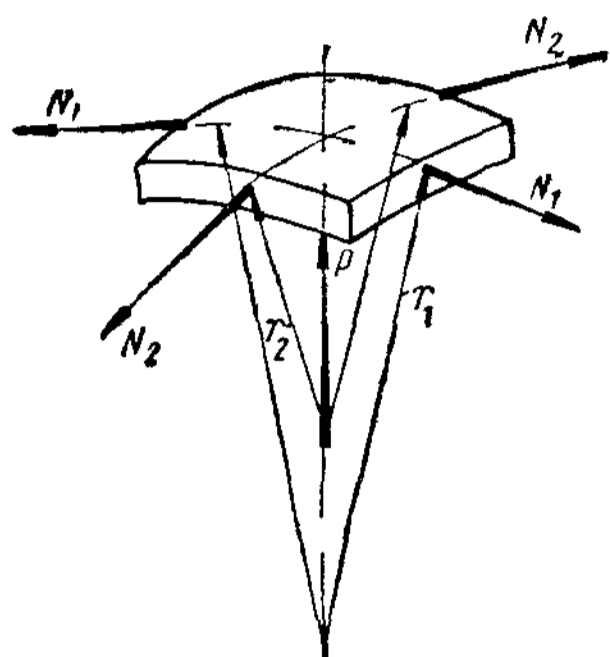


Рис. XX.21. К расчету каплевидного резервуара

Уместно отметить, что шаровую оболочку можно рассматривать как частный случай каплевидной оболочки, когда удельное значение гидростатического давления ничтожно мало по сравнению с избыточным давлением и $r_1 = r_2 = r$.

В отечественной и зарубежной практике применяются каплевидные резервуары с опорным кольцом (рис. XX. 20). Дополнительный расход металла на опорное кольцо и на усиление нижних поясов (из-за краевого эффекта) несколько ухудшает технико-экономические показатели каплевидного резервуара такого типа.

Для того чтобы отказаться от опорного кольца и исключить необходимость утолщения нижних поясов, целесообразно осуществлять опирание резервуара по экватору (рис. XX.22).

Недостатком каплевидных резервуаров является относительная сложность их изготовления и монтажа, вследствие чего они значительно дороже типовых вертикальных цилиндрических резервуаров (при одинаковой емкости). Однако это увеличение стоимости сравнительно быстро окупается сокращением потерь бензина при хранении.

В настоящее время в СССР изготовлен пресс для штамповки «скорлуп» каплевидного резервуара емкостью 4000 м^3 и разработан метод монтажа круглых каплевидных резервуаров из рулонных заготовок¹.

Проведенные в 1953 г. экспериментальные исследования работы каплевидных резервуаров² показали возможность отказа от каркаса, а

¹ Я. А. Рапопорт. Монтаж каплевидных резервуаров из рулонных заготовок, «Строительство предприятий нефтяной промышленности» № 4, 1956.

² М. К. Сафарян, Г. М. Чичко. Уточнение методики расчета каплевидных резервуаров. «Нефтяное хозяйство», № 4, 1955

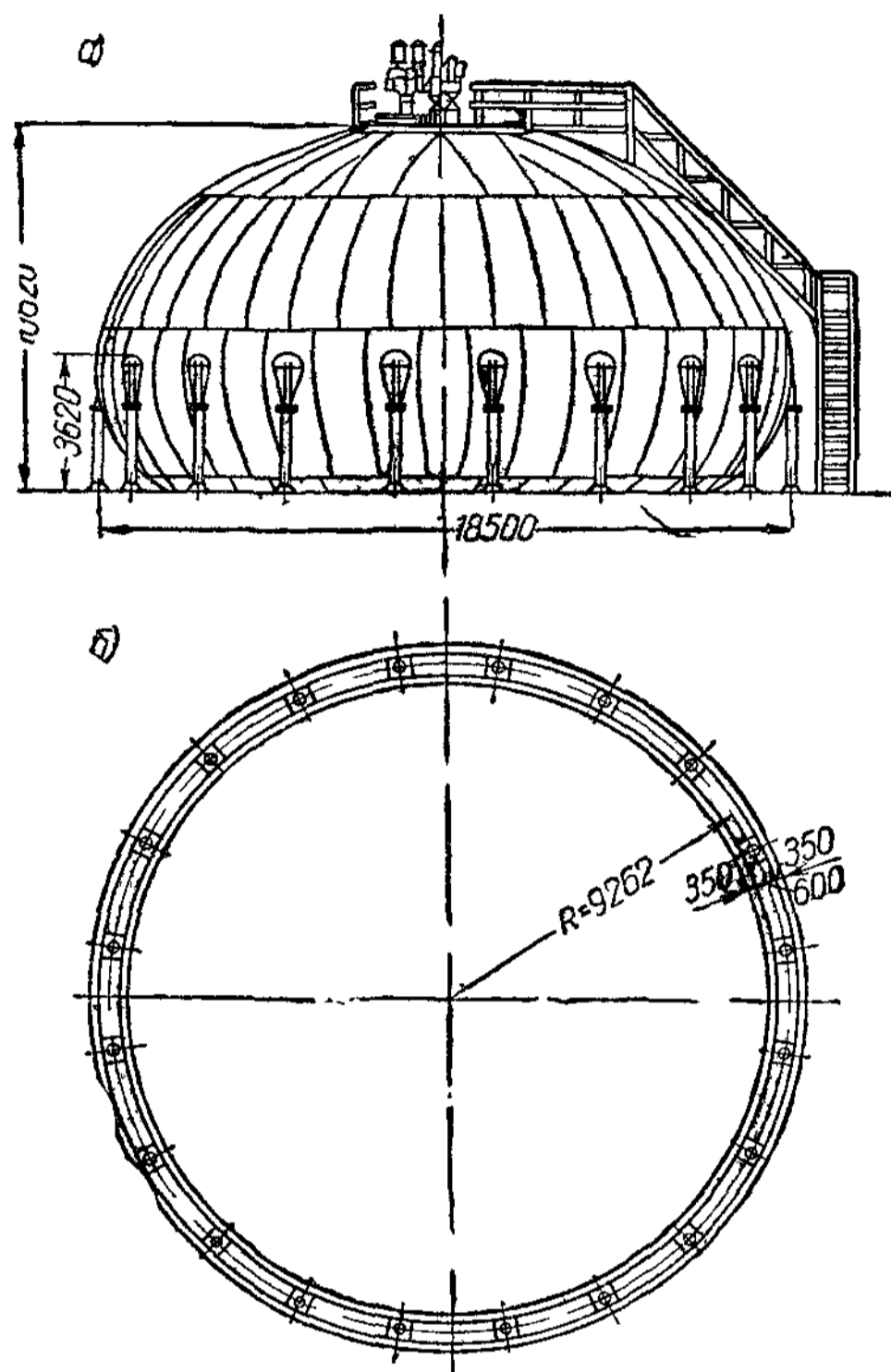


Рис. XX.22. Каплевидный резервуар с экваториальной опорой емкостью 2000 м^3
а — общий вид, б — план расположения стоек и фундаментов

также уменьшения толщины оболочки в подэкваториальной части без ущерба для их прочности и устойчивости.

Заслуживают внимания каплевидные цилиндрические резервуары (рис. XX.23), позволяющие создавать хранилища разных объемов из одних элементов (меняя длину резервуара).

5. Многоторовые резервуары

Максимальная емкость каплевидных резервуаров составляет 6000 м^3 . При этом объеме высота их достигает величины $H = 15 \text{ м}$, при которой давление продукта на основание, являющееся функцией гидростатического и избыточного давлений, составляет 2 кг/см^2 , что отвечает расчетному сопротивлению обычных грунтов. Для того чтобы резервуары емкостью более 6000 м^3 имели высоту не более 15 м , отвечающую этому давлению, им придают многоторовую форму (рис. XX.24). Такие резервуары имеют постоянную высоту 15 м , емкость от 6000 до 20000 м^3 , избыточное давление $0,4 \text{ кг/см}^2$, вакуум 300 мм вод. ст. и состоят из ряда пересекающихся каплевидных оболочек, усиленных каркасом. Ряд таких резервуаров построен в США.

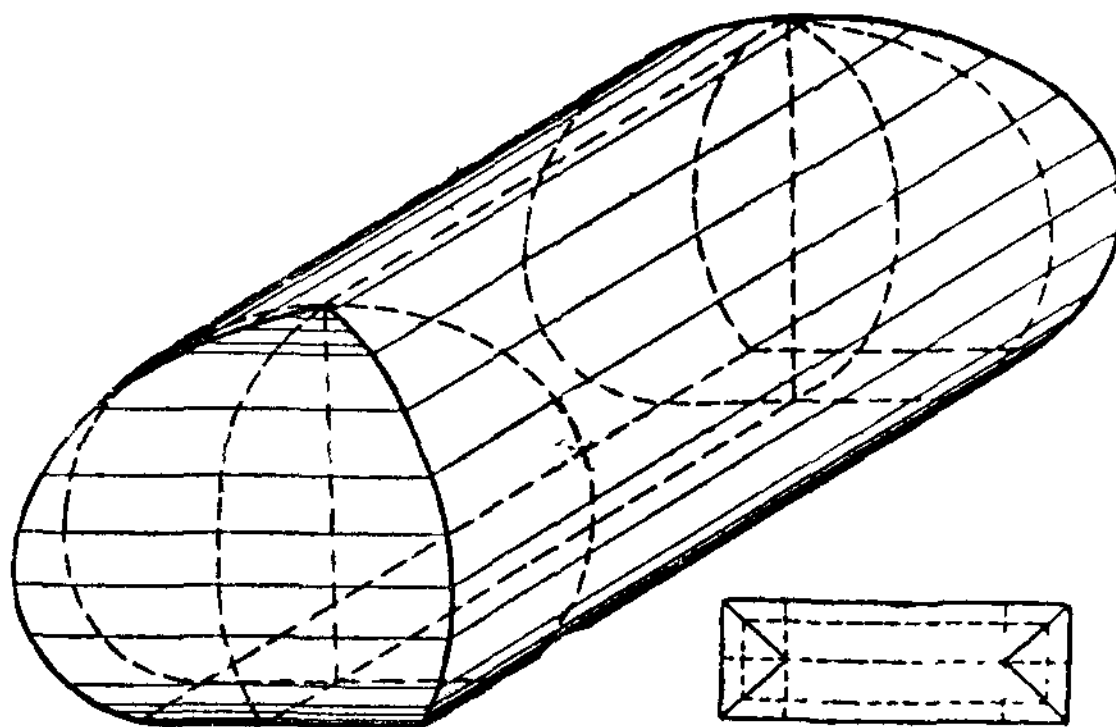


Рис. XX.23. Каплевидный цилиндрический резервуар

Институтом Гипроспецпромстрой Министерства строительства РСФСР разработан проект многоторового резервуара емкостью 10000 м^3 (рис. XX.24). Относительно большая трудоемкость изготовления и монтажа многоторовых резервуаров препятствует их широкому распространению.

6. Шаровые резервуары

Для хранения сжиженных газов и весьма низкокипящих нефтепродуктов (пусковые и газовые бензины) при емкости хранилищ $400—1000 \text{ м}^3$ целесообразно применять сферические (шаровые) резервуары (рис. XX.25), работающие под давлением $2—6 \text{ кг/см}^2$.

Толщину оболочек сферических резервуаров, работающих под высоким давлением, обычно определяют без учета местного изгиба и концентрации напряжений у опор по формуле

$$\delta = \frac{(p_r + p_n) D}{4[\sigma_{св}]}, \quad (\text{XX.25})$$

где p_r и p_n — гидростатическое и избыточное давления;

D — диаметр резервуара;

$[\sigma_{св}]$ — допускаемое напряжение на растяжение сварных швов.

Шаровые резервуары рассчитываются по правилам Госгортехнадзора; по этим правилам коэффициент запаса по отношению к пределу прочности основного металла должен быть не менее $3,5$, а отношение расчетных напряжений стыкового шва и основного металла равно $0,85—0,95$ (в зависимости от типа шва), чем и определяется величина допускаемого напряжения. Шаровые резервуары обычно устанавливают

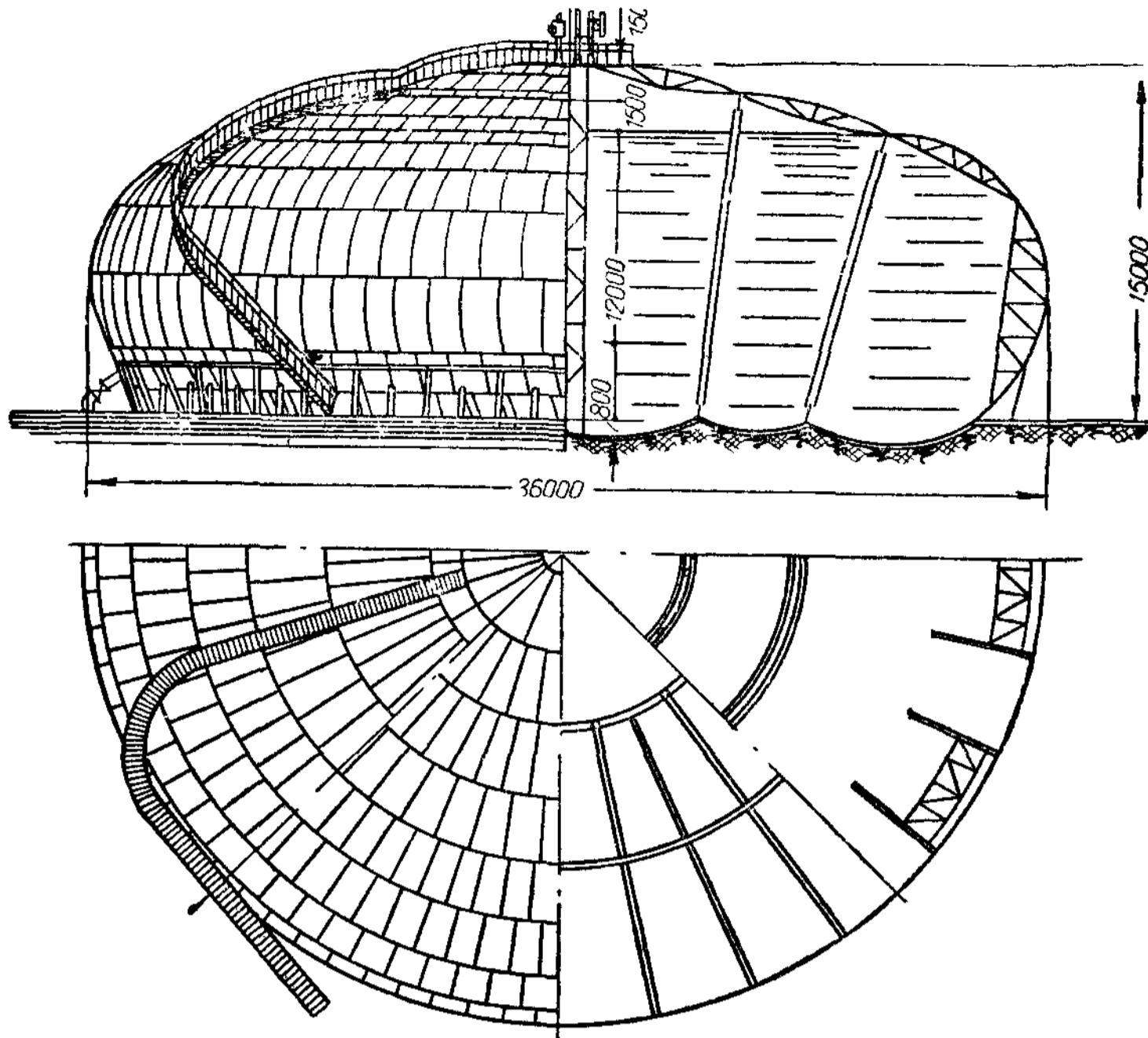


Рис. XX.24. Многогорловый резервуар

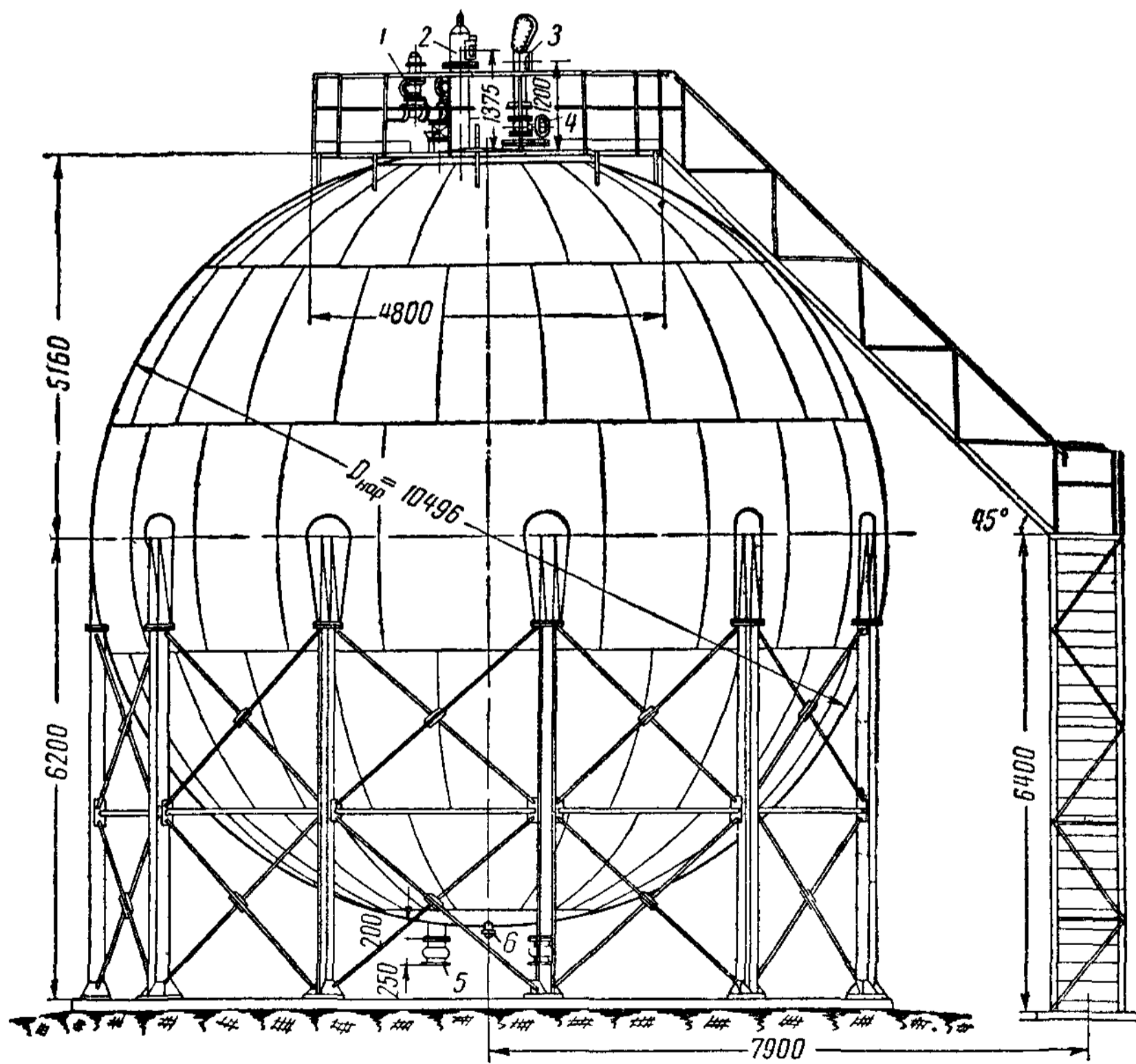


Рис. XX.25. Шаровой резервуар емкостью 600 м³ с давлением 2 кг/см²

1 — узел дыхательной арматуры; 2 — поплавковый указатель уровня; 3 — прибор совмещенной конструкции (шлюзовая камера) для замера уровня, температуры нефтепродукта и отбора проб; 4 — быстродействующая задвижка; 5 — приемный и раздаточный патрубки; 6 — дренажный кран

на 8—12 колоннах. Средний пояс шарового резервуара при этом имеет большую толщину и усилен по экватору внутренними ребрами или кольцом жесткости. Корпус резервуара опирается на верхние плиты заранее установленных колонн с помощью башмаков, приваренных снаружи к экваториальному поясу резервуара. Для уменьшения деформативности колонн под действием горизонтальных нагрузок (ветер, сейсмические воздействия) их соединяют между собой крестовыми связями.

Толщина шаровой оболочки обычно меняется от 8 до 30 мм. Все листы оболочки свариваются в стык с обеих сторон.

Шаровые резервуары оборудуются специальной аппаратурой, устанавливаемой на куполе (рис. XX. 25).

Шаровые резервуары весьма целесообразно изготовлять из низколегированной стали с целью экономии металла и увеличения коррозионной стойкости оболочки.

ГЛАВА XXI

ГАЗГОЛЬДЕРЫ

§ 1. НАЗНАЧЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ГАЗГОЛЬДЕРОВ

Газгольдеры предназначаются для хранения и смешивания газов, для регулирования их расхода и давления. Их включают в газовую сеть между источником получения газа и его потребителями в качестве аккумуляторов, выравнивающих производство и потребление газа.

Газгольдеры применяются на металлургических, коксохимических и газовых заводах, в химической и нефтяной промышленности, в городском хозяйстве для хранения природного и искусственного газа и т. п.

По конструкции и по характеру работы газгольдеры делят на две группы: 1) газгольдеры переменного объема (мокрые, сухие); 2) газгольдеры постоянного объема.

В газгольдерах переменного объема давление газа не превышает 500 мм вод. ст. ($0,05 \text{ кг/см}^2$); поэтому их называют газгольдерами низкого давления. Газгольдеры постоянного объема имеют внутреннее давление газа свыше 4 кг/см^2 , т. е. являются сосудами высокого давления.

§ 2. ГАЗГОЛЬДЕРЫ ПЕРЕМЕННОГО ОБЪЕМА

1. Мокрые газгольдеры

Типовые мокрые газгольдеры имеют емкость от 100 до 32 000 м^3 и состоят из вертикального цилиндрического резервуара, наполненного водой; одного или двух промежуточных кольцевых звеньев (телескопа); колокола, представляющего собой открытую снизу цилиндрическую оболочку с пологой сферической каркасной кровлей, и направляющих (рис. XXI. 1). В газгольдерах малой емкости телескопа нет. Через дно резервуара под колокол подводятся трубопроводы для подачи и расхода газа.

Непроницаемость соединения отдельных частей газгольдера создается гидравлическими затворами, представляющими собой два кольцевых желоба, входящих друг в друга (рис. XXI. 2). При наполнении газгольдера газом колокол поднимается, зачерпывает воду из резервуара своим нижним желобом и захватывает им верхний желоб телескопа, после чего колокол с телескопом поднимаются до высшего положения (рис. XXI. 1, а).

Наивыгоднейшие с точки зрения расхода стали размеры мокрого газгольдера получаются, когда высота его от днища до обвязочного кольца кровли (при наивысшем положении колокола) приблизительно равна среднему диаметру:

$$H_{\text{опт}} \approx D. \quad (\text{XXI. 1})$$

Для малых газгольдеров оптимальная высота несколько больше диаметра, для крупных газгольдеров — несколько меньше.

Диаметр резервуара мокрых газгольдеров изменяется от 6,5 до 45 м; высота при высшем положении колокола — от 7,5 до 34,3 м; число направляющих: наружных — от 6 до 16, внутренних — от 6 до 32. Вес стали на 1 м³ емкости получается от 20 до 150 кг, уменьшаясь с увеличением объема газгольдера.

Стенки резервуара рассчитывают на гидростатическое давление, а стенки телескопа и колокола — на наибольшее возможное давление газа в газгольдере, определяемое весом колокола и телескопа с затворами, заполненными водой, и весом снега на крыше колокола.

Сферическую крышу колокола рассчитывают на снеговую нагрузку и проверяют на наибольшее возможное давление газа за вычетом веса кровли без снеговой нагрузки.

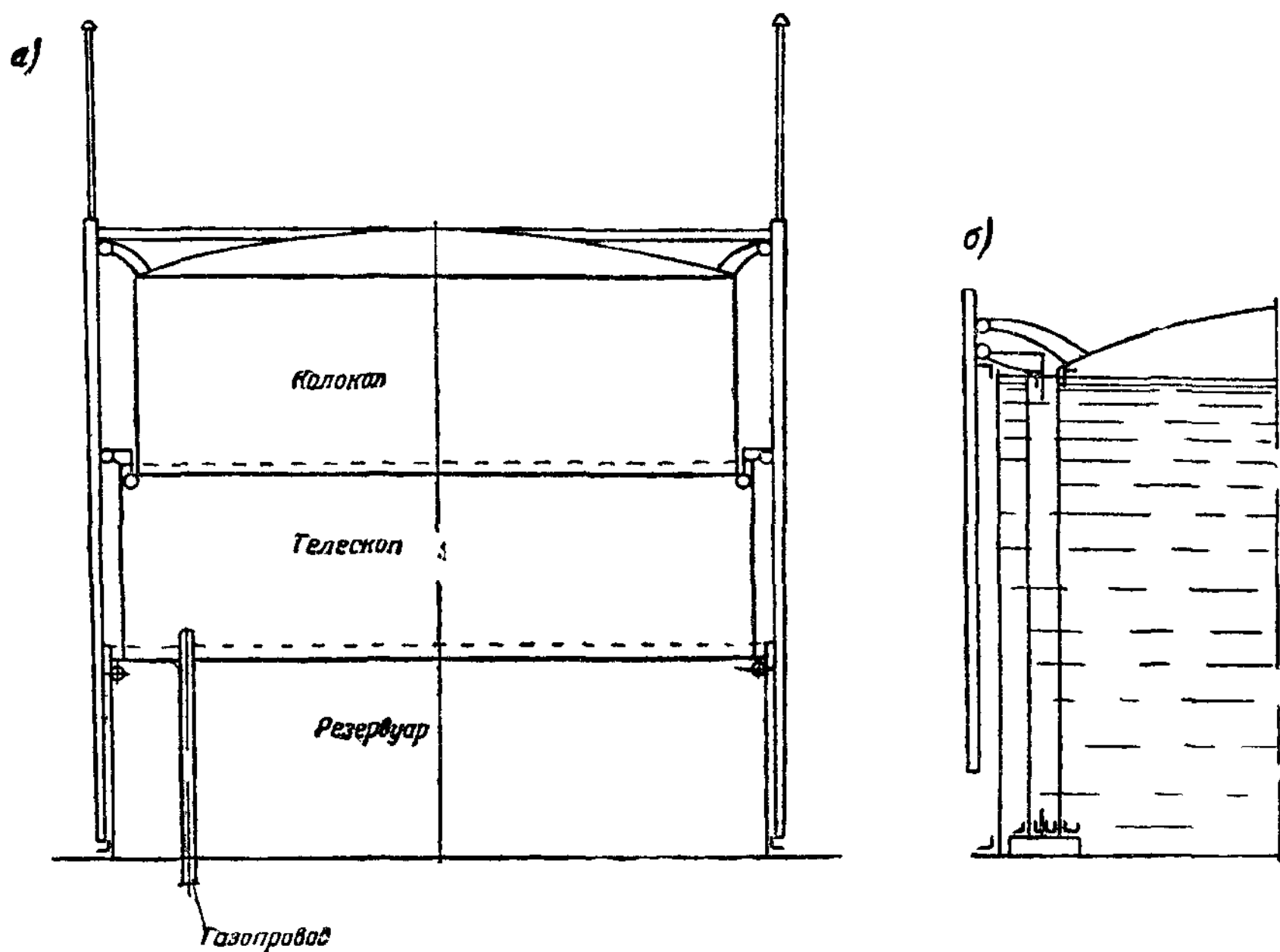


Рис. XXI.1. Схема мокрого газгольдера

а — при высшем положении колокола и телескопа; б — при низшем положении колокола и телескопа

Стрела подъема сферического купола назначается равной $1/15$ диаметра цилиндрической части колокола. Обвязочное кольцо кровли проверяется на устойчивость под действием максимального давления газа на крышу за вычетом собственного веса кровли.

Сжимающее усилие в кольце от действия растянутого давлением газа p сферического купола

$$N = 0,5pr (R - c), \quad (\text{XXI.2})$$

где r — радиус кольца купола;
 R — радиус сферы;
 c — стрела подъема купола.

Критическая сила для сжатого кольца по формуле М. Леви

$$N_{кр} = \frac{3EJ_y}{r^2}; \quad (XXI.3)$$

соответствующее критическое напряжение

$$\sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{F} = \frac{3EJ_y}{Fr^2}. \quad (XXI.4)$$

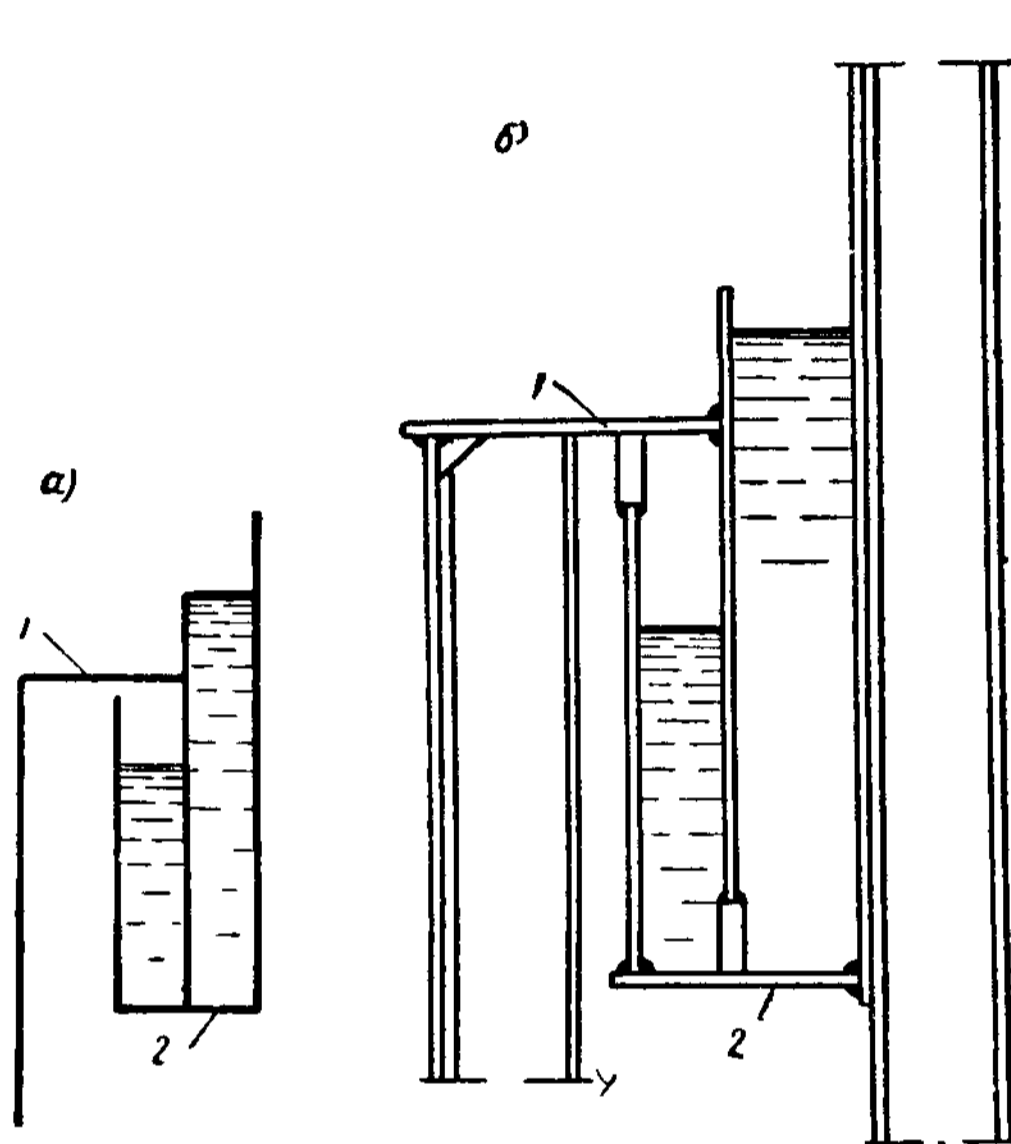


Рис. XXI.2. Гидравлический затвор газгольдера:

a — схема; *б* — конструкция; 1 — верхний гидравлический затвор; 2 — нижний гидравлический затвор

Здесь J_y — момент инерции сечения кольца относительно вертикальной оси, проходящей через его центр тяжести;

F — площадь сечения кольца;

r — радиус кольца.

Сжимающее напряжение в кольце $\sigma = \frac{N}{F}$, найденное с учетом коэффициентов перегрузки ($n = 1,2$ для давления газа и $n = 0,9$ для собственного веса), не должно превышать критического напряжения, умноженного на коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,6.

Плавность и бесперебойность движения колокола и телескопа обеспечиваются специальными направляющими и роликами. Направляющие могут образовывать специальный круговой каркас, окружающий корпус газгольдера, или располагаться по контуру последнего (по винтовой линии).

В первом случае верхние ролики располагаются на консолях, прикрепленных к корпусу газгольдера, и перемещаются по наружным направляющим стойкам каркаса (рис. XXI.1 и XXI.3, *a*), нижние крепятся непосредственно к нижнему кольцу и перемещаются по внутренним стойкам, приваренным к оболочке следующего элемента (рис. XXI.3, *б*).

Наружные направляющие, связанные системой диагональных стержней и кольцевых распорок в пространственную решетчатую конструкцию, воспринимают горизонтальные нагрузки, действующие на газгольдер, и передают их через корпус резервуара на фундамент.

Мокрые газгольдеры с винтовыми направляющими (рис. XXI.4) на 10—15% легче газгольдеров с вертикальными направляющими (вследствие исключения внешних направляющих со связями и уменьшения веса площадок и лестниц с ограждениями).

В винтовых газгольдерах направляющими служат рельсы, прикрепленные к наружной поверхности оболочки всех подвижных звеньев по винтовой линии под углом 45° к горизонту. Ролики, перемещающиеся по рельсам, закреплены на верхних кольцах резервуара и всех секций телескопа.

В СССР проекты газгольдеров с винтовыми направляющими разработаны ГПИ Проектстальконструкция. В некоторых зарубежных странах такие газгольдеры построены.

Винтовые газгольдеры (помимо экономии металла) имеют следующие преимущества: уменьшение числа и веса роликов для направляющих; доступность роликов для осмотра в любое время; упрощение конструктивной формы газгольдера; уменьшение ветровой нагрузки на газгольдер из-за отсутствия внешних направляющих со связями; более четкая расчетная схема газгольдера — цилиндрическая оболочка, заделанная в основании; улучшение внешнего вида газгольдера вследствие отсутствия каркаса.

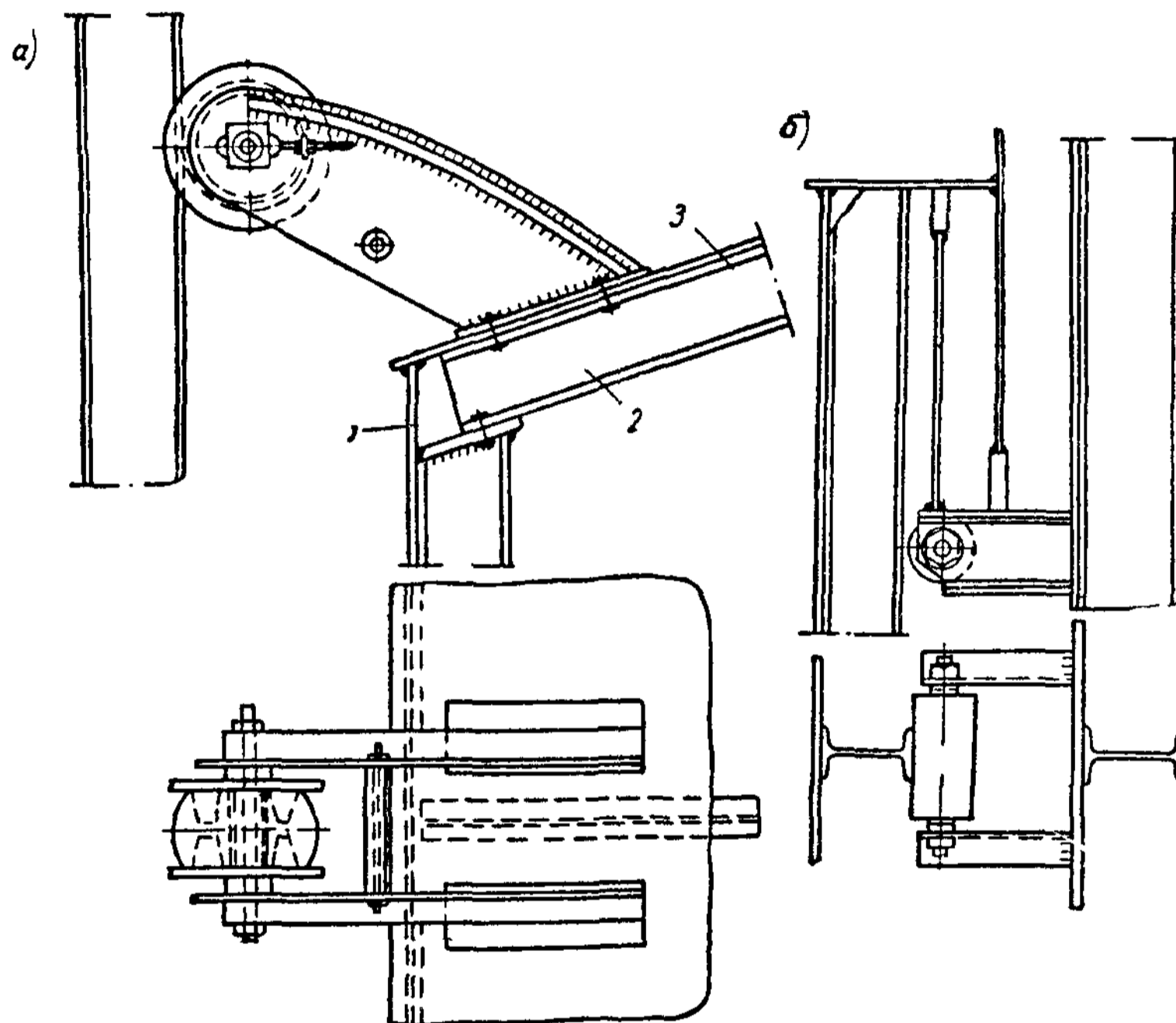


Рис XXI.3. Ролики и направляющие мокрого газгольдера

a — верхний ролик; *б* — нижний ролик; 1 — стенка колокола; 2 — радиальная балка; 3 — крыша колокола

Все элементы мокрых газгольдеров емкостью до 10 000 м³ сворачиваются в рулоны. При больших объемах рулонировать резервуар газгольдера не удастся из-за слишком большой толщины стенки ($\delta > 11$ мм) и веса рулона (более 60 т).

Воду из резервуара спускают очень редко (в случае ремонта, аварии и пр.), поэтому на дне скапливается значительное количество отстоя. Чтобы последний не присасывал колокол и телескоп, когда они находятся в опущенном положении, на днище устанавливают специальные опоры, на которые опускаются телескоп и колокол (рис. XXI. 1, б).

Верхний край резервуара возвышается над обвязочными кольцами колокола и телескопа в их низшем положении на 100—200 мм. Этот запас в высоте необходим для того, чтобы вода не переливалась при переполнении через край, а стекала в соответствующую грубу.

Основание мокрого газгольдера состоит из наружного бетонного кольца и подушки из песка по утрамбованному грунту (на всей площади внутри кольца).

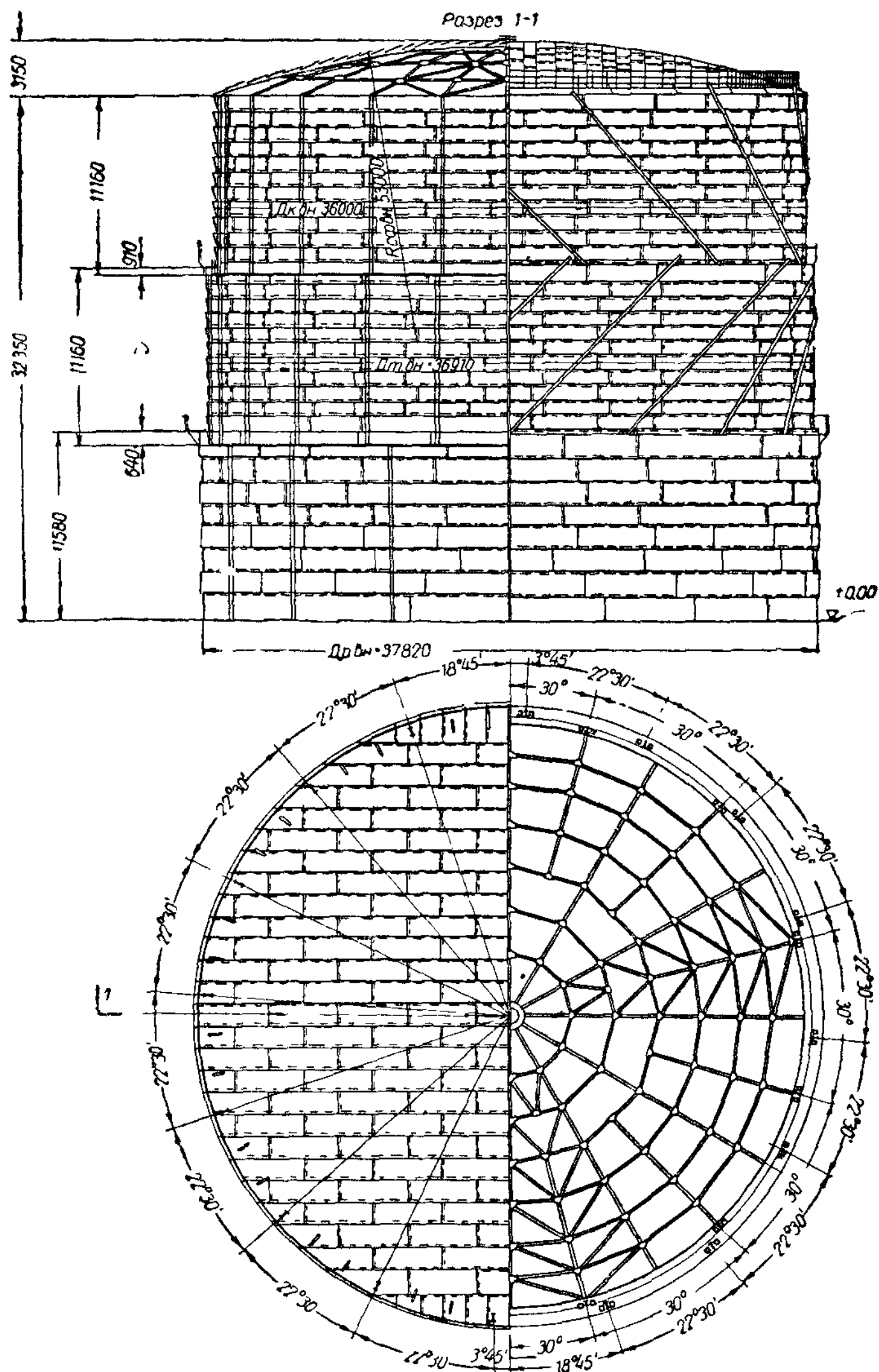


Рис. XXI.4. Мокрый газгольдер с винтовыми направляющими

Мокрые газгольдеры применяются в основном для хранения газов, не вызывающих интенсивной коррозии стали. Для особо агрессивных газов применяют газгольдеры с утолщенными стенками (помимо специальной защиты поверхности от коррозии). В этих случаях особенно целесообразно делать газгольдеры из низколегированной стали. Основное достоинство мокрых газгольдеров заключается в том, что их применение не вызывает больших затрат энергии на сжатие газа. Недостатком мокрых газгольдеров является затруднительность их обслуживания при отрицательной температуре. В этом случае приходится либо подогревать воду в резервуарах и затворах, либо устанавливать газгольдеры в специальных отапливаемых зданиях, кубатура которых значительно превышает объем газгольдера.

Оборудование мокрого газгольдера состоит из приборов для измерения степени наполнения газгольдера газом, самопишущего манометра, измеряющего давление в газгольдере, и прибора, указывающего температуру воды в резервуаре. Разрывы между газгольдерами переменного объема должны приниматься равными полусумме диаметров двух смежных газгольдеров.

2. Сухие газгольдеры

Сухие газгольдеры обычно имеют емкость от 10 000 до 100 000 м³ и представляют собой вертикальную цилиндрическую оболочку, сваренную с плоским днищем и сферическим куполом; внутри этой оболочки перемещается диск (поршень), плотно прилегающий к внутренней поверхности оболочки (рис. XXI.5). Газ вводится снизу под поршень и при наполнении газгольдера благодаря создающемуся внутри давлению поднимает поршень вверх; при расходовании газа поршень опускается вниз.

Из-за недостаточной надежности в работе, вследствие возможности просачивания газа в надпоршневое пространство и образования взрывоопасной смеси, сухие газгольдеры не могут быть рекомендованы к применению.

§ 3. ГАЗГОЛЬДЕРЫ ПОСТОЯННОГО ОБЪЕМА

Природный газ, выходящий под большим давлением из недр земли, может быть использован для отопления, освещения, для бытовых нужд и для получения энергии на значительных расстояниях от места его добычи. При этом газ подается по трубопроводам протяженностью в сотни и тысячи километров под весьма высоким давлением (до 70 кг/см²). Вблизи места потребления газ собирается на газгольдерных станциях, где его используют для покрытия суточных и недельных пик расхода, а также для обеспечения равномерного давления в газопроводе. Наиболее рациональным типом газгольдеров в условиях поступления газа под высоким давлением в значительных количествах и при большом суточном обороте являются газгольдеры постоянного объема,

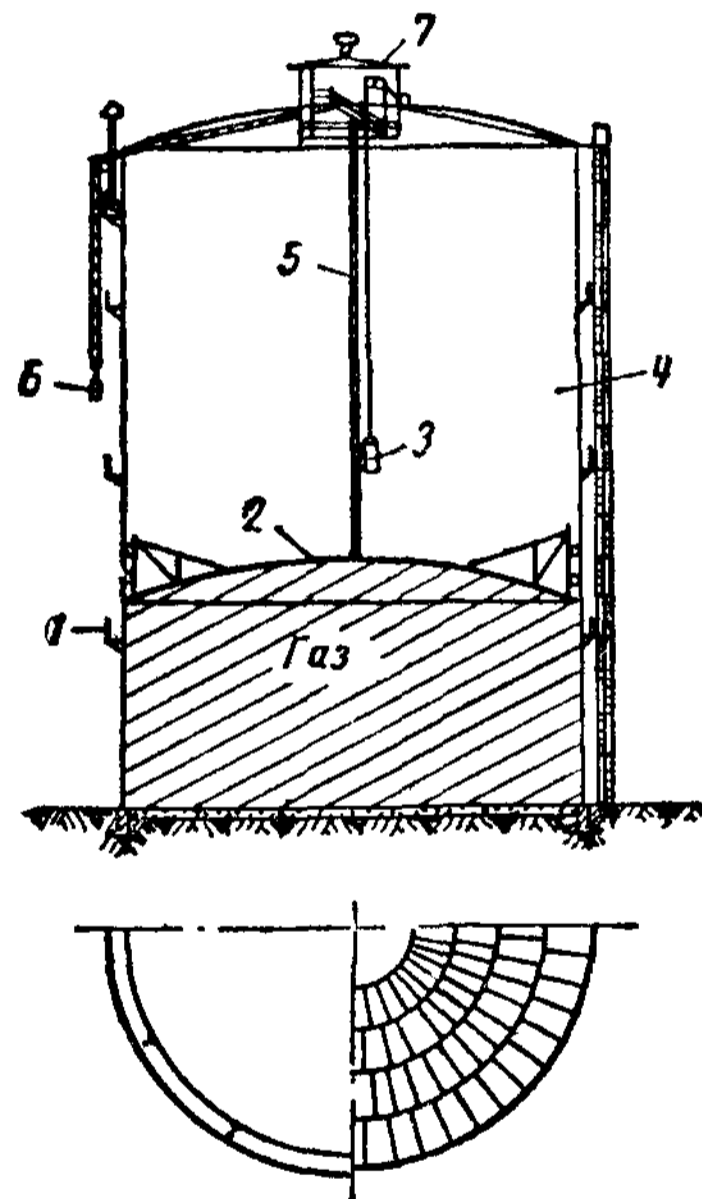


Рис. XXI.5. Схема сухого газгольдера

1 — площадка; 2 — поршень; 3 — подъемник; 4 — надпоршневое пространство; 5 — цепная лестница; 6 — противовес цепной лестницы; 7 — фонарь

не имеющие движущихся частей. По сравнению с газгольдерами низкого давления эти хранилища требуют меньшего расхода стали на 1 м³ полезного газа, более компактны, не нуждаются в обогреве и просты в эксплуатации, но затраты на сжатие газа в газгольдерах постоянного объема больше. Поэтому их применяют в тех случаях, когда по условиям производственного процесса газ должен подаваться под давлением. Такие газгольдеры имеют обычно внутреннее давление от 4 до 18 кг/см² и геометрическую емкость от 100 до 1 000 м³ (меньшие объемы относятся к давлению 18 кг/см², а большие — к давлению 4 кг/см²).

Газгольдеры постоянного объема применяют двух типов: цилиндрические емкостью 100—200 м³ (рис. XXI. 6) и шаровые емкостью 600—1 000 м³.

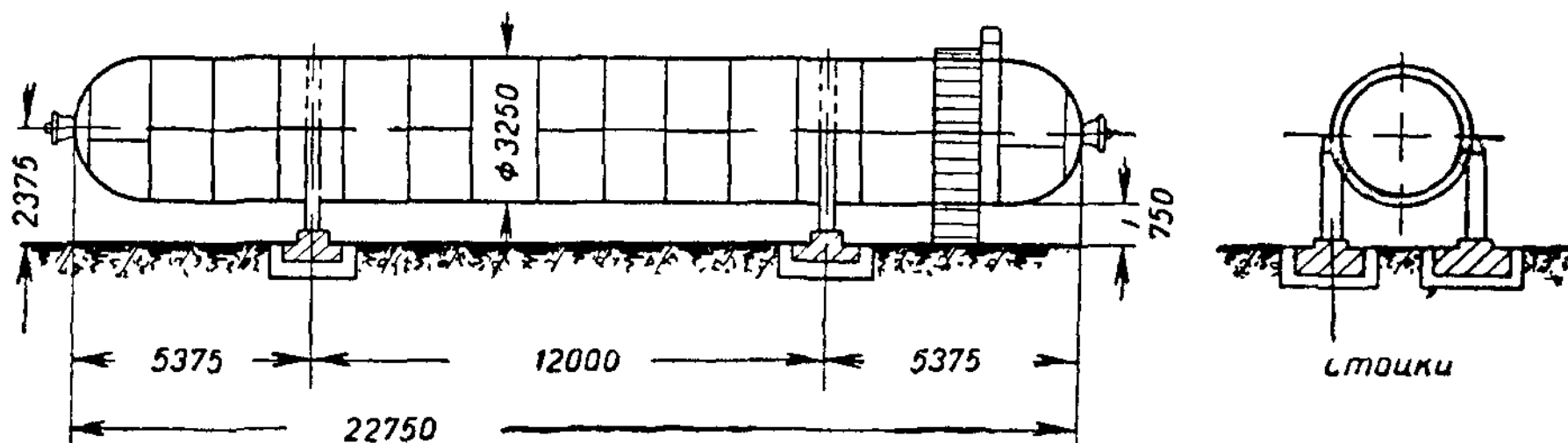


Рис XXI 6 Горизонтальный цилиндрический газгольдер

Цилиндрические газгольдеры делаются с полушаровыми днищами. Основной нагрузкой, определяющей толщину оболочки газгольдера постоянного объема, является внутреннее давление газа. Кроме того, необходимо учитывать собственный вес конструкции, давление воды (при гидравлическом испытании), сосредоточенные силы при монтаже и другие нагрузки.

С точки зрения расхода стали идеальной формой газгольдера постоянного объема является шар; однако относительно высокая стоимость изготовления и монтажа шаровых газгольдеров ограничивает их широкое распространение. Шаровые газгольдеры любого объема (даже минимального, равного 100 м³) не вписываются в железнодорожный габарит и потому не могут изготавливаться полностью на заводах и доставляться в готовом виде на строительную площадку. Цилиндрические газгольдеры объемом до 200 м³ могут целиком изготавливаться на заводах; в этом их основное преимущество.

Цилиндрические газгольдеры можно располагать горизонтально (рис. XXI. 6) и вертикально.

Существенные недостатки вертикального расположения цилиндрических газгольдеров (значительная высота, сильно затрудняющая эксплуатацию, и относительно малый объем газгольдера, приводящий к увеличению на станции числа сосудов, коммуникаций и оборудования) не позволяют рекомендовать их к применению.

Газгольдеры постоянного объема рассчитывают в соответствии с правилами Госгортехнадзора по допускаемым напряжениям, равным пределу прочности стали, деленному на коэффициент запаса:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_{\text{пр}}}{k}.$$

Коэффициенты запаса принимают: для корпуса $k = 4$, для днища $k = 3,5$; коэффициент прочности сварного шва в стык (отношение допускаемого напряжения шва к допускаемому напряжению основного металла) принимается: для корпуса — 1, для днища — 0,95. Отсюда следует, что допускаемые напряжения на растяжение для стыковых свар-

ных швов составляют: в газгольдерах из стали 3 — для корпуса 950 кг/см^2 и для днища 1035 кг/см^2 , в газгольдерах из низколегированной стали — для корпуса 1200 кг/см^2 и для днища 1300 кг/см^2 . При испытании водой под давлением, равным 1,25 рабочего давления, все указанные допускаемые напряжения принимаются на 25% выше. Все прочие конструкции газгольдера (помимо оболочки) проектируются из стали 3 с допускаемым напряжением 1600 кг/см^2 .

Теоретический вес оболочки, отнесенный к 1 м^3 геометрической емкости газгольдеров, при заданном давлении равен¹:

1) для шарового газгольдера

$$g = 1,5 \frac{\gamma p}{[\sigma]_p^{\text{св}}}; \quad (\text{XXI.5})$$

2) для цилиндрического газгольдера с полушаровыми днищами

$$g = 1,5c \frac{\gamma p}{[\sigma]_p^{\text{св}}}. \quad (\text{XXI.6})$$

Здесь

$$c = \frac{\nu + 2\eta}{1 + 1,5\eta}, \quad (\text{XXI.7})$$

где ν — отношение проектной и расчетной толщин днища, составляющее обычно 1,3—1,5;

$\eta = \frac{l}{D}$ — отношение длины корпуса к его диаметру;

p — внутреннее давление газа;

γ — удельный вес стали.

Оптимальное значение η близко к 6. Это соответствует значению диаметра

$$D_{\text{опт}} = 0,575' \sqrt[3]{V}, \quad (\text{XXI.8})$$

где V — геометрический объем газгольдера.

Вес опорных частей, кубатура фундаментов, количество коммуникаций и оборудования, а также эксплуатационные расходы, приведенные к 1 м^3 полезного газа, хранимого на станции, с увеличением емкости газгольдера уменьшаются. Это необходимо учитывать при выборе объема газгольдера и рабочего давления газа.

По технологическим условиям в газгольдере всегда остается минимальное давление, равное давлению газа в сети p_c . Вследствие этого количество полезного газа V_n в газгольдере

$$V_n = V \frac{p - p_c}{p_a}. \quad (\text{XXI.9})$$

Величина p_c обычно равна $0,5 \text{ кг/см}^2$, p_a — атмосферное давление ($p_a = 1 \text{ кг/см}^2$). Из формулы (XXI.9) видно, что с увеличением рабочего давления p влияние p_c уменьшается.

При всех прочих равных условиях увеличение внутреннего давления уменьшает расход стали на 1 м^3 полезного газа. Расчет газгольдеров на прочность аналогичен расчету резервуаров (см. § 3 главы XX).

¹ А. Г. Соколов. Типы газгольдеров постоянного объема, «Строительная промышленность» № 5, 1946; В. М. Алексеев. Оптимальные формы и размеры стальных газгольдеров постоянного объема, Сборник трудов МИСИ имени В. В. Куйбышева № 10, Госстройиздат, 1956.

Диаметр шаровых газгольдеров обычно берется равным 10—12 м; диаметр горизонтальных цилиндрических газгольдеров составляет 3,25 м при длине около 23 м. Толщина оболочки газгольдеров обычно изменяется от 8 до 32 мм, причем все листы оболочки сваривают в стык. Цилиндрические газгольдеры опирают на 4 стойки, шаровые — на 4—8 стоек.

Для опор газгольдера следует выбирать такую конструкцию, при которой изгибающие моменты в опорном кольце были бы наименьшими. С этой точки зрения желательно, чтобы стойки шарового газгольдера были направлены по касательным к сфере, а оси стоек горизонтального цилиндрического газгольдера были параллельны вертикальным касательным к осевой окружности опорного кольца и отстояли от них на 0,04 радиуса.

При больших давлениях возрастают трудности штамповки толстых листов шаровых газгольдеров. С этой точки зрения весьма интересно предложение ГПИ Проектстальконструкция о замене в этом случае толстых листов несколькими более тонкими.

В газгольдере объемом $\sim 4500 \text{ м}^3$, диаметром $\sim 20 \text{ м}$ при давлении $\sim 23 \text{ кг/см}^2$ оболочка состоит из 4 листов низколегированной стали толщиной по 20 мм. Листы пакета не сваривают в процессе изготовления; они прижимаются друг к другу внутренним давлением газа при эксплуатации. Пакеты, состоящие из четырех одинаковых листов, соединяют между собой электрошлаковой сваркой. В нижней части газгольдера имеется опорное кольцо диаметром $\sim 10 \text{ м}$, передающее нагрузку на кольцевой железобетонный фундамент через 12 катковых опор при эксплуатации и через 36 катковых опор при гидравлическом испытании.

Помимо упрощения изготовления, применение многослойных газгольдеров высокого давления и большого объема обосновывается тем, что прочностные характеристики низколегированной стали толщиной более 30 мм резко снижаются и потому вызывают неоправданное утяжеление конструкции — перерасход металла.

Горизонтальные цилиндрические газгольдеры делаются двухопорными с внутренними кольцами жесткости против опор (рис. XXI.6). Каждая опора состоит из двух сборных железобетонных или стальных стоек, заделанных в фундамент. Газгольдер опирается на стойки посредством опорных консолей. Опорные кольца жесткости делают сварными таврового сечения из двух полос толщиной 10—12 мм. При этом в расчетное сечение кольца вводится полоса стенки корпуса газгольдера шириной 30—35 толщин оболочки, что позволяет рассматривать сечение опорного кольца, как двутавровое, необходимое для работы на изгиб от собственного веса газгольдера и веса воды (при гидравлическом испытании).

При внутреннем давлении опорное кольцо препятствует свободному растяжению оболочки, вызывая местные напряжения краевого эффекта.

Если цилиндрическая стенка корпуса и полушаровое днище газгольдера имеют разную толщину, то радиальные перемещения обеих оболочек в отдельности получаются неодинаковыми и по шву примыкания возникают изгибающий момент M и поперечная сила Q . Оба этих силовых фактора определяются из условий равенства указанных перемещений¹.

При одинаковой толщине местные напряжения оказываются незначительными по сравнению с основными напряжениями и могут при расчете не учитываться.

¹ С. П. Тимошенко. Пластинки и оболочки, Гостехиздат, 1948.

При разной толщине корпуса и днища газгольдера необходимо для снижения местных напряжений обеспечивать плавный переход от толстого листа к тонкому (рис. XXI. 7) с уклоном не более 1 : 5. Отношение толщин оболочек корпуса и днища не должно превышать 1,5 для уменьшения напряжений краевого эффекта, хотя расчетная толщина полушаровых днищ по условиям их работы получается вдвое меньшей, чем толщина корпуса резервуара. Поэтому при значительных давлениях целесообразно корпус проектировать из низколегированной стали, а менее напряженные днища — из стали 3.

Газгольдерная станция газопровода природного газа имеет общую рабочую емкость до 500 тыс. м³ и требует большого числа газгольдеров. Размещение газгольдеров на станции производится в соответствии с требованиями противопожарных норм¹ о разрывах между ними и удобством эксплуатации. Газгольдеры объединяют в секции: габаритные — по 10—20 шт., негабаритные — по 4—8 шт. в каждой секции. Емкость секции достигает 25 000 м³ полезного газа.

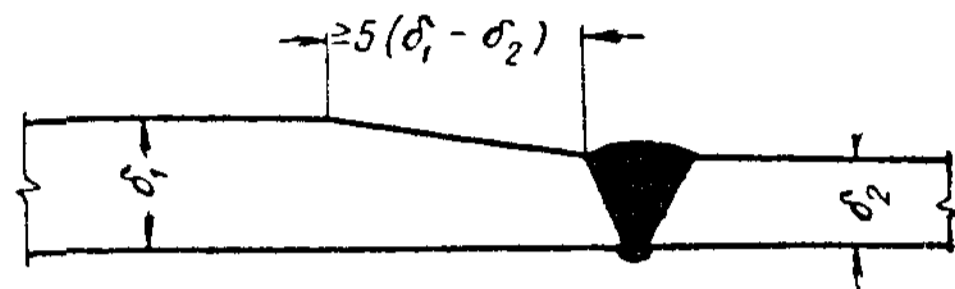


Рис. XXI.7 Сопряжение корпуса и днища горизонтального цилиндрического газгольдера при разных толщинах

Расстояние в свету между соседними газгольдерами секции принимается равным $\frac{2}{3} D$, разрыв между секциями — $\frac{1}{2} L$, где D — диаметр газгольдера, а L — общая длина горизонтального газгольдера. Исследования² показали, что по сумме единовременных затрат на строительство газгольдерной станции и эксплуатационных расходов за 50-летний срок службы наиболее экономичными являются: при давлении до 7 кг/см² — однослойные негабаритные газгольдеры, а при давлении более 7 кг/см² — однослойные габаритные

Многослойные шаровые газгольдеры можно применять при давлениях до 24 кг/см².

Оборудование газгольдера постоянного объема состоит из предохранительных клапанов, лаза для осмотра, штуцера для подключения газгольдера в сеть, вентиля для спуска воды (от гидравлического испытания или конденсата), патрубка для свечи и т. п.

Для осмотра, ремонта и обслуживания оборудования на уровне верха газгольдера устраивается площадка, огражденная перилами. Площадка должна сообщаться с поверхностью земли лестницами: для газгольдеров высотой до 6 м — типа стремянки с ограждающими конструкциями, а для газгольдеров большей высоты — шахтной или винтовой.

¹ Противопожарные нормы строительного проектирования промышленных предприятий и населенных мест (Н 102-58), Госстройиздат, 1958.

² В. М. Алексеев. Оптимальные формы и размеры стальных газгольдеров постоянного объема. Сборник трудов МИСИ имени В. В. Куйбышева № 10, Госстройиздат, 1956.

ТРУБОПРОВОДЫ БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И КЛАССИФИКАЦИЯ ТРУБОПРОВОДОВ

Трубопроводы большого диаметра ($D \geq 0,6$ м) служат для транспортирования различных газов, жидкостей, пылевидных и разжиженных масс. Роль их в народном хозяйстве чрезвычайно велика.

Магистральные газопроводы, нефтепроводы и углепроводы значительно снижают расходы по транспортированию газов, нефтепродуктов и угля; напорные трубопроводы гидравлических электростанций и циркуляционные трубопроводы тепловых и атомных электростанций представляют собой весьма ответственные инженерные конструкции; заводские газопроводы и воздухопроводы металлургических заводов и заводов нефтехимической промышленности эксплуатируются в весьма тяжелых условиях, часто при воздействии высоких температур и давлений.

Трубы всех этих сооружений во многих случаях имеют большие диаметры, достигающие в трубопроводах гидроэлектростанций 7 м.

Стоимость наружных газопроводов, трубопроводов для водоснабжения и канализации, тепловых сетей составляет от 40 до 50% стоимости инженерного оборудования городского хозяйства.

Трубопроводный транспорт развивается исключительно интенсивно. Так, в течение 1959—1965 гг. намечено построить 26 тыс. км магистральных газопроводов и около 24 тыс. км нефтепроводов. Разветвленная система газовых магистралей строится с учетом их взаимного сочетания (принципа кольцевания), обеспечивающего маневренность и гибкость работы единой газотранспортной сети СССР. Поставленная партией и правительством задача довести в ближайшие 15 лет добычу нефти до 400 млн. т, добычу и производство газа до 320 млрд. м³ в год потребует прокладки новых десятков тысяч километров нефтепроводов и газопроводов. Уже сейчас 70% добываемой в стране нефти и все 100% газа поступают в магистральные трубопроводы, являющиеся самым экономичным видом транспорта жидкостей и газов.

Особенностью проектирования новых магистральных газопроводов в СССР является применение для них тонкостенных труб больших диаметров (1000 мм и более) из низколегированной стали. Целесообразность использования для транспортирования газа труб больших диаметров объясняется тем, что производительность газопровода с увеличением диаметра растет значительно быстрее, чем его вес. Так, например, если принять удельные показатели для трубы диаметром 500 мм за единицу, то при диаметре 1000 мм вес трубопровода на единицу транспортируемого газа снижается на 35%.

Другим источником увеличения пропускной способности магистральных газопроводов должно явиться повышение давления в газопроводах.

По назначению и протяженности трубопроводы подразделяются на следующие основные группы: 1) магистральные трубопроводы (газопроводы, нефтепроводы, водопроводы, тепловые сети); 2) заводские трубопроводы (газопроводы, воздухопроводы, нефтепроводы); 3) трубопроводы гидротехнических сооружений (гидроэлектрических станций, водохранилищ, шлюзов и т. п.); 4) циркуляционные трубопроводы тепловых и атомных электростанций; 5) массопроводы для транспортирования гидроторфа с мест разработки на поля сушки, различных сыпучих материалов на складах и производственных предприятиях, для золоудаления на теплоэлектрических станциях и т. д.; 6) дюкеры (подводные трубопроводы) и стальные рубашки тоннелей, служащих для прокладки внутри них различных магистральных трубопроводов, труб теплосетей, электрических кабелей и т. п., при пересечении ими водных и других преград.

По конструкции трубы бывают гладкие и ребристые (с кольцами жесткости).

По месту укладки и типу опирания трубопроводы могут быть: **надземные**, лежащие на отдельных опорах; **подземные** уложенные непосредственно на грунт в траншеях, канавах, насыпях и штольнях или на опоры в тоннелях; **подводные**, уложенные по дну водоемов и рек или в траншеях, прорытых на дне.

В зависимости от внутреннего давления трубопроводы делятся на **напорные** и **безнапорные**. Напорные трубопроводы могут быть высокого, среднего и низкого давления.

При переходе оврагов и рек иногда применяют арочные и висячие трубопроводы.

Трубы изготовляют на специализированных заводах. Операции изготовления состоят в правке листов, обрезке и подготовке кромок, вальцовке или свивке (при спиральных швах) труб, автоматической сварке продольного стыка, гидравлическом растяжении труб с целью уничтожения дефектов формы кольцевого сечения и придания диаметру трубы требуемой величины, очистке и защите наружной поверхности труб от коррозии. Процесс гидравлического растяжения трубы, называемый экспандированием, состоит в переводе материала трубы под действием интенсивного гидростатического давления в пластическое состояние; в результате сечение трубы приобретает круговое очертание, соответствующее кривой натяжения при равномерном давлении, а также требуемую величину диаметра. Величина пластических деформаций достигает при этом 1%. Для того чтобы исключить значительное повышение предела текучести и хрупкости от явления наклепа, предел текучести стали должен иметь величину не более $\frac{2}{3}$ временного сопротивления до экспандирования и не более $\frac{3}{4}$ временного сопротивления после экспандирования.

Трубопроводы изготовляют из следующих сталей¹: трубопроводы, работающие при температурах от минус 40 до плюс 350° и давлениях до 90 кг/см², при отсутствии коррозионноактивных сред — из углеродистой стали 3 спокойной или из низколегированной стали марок 10Г2СД (МК), 14ХГС, 19Г (ГОСТ 5058-57);

трубопроводы, работающие при низких температурах (до минус 70°), — из стали марок 10Г2 или 09Г2ДТ (М)¹; трубопроводы сверхвы-

¹ ВНИИСТ, Сборник руководящих материалов по сварке трубопроводов из легированных сталей нефтеперерабатывающих и газовых заводов, ОНТИ, М., 1958.

сокого давления (до 700 кг/см^2), работающие при температурах от минус 50 до плюс 350° , — из сталей марок 20 (ГОСТ 1050-57) и 30ХМА (ГОСТ 4543-57); «горячие» трубопроводы, работающие при температурах $400\text{—}600^\circ$ и давлениях до 90 кг/см^2 , — из хромомолибденовых сталей марок 12Х5МА, 12МХ и 15ХМ, обладающих повышенной сопротивляемостью ползучести при высокой температуре.

Трубопроводы, работающие в условиях активных коррозионных сред при нормальных, низких и высоких температурах, делают главным образом из нержавеющей стали марки 1Х18Н9Т (ГОСТ 7350-55).

Основными направлениями по снижению стоимости и экономии стали в трубопроводах являются:

- 1) увеличение диаметра труб и повышение внутреннего давления (для магистральных трубопроводов);
- 2) применение сталей повышенной прочности;
- 3) уточнение нагрузок, а также обстоятельств работы трубопроводов и их расчета; углубление вопросов учета пластических деформаций при работе оболочки трубы на силовые воздействия, устойчивости и жесткости надземных трубопроводов;
- 4) уменьшение числа стыков (путем применения длинномерных труб) и компенсаторов; облегчение аппаратуры и вспомогательных деталей трубопровода;

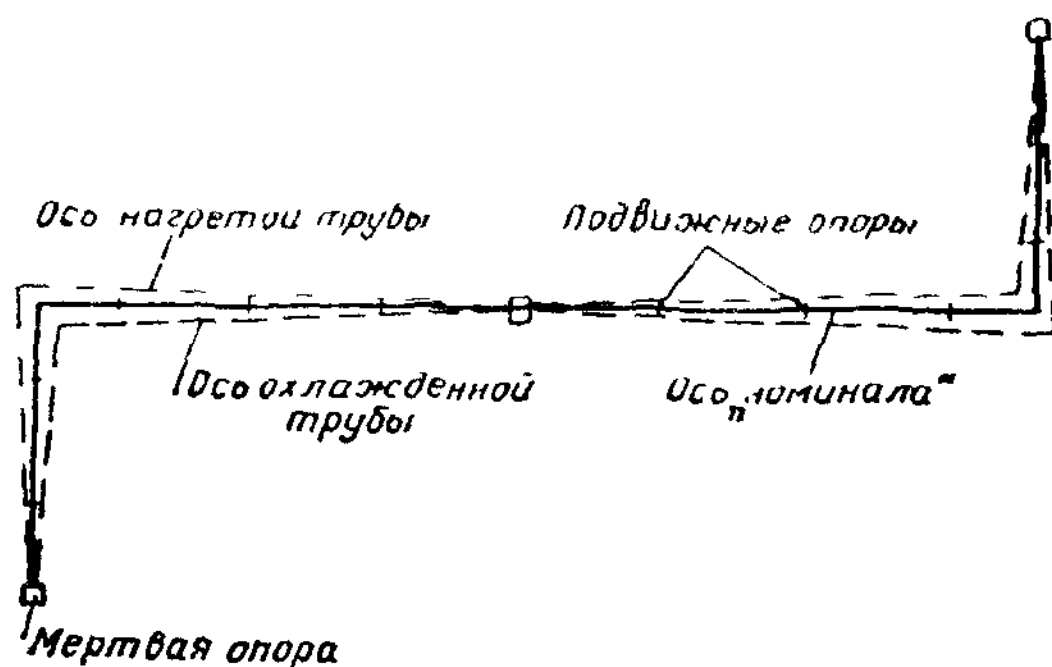


Рис. XXII.1. Схема самокомпенсирующегося трубопровода (без компенсаторов)

через естественные препятствия (реки, озера и т. п.) в виде самонесущих арочных и висячих конструкций;

- 8) применение алюминиевых подземных трубопроводов, обеспечивающих уменьшение гидравлических потерь и значительное повышение коррозионной стойкости по сравнению со стальными трубопроводами;
- 9) применение железобетонных опор.

Стыки трубопроводов выполняют одним из следующих видов сварки: а) электродуговой автоматической или полуавтоматической сваркой под слоем флюса или в защитной струе углекислого газа; б) электродуговой ручной сваркой с применением электродов, качеством не ниже типа Э42; в) электроконтактной стыковой сваркой оплавлением.

¹ Институт электросварки им. Е. О. Патона АН УССР. Внедрение новых способов сварки в промышленность. Выпуск второй, Государственное издательство технической литературы УССР, Киев, 1959.

² Под номиналом понимается трубопровод, находящийся под воздействием средней температуры между максимальной и минимальной.

При замыкании крайних участков газопровода им дается предварительное напряжение с тем, чтобы при средней температуре изгибающий момент у концов трубопровода был равен нулю.

- 5) увеличение пролетов надземных балочных трубопроводов;

- 6) применение самокомпенсирующихся надземных трубопроводов с использованием предварительного напряжения при монтаже, учитывающего последующий температурный режим работы сооружения (рис. XXII.1)²;

- 7) проектирование переходов трубопроводов

От способа сварки зависят форма, угол скоса и величина притупления кромок труб.

Для трубопроводов большого диаметра применяют главным образом два первых способа сварки. В 1957 г. в Институте электросварки имени Е. О. Патона Академии наук УССР разработаны аппаратура и технология автоматической сварки в среде углекислого газа неповоротных стыков труб с применением специальных сборочно-центровочных устройств, позволяющих вести строительство магистральных трубопроводов поточным методом путем непрерывного наращивания труб в «нитку».

§ 2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ТРУБОПРОВОДЫ

Нагрузки и воздействия на трубопроводы отличаются большим разнообразием. К основным нагрузкам и воздействиям относятся: а) внутреннее давление жидкости с учетом гидравлического удара или давление газа; б) продольные силы, вызываемые внутренним давлением жидкости или газа при изменениях диаметра трубопровода и на его поворотах, а также силы, действующие на торцы компенсаторов, затворы, заглушки и пр.; в) поперечные нагрузки в виде собственного веса трубопровода и веса заключенной в нем жидкости или пыли; г) силы трения трубы по промежуточным опорам и в компенсаторах, а также силы трения жидкости о стенки трубопровода; д) центробежные силы на закруглениях; е) температурные воздействия; ж) воздействия, возникающие в случае неравномерной осадки опор; з) давление засыпки, упругий отпор грунта, давление грунтовых вод (для подземных трубопроводов).

Дополнительными нагрузками и воздействиями являются: а) давление, возникающее при нарушении нормальной работы регулирующих устройств и вызываемое им увеличение воздействий внутреннего давления; б) вакуум, возникающий при опорожнении трубопровода; в) воздействия, возникающие при частичном заполнении трубопровода во время его наполнения и опорожнения; г) ветровая нагрузка; д) нагрузка от обледенения; е) воздействия, возникающие при гидравлическом испытании трубопровода; ж) воздействия, возникающие при монтаже и демонтаже трубопровода; з) давление грунтовой воды при форсированном ее горизонте (для подземных трубопроводов).

К особым нагрузкам и воздействиям относятся сейсмические воздействия, давление воды при катастрофических паводках, сильные осадки грунта, оползни и т. п.

При расчете трубопроводов принимаются следующие коэффициенты перегрузки:

Для собственного веса трубопровода с изоляцией	1,1
» гидростатического давления жидкости	1,1
» внутреннего давления газов	1,2
» давления засыпки	1,3
» ветровой нагрузки	1,2
» обледенения	1,2
» нагрузки от отложений пыли, конденсата и т. п.	1,1
» температурных воздействий	1,1

При одновременном действии на трубопровод нагрузок нескольких категорий следует учитывать коэффициенты сочетаний.

§ 3. ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ ТРУБОПРОВОДА, ДИАМЕТР ТРУБЫ И РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ ОПОРАМИ

Основным размером трубопровода является его диаметр. Величина диаметра трубопровода дается конструктору технологом в числе других технологических параметров. Диаметр трубопровода устанавливают технико-экономическим расчетом, исходя из количества пропускаемой жидкости или газа (расхода) и основных экономических требований (наименьших: расхода материалов, стоимости строительства, эксплуатационных расходов и т. п.).

При прочих равных условиях диаметр трубопровода зависит от количества пропускаемой через него жидкости или газа (расхода). Поэтому на участках трубопровода с разными расходами назначают разные диаметры цилиндрических труб и соединяют их коническими звеньями. Целесообразно иметь максимально протяженные участки трубопроводов одного диаметра.

В надземных трубопроводах вторым основным параметром является расстояние между опорами трубопровода. В напорных трубопроводах при большом внутреннем давлении толщина стенки трубы зависит в первую очередь от этого давления и может считаться величиной достаточно постоянной; тогда расстояние между опорами рационально подобрать так, чтобы несущая способность трубы была полностью использована. В трубопроводах низкого давления, работающих в основном на вес продукта, конденсата или пыли, толщина стенок и вес зависят от пролета трубы. Если в качестве первого приближения считать, что толщина стенок увеличивается пропорционально пролету, то наиболее выгоднейший пролет получается тогда, когда стоимость трубопровода в пролете равняется стоимости опор (см. § 3 главы VIII).

§ 4. ОСНОВЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ТРУБОПРОВОДОВ

Надземные трубопроводы обычно проектируют из отдельных разрезных участков, связанных между собой компенсаторами (рис. XXII.2). В некоторых случаях допускается устройство отдельных участков трубопровода неразрезными, как-то: участков, имеющих отводы, разви-

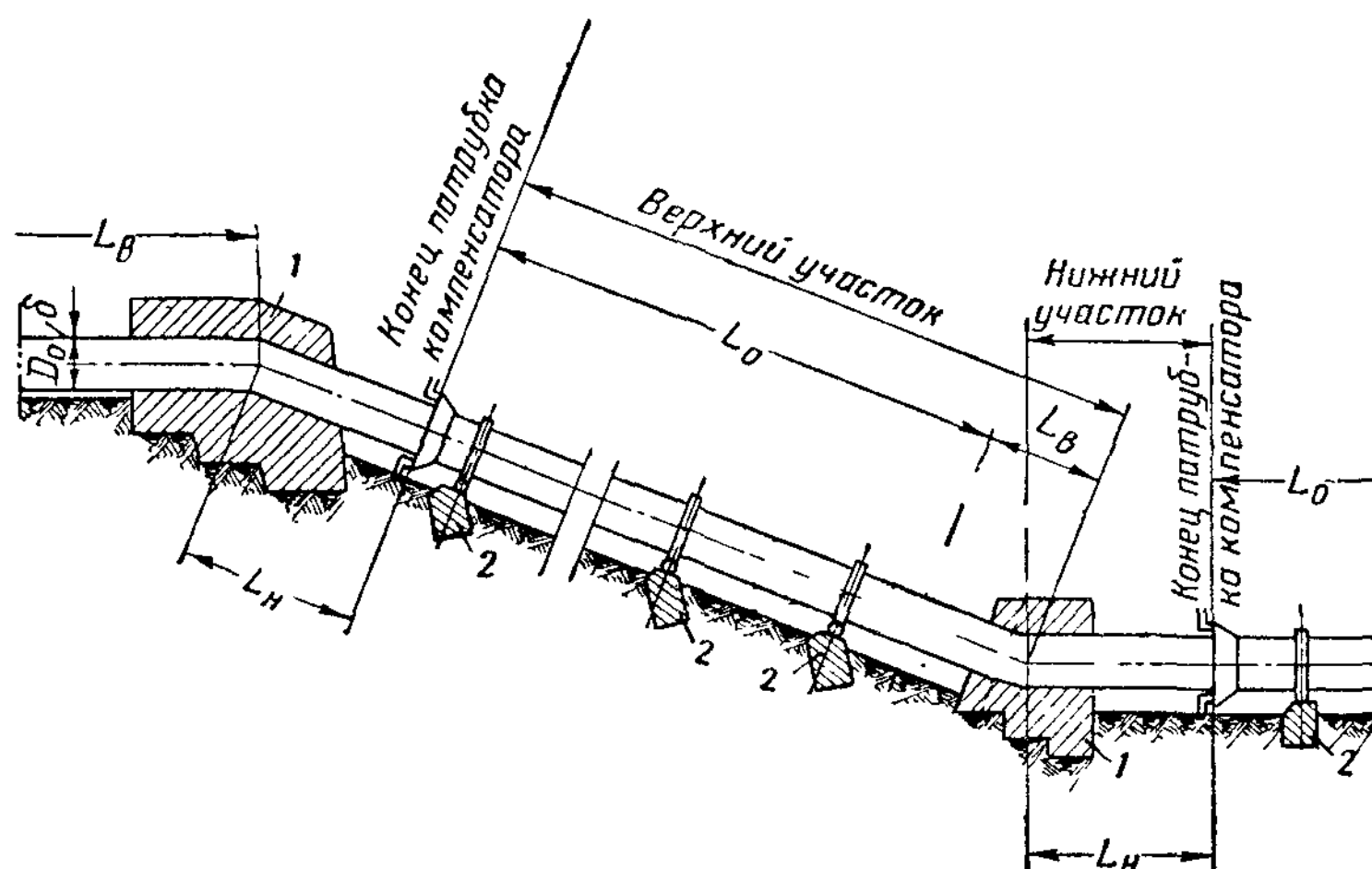


Рис. XXII.2. Схема напорного трубопровода гидроэлектрической станции
1 — анкерные опоры; 2 — промежуточные опоры

ки, коллекторы; участков, на которых устанавливаются затворы; участков, непосредственно примыкающих к агрегатам (турбинам и пр.). Каждый прямолинейный участок трубопровода между двумя анкерными (неподвижными) опорами должен опираться на ряд промежуточных (подвижных) опор и иметь компенсатор. При изменяющейся толщине оболочки наружный диаметр трубопровода должен оставаться постоянным.

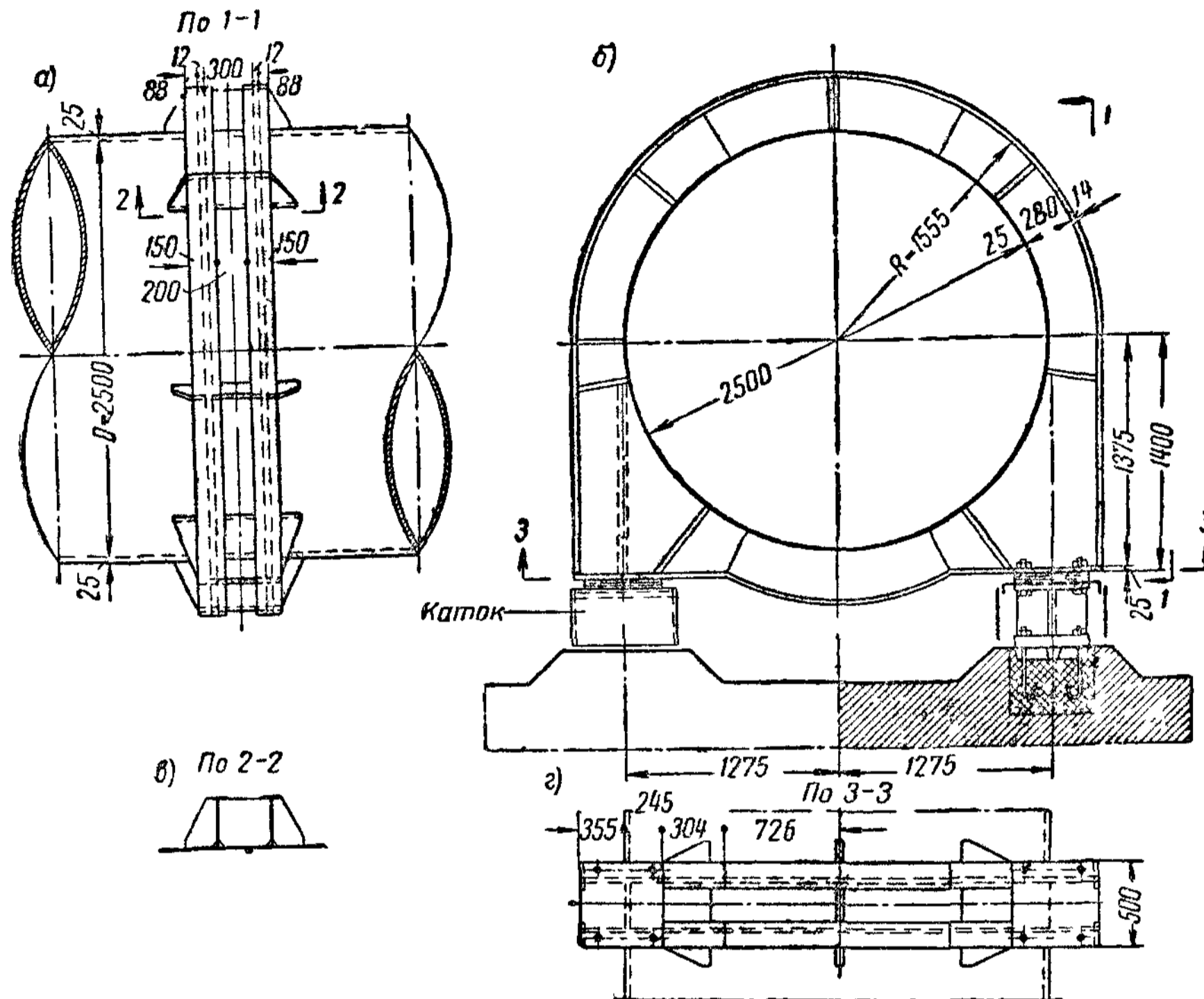


Рис. XII.3. Катковая опора трубопровода

а — вид по 1-1; б — разрез, перпендикулярный оси трубопровода; в — разрез по 2-2;
г — разрез по 3-3

Анкерные опоры устанавливают в местах изменения направления оси трубопровода, а также на прямолинейных участках, превышающих предельную длину участка трубопровода между компенсаторами, на котором трубопровод имеет продольную подвижность. Длина этого участка зависит от температурного перепада, от площади поперечного сечения оболочки трубопровода и продольных сил, от давления жидкости (или газа) при изменении диаметра трубопровода, а также от давления на торец компенсатора и трения в сальниковом компенсаторе при изменении температуры. Промежуточные опоры трубопровода должны обеспечивать возможность его осевого перемещения.

Для трубопроводов применяются катковые (рис. XII.3), качающиеся (рис. XII.4), подвесные (рис. XII.5), скользящие (рис. XII.6) и седловые (рис. XII.7) опоры. Тип опор зависит главным образом от диаметра трубопровода. При диаметрах до 0,6 м наиболее выгодными оказываются седловые опоры, при диаметрах 0,6—1,5 м — скользящие, при диаметрах более 1,5 м — катковые и качающиеся опоры. Трубопроводы опираются на промежуточные катковые, качающиеся или подвесные опоры при помощи жесткого кольца, приваренного к оболочке тру-

бы (рис. XXII.3, 4 и 5). Расположение опор трубопровода под сварными стыками труб не допускается. Сварной стык следует располагать на расстоянии $\frac{1}{5}$ пролета от опоры, но не ближе 1 м от нее.

Компенсаторы в надземных трубопроводах (рис. XXII.8 и 9) должны обеспечивать продольную и (при специальных условиях) угловую подвижность трубопровода при его деформациях.

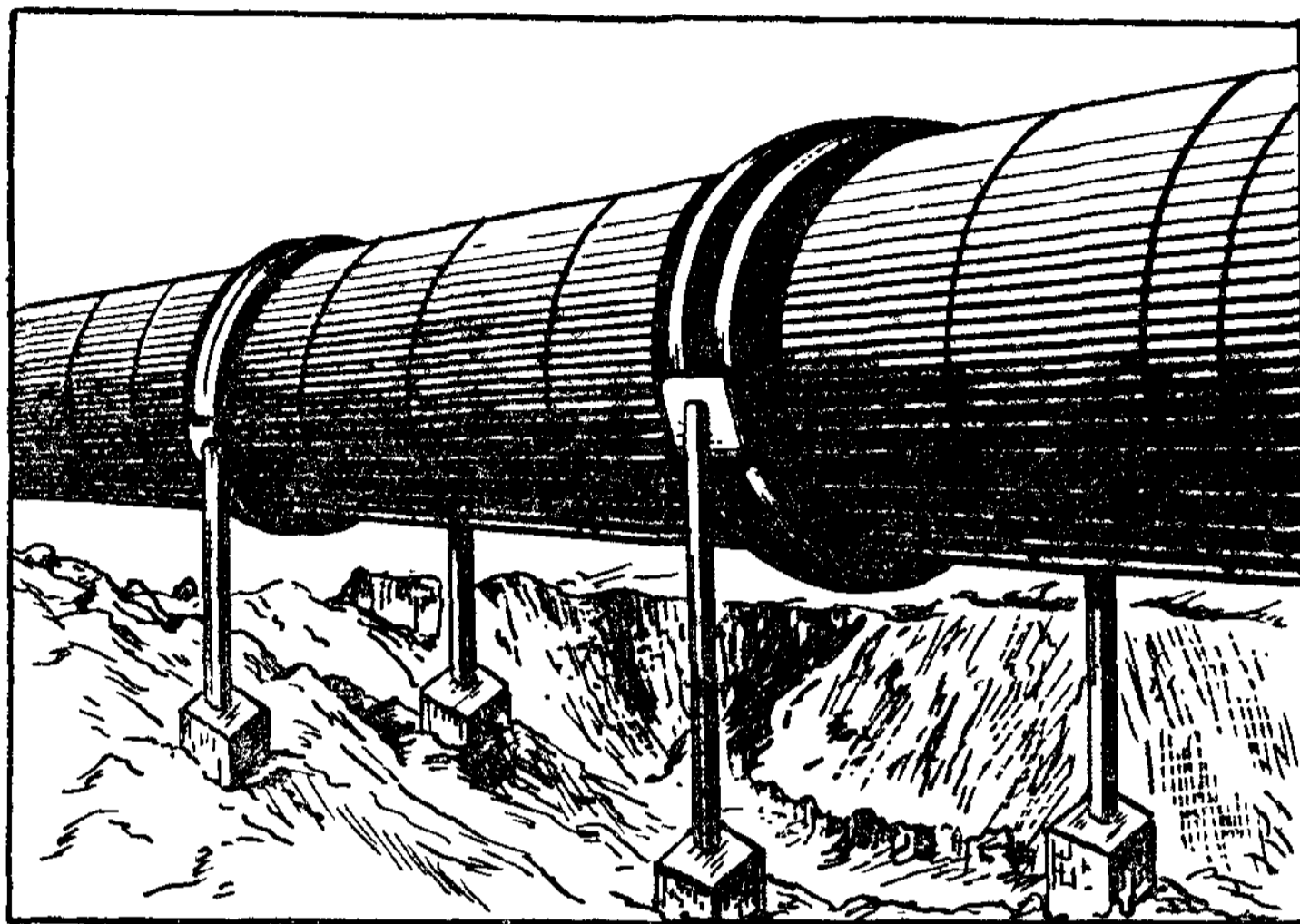


Рис. XXII.4. Трубопровод на качающихся опорах

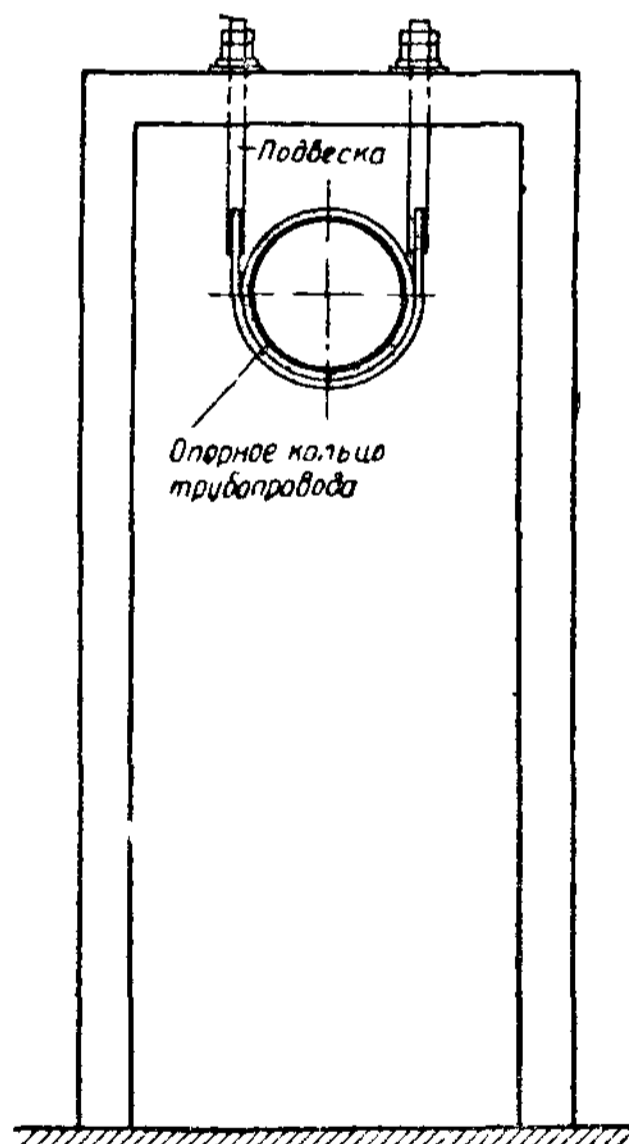


Рис. XXII.5. Подвесная опора трубопровода

Компенсаторы конструируются по принципу обеспечения перемещений участков трубопроводов при помощи гибких из своей плоскости кольцевых полос (рис. XXII.8) или путем смятия набивки сальника (рис. XXII.9).

Все стыковые швы, выполняемые ручной сваркой, при $D > 1$ м должны быть V-образными с обязательной подрубкой и подваркой шва с обратной стороны или X-образными.

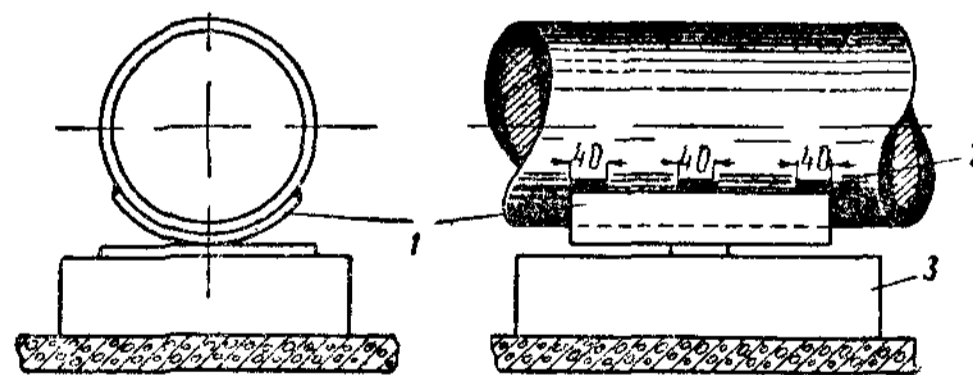


Рис. XXII.6. Скользящая опора трубопровода

1 — опора, 2 — сварные швы; 3 — бетонная подушка

Конструкция соединений должна обеспечивать наименьшие гидравлические потери; поэтому внутренняя поверхность трубопровода не должна иметь резких выступов (грата, подкладных колец и т. п.).

Конические звенья при переходе от одного диаметра трубы к другому следует выполнять с углом конусности не более 7° . Устойчивость

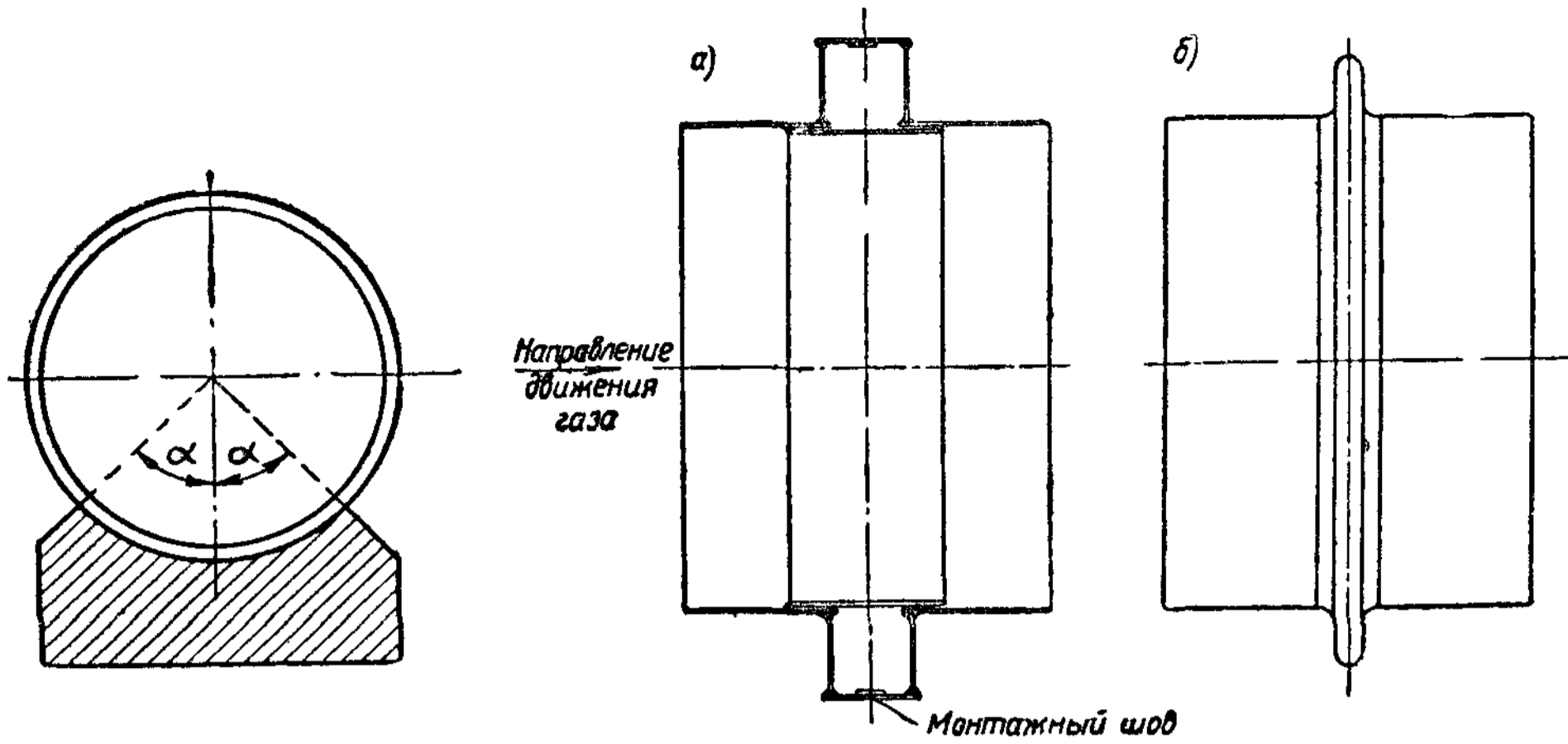


Рис. XXII.7. Седловая опора трубопровода

Рис. XXII.8. Схемы гибких компенсаторов заводских газопроводов диаметром 0,6—3 м
 а — П-образный компенсатор; б — линзовый компенсатор

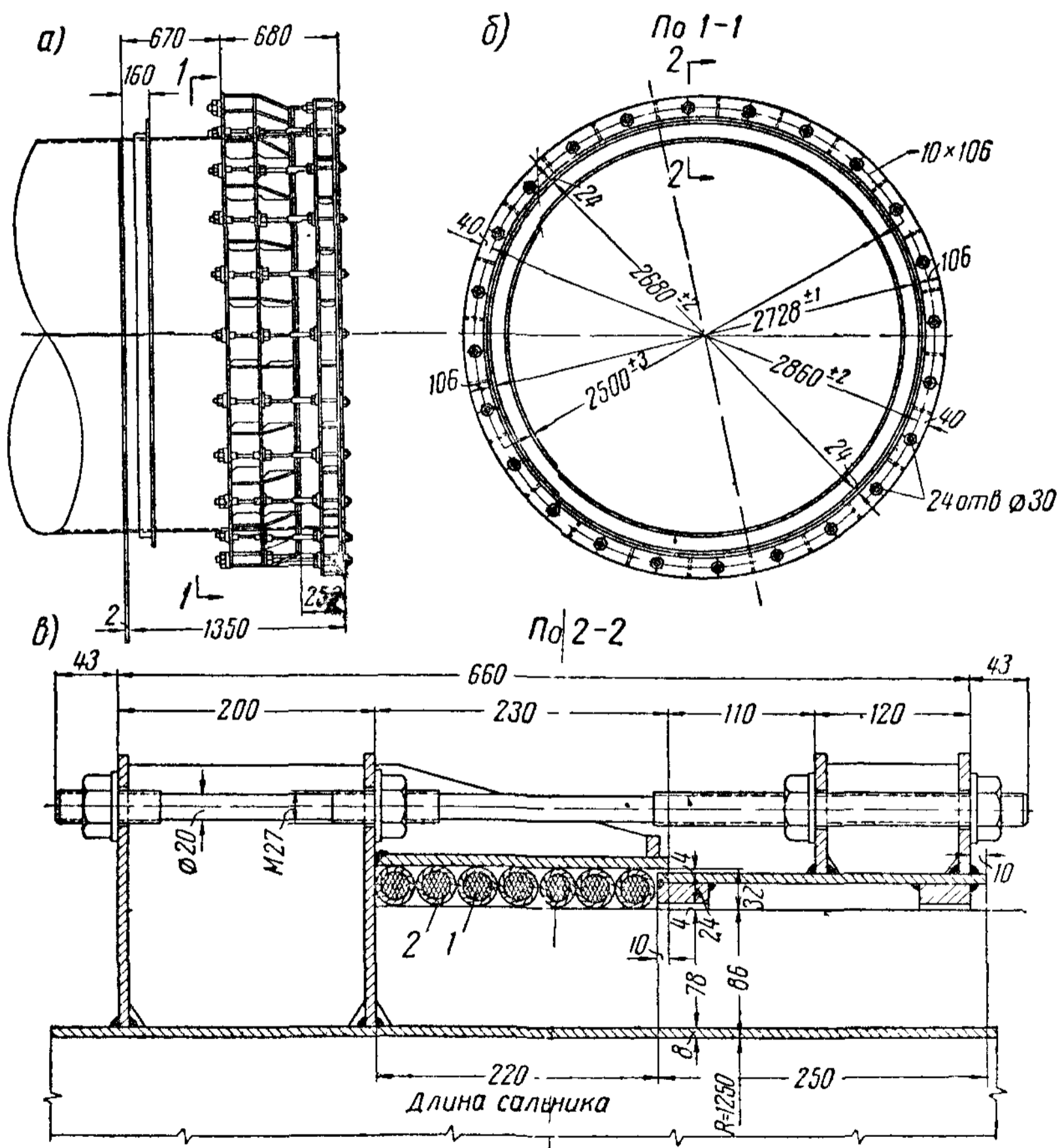


Рис. XXII.9. Компенсатор сальникового типа трубопровода гидроэлектростанции

а — вид сбоку; б — разрез по 1—1; в — разрез по 2—2; 1 — резиновый шнур; 2 — пеньковая оплетка

оболочки тонкостенных трубопроводов большого диаметра должна обеспечиваться постановкой ребер жесткости, а не увеличением принятой по условиям прочности толщины оболочки.

Для возможности монтажа, ремонта и наблюдения за надземным трубопроводом вдоль всей его трассы между нижней образующей оболочки и поверхностью земли должен быть просвет не менее 600 мм.

Для внутренних периодических осмотров, контроля и ремонта трубопровода проектируются лазы (рис. XXII.10).

С целью уменьшения влияния напряжений краевого эффекта кольца жесткости (как указано в § 3 главы XX) следует располагать от кольцевых швов оболочки трубопровода на расстоянии (рис. XXII.10)

$$l \geq 0,6 \sqrt{r \delta}, \quad (\text{XXII.1})$$

где r — радиус трубопровода;
 δ — толщина стенки трубы.

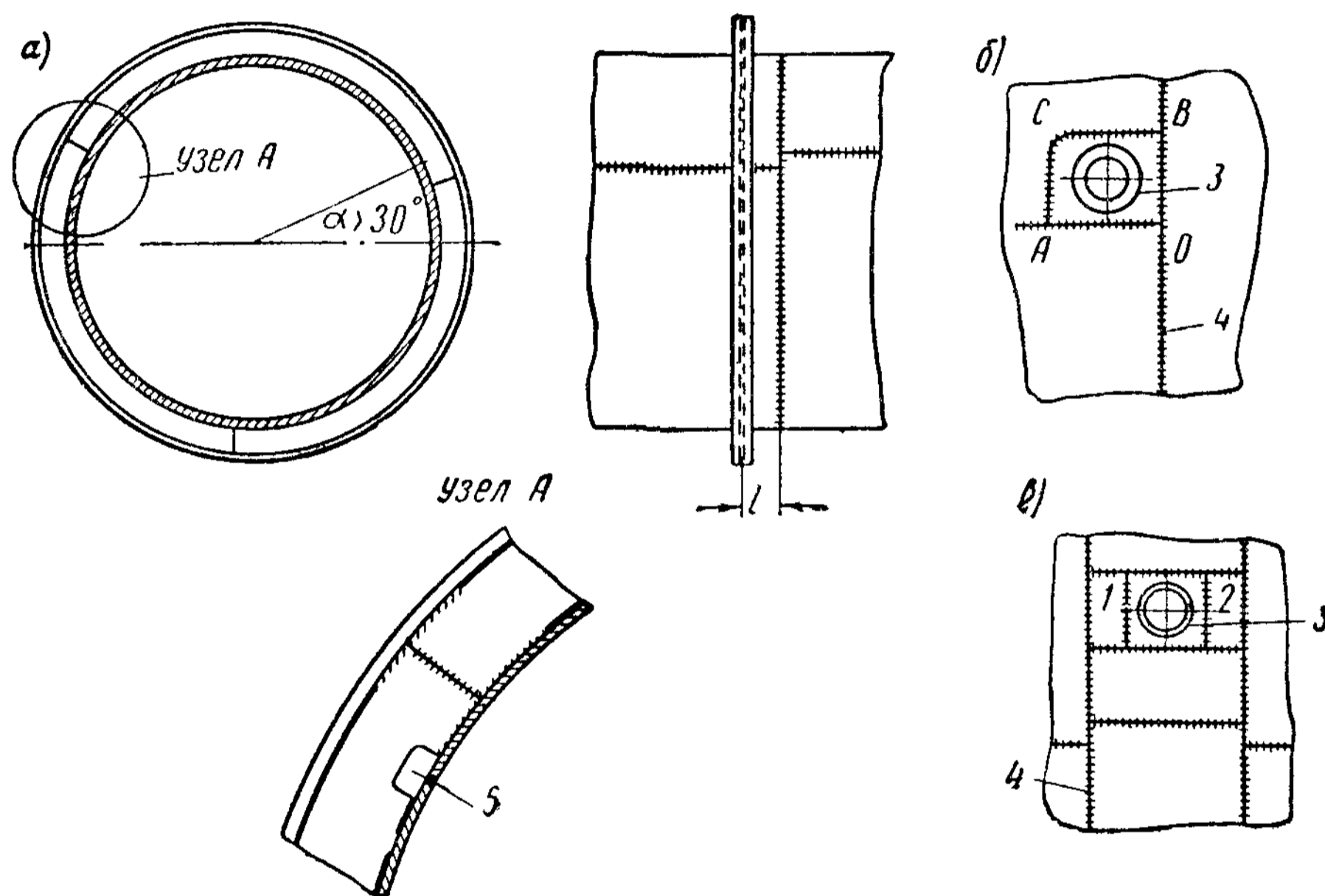


Рис. XXII.10. Конструктивные узлы трубопровода большого диаметра

a — примыкание кольца жесткости к оболочке; *б* — расположение люка или лаза в углу листа; *в* — размещение люка (лаза) внутри контура листа; 1, 2 — дополнительные листы; 3 — люк; 4 — кольцевой шов; 5 — продольный шов оболочки

Для снижения остаточных напряжений и упрощения сварки продольных швов оболочки трубопровода стыки колец жесткости должны быть смещены по отношению к продольным швам оболочки. В стенке ребра жесткости, в месте его пересечения со швом оболочки, делается вырез размерами около 80×80 мм (рис. XXII.10, *a*, узел А). Стыки колец жесткости следует сваривать после сварки продольных швов оболочки. С целью обеспечения свободной усадки участок шва, прикрепляющего ребро жесткости к оболочке, на длине 400—500 мм в каждую сторону от стыка кольца сваривается после заварки стыковых швов как в оболочке, так и в ребре. Для улучшения качества монтажных соединений желательно продольные швы размещать за пределами угла 30° к горизонту (рис. XXII.10, *a*).

Кольца жесткости могут иметь уголковое, тавровое или двутавровое сечения (рис. XXII.11). Ребра жесткости из неравнобоких уголков, приваренных к оболочке пером широкой полки, и из сварных или прокатных тавров, приваренных к оболочке стенкой, предпочтительнее других типов колец, так как при одинаковой с ними жесткости они требуют меньшей затраты стали.

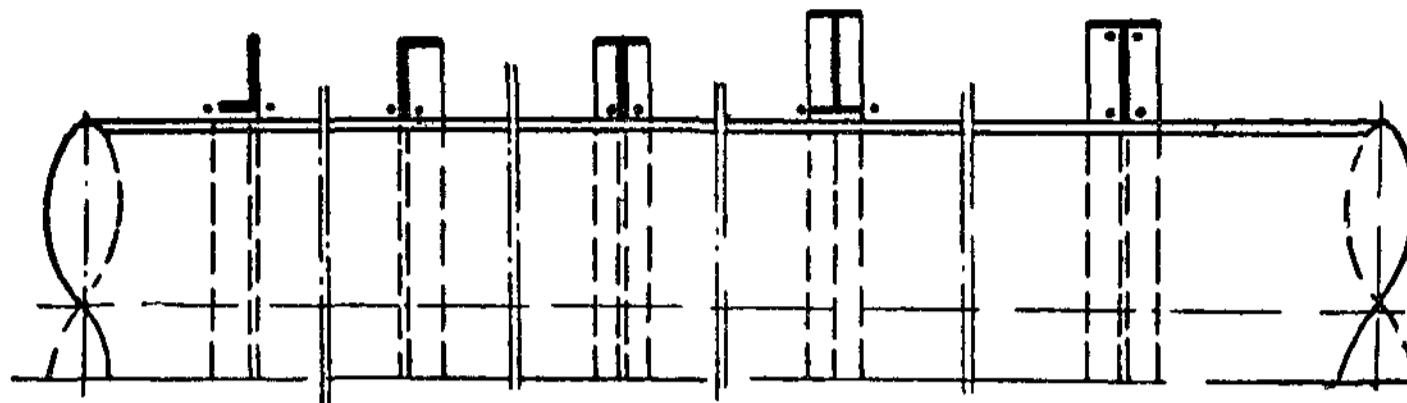


Рис. XXII.11. Типы колец жесткости трубопроводов большого диаметра

Трубы наружным диаметром до 3,25 м включительно (габаритные) изготовляют на заводах стальных конструкций звеньями длиной до 18 м; при большем диаметре свальцованные листы доставляют россыпью и сваривают на месте.

При достаточно частом расположении опор и относительно небольших диаметрах трубопроводов ограничиваются одними опорными кольцами. В случае больших пролетов и значительных диаметров трубопроводов кольца жесткости располагаются также и между опорами. В подземных трубопроводах диаметром более 1,5 м постановка колец жесткости может обеспечить значительную экономию стали.

§ 5. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ТРУБОПРОВОДОВ БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

В зависимости от назначения трубопровода, его диаметра, внутреннего давления и условий опирания (надземный, лежащий на отдельных опорах, подземный, подводный) решающие нагрузки и воздействия различны.

Так, для надземных газопроводов низкого давления диаметром 1—3,5 м, применяющихся на металлургических заводах, решающими нагрузками являются: собственный вес трубопровода (рис. XXII.12, а), внутреннее давление газа (рис. XXII.12, б), вес пыли или конденсата (рис. XXII.12, в), ветровая нагрузка (рис. XXII.12, г), обледенение (рис. XXII.12, д) и температурные воздействия.

Для надземных напорных трубопроводов гидроэлектрических станций основными нагрузками являются: а) внутреннее давление воды, равное сумме гидростатического давления и наибольшего динамического повышения давления вследствие гидравлического удара; б) осевые (продольные) силы, вызываемые внутренним давлением воды при изменениях диаметра трубопровода и на его поворотах, а также силы, действующие на торцы компенсаторов, затворы, заглушки и пр.; в) собственный вес трубопровода с водой; г) силы трения трубы по промежуточным опорам и в компенсаторах, а также силы трения воды о стенки трубопровода; д) температурные воздействия.

К дополнительным нагрузкам этих трубопроводов относятся: воздействия, возникающие при частичном заполнении пологих участков трубопровода во время его наполнения и опорожнения (рис. XXII.12, е), вакуум, возникающий при опорожнении трубопровода (рис. XXII.12, в), и ветровая нагрузка (рис. XXII.12, г). Для засыпанных напорных тру-

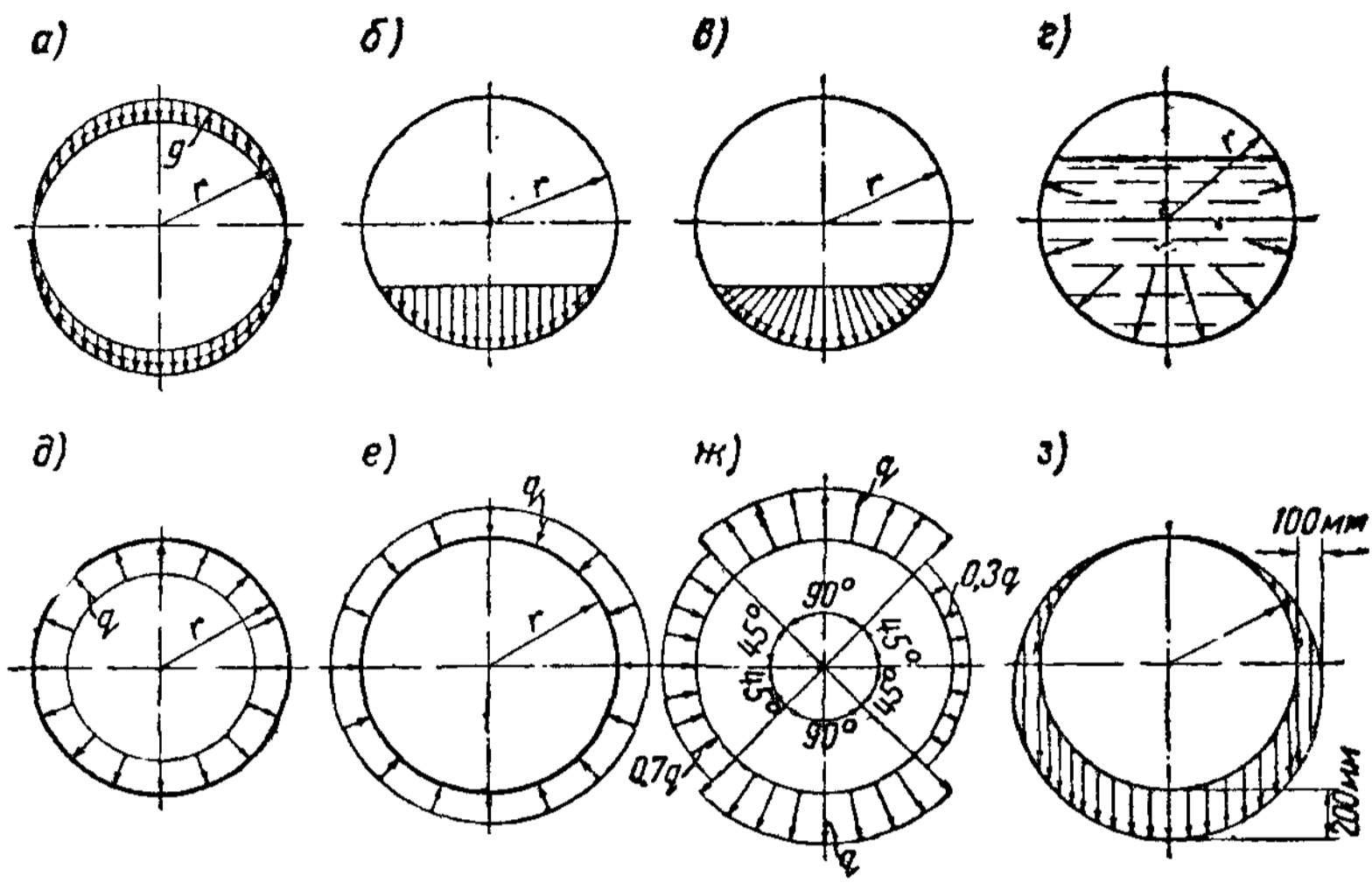


Рис. XXII.12. Поперечные нагрузки, действующие на надземный трубопровод, лежащий на отдельных опорах
 а — собственный вес; б — вес пыли; в — давление конденсата; г — давление жидкости при частичном заполнении трубопровода; д — равномерное внутреннее давление газа; е — вакуум; ж — ветровая нагрузка; з — нагрузка от обледенения

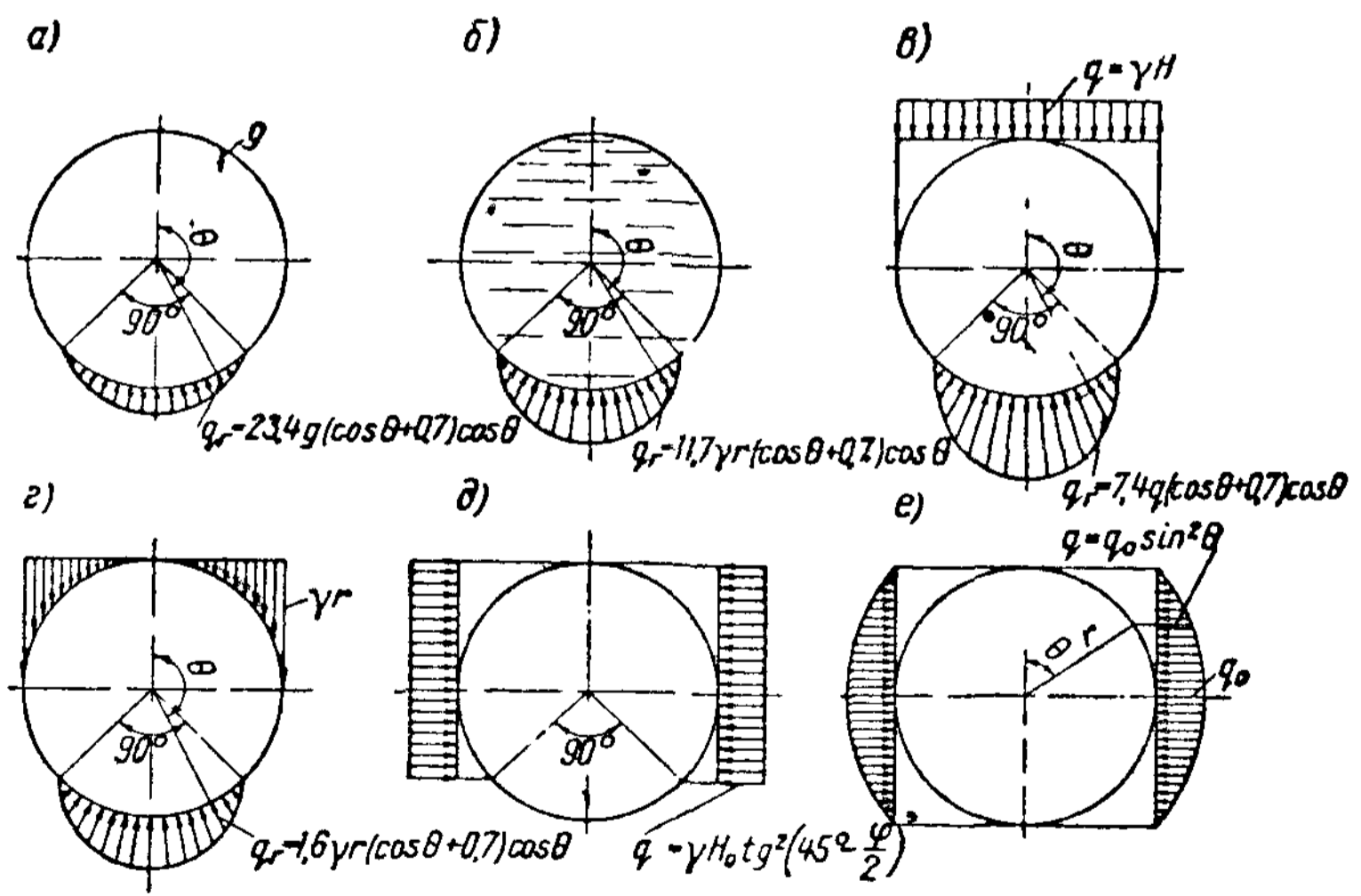


Рис. XXII.13. Поперечные нагрузки, действующие на подземный трубопровод, опирающийся на профилированное грунтовое ложе с углом охвата $2\alpha = 90^\circ$
 а — собственный вес; б — давление жидкости, заполняющей трубу; в — вертикальное равномерно распределенное давление засыпки; г — вес засыпки в пазухах верхнего свода трубы; д — горизонтальное (боковое) равномерно распределенное давление засыпки; е — действие упругого отпора засыпки на трубу

бопроводов основными воздействиями являются: а) собственный вес трубопровода (рис. XXII.13, а); б) внутреннее избыточное давление; в) осевые силы, вызываемые поперечной деформацией трубы при работе ее под внутренним давлением; г) усилия, появляющиеся в местах поворота трубопровода, переломов профиля и изменения диаметра; д) давление жидкости, заполняющей трубу (рис. XXII.13, б); е) давление и упругий отпор засыпки, окружающей трубу (рис. XXII.13, в, г, д, е); ж) температурные воздействия и т. д.

Давление нагрузки, приложенной к поверхности земли, условно приводится к вертикальной равномерно распределенной нагрузке на подземный трубопровод. Вопрос этот недостаточно изучен и требует дополнительных исследований.

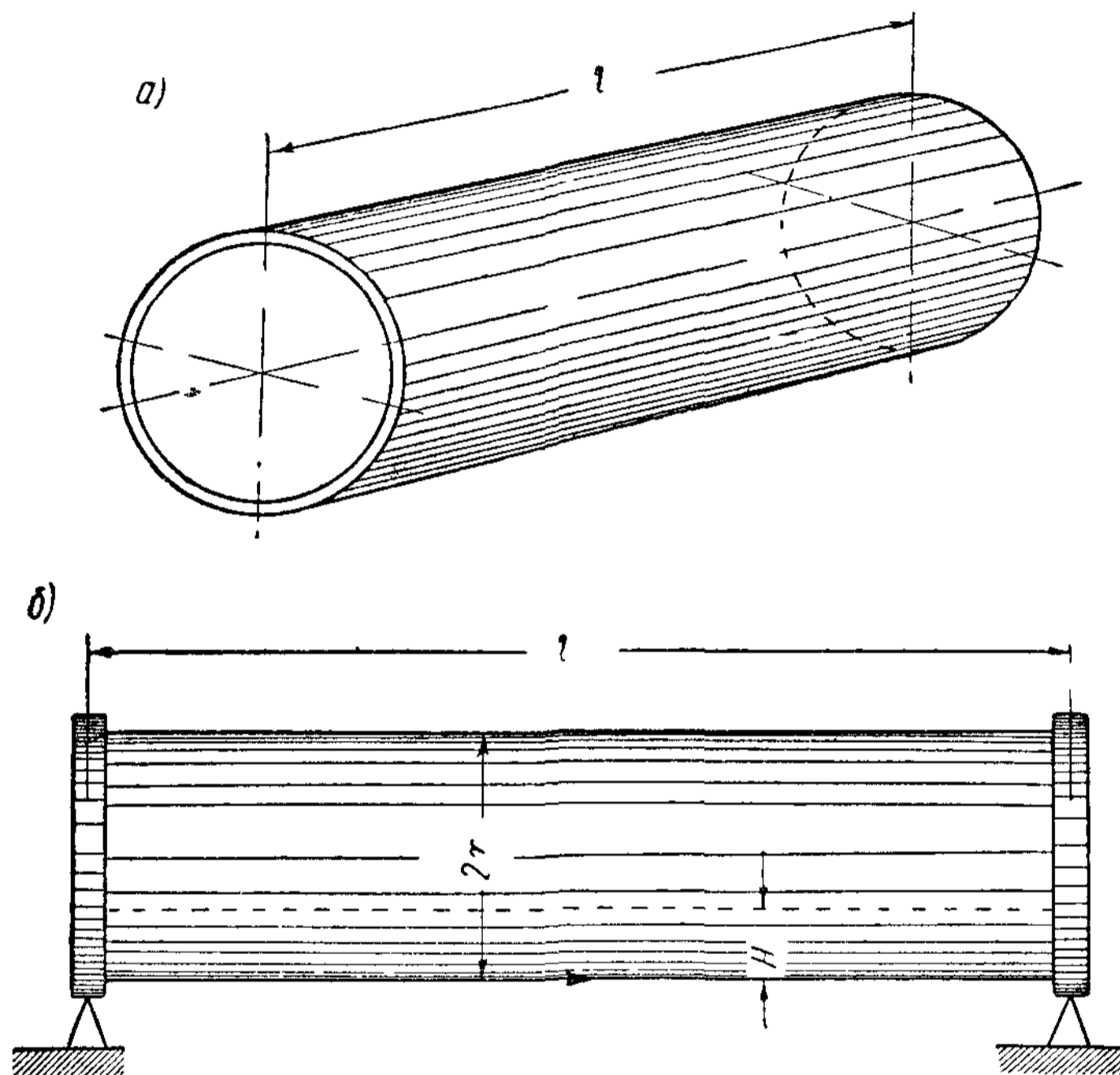


Рис. XXII.14. Схема тонкостенного свободноопертого трубопровода
а — аксонометрия; б — фасад

Особенности расчета трубопроводов указаны в соответствующей литературе¹.

Внутренняя равномерно распределенная нагрузка в газопроводах низкого давления не превышает 1 кг/см^2 , а в трубопроводах высокого давления измеряется десятками и даже сотнями атмосфер.

Трубопроводы диаметром до 1,5 м можно рассчитывать: надземный, лежащий на отдельных опорах, — как балку кольцевого сечения; под-

¹ Е. Н. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов. Стальные листовые конструкции, Госстройиздат, 1956; И. П. Петров, А. Г. Камерштейн, В. К. Долгов. Расчет напорных трубопроводов на прочность, Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955; Технические условия и нормы проектирования «Трубопроводы напорные стальные для гидроэлектростанций» (ТУ 9-51), Госэнергоиздат, 1952; Г. К. Клейн. Расчет труб, уложенных в земле, Госстройиздат, 1957; А. Г. Камерштейн, М. Н. Ручимский. Расчет заводских трубопроводов на прочность, Гостоптехиздат, 1959; В. С. Яблонский, В. Д. Белоусов. Проектирование нефтегазопроводов, Гостоптехиздат, 1959.

земный, лежащий на сплошном основании и засыпанный грунтом, — как кольцо, вырезанное из трубопровода. Надземные трубопроводы большого диаметра следует рассчитывать на поперечные нагрузки как пространственную конструкцию — цилиндрическую оболочку — по теории В. З. Власова с учетом граничных условий на опорных контурах трубопровода¹ (рис. XXII. 14). Подземные трубопроводы диаметром более 1,5 м можно рассчитывать на поперечные нагрузки при наличии колец жесткости как цилиндрическую оболочку конечной длины²; подземный трубопровод, не имеющий ребер, превращается в весьма длинную цилиндрическую оболочку, которую рассчитывают на поперечные нагрузки как кольцо единичной ширины при любом диаметре трубопровода.

Расчетная схема подземного трубопровода должна отражать взаимодействие конструкции с окружающим ее грунтом. Последний является не только нагрузкой, но также и упругой средой, в которой протекают деформации трубопровода, что существенно снижает изгибающие моменты и повышает несущую способность конструкции.

Обычно подземный трубопровод диаметром свыше 1,2 м укладывают на подготовку из мелкого гравия и песка, поверхность которой профилирована по форме трубы (угол охвата $2\alpha = 90^\circ$). Остальную часть трубопровода засыпают однородным грунтом типа песка или супеси с послойным уплотнением. Этот способ опирания применяют при укладке во всех сухих грунтах, кроме скальных; в случае дополнительной подсыпки под трубопровод слоя крупного песка, гравия или щебня толщиной 15—20 см его можно использовать в водоносных грунтах.

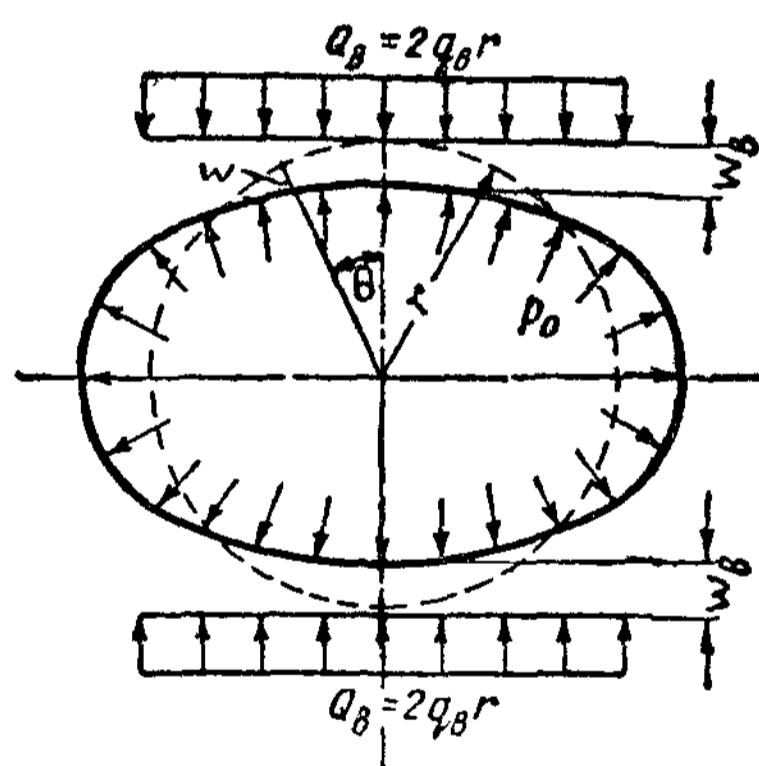


Рис. XXII.15. Расчетная схема гибкой трубы при одновременном действии наружной нагрузки и внутреннего давления

При прокладке магистральных нефтегазопроводов большой протяженности (диаметром до 1,2 м) специальное профилированное ложе не устраивается.

Внутреннее давление жидкости или газа, находящихся под напором, растягивая трубу, стремится снова придать деформированному другими нагрузками поперечному сечению круговое очертание и уменьшает изгибающие моменты, вызванные этими нагрузками.

При действии на бесконечно длинную подземную трубу двух одинаковых равномерных нагрузок, показанных на рис. XXII. 15, сечение трубы принимает эллиптическую форму и уравнение упругой линии поперечного сечения трубы может быть задано в следующем виде:

$$w_0 = \frac{Q_B r^3}{24EJ} \cos 2\theta. \quad (\text{XXII.2})$$

¹ Е. Н. Лессиг. К вопросу о расчете на поперечные нагрузки стальных наземных газопроводов большого диаметра, лежащих на отдельных опорах. Известия высших учебных заведений, серия «Строительство и архитектура» № 1, 1959; Н. Н. Леонтьев. Практический метод расчета тонкостенной цилиндрической трубы. Сборник трудов № 27 МИСИ имени В. В. Куйбышева, М., 1957.

² Е. Н. Лессиг. Статический расчет на несимметричные нагрузки подземных горизонтальных цилиндрических конструкций замкнутого сечения, Научные доклады высшей школы, серия «Строительство и архитектура» № 1, 1958.

При этом изгибающий момент в произвольном сечении стенки трубы

$$M_0 = \frac{Q_B r}{8} \cos 2\theta. \quad (\text{XXII.3})$$

Отсюда радиальное перемещение от равномерной нагрузки

$$\omega_0 = \frac{M_0 r^2}{3EJ}. \quad (\text{XXII.4})$$

В деформированной трубе внутреннее равномерное давление p_0 вызывает в произвольной площадке поперечного сечения изгибающий момент

$$M_1 = -p_0 r \omega, \quad (\text{XXII.5})$$

где $p_0 r$ — нормальная сила в стенке трубы от внутреннего давления; ω — радиальные перемещения стенки трубы от совместного действия равномерной нагрузки и внутреннего давления, которые можно выразить через изгибающий момент M от совместного действия этих нагрузок формулой, аналогичной формуле (XXII.4):

$$\omega = \frac{Mr^2}{3EJ}.$$

На основании принципа независимости действия сил полный момент от внешней нагрузки и внутреннего давления может быть выражен как алгебраическая сумма моментов от отдельных нагрузок

$$M = M_0 + M_1 = M_0 - p_0 r \omega = M_0 - \frac{p_0 r^3 M}{3EJ},$$

откуда

$$M = k_1 M_0, \quad (\text{XXII.6})$$

где

$$k_1 = \frac{1}{1 + \frac{p_0 r^3}{3EJ}} = \frac{1}{1 + \frac{4p_0}{E} \left(\frac{r}{\delta}\right)^3},$$

так как

$$J = \frac{1\delta^3}{12}. \quad (\text{XXII.7})$$

Таким образом, учет влияния внутреннего равномерного давления сводится к умножению величины изгибающих моментов от вертикальной равномерной нагрузки на коэффициент k_1 . В качестве приближенного этот метод можно распространить и на другие нагрузки.

Влияние отпора грунта возрастает с повышением плотности грунта и увеличением отношения радиуса к толщине оболочки трубопровода. Рядом авторов предложены различные приближенные методы расчета, в которых влияние засыпки как среды, окружающей трубу, учитывается некоторым коэффициентом k_2 .

Формула для коэффициента k_2 может быть приведена к следующему виду¹:

¹ Г. К. Клейн. Расчет труб, уложенных в земле, Госстройиздат, 1957.

$$k_2 = \frac{1}{1 + \frac{\lambda kr}{E} \left(\frac{r}{\delta}\right)^3}, \quad (\text{XXII.8})$$

где k — коэффициент сопротивления (отпора) грунта в кг/см^3 ;
 λ — числовой коэффициент, зависящий от формы эпюры (эллипс, парабола и др.) и направления отпора грунта (горизонтальное, радиальное, радиальное и тангенциальное).

Величина λ изменяется от 0,7 до 1,3, а величина k — от 0,2 до 6 кг/см^3 , в зависимости от свойств грунта и диаметра трубы.

При одновременном уменьшении изгибающих моментов под действием внутреннего равномерного давления и упругого отпора грунта можно воспользоваться принципом независимости действия сил и перемножить коэффициенты k_1 и k_2 . При этом окончательная формула для определения изгибающих моментов примет следующий вид:

$$M_2 = k_1 k_2 M_0. \quad (\text{XXII.9})$$

Коэффициентами k_1 и k_2 можно воспользоваться и в том случае, когда момент определен с учетом развития пластических деформаций.

При достаточно длинном прямолинейном подземном трубопроводе любой средний участок его можно рассматривать как брус с заделанными концами. Если замыкание трубопровода произведено при температуре t_1° , то при понижении температуры до t_2° в трубопроводе возникает осевое растягивающее усилие, равномерно распределенное по площади поперечного сечения трубы:

$$N_t = 2\pi r \delta E \alpha (t_1 - t_2), \quad (\text{XXII.10})$$

где α — коэффициент линейного расширения стали при изменении температуры на 1° , равный 0,000012.

Так как для сварных швов наиболее опасными являются растягивающие напряжения, а не сжимающие, то не следует производить замыкание трубопровода при высокой температуре воздуха.

Неравномерное нагревание вызывает появление изгибающих моментов в продольных сечениях трубопровода

$$M_t = -\frac{\alpha EJ (t_v - t_n)}{\delta}, \quad (\text{XXII.11})$$

где J — момент инерции кольцевого сечения трубы, равный $\pi r^3 \delta$;
 t_v и t_n — температура на внутренней и наружной поверхностях стенки.

Полученные в гладком трубопроводе (рис. XXII.14) напряжения:

$$\text{продольное } \sigma_1 = \frac{N_1}{\delta}, \quad (\text{XXII.12})$$

$$\text{кольцевое } \sigma_2 = \frac{N_2}{\delta} \pm \frac{6M_2}{\delta^2} \quad (\text{XXII.13})$$

$$\text{и касательное } \tau = \frac{T}{\delta} \quad (\text{XXII.14})$$

от действующих нагрузок с учетом коэффициентов перегрузки сравниваются с соответствующим расчетным сопротивлением материала mR . Коэффициенты условий работы трубопроводов принимаются равными: а) без учета концентрации местных напряжений $m = 0,7 \div 0,9$; б) при учете концентрации местных напряжений $m = 1,5$.

В формулах (XXII.12) — (XXII.14) N_1 и N_2 — продольное и кольцевое нормальные усилия, T — сдвигающее усилие, отнесенные к единице длины оболочки.

Расчет стальных трубопроводов на прочность может быть выпол-

нен с учетом перераспределения усилий вследствие развития пластических деформаций.

В любом бесконечно малом элементе оболочки тонкостенного трубопровода возникает двухосное напряженное состояние, определяемое двумя нормальными напряжениями: продольным σ_1 и кольцевым σ_2 . Приведенное напряжение по энергетической теории прочности в этом случае выражается формулой

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2}. \quad (\text{XXII.15})$$

Отсюда следует, что наиболее раннее развитие пластических деформаций в трубопроводе появляется при сочетании разных по знаку продольных и кольцевых напряжений.

Для безнапорных трубопроводов и трубопроводов низкого давления усилия N_2 невелики и наибольшие кольцевые напряжения являются изгибными, а продольные напряжения — осевыми. Поэтому их совместное действие не является опасным.

В напорных трубопроводах усилия N_2 значительны, что может привести при неблагоприятных сочетаниях с усилиями N_1 к однозначному полю напряжений и хрупкому состоянию материала.

Опорные кольца надземных трубопроводов должны рассчитываться на сдвигающие (касательные) усилия T , передающиеся с оболочки на кольцо, а также на реактивные воздействия опоры (рис. XXII.16). Наиболее удобно производить расчет опорного кольца по методу сил, приняв за основную систему кольцо, разрезанное в верхнем сечении. В этом случае имеем два лишних неизвестных (момент X_1 и продольную силу X_2), действующих в верхнем поперечном сечении кольца.

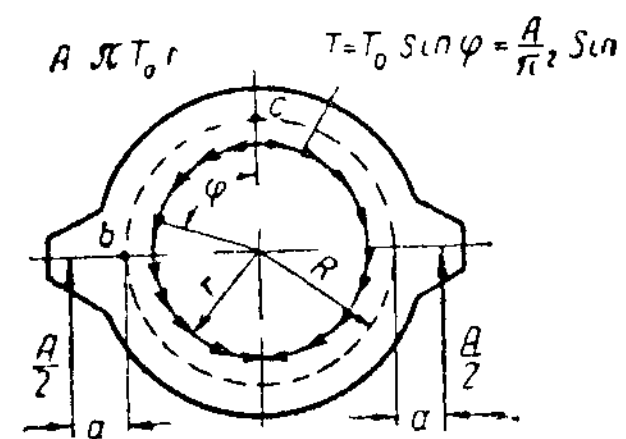


Рис XXII.16. Расчетная схема опорного кольца наземного трубопровода

Вакуум в трубопроводе может вызвать потерю устойчивости. Труба может также потерять устойчивость от давления засыпки и от других радиальных давлений. Критическое внешнее давление при потере устойчивости бесконечно длинной цилиндрической трубы, находящейся в упругой среде¹:

$$p_k = \frac{(n^2 - 1) EJ}{br^3} + \frac{kr}{n^2 - 1}, \quad (\text{XXII.16})$$

где n — любое целое положительное число, соответствующее наименьшему значению p_k ;

EJ — жесткость на изгиб участка стенки трубы шириной b ;

k — коэффициент сопротивления среды (грунта)

При действии на трубопровод без колец жесткости нагрузок, вызывающих не только сжатие, но и изгиб стенок, также может произойти потеря устойчивости. Изгибающий момент может появиться в упругой стадии работы материала под действием радиальной нагрузки на трубу, поперечное сечение которой под влиянием начальной эллиптичности или под действием поперечных нагрузок отклонилось от окружности; в критическом состоянии этот момент равняется²:

¹ Е. Л. Николаи Труды по механике, Гостехиздаг, 1955

² С. П. Тимошенко. Теория устойчивости упругих систем, Гостехтеоретиздат, 1955.

$$M = \frac{pr\omega}{2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{p}{p_k}}, \quad (\text{XXII.17})$$

где ω — наибольшее радиальное перемещение от начальной эллиптичности или от действия нагрузок;
 p — расчетное равномерное давление;
 p_k — критическое равномерное давление, вычисленное по формуле (XXII.16).

При необходимости установки колец жесткости величину критического давления для оболочки следует определять по формуле М. Леви

$$p_k = \frac{3EJ}{lR^3}, \quad (\text{XXII.18})$$

где l — расстояние между соседними кольцами жесткости;
 R — радиус окружности, проходящей через центр тяжести сечения кольца жесткости;
 J — момент инерции сечения кольца жесткости с учетом оболочки на длине $a + 1,56 \sqrt{r\delta}$;
 a — длина касания (по образующей) элемента жесткости с оболочкой.

Условие устойчивости оболочки и колец жесткости при расчете по предельному состоянию имеет следующий вид:

$$p \leq mp_k, \quad (\text{XXII.19})$$

где p — сумма наружного расчетного и внутреннего расчетного отрицательного давления — вакуума (с учетом коэффициентов перегрузки);
 p_k — критическое давление;
 m — коэффициент условий работы трубопровода при расчете на устойчивость, равный 0,65.

Проверка устойчивости сжатой зоны оболочки надземных трубопроводов большого диаметра, лежащих на отдельных опорах, приближенно может быть произведена по формуле¹

$$\sigma_k = 0,22 \frac{E\delta}{r}, \quad (\text{XXII.20})$$

где r и δ — радиус и толщина стенки трубы;
 σ_k — критическое продольное сжимающее напряжение в трубопроводе, вызывающее потерю устойчивости стенки.

Однако эта формула получена на основании испытаний цилиндрических оболочек, находящихся в условиях, отличных от условий работы трубопроводов, поэтому необходимо дополнительно изучить вопросы устойчивости надземных тонкостенных трубопроводов большого диаметра.

Если расчетное продольное сжимающее напряжение в стенке надземного трубопровода превышает $0,65 \sigma_k$, то рациональнее обеспечить устойчивость сжатой зоны оболочки не ее утолщением, а постановкой продольного ребра жесткости, приваренного вдоль верхней образующей трубы в середине пролета и вдоль нижней образующей трубы у опор (в случае неразрезного трубопровода).

¹ А. С. Вольмир. Гибкие пластины и оболочки, Гостехиздат, 1956.

* Технические условия и нормы проектирования «Трубопроводы напорные стальные для гидроэлектрических станций» (ТУ 9-51), Госэнергоиздат, 1952.

ГЛАВА XXIII

**ОСОБЕННОСТИ БАШЕННЫХ И МАЧТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ
И ИХ НАГРУЗОК**

К башенным и мачтовым сооружениям относятся радиобашни, радиомачты, телевизионные опоры, опоры радиорелейных линий, опоры линий электропередачи, опоры ветровых двигателей, различного рода вышки, опоры канатных дорог и т. п. (см. рис. I. 4; I. 5 и др.).

Стволы подобных сооружений обычно представляют собой сплошные или пространственные сквозные системы, образованные из нескольких вертикальных или слегка наклонных плоских ферм и ряда горизонтальных диафрагм (рис. XXIII. 1). Примерами сплошных конструкций башенных и мачтовых сооружений являются башни-оболочки, мачты со стволом в виде трубы большого диаметра (см. рис. XXIV. 23) и дымовые трубы.

Основная особенность башенных и мачтовых сооружений заключается в сравнительно большом отношении их высоты к поперечным размерам.

Сооружения башенного типа являются свободно стоящими, жестко заделанными в основании (радиобашни, телевизионные башни, опоры линий электропередачи, опоры радиорелейных линий и др.), а сооружения мачтового типа — расчаленными с помощью оттяжек (радиомачты, телевизионные мачты и т. п.).

Для уменьшения веса, а также обеспечения прочности и устойчивости против опрокидывания при действии горизонтальных нагрузок башенные сооружения обычно проектируют переменного сечения в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. XXIII. 1).

Мачты шарнирно опираются на фундамент (рис. XXIII. 2); их устойчивость обеспечивается системой оттяжек, расположенных в одном (рис. XXIII. 2, а) или в нескольких (рис. XXIII. 2, б) ярусах.

Особенностью большинства башенных и мачтовых сооружений является их работа на значительные горизонтальные нагрузки (ветровая нагрузка; горизонтальные составляющие тяжения синфазных антенн в радиобашнях; тяжение проводов и тросов в опорах линий электропередачи и т. д.). Вертикальная нагрузка имеет существенное значение в мачтах, где вертикальные составляющие тяжений оттяжек велики, а также в башенных сооружениях с большой полезной нагрузкой — водонапорных башнях, вышках шахтных подъемников и т. п.

По форме башенные сооружения могут быть уширяющимися книзу по линейному или какому-либо другому закону (см. рис. XXIII. 1), призматическими, в виде решетчатых порталов (см. рис. XXIII. 3) и т. д.

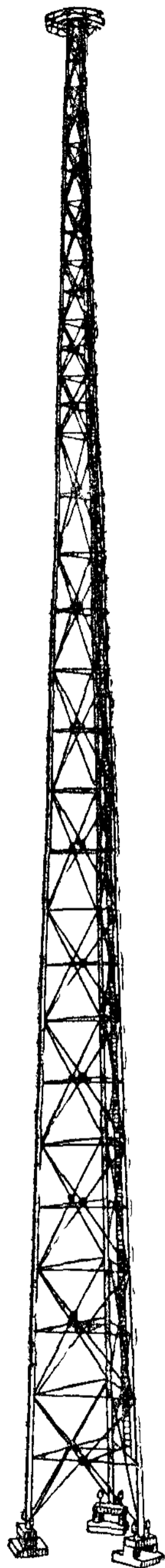


Рис. XXIII.1. Трех-
гранная радиобач-
ня из труб высо-
гой 202 м

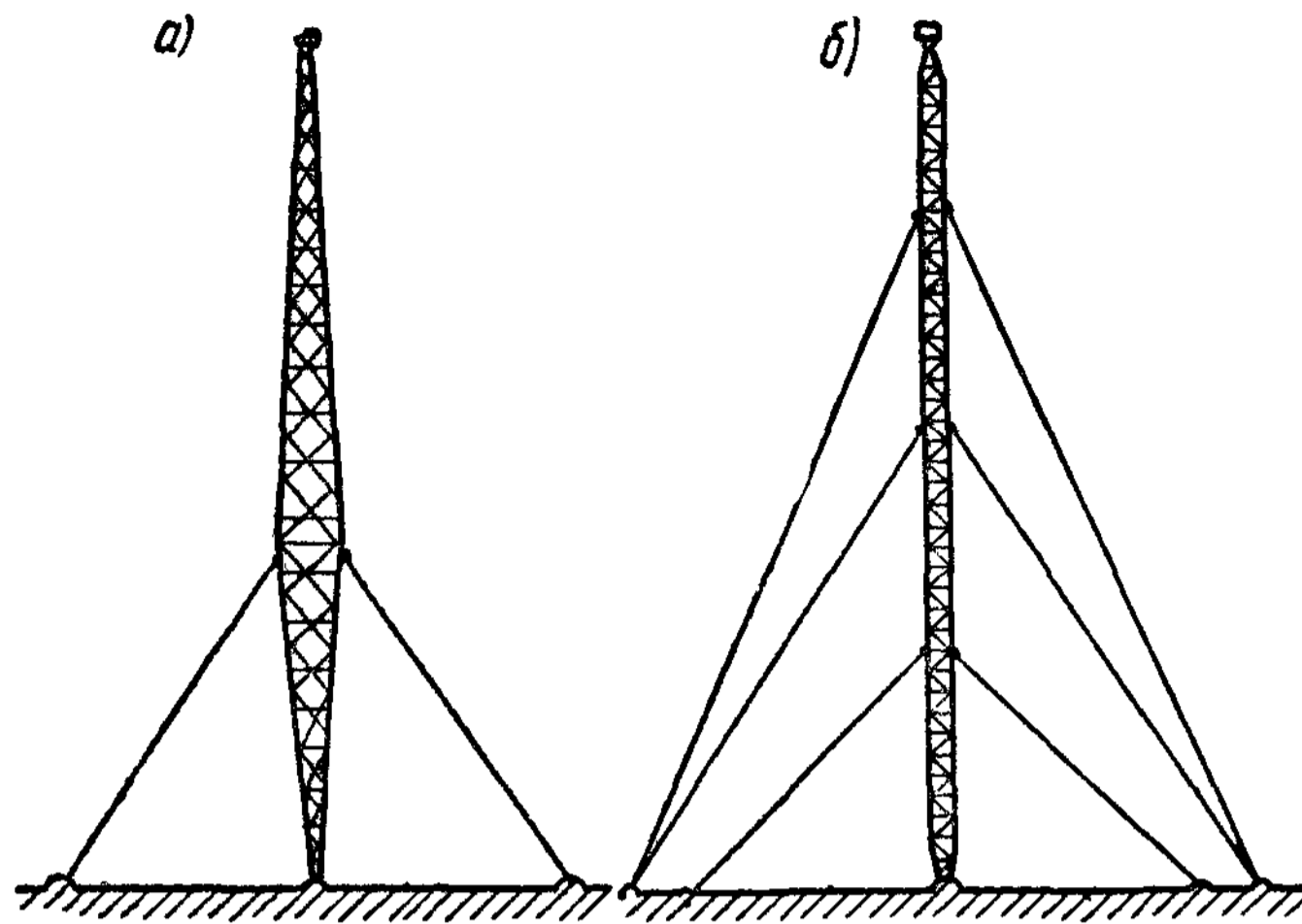


Рис. XXIII.2. Радиомачты высотой 200 м
а — с оттяжками в одном ярусе; б — с оттяжками в нескольких ярусах

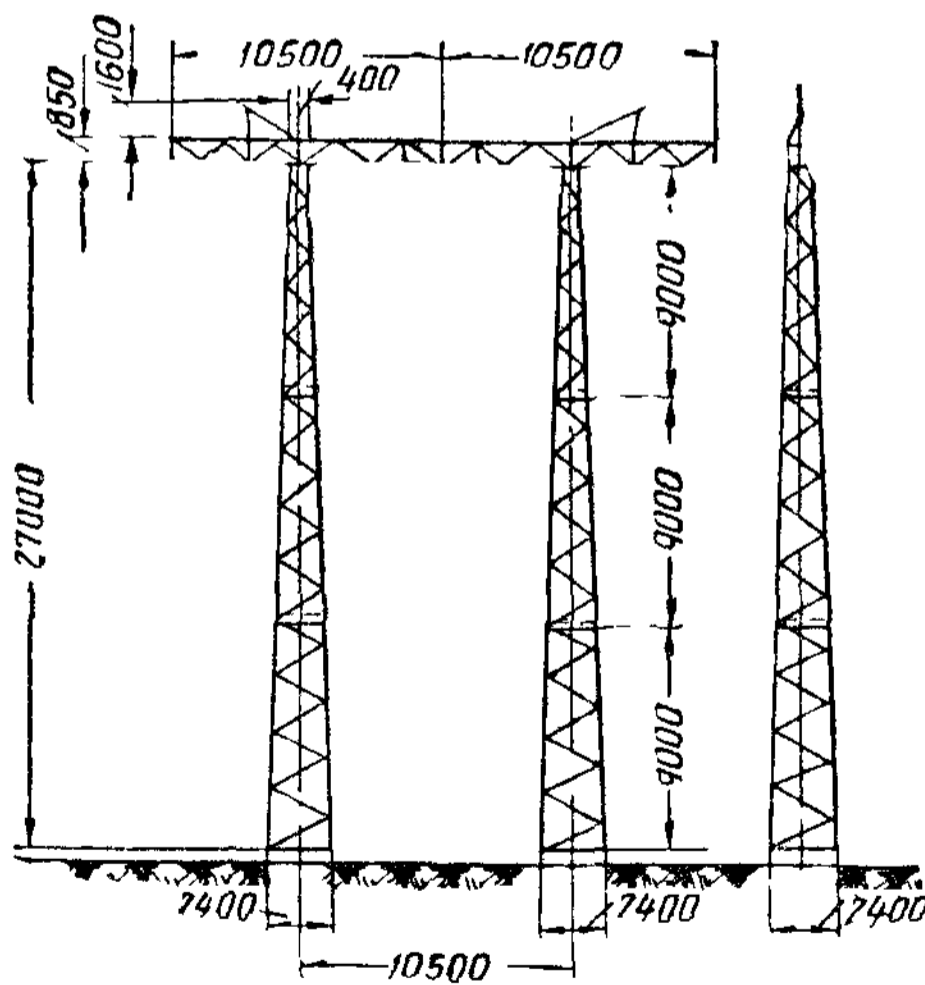


Рис. XXIII.3. Промежуточная опора пор-
тального типа для линии электропередачи
напряжением 400 кВ

Основными типами решетки башен являются крестовая с дополнительными распорками и ромбическая, так как эти системы решеток обеспечивают наибольшую жесткость конструкции. В стволах мачт при наличии жестких раскосов рациональнее применять треугольную решетку. Для обеспечения неизменяемости контура сечения отправочного элемента ствола башенного или мачтового сооружения при транспортировании и монтаже, для восприятия горизонтальных составляющих усилий, возникающих в местах переломов поясов, а также обеспечения жесткости контура сечения при кручении башни или мачты применяются диафрагмы, располагаемые на расстояниях, зависящих от типа конструкции.

Сочетание нагрузок, действующих на башенные и мачтовые сооружения, может быть основным, дополнительным и особым.

Наиболее часто встречающиеся в башнях или мачтах комбинации нагрузок и соответствующие им значения коэффициентов сочетаний приведены в табл. XXIII.1.

Таблица XXIII 1

Расчетные сочетания нагрузок для башен и мачт

Вид нагрузок	Сочетания нагрузок						
	основные		дополнительные		особые		
	а	б	а	б	а	б	в
Собственный вес	1	1	1	1	1	1	1
Начальное натяжение	1	1	1	1	1	1	1
Ветровая нагрузка	1	0,25	1	1	1	0,25	—
Нагрузка от обледенения (гололед)	—	1	—	—	—	1	—
Снеговая нагрузка	1	—	1	1	1	—	1
Сейсмические воздействия	—	—	—	—	—	—	1
Температурные воздействия	—	1*	1	—	1	1*	1
Монтажные нагрузки	—	—	—	1	—	—	—
Нагрузка от односторонних обрывов проводов и антенн	—	—	—	—	1	1	1
Коэффициент сочетаний	1		0,9		0,8		

* Температурные воздействия, соответствующие гололеду.

Обычно решающее значение имеют следующие сочетания: основное (а) — собственный вес, натяжение оттяжек и проводов, ураганный ветер и основное (б) — собственный вес, натяжение оттяжек и проводов, ветер малой интенсивности, обледенение и соответствующие гололеду температурные воздействия.

Дополнительные сочетания имеют значение при больших перепадах температур и значительных монтажных нагрузках; на особые сочетания приходится проверять сооружения почти всегда, особенно в сейсмических районах.

Численные значения нагрузок указаны в Технических условиях проектирования стальных мачт и башен.

Наибольшей по величине нагрузкой для башенных и мачтовых сооружений является ветровая нагрузка. Ветровой напор равен

$$Q = \frac{v^2}{16}, \quad (\text{XXIII.1})$$

где v — скорость ветра, переменная по высоте сооружения.

Зависимость скоростного напора ветра от высоты сооружения может быть принята по квадратной логарифмической кривой

$$Q_i = Q_{20} \left(\frac{\ln \frac{z_i}{z_0}}{\ln \frac{z_{20}}{z_0}} \right)^2, \quad (\text{XXIII.2})$$

где Q_{20} — скоростной напор на высоте 20 м от уровня земли;
 z_i — расстояние от поверхности земли до уровня, в котором определяется ветровая нагрузка;
 z_{20} — уровень, на котором замеряется скорость ветра (20 м от поверхности земли);
 z_0 — показатель шероховатости поверхности земли, принимаемый равным 0,20 м для I ветрового района и 0,05 м для II, III и IV районов.

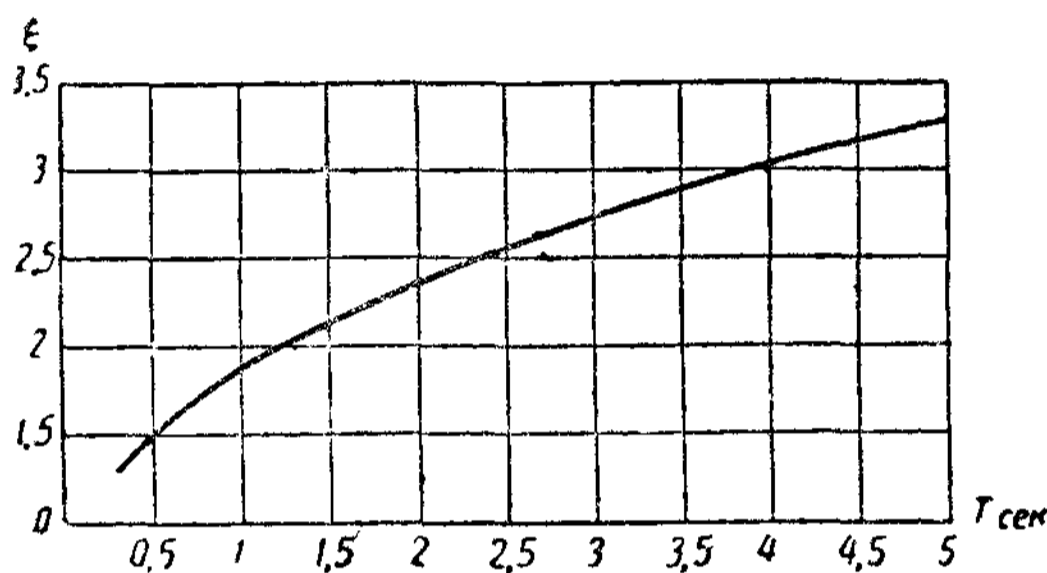


Рис. XXIII.4. Кривая зависимости динамического коэффициента ξ от периода собственных колебаний T стального высокого открытого сооружения

го от материала и жесткости конструкции (от периода колебаний), за исключением ветровых нагрузок на провода и тросы, для которых этот коэффициент не учитывается вследствие значительной гибкости последних.

Помимо учета динамичности (инерционных усилий при колебании сооружения под действием ветра), в расчетах высотных сооружений учитывают еще неравномерность ветрового потока, его пульсацию. Она наибольшая у поверхности земли вследствие шероховатости земляного покрова и уменьшается с высотой, в соответствии с чем коэффициент пульсации m убывает с увеличением высоты.

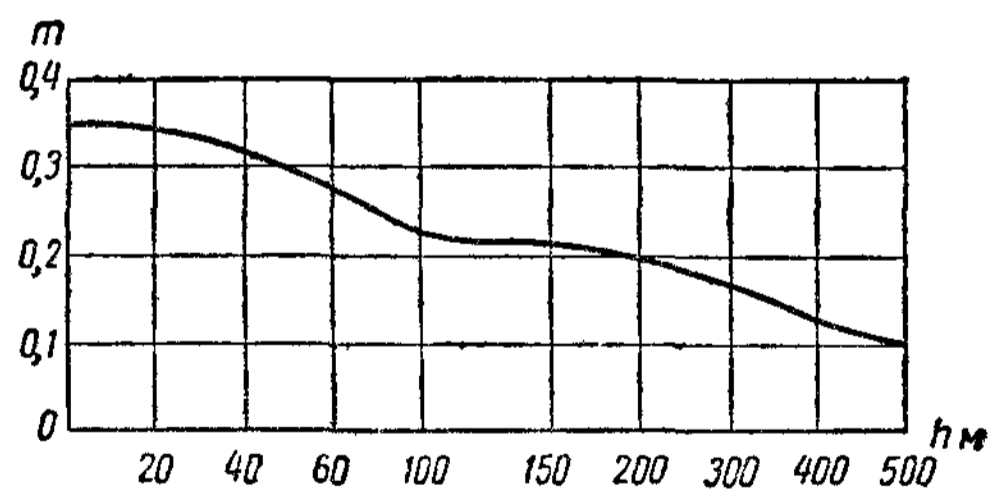


Рис. XXIII.5. Кривая зависимости коэффициента пульсации скоростного напора m от высоты сооружения h

Зависимость коэффициента динамичности ξ от периода колебаний T стального сооружения показана на рис. XXIII.4, а зависимость коэффициента пульсации m от высоты h — на рис. XXIII.5.

Период собственных колебаний башни может быть определен по формуле

$$T \approx 1,41 \sqrt{\frac{3+k}{2+k} f}, \quad (\text{XXIII.3})$$

В соответствии с этим величины расчетного скоростного напора ветра изменяются от 50 до 350 кг/м² в зависимости от района и высоты рассматриваемой зоны сооружения над поверхностью земли.

Особенностью определения ветровой нагрузки на башенные и мачтовые сооружения является введение коэффициента динамичности, зависяще-

где f — статический прогиб верхнего конца башни от собственного веса, приложенного как горизонтальная нагрузка;
 $k = \frac{g_n}{g_b}$ — отношение весов погонного метра башни внизу и сверху.
 Период собственных колебаний мачты

$$T \approx 1,41 k \sqrt{f}, \quad (\text{XXIII.4})$$

где k — коэффициент, характеризующий влияние числа ярусов оттяжек (см. табл. XXIII.2).

Таблица XXIII. 2

Число ярусов оттяжек	1	2	3	4	5	6
Значение коэффициента k	1,41	1,27	1,23	1,21	1,19	1,18

Давление ветра на сооружение является следствием обтекания конструкций ветровыми струями, возникновения вихревых вихреватостей, подсоса и т. п. Указанные явления характеризуются аэродинамическим коэффициентом (коэффициентом лобового сопротивления) C_x , зависящим от формы обтекаемых элементов сооружения.

Так, для стержней конструкции, имеющих в сечении форму уголка с полкой, расположенной по направлению ветрового потока, $C_x = 1,4$; для стержней того же сечения, но с полками, расположенными под углом 45° к направлению потока, $C_x = 1,54$; для цилиндрических стержней с осью, перпендикулярной направлению ветрового потока, $C_x = 0,45 \div 1,2$ в зависимости от числа Рейнольдса Re (рис. XXIII.6).

Число Рейнольдса

$$Re = 69 \cdot 10^3 v d, \quad (\text{XXIII.5})$$

где v — скорость ветра в м/сек,
 d — диаметр стержня в м,
 и, таким образом, зависит от скорости ветра и диаметра стержней. Подбирая диаметр в соответствии со скоростью, можно значительно уменьшить коэффициент C_x и давление ветра на стержень, в чем и заключается большое преимущество трубчатых стержней. Поэтому, начиная с 1941 г., последние находят все более широкое применение в высоких башнях и мачтах.

С целью уменьшения ветровой нагрузки и облегчения сооружения следует по возможности избегать участка с числами Рейнольдса меньше $Re = 0,3 \cdot 10^6$ (рис. XXIII. 6).

Таким образом, расчетная ветровая нагрузка на сооружение или часть его, в направлении ветра, выражается формулой

$$q = C_x \beta F Q \text{ кг/м}^2, \quad (\text{XXIII.6})$$

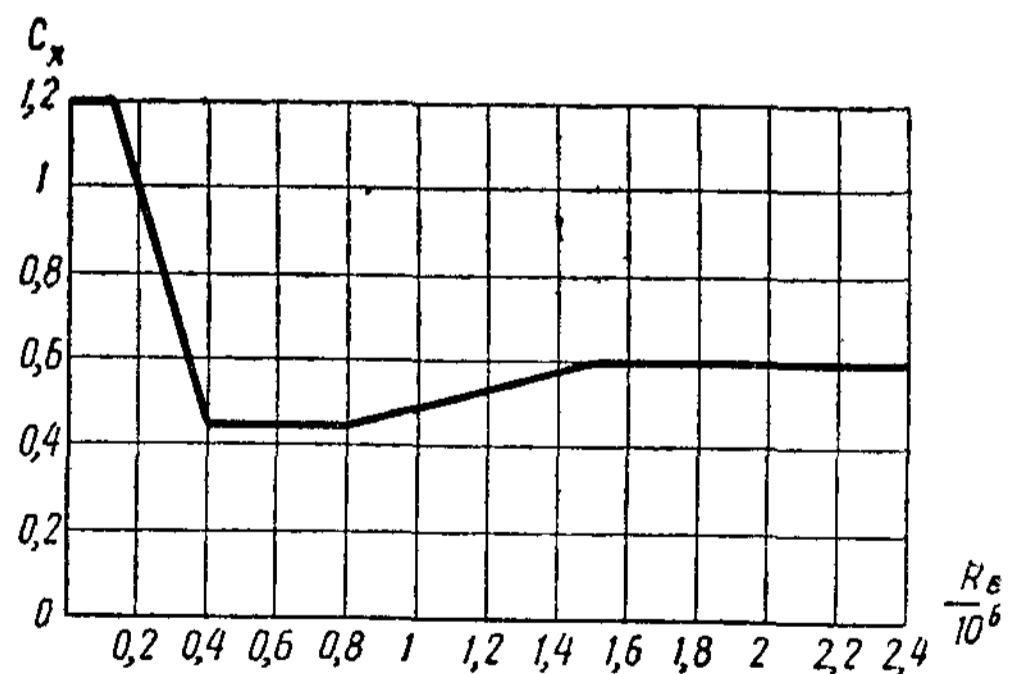


Рис. XXIII.6. Кривая зависимости коэффициента лобового сопротивления C_x для стержней круглого и кольцевого сечения от числа Рейнольдса Re

где Q — ветровой напор в $кг/м^2$ на данной высоте от поверхности земли, умноженный на коэффициент перегрузки, равный 1,2;
 F — площадь нетто в $м^2$ проекции рассчитываемого сооружения или его части на плоскость, перпендикулярную направлению ветра;
 $\beta = 1 + \xi m$ — коэффициент увеличения ветрового напора в связи с его динамичностью и порывистостью;
 ξ — коэффициент динамичности, зависящий от периода собственных колебаний сооружения T и от логарифмического декремента затухания сооружения (рис. XXIII.4);
 m — коэффициент пульсации скоростного напора (рис. XXIII.5);
 C_x — коэффициент лобового сопротивления (аэродинамический коэффициент).

Нагрузка q для разных зон сооружения по высоте будет различна, поскольку от высоты зависят величины Q и m ¹.

Зональное изменение ветровой нагрузки на отдельных участках сооружения по высоте может вызвать увеличение усилий в некоторых элементах и поэтому его необходимо учитывать².

Ветровая нагрузка для проводов и тросов определяется по формуле (XXIII.6) при значении коэффициента динамичности $\xi = 1$.

Коэффициент пульсации для проводов и тросов на 30% ниже, чем для сооружений.

При проектировании башенных и мачтовых сооружений серьезное значение имеют вопросы устойчивости их напряженного состояния, колебаний их стволов, а также вопросы вибрации проводов, тросов, проволочных антенн, отдельных стержней конструкций и др.

В высоких сооружениях цилиндрической формы ветер вызывает колебания, перпендикулярные его направлению. При определенных скоростях ветра частота срыва вихрей может совпасть с частотой собственных колебаний сооружения, в результате чего конструкция попадет в резонанс. Это обстоятельство должно быть учтено расчетом.

В данном разделе рассматриваются лишь основные вопросы конструирования и расчета наиболее распространенных башенных и мачтовых сооружений, а именно: антенных сооружений и опор линий электропередачи³.

Для сборно-разборных башенных сооружений, особенно транспортируемых и монтируемых вертолетами, целесообразно применять конструкции из алюминиевых сплавов с монтажными соединениями на оцинкованных стальных болтах.

¹ Технические условия расчета высоких сооружений на ветровую нагрузку, СН 40-58, Госстройиздат, 1959.

² Технические условия проектирования стальных мачт и башен. Госстройиздат, 1960.

³ При проектировании башен и мачт можно пользоваться специальной литературой: Н. С. Стрелецкий, Курс металлических конструкций, ч. III, Стройиздат, 1944; Г. А. Савицкий, Антенные сооружения, Связьиздат, 1947; А. А. Глазун, Основы механической части воздушных линий, Госэнергоиздат, 1956; Г. А. Савицкий, Основы расчета радиомачт, Связьиздат, 1955; С. С. Рокотян, Передача электрической энергии на дальние расстояния, Госэнергоиздат, 1956; В. И. Трофимов, Исследование и расчет элементов стальных опор линий электропередачи, Госэнергоиздат, 1959.

АНТЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Изобретателем радио является наш великий соотечественник А. С. Попов, который 7 мая 1895 г. впервые публично продемонстрировал работу созданного им радиоприемника. А. С. Попов показал на практике возможность радиосвязи, а также впервые применил антенны на деревянных мачтах высотой 30—40 м. Современные стальные опоры, несущие сложные антенные устройства крупных размеров, достигают высоты 500—600 м.

В директивах XXI съезда партии по семилетнему плану развития народного хозяйства 1959—1965 гг. уделено большое внимание всемерному развитию радиотехнической промышленности. Протяженность радиорелейных линий связи возрастет примерно в 6 раз. Намечается увеличение мощности радиовещательных станций и ускорение работ по широкому внедрению телевизионного и ультракоротковолнового вещания, а также внедрение цветного телевидения. Число телевизионных станций увеличится в 2,6 раза. За период 1959—1965 гг. будет завершена работа по радиофикации сел.

§ 1. РАДИОБАШНИ

1. Общая характеристика. Нагрузки

Радиобашни являются высокими, свободно стоящими пространственными конструкциями, заделанными в основании, и применяются для подвески проволочных (синфазных горизонтальных) антенн, установки жестких излучателей коротких волн или антенн ультракоротковолнового диапазона, а также в качестве излучателей средних волн (башни-антенны).

Первая в СССР и в Европе башня для радиовещания спроектирована акад. В. Г. Шуховым в 1921 г. и построена в 1922 г. в Москве. Ныне она используется как главная башня Московского телецентра.

Радиобашни тяжелее и дороже радиомачт, но требуют меньшей площади застройки (что особенно важно в условиях городского строительства) и менее опасны для воздушного транспорта. В ряде случаев антенные сооружения по радиотехническим условиям могут выполняться только в виде радиобашен вследствие большой жесткости последних. Преимущество башен в качестве опор синфазных антенн по сравнению с мачтами заключается, помимо жесткого крепления антенной сети, в

* Автор приведенных в этой главе решений радиобашен, радиомачт и телевизионных опор — А. Г. Соколов (ГПИ Проектстальконструкция).

меньшей протяженности фронта антенн (благодаря отсутствию оттяжек); поэтому наряду с сокращением площади застройки уменьшается длина питающих проводов (фидеров) и кабельной сети для сигнальных ламп на опорах подвесных антенн.

Радиобашни в соответствии с радиотехническими требованиями сооружаются либо с изолированным, либо с заземленным основанием.

Башни обычно делают пирамидальными решетчатыми треугольного (рис. XXIV. 1) или квадратного сечения.

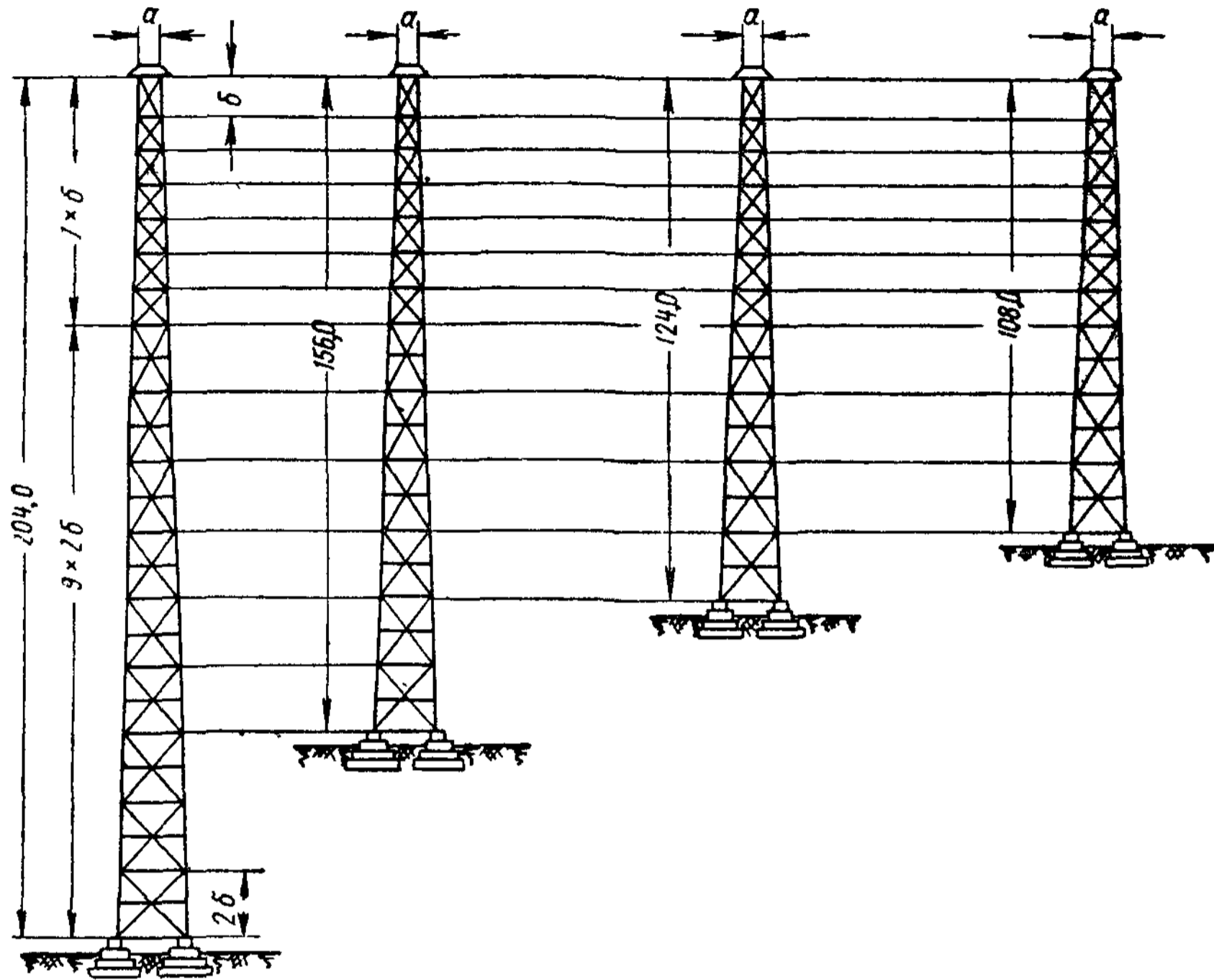


Рис. XXIV.1. Типовые схемы трехгранных трубчатых радиобашен-антенн, построенные по принципу модульности

Ширина базы пирамидальной башни назначается в пределах $\frac{1}{6} - \frac{1}{15}$ высоты, ширина вершины 1—2 м, уклон граней $\frac{1}{16} - \frac{1}{40}$. Решетка в башнях применяется крестовая с дополнительными распорками, как наиболее жесткая и обеспечивающая уменьшение расчетной длины поясов.

В связи с уменьшением ширины башни по высоте панель поясов приходится делать переменной; однако нежелательно изменять ее размер на протяжении всей башни слишком часто. С целью обеспечения серийности изготовления наиболее правильно унифицировать размеры панелей на протяжении отправочных элементов.

Как было отмечено, основой рационального проектирования радиобашен является всемерное уменьшение ветрового давления на них (поскольку при расчете башни напряжение от ураганного ветра составляет 70—90% суммарного напряжения в поясе башни).

Отсюда возникает рациональность применения в башнях трубчатых элементов, а также предварительно напряженных раскосов из круглой стали.

Несмотря на большую стоимость трубчатых элементов по сравнению с элементами из уголковой стали, стоимость высоких трубчатых башен благодаря снижению ветровой нагрузки меньше стоимости башен из уголков. Однако при большой ветровой площади оборудования, когда площадь конструкции башни относительно невелика, выгоднее конструировать башни из уголков.

Вес четырехгранной трубчатой башни при высоте до 200 м составляет 0,4—0,5 т/м, трехгранной — 0,2—0,3 т/м. Меньшие значения относятся к низким трубчатым башням (высотой менее 100 м), большие — к высоким. Высокие башни из уголков на 50—70% тяжелее трубчатых башен.

Давление ветра на конструкцию башни определяется по формуле

$$q = \beta(1 + \nu) C_x Q F, \quad (\text{XXIV.1})$$

где $(1 + \nu)$ — коэффициент, учитывающий пространственность конструкций; он может быть принят равным: для четырехгранных башен $\sim 1,8$, для трехгранных $\sim 1,6$;

F — расчетная площадь нетто грани (теневые площади стержней наветренной грани).

Остальные обозначения см. формулу (XXIII.6).

Скоростной напор ветра для проводов и тросов, покрытых гололедом, принимается постоянным по высоте конструкции и равным четверти интенсивности ураганного ветра. Толщина корки обледенения зависит от района гололедности и высоты сооружения и меняется в пределах от 1 до 28 см*. Объемный вес гололеда γ_r в зависимости от толщины корки наледи Δ_r принимается от 0,15 до 0,9 т/м³** (рис. XXIV.2).

Максимальные перепады температур воздуха принимаются в зависимости от района строительства. Нагрузки от антенн и другого оборудования определяются заданием на проектирование радиобашен.

2. Основы расчета башен

Башни рассчитывают на сочетания воздействий, при которых возникают наибольшие усилия в стержнях или наибольшие перемещения верхушки башни. Опоры подвесных антенн рассчитывают на основные сочетания нагрузок (а) и (б) (см. табл. XXIII.1).

Кроме того, башни, поддерживающие проволочные антенны, рассчитывают на односторонний обрыв всей сети, вызывающий изгиб, или

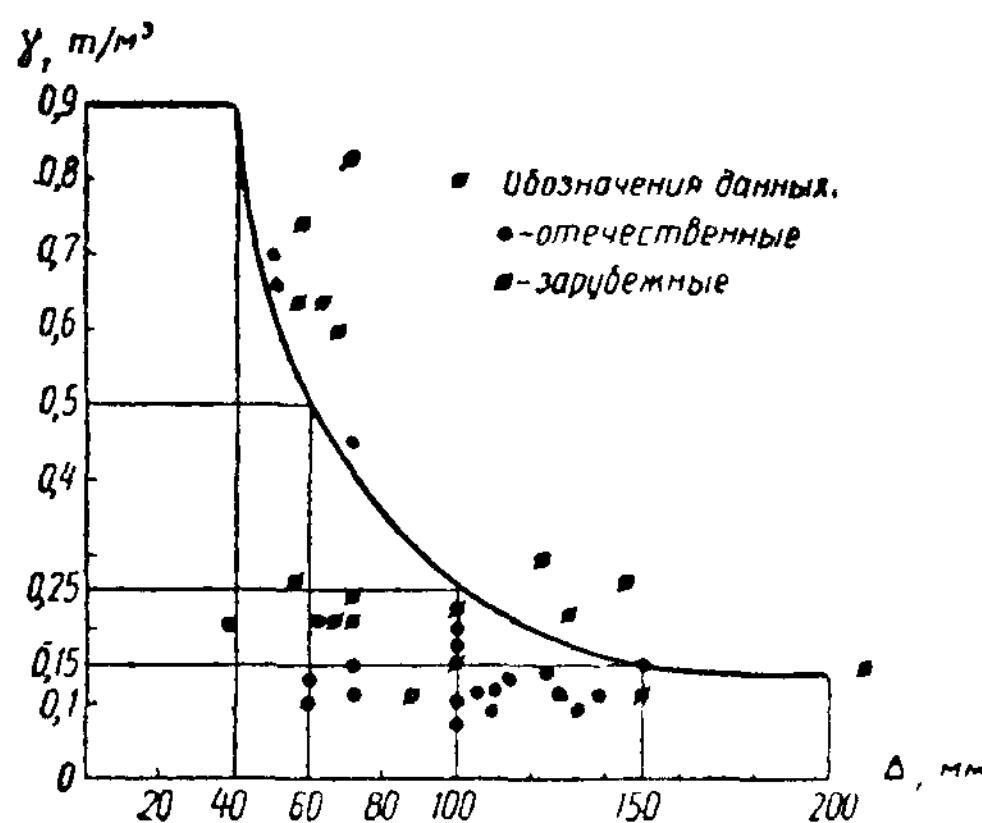


Рис. XXIV.2. Кривая зависимости объемного веса гололеда γ_r от толщины корки наледи Δ_r

* Технические условия проектирования стальных мачт и башен Госстройиздат, 1960.

** В. В. Бургсдорф Сооружение и эксплуатация линий электропередачи в сильно гололедных районах, Госэнергоиздат, 1947.

на обрыв половины сети, который создает крутящий момент; оба эти случая относятся к особым сочетаниям (см. табл. XXIII. 1).

Расчет башни, не несущей проволочной антенны, упрощается, так как расчетной схемой в этом случае всегда является давление ветра на грань башни.

Собственный вес башни, находящихся на ней устройств и вес проволочной антенны передаются целиком на пояса башни.

Расчет башен на прочность и устойчивость, а также на опрокидывание и сдвиг должен производиться по первому предельному состоянию с учетом коэффициентов перегрузки действующих нагрузок.

Коэффициенты перегрузки ветровой нагрузки, обледенения, обрыва проводов и тросов, а также монтажных нагрузок принимают равными 1,2; собственного веса конструкций, оборудования, температурных воздействий — 1,1; сейсмических воздействий — 1,0; предварительного натяжения — $0,9 \div 1,1$.

При расчете устойчивости башни против опрокидывания или сдвига вводятся коэффициенты перегрузки собственного веса: 1,0 — для конструкций и оборудования и 0,9 — для фундаментов.

Кроме того, башни рассчитывают по второму предельному состоянию — по линейным и угловым перемещениям.

Башни рассчитывают как стержневые системы. При их расчете внешние силы считают действующими в плоскости граней, а усилие в каждом поясе находят, как сумму усилий в поясах смежных граней. Расчет ведется в такой последовательности: определяют нагрузки, раскладывают их по граням башни, распределяют по узлам плоской фермы и находят усилия в стержнях графическим или аналитическим способами.

В сжатых элементах, например поясах, увеличение размеров сечения повышает коэффициент продольного изгиба φ и, следовательно, позволяет повысить напряжения, но в то же время увеличивает ветровые воздействия на элемент вследствие увеличения его ширины. Очевидно, всегда может быть найдена наивыгоднейшая ширина сечения, при которой увеличение ветрового воздействия компенсируется повышением напряжений. Для трубчатых сечений наивыгоднейшее решение зависит от коэффициента

$$A = \frac{W_p}{W},$$

где W_p — ветровое давление, приходящееся на пояса;

W — ветровое давление на всю башню с оборудованием.

Наивыгоднейшая панель для башни из стали 3 может быть определена из формулы

$$\lambda = 76A + 33, \quad (\text{XXIV.2})$$

где λ — гибкость пояса.

В башнях-антеннах $A = 1/4 \div 1/2$ и, таким образом, область рациональных гибкостей $\lambda = 50 \div 70$.

При расчете башни на кручение диафрагмы и стержни решетки ствола рассчитывают на поперечную силу

$$Q_{кр} = \frac{M_{кр}}{na}, \quad (\text{XXIV.3})$$

где $M_{кр}$ — крутящий момент;

n — число граней башни;

a — апофема многоугольника поперечного сечения башни.

Для башни квадратного сечения $a = 0,5 b$, а для трехгранной башни $a = 0,29 b$, где b — ширина грани башни. Таким образом, при оди-

наковой ширине грани усилия от кручения в трехгранной башне будут приблизительно в 2,3 раза больше, чем в башне квадратного сечения. Поэтому трехгранные башни работают на кручение хуже, чем четырехгранные, и их невыгодно применять для подвески синфазных горизонтальных антенн, которые скручивают башню при одностороннем обрыве сети¹.

Общая устойчивость башни как сквозного бруса переменного сечения может быть проверена по формулам акад А. Н. Динника².

Длинные гибкие стержни круглого сечения башенных конструкций могут подвергаться вибрации от периодического срыва вихрей при обтекании элементов воздушными струями. Это может вызвать усталостное разрушение стержней. Во избежание последнего они должны иметь отношение $\frac{l}{d} \leq 40$ при шарнирных концах и $\frac{l}{d} \leq 60$ при заделанных концах. Раскосы с предварительным напряжением натягивают на 50% расчетного усилия. Это должно быть учтено в расчете.

Предельные гибкости элементов назначаются согласно табл. XXIV. 1.

Таблица XXIV. 1

Предельные гибкости элементов башенных конструкций

Наименование стержней	Гибкость	
	при сжатии	при растяжении
Пояса и опорные раскосы	120	300
Распорки	150	350
Раскосы без предварительного натяжения	150	400
Стержни диафрагм и связей	200	400
Раскосы с предварительным натяжением	Гибкость не ограничивается	

Для связи посредством ультракоротких волн большое значение имеет жесткость опоры, на которой установлены остронаправленные антенны. Угол поворота верхушки башни под действием горизонтальной нагрузки должен быть весьма малым, чтобы в главном направлении излучения не произошло резкого падения напряженности поля (ослабления сигнала). Величина его устанавливается в проектном задании.

В остальных случаях прогиб верхушки радиобашни от нормативных нагрузок не должен превышать $1/100$ ее высоты.

Прогиб верхушки башни можно определить по формуле

$$f = \sum \frac{N_1 N_p l}{EF}, \quad (\text{XXIV.4})$$

где N_1 — усилия в стержнях башни от горизонтальной единичной силы, приложенной к верху башни;

N_p — усилия в стержнях от внешней нагрузки;

l — длины стержней;

F — площади сечений стержней;

E — модуль продольной упругости материала стержней.

¹ М. Д. Шмольский. «Работа металлических башенных конструкций на кручение», Сборник трудов Института строительной механики Академии наук Украинской ССР, № 14, 1950.

² А. Н. Динник. Продольный изгиб. Кручение, Издательство Академии наук СССР, М., 1955.

3. Основы конструирования башен

Пояса и распорки четырехгранных башен делают из уголков или из труб, раскосы — из уголков, труб или круглой стали. Пояса и распорки трехгранных башен выполняют из труб, раскосы — из круглой стали или из труб.

Переход к поясам и распоркам из труб оптимальных диаметров, соответствующих наименьшей ветровой нагрузке, и применение крестовой решетки из гибких предварительно натянутых раскосов позволили создать трехгранную башню высотой 200 м, весом всего 90 т (см. рис. XXIII. 1). Четырехгранные радиобашни той же высоты из уголков значительно тяжелее.

На рис. XXIV. 1 приведены типовые схемы трехгранных трубчатых радиобашен высотой 108, 124, 156 и 204 м, в которых обеспечены повторяемость и взаимозаменяемость одинаковых отправочных элементов. Эти модулированные схемы радиобашен характерны тем, что схема любой башни получается из схемы большей башни путем отсечения нижней части. Каждая башня состоит из семи отправочных элементов длиной по 8 м в верхней части и трех-девяти монтажных элементов (в зависимости от высоты башни) длиной по 16 м в нижней части. В этих башнях применен единый тип соединения стержней в основном узле (рис. XXIV. 3), ускоряющий изготовление и монтаж конструкций башни.

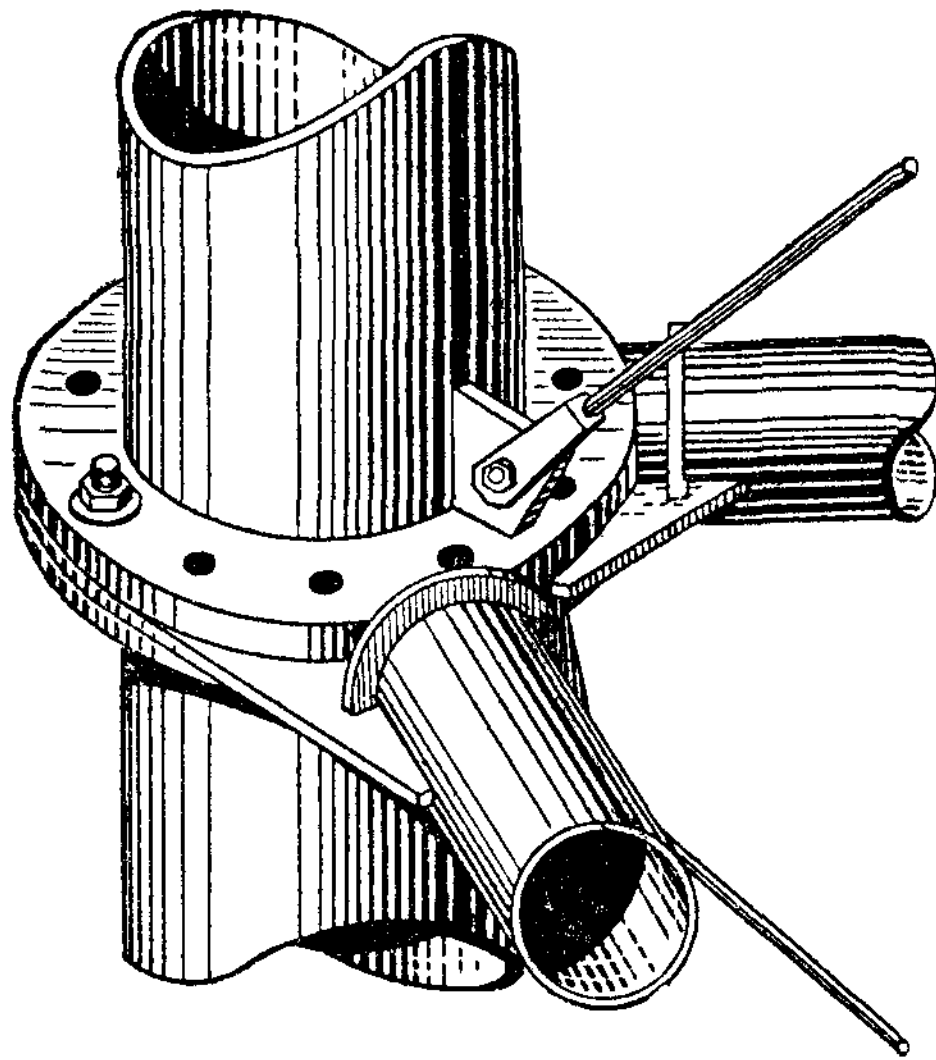


Рис XXIV.3 Основной узел типовой трехгранной трубчатой радиобашни

Пояса трехгранной башни, выполненные из труб наружным диаметром 152—426 мм, соединены между собой крестовой решеткой, состоящей из жестких трубчатых распорок и гибких раскосов из круглой стали со стяжными муфтами. Элементы поясов сопрягаются между собой фланцевыми соединениями на черных болтах, расположенными в узлах через 8—16 м; распорки прикрепляются к фасонкам, зажатым между фланцами поясов, посредством прорезей; чтобы влага не попадала внутрь трубы, ставят торцовые заглушки; раскосы прикрепляют при помощи вилки к фасонкам, приваренным к поясу и фланцу (рис. XXIV. 3). Контроль величины предварительного натяжения раскосов и выверку геометрической схемы башни про-

изводят после сборки всей башни. Таким образом, все заводские соединения конструкции башни сварные, а монтажные — на черных болтах.

Применение трехгранных трубчатых башен особенно эффективно при высоте до 200 м и при использовании их в качестве излучателей (башен-антенн). Для подвески проволочных антенн и в особенности сложных многоэтажных сетей (рис. XXIV. 4) следует применять четырехгранные башни, так как трехгранные башни хуже работают на кручение при одностороннем обрыве половины сети.

Типовые четырехгранные трубчатые башни приведены на рис. XXIV. 5. Их схемы модулированы; башни меньшей высоты получают из более высоких башен путем отсечения нижней части, так же, как и в трехгранных башнях. Размеры панелей башни по высоте приняты 3,75; 5 и 7,5 м с увеличением к низу башни. Такая разбивка панелей вызвана конструктивными и расчетными соображениями.

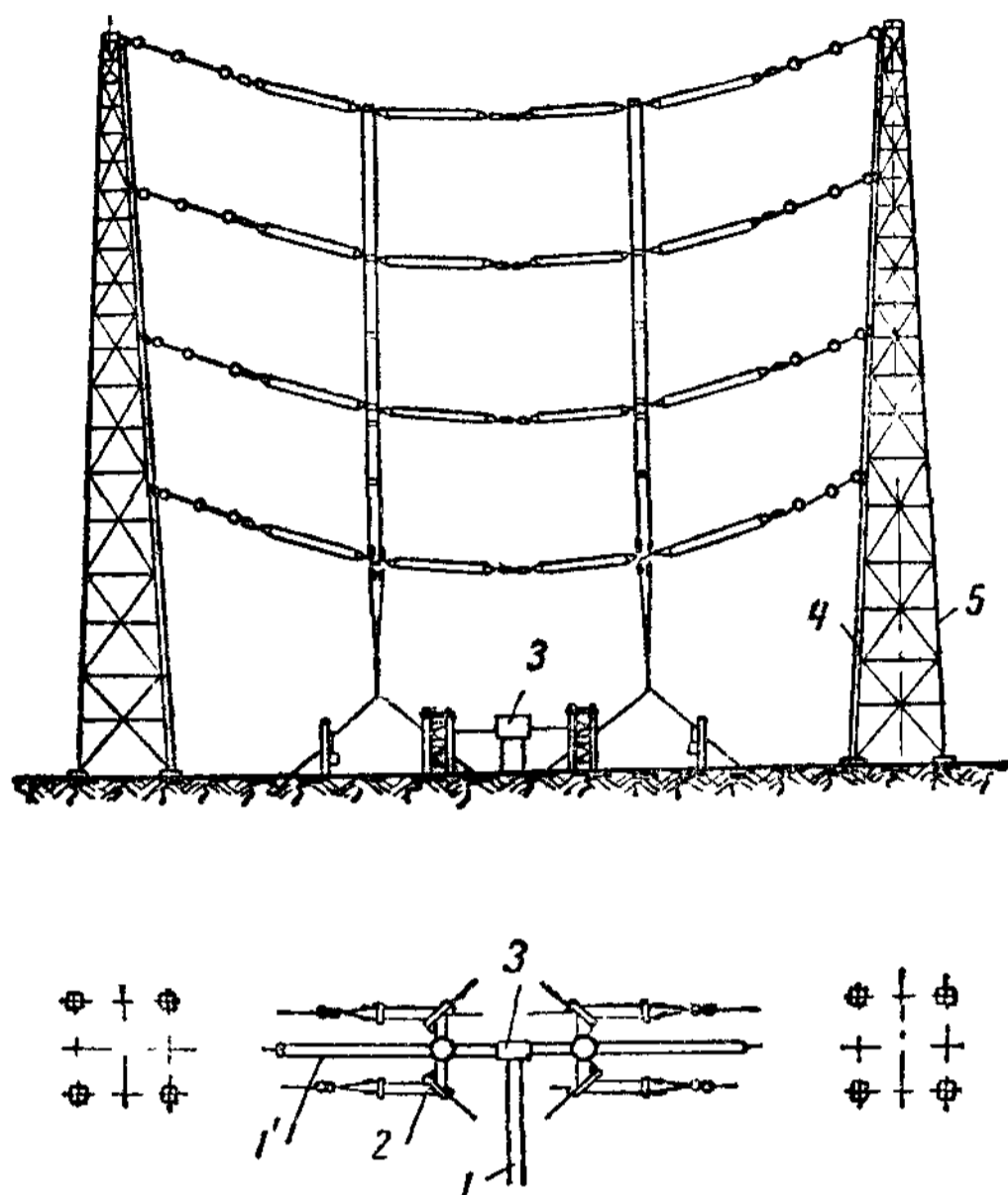


Рис. XXIV.4. Коротковолновая синфазная горизонтальная диапазонная четырехэтажная антенна на четырехгранных башнях

1 — главный фидер; 1' — шлейф настройки рефлектора; 2 — переключатель направления излучения; 3 — переключатель поворота диаграммы; 4 — подъемный канат; 5 — опора антенны

Четырехгранные трубчатые башни квадратного сечения в отличие от трехгранных башен с гибкими раскосами наилучшим образом отвечают требованиям удобства крепления проволочных антенн и уменьшения усилий в стержнях решетки при работе башни на кручение. Раскосы в них приняты жесткими для восприятия больших усилий, возникающих в решетке при одностороннем обрыве половины антенной сети, а также и для упрощения изготовления, монтажа и эксплуатации башен.

Рассмотренные типовые четырехгранные башни нашли также широкое применение в качестве башен-антенн радиовещательных центров СССР.

Если конструкция радиобашни не изолируется от антенных устройств и при эксплуатации находится под током, то необходимо изолировать опорные части башни. Опоры радиобашен могут работать не только на сжатие, но и на растяжение; поэтому для того, чтобы изолировать их от фундамента применяют либо реверсивную схему (конструкцию, в которой растягивающее усилие от ноги башни превращается в усилие, сжимающее изолятор), либо схему, где отрывающие усилия воспринимаются дополнительными изолированными стержнями, тогда как изоляторы работают только на сжатие.

Изоляторы обычно выполняют из фарфора с пределом прочности 500—800 кг/см².

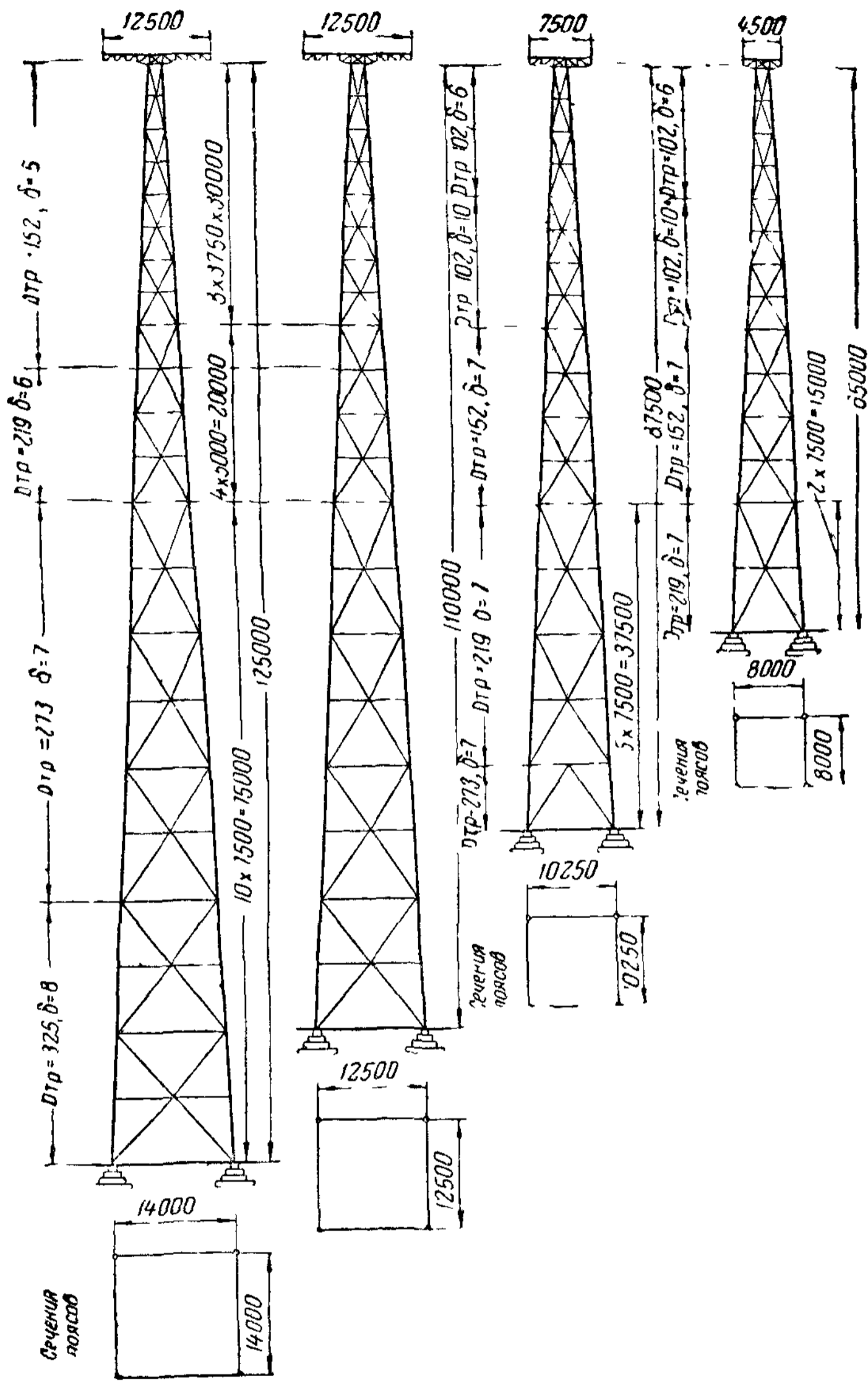


Рис. XXIV.5. Типовые схемы четырехгранных трубчатых радиобашен высотой 125; 110; 87,5 и 65 м

4. Опоры радиорелейных линий

За последние годы развитие техники связи идет по пути широкого использования радиорелейных линий для радиосвязи, радиовещания и телевидения¹.

Использование современных радиорелейных линий связи позволяет организовать многоканальную передачу на большие расстояния, обеспечивающую телефонные разговоры, телеграфные и различного рода служебные сообщения, а также передачи радиовещательных и телевизионных программ.

Радиорелейные линии связи обладают значительными преимуществами перед проводными системами, так как позволяют значительно уменьшить расход цветных металлов, а также без особых затрат осуществить развитие уже имеющихся линий связи путем увеличения числа параллельных каналов с использованием готовых помещений и антенно-башенных сооружений.

Радиорелейная линия состоит из ряда приемно-передающих станций, находящихся друг от друга на расстоянии прямой видимости (порядка 50 км). Каждая промежуточная станция этой линии принимает сигнал от предыдущей, усиливает его и передает на следующую станцию с помощью параболических антенн, одна из которых находится внизу, на земле, а другая укреплена на верхушке башни (рис. XXIV. 6).

При двусторонней связи устанавливают два комплекса аппаратуры, работающих в противоположных направлениях. Получается линия, эквивалентная четырехпроводной воздушной или кабельной линии.

Поскольку такие линии имеют сходство со схемой, состоящей из последовательной цепочки реле, каждое из которых, принимая слабый сигнал, посылает последующему реле импульсы от местного источника тока, они получили название радиорелейных линий.

В качестве опор параболических антенн радиорелейных линий обычно применяют четырехгранные башни высотой 60—110 м с крестовой решеткой из жестких раскосов (рис. XXIV. 6).

Параболические антенны имеют остронаправленное излучение как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости; поэтому к их опорам предъявляются жесткие требования в отношении наибольших перемещений, а именно, чтобы луч антенны отклонялся от заданного направления не более чем на 1°.

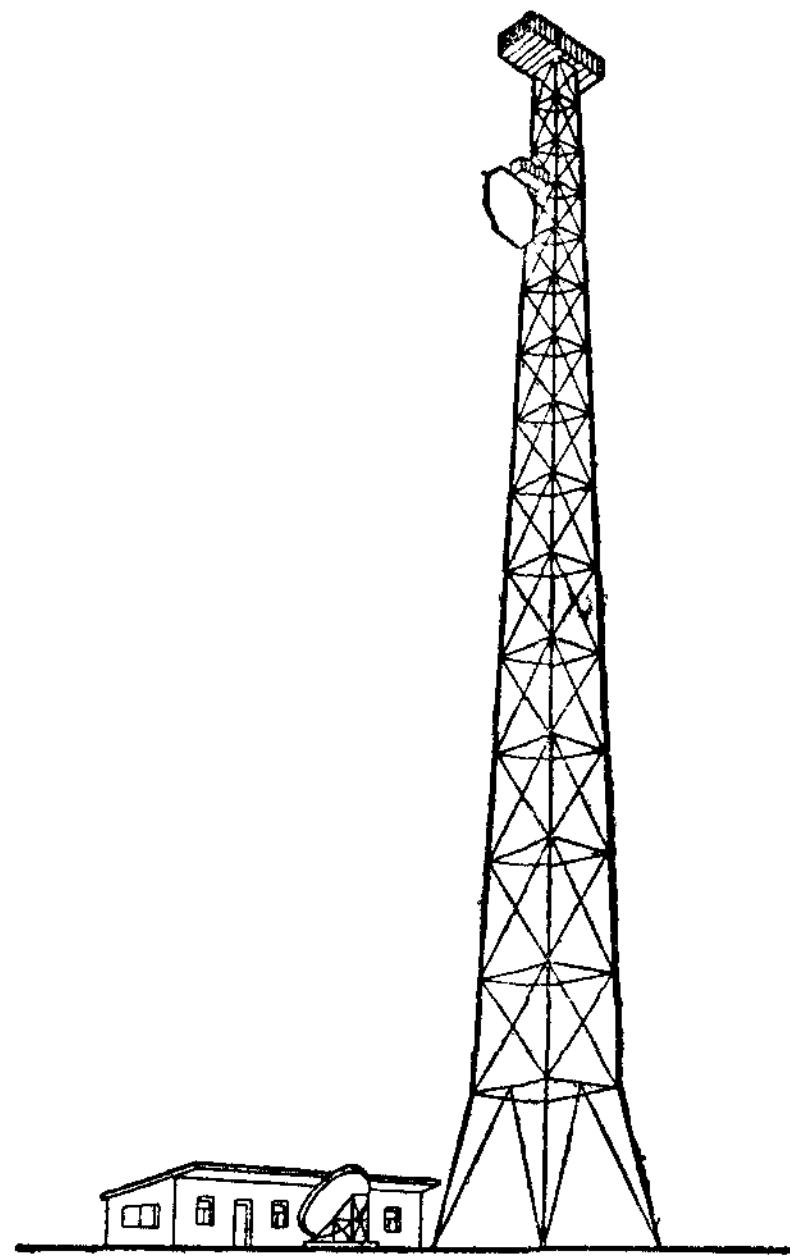


Рис. XXIV 6. Концевая радиорелейная опора с параболическими антеннами

¹ А. В. Просин, А. Н. Цветков. Радиорелейные линии связи, Издательство Академии наук СССР, М., 1958.

§ 2. РАДИОМАЧТЫ НА ОТТЯЖКАХ

1. Общая характеристика. Нагрузки

Радиомачты на оттяжках служат опорами проволочных антенн (рис. XXIV.7) либо применяются в качестве излучателей (рис. XXIV.8). Их проектирование определяется радиотехническими требованиями, предъявляемыми к антенным сооружениям. Для излучения длинных

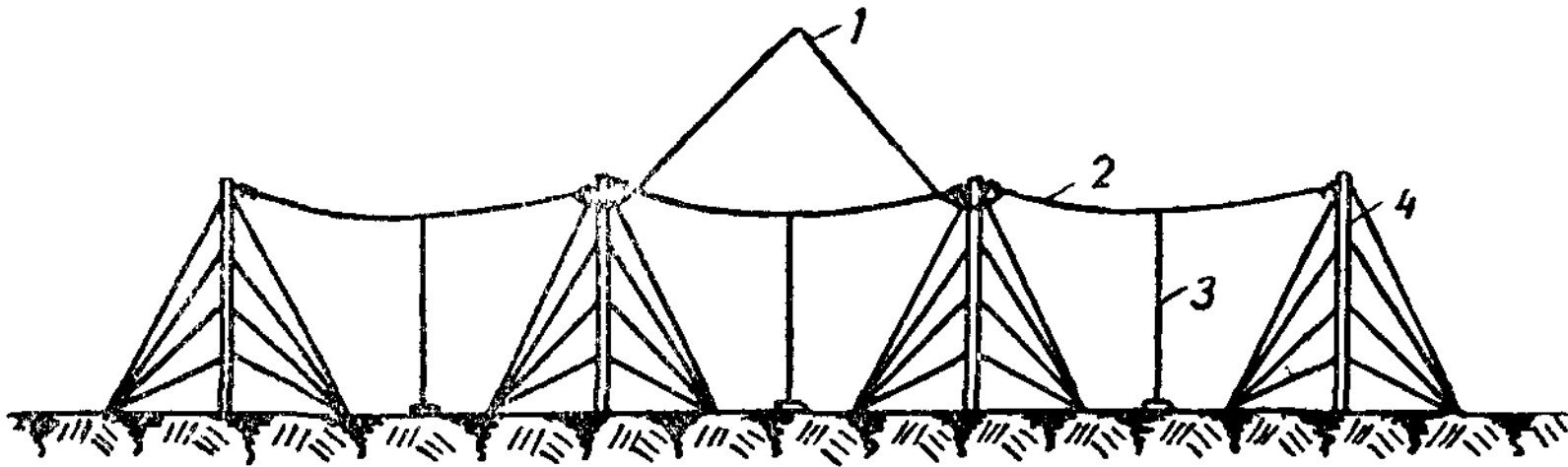


Рис. XXIV.7. Радиомачты, служащие опорами проволочной антенны длинных и средних волн
1 — мачты; 2 — сеть; 3 — снижение

волн применяют проволочные антенны, подвешенные к мачтам высотой до 300 м (рис. XXIV.7), для излучения средних волн — либо аналогичное решение, либо мачты-излучатели высотой до 400 м (рис. XXIV.8). Для радиосвязи и радиовещания на коротких волнах получили распространение проволочные антенны, подвешенные к мачтам высотой до 125 м.

Радиомачты легче и дешевле радиобашен, но требуют большей площади для установки; поэтому их применение целесообразно при

наличии незастроенных площадей вокруг радиостанции. Величина площади застройки зависит от угла наклона оттяжек. Предельный угол обычно принимают равным 60° .

Радиомачта (рис. XXIV.9) состоит из ствола 1, оттяжек 2 с креплениями, изоляторами 3 и винтовыми стяжками, опоры под стволом мачты 4 и фундаментов — центрального под опорой 5 и анкерных для креплений оттяжек 6.

Ствол мачты обычно делают из стали 3, оттяжки — из стальных канатов, оттяжечные и опорные изоляторы — из фарфора.

Радиотехнические требования к конструкции мачты-антенны: постоянство сечения ствола по высоте, малые поперечные размеры ствола (от $\frac{1}{230}$ до $\frac{1}{70}$ высоты мачты) и малые размеры опорной части мачты.

Указанным требованиям лучше всего удовлетворяют мачты с оттяжками в нескольких ярусах (см. рис. XXIII. 2, б и XXIV. 9). Однако в то же время условия эксплуатации и изоляции конструкции мачты делают целесообразным уменьшение числа оттяжек; это достигается

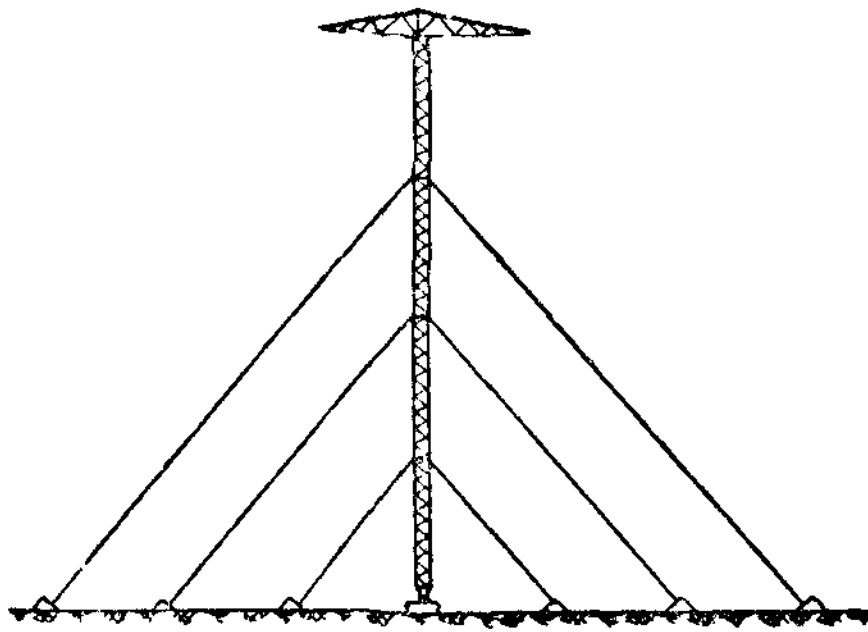


Рис. XXIV.8. Радиомачта-излучатель (мачта-антенна) с диском

применением минимального числа оттяжек в плане (трех), а также возможным сокращением числа ярусов.

При одном ярусе оттяжек или при параллельных оттяжках (рис. XXIV.9) угол оттяжки с горизонтом принимается равным 45° , а при закреплении всех или группы оттяжек к одному анкерному фундаменту угол наклона верхней оттяжки — не более 60° (рис. XXIII. 2, б). В высоких опорах для уменьшения провеса оттяжек рационально ставить рей (рис. XXIV.23); при этом угол оттяжки с горизонтом может достигать 80° .

В зависимости от радиотехнических требований радиомачты делают с изолированной или заземленной опорой.

Основой рационального проектирования радиомачт, как и радиобашен, является всемерное уменьшение ветровой нагрузки (см. § 1 настоящей главы).

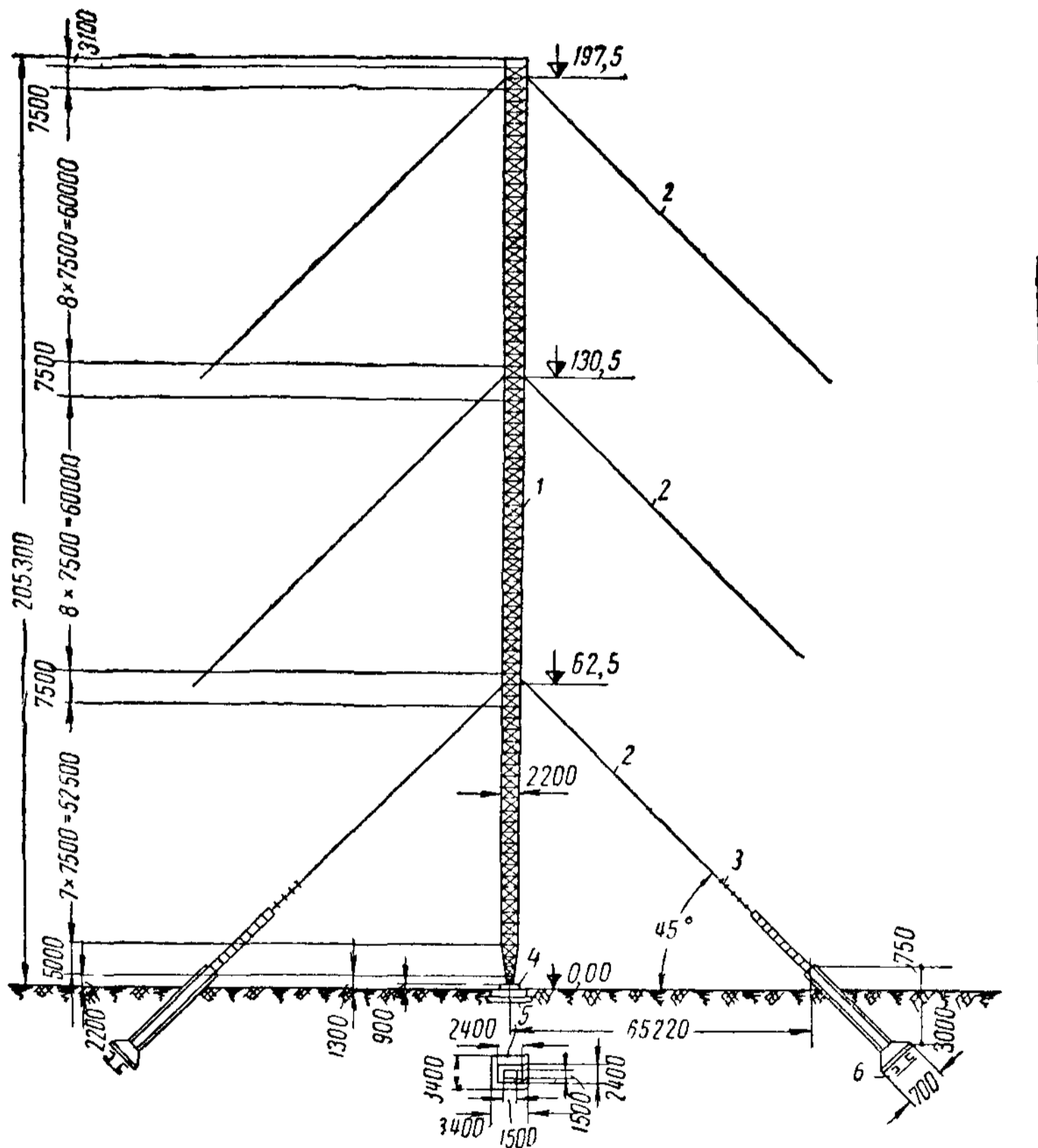


Рис. XXIV.9. Общий вид радиомачты-излучателя

Высокие трубчатые мачты благодаря лучшим аэродинамическим свойствам получаются дешевле мачт из уголков.

При расстоянии между ярусами оттяжек порядка 70 м вес четырехгранного ствола высоких трубчатых мачт составляет 0,4—0,5 т/м, трехгранного 0,2—0,3 т/м. Приведенный вес тросов и изоляторов составляет 7—35 кг на 1 пог. м оттяжки. Оттяжки выполняют из стальных канатов $d=12-67,5$ мм с органическим сердечником (ГОСТ 3069-55 до 3080-55); с металлическим сердечником (ГОСТ 3067-55; 3068-55;

7680-55); спиральных (ГОСТ 3062-55 до 3065-55) и спиральных закрытых (ГОСТ 3090-55; 7675-55; 7676-55). Закрытые канаты вследствие относительно высокой стоимости применяются только для особо ответственных сооружений, рассчитанных на весьма большой срок службы. Наиболее употребительны канаты с металлическим сердечником (тросы) и обычные спиральные канаты. Разрушающее (разрывное) усилие для канатов устанавливается указанными стандартами в соответствии с типом каната, числом и диаметром проволок; коэффициент запаса принимается равным 2,2—2,5. Модуль продольной упругости каната после вытяжки его усилием, равным 0,3—0,4 разрывного усилия $E = 1\,300\,000 \div 1\,700\,000 \text{ кг/см}^2$.

Канаты оттяжек заливают в концевых стаканах (втулках) цинковым сплавом ЦАМ-9 1,5 (ГОСТ 7117-54) или другими сплавами, имеющими временное сопротивление разрыву не менее 25 кг/мм^2 и предел прочности на сжатие 60 кг/мм^2 .

Нагрузки на радиомачты определяются так же, как для радиобашен. При расчете мачт к основным нагрузкам относят, кроме того, вертикальные составляющие начального (монтажного) натяжения оттяжек (см. табл. XXIII. 1).

2. Основы расчета мачт

При расчете радиомачт принимают следующие сочетания нагрузок и воздействий: а) ветер максимальной силы, температура $t = 20^\circ$; б) обледенение (гололед), ветер со скоростным напором, равным четверти максимального, температура $t = -5^\circ$; в) максимальная температура, ветра нет; г) минимальная температура, ветра нет.

Основной комбинацией нагрузок является схема (а). Схема (в) служит для проверки габаритов и стрел провеса сети. Радиомачты, несущие проволочные антенны, рассчитывают, кроме того, по схемам (б) и (г) на изгиб при одностороннем обрыве всей сети или на кручение при обрыве половины сети в пролете (аварийный случай).

Мачты, расположенные в сейсмических районах, должны быть рассчитаны также на сочетание основных нагрузок и сейсмических воздействий с односторонним обрывом подвесных антенн.

При выборе направления ветра учитывается наиболее неблагоприятное возможное сочетание ветровых нагрузок на мачту с прочими нагрузками, а также изменение величины тяжения сети в зависимости от направления ветра (при одностороннем спуске или обрыве половины или всей сети). В расчете учитывают давление ветра не только на ствол мачты, но и на оттяжки. Скоростной напор при расчете оттяжек допускается принимать по всей длине постоянным и равным напору, соответствующему $2/3$ высоты верхнего подвеса.

Гололед учитывается на всех элементах конструкции, на оттяжках и антеннах.

Помимо расчета мачт в эксплуатационных условиях, производится проверочный расчет их на монтажные нагрузки (от кранов) при ветре.

Наибольшее упругое перемещение ствола мачты в местах крепления оттяжек не должно превышать $1/100$ высоты этих сечений над центральным фундаментом. Упругое перемещение верхнего сечения мачты не должно быть более $1/100$ длины консоли. Упругие перемещения определяются по нормативным нагрузкам (второе предельное состояние).

Мачта рассчитывается в два этапа. На первом, предварительном, этапе на основе опыта и путем простейших расчетов назначают схему мачты (число ярусов и количество оттяжек в ярусе), размеры ствола и решетки, а также сечение оттяжек. Рассматривая мачту как систему

однопролетных балок (шарнирно соединенных в местах прикрепления оттяжек), нагруженную ветром, определяют опорные реакции и рассчитывают оттяжки. При этом места крепления оттяжек предполагают несмещаемыми. Продольные силы определяют как сумму весов выше-расположенных элементов, оборудования и вертикальных составляющих тяжения оттяжек. Далее, по обычным формулам проверяют прочность и устойчивость участков ствола между соседними креплениями оттяжек и (если напряжения мало отличаются от расчетного сопротивления) переходят ко второму этапу расчета.

На втором, окончательном, этапе оттяжку рассчитывают как предварительно натянутую упругую гибкую нить, подвешенную в двух точках разной высоты, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса, гололеда, ветра и т. д.; сосредоточенные силы от веса оттяжечных изоляторов заменяют эквивалентной нагрузкой, равномерно распределенной по длине нити.

Если p — вертикальная составляющая указанной нагрузки в $кг/см$, то усилие S в оттяжке, имеющей провес f по вертикали (рис. XXIV.10):

$$S = \frac{pl^2}{8f}, \quad (XXIV.5)$$

откуда

$$f = \frac{pl^2}{8S} = \frac{pl^2}{8\sigma F} = \frac{\gamma l^2}{8\sigma}. \quad (XXIV.6)$$

Здесь σ — напряжение в оттяжке;

F — ее площадь;

$\gamma = \frac{p}{F}$ $кг/см^3$ — удельная нагрузка на $1 см^2$ сечения оттяжки;

l — длина оттяжки.

Длина провисшей оттяжки (с углом наклона хорды к горизонтали, равным α)

$$s = l \left(1 + \frac{8}{3} f^2 \frac{\cos^2 \alpha}{l^2} \right), \quad (XXIV.7)$$

откуда уменьшение расстояния между конечными точками оттяжки

$$\Delta l_1 = s - l = \frac{8}{3} f^2 \frac{\cos^2 \alpha}{l} = \frac{1}{24} \cdot \frac{\gamma^2}{\sigma^2} l^3 \cos^2 \alpha. \quad (XXIV.8)$$

С другой стороны, удлинение оттяжки от напряжения σ и изменения температуры t

$$\Delta l_2 = \frac{\sigma l}{E} + \alpha tl. \quad (XXIV.9)$$

Отсюда полное удлинение оттяжки

$$\delta = \frac{\sigma l}{E} - \frac{1}{24} \frac{\gamma^2}{\sigma^2} l^3 \cos^2 \alpha + \alpha tl. \quad (XXIV.10)$$

Если в оттяжке имело место начальное напряжение σ_0 , нагрузка γ_0 и температура t_0 , то

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{\sigma - \sigma_0}{E} l - \frac{1}{24} l^3 \cos^2 \alpha \left(\frac{\gamma^2}{\sigma^2} - \frac{\gamma_0^2}{\sigma_0^2} \right) + \alpha l (t - t_0) = \\ &= \frac{\sigma l}{E} - \frac{1}{24} \frac{\gamma^2}{\sigma^2} l^3 \cos^2 \alpha + \alpha t l + C, \end{aligned} \quad (\text{XXIV.11})$$

где C — постоянное число, равное

$$C = \frac{\sigma_0 l}{E} - \frac{1}{24} l^3 \cos^2 \alpha \frac{\gamma_0^2}{\sigma_0^2} + \alpha t l_0.$$

Величина удлинений оттяжек позволяет определить горизонтальные перемещения Δ ствола мачты в точках прикрепления оттяжек.

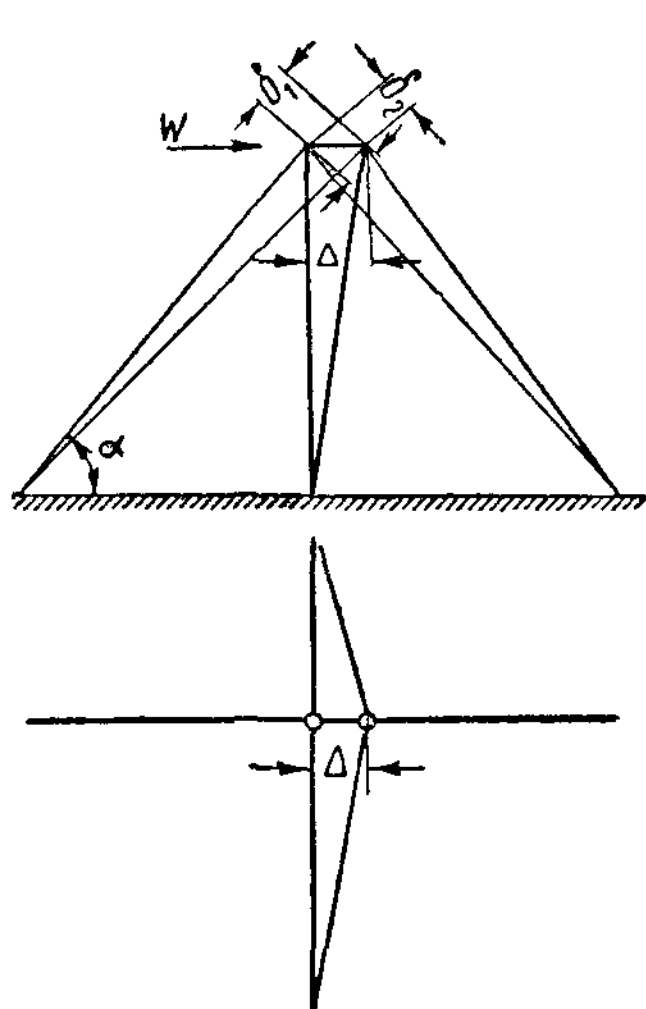


Рис. XXIV.11. Перемещение ствола мачты в зависимости от деформации оттяжек

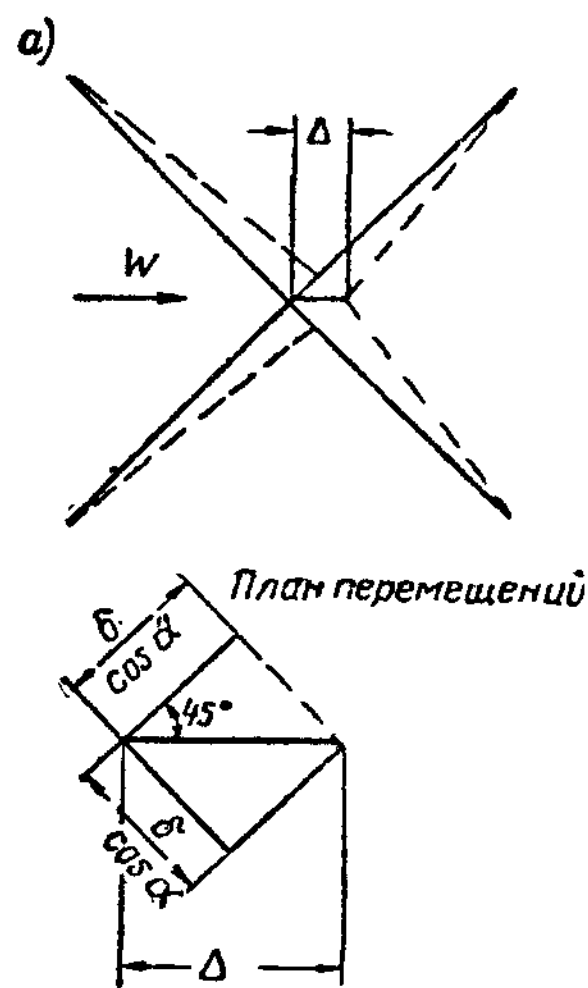
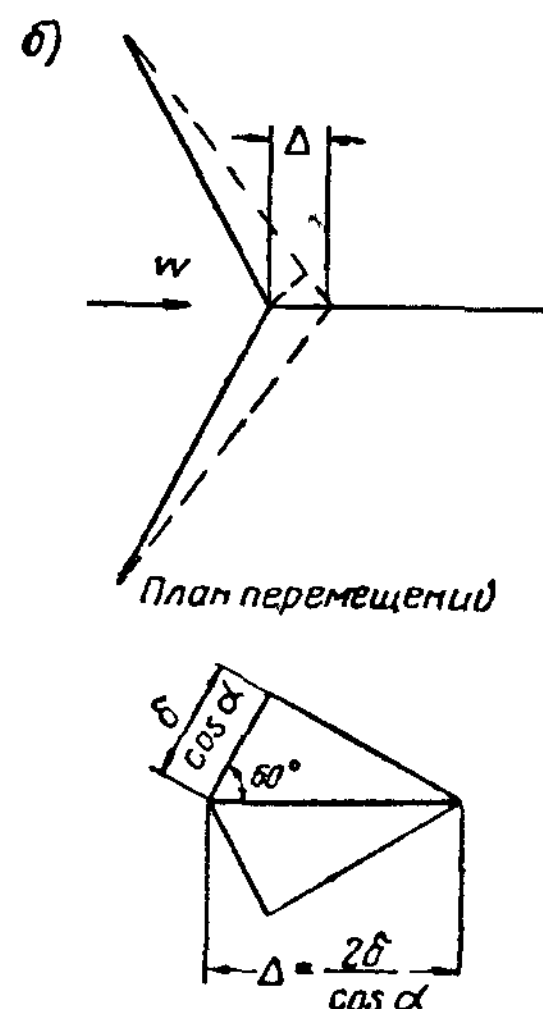


Рис. XXIV.12. Определение перемещения ствола мачты по деформациям оттяжек
а — при четырех оттяжках; б — при трех оттяжках



Перемещение ствола Δ может быть измерено как удлинением наветренных оттяжек, так и укорочением подветренных.

Таким образом, если мачта имеет две оттяжки, расположенные в плоскости действия сил (рис. XXIV.11), то

$$\Delta = \frac{\delta_1}{\cos \alpha} = \frac{\delta_2}{\cos \alpha}, \quad (\text{XXIV.12})$$

где δ_1 — удлинение, а δ_2 — укорочение указанных оттяжек и, следовательно:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\cos \alpha} \cdot \frac{l}{E} - \frac{1}{24} l^3 \cos \alpha \left(\frac{\gamma_1^2}{\sigma_1^2} - \frac{\gamma_2^2}{\sigma_2^2} \right) = 0. \quad (\text{XXIV.13})$$

Здесь σ_2 и γ_2 — напряжение и удельная нагрузка подветренной оттяжки.

Второе уравнение можно получить, проектируя на горизонталь усилия в оттяжках.

Горизонтальная сила, приложенная в точке прикрепления оттяжек:

$$W = (\sigma_1 - \sigma_2) F \cos \alpha. \quad (\text{XXIV.14})$$

Уравнения (XXIV. 13) и (XXIV. 14) удобно решать методом последовательных приближений, задавшись площадью сечения оттяжки F на основании первого этапа расчета, определив

$$\sigma_1 = \frac{W}{F \cos \alpha} + \sigma_2$$

и подставив σ_1 в уравнение (XXIV.13).

Если имеются четыре оттяжки и сила W приложена по биссектрисе угла между ними, то, исходя из плана перемещений (рис. XXIV. 12, а), найдем

$$\Delta = \frac{\delta_1}{\cos \alpha} \sqrt{2} = \frac{\delta_2}{\cos \alpha} \sqrt{2} \quad (\text{XXIV.15})$$

и

$$W = (\sigma_1 - \sigma_2) F \cos \alpha \sqrt{2}. \quad (\text{XXIV.16})$$

Если имеются три оттяжки под углом 120° и сила W приложена по биссектрисе, то, очевидно (рис. XXIV. 12, б),

$$\Delta = \frac{2\delta_1}{\cos \alpha} = \frac{\delta_2}{\cos \alpha} \quad (\text{XXIV.17})$$

и

$$W = (\sigma_1 - \sigma_2) F \cos \alpha. \quad (\text{XXIV.18})$$

При действии ветра в плоскости оттяжки смещения и усилия уменьшаются: при трех оттяжках примерно на 50%, при четырех — на 10—20%.

Зная напряжения σ_1 и σ_2 , определяем величины δ и Δ .

Ствол мачты представляет собой неразрезную балку на нелинейно-упругих опорах при наличии продольной сжимающей силы. Поскольку деформации оттяжек во много раз больше перемещений опорных точек ствола от его деформаций как жесткой балки, можно эти перемещения считать равными перемещениям Δ от деформаций оттяжек. Тогда все перемещения узлов $y_n = \Delta_n$ могут считаться известными и вопрос сводится к решению трехчленных уравнений.

Эпюра изгибающих моментов в основной системе представляет собой ряд парабол от ветровой нагрузки, из которых вычитаются моменты от внецентренного приложения вертикальных составляющих усилий в оттяжках (рис. XXIV. 13).

Уравнения изгиба ствола имеют вид (рис. XXIV. 14)

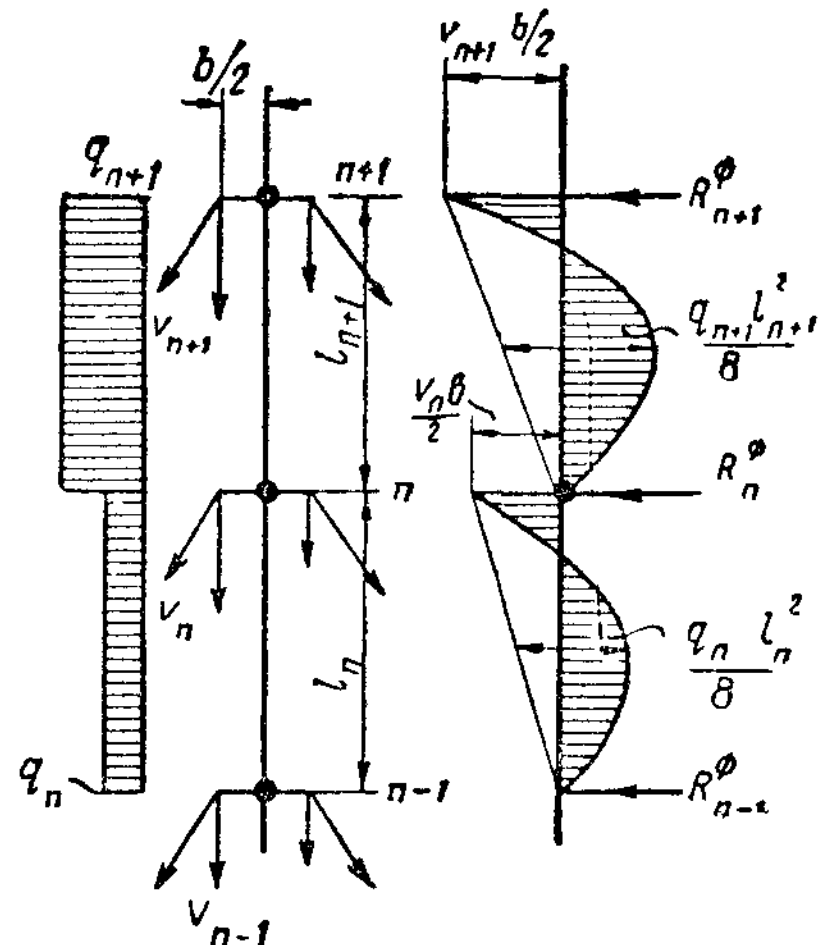


Рис. XXIV.13. Эпюра моментов в основной системе при изгибе ствола мачты

$$\frac{M_{n-1} l_n}{J_n} \Phi(U_n) + \frac{M_{n+1} + M_{n+1}^e}{J_{n+1}} l_{n+1} \Phi(U_{n+1}) +$$

$$\begin{aligned}
& + 2 \left[\frac{M_n + M_n^e}{J_n} l_n \Psi(U_n) + \frac{M_{n+1}}{J_{n+1}} l_{n+1} \Psi(U_{n+1}) \right] + \\
& + 6E \left[\frac{y_{n-1}}{l_n} - y_n \left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}} \right) + \frac{y_{n+1}}{l_{n+1}} \right] = \\
& = - \frac{q_n l_n^3}{4J_n} X(U_n) - \frac{q_{n+1} l_{n+1}^3}{4J_{n+1}} X(U_{n+1}). \quad (\text{XXIV.19})
\end{aligned}$$

Здесь M — моменты в соответствующих узлах от поперечной нагрузки; M^e — момент от внецентренного приложения вертикальных составляющих усилий в оттяжках (рис. XXIV.13), равный

$$M_n^e = (V_n - V_{n-1}) \frac{b}{2},$$

где V_n — вертикальная составляющая усилия наветренной оттяжки в узле n ;
 V_{n-1} — то же, подветренной оттяжки в узле n ;
 b — ширина ствола мачты (в осях поясов);
 Φ, Ψ, X — функции, учитывающие влияние продольной силы на угол поворота сечения ствола на рассматриваемой опоре:
 Φ — от действия момента, приложенного к соседней опоре;
 Ψ — от действия момента, приложенного к данной опоре;
 X — от поперечной равномерно распределенной нагрузки.

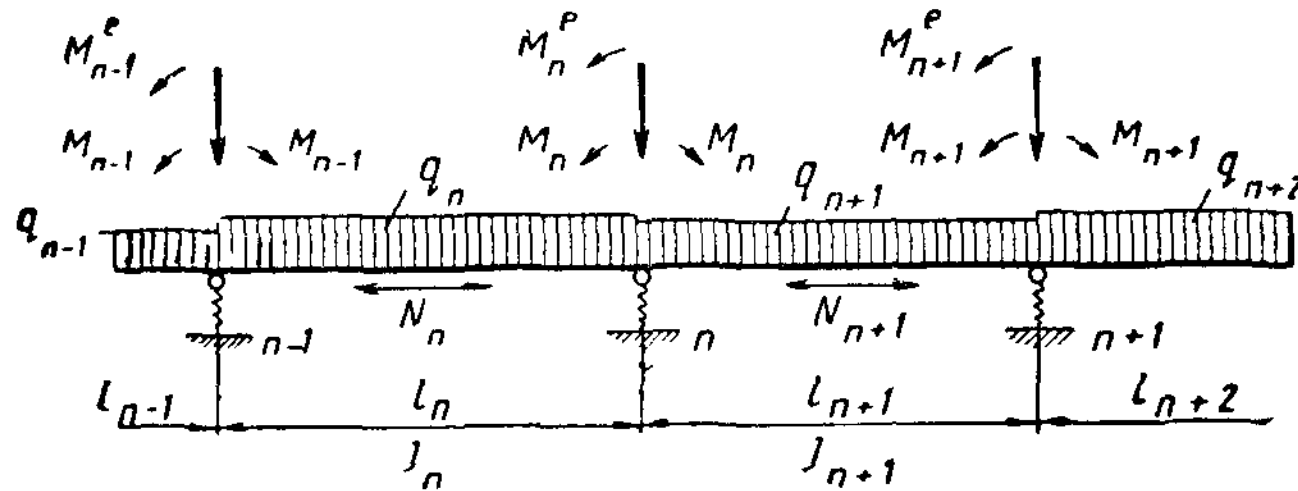


Рис. XXIV.14. К расчету ствола мачты

Численные значения этих функций:

$$\begin{aligned}
\Phi(U_n) &= \frac{3}{U_n} \left(\frac{1}{\sin 2U_n} - \frac{1}{2U_n} \right); \\
\Psi(U_n) &= \frac{3}{2U_n} \left(\frac{1}{2U_n} - \frac{1}{\operatorname{tg} 2U_n} \right); \\
X(U_n) &= \frac{3(\operatorname{tg} U_n - U_n)}{U_n^3}
\end{aligned}$$

в зависимости от параметра U_n приведены в соответствующей литературе¹.

Здесь $U_n = \frac{l_n}{2} \sqrt{\frac{N_n}{EJ_n}}$ (для пролета l_n).

Определив моменты M , находим из условия равновесия горизонтальную реакцию в узле n

¹ С. П. Тимошенко. Устойчивость упругих систем. Гостехтеоретиздат, 1955.

$$R_n = W_n + \frac{q_n l_n}{2} + \frac{q_{n+1} l_{n+1}}{2} - \frac{M_n + M_n^e - M_{n-1}}{l_n} +$$

$$+ \frac{M_{n+1} + M_{n+1}^e - M_n}{l_{n+1}} + N_n \frac{y_n - y_{n-1}}{l_n} - N_{n+1} \frac{y_{n+1} - y_n}{l_{n+1}}, \quad (\text{XXIV.20})$$

где W_n — горизонтальное опорное давление ветра на оттяжки, равное

$$W_n = \frac{m}{4} (1 + \cos^2 \alpha) \omega l;$$

здесь m — количество оттяжек в плане;

ω — погонная ветровая нагрузка на оттяжку;

l — длина хорды оттяжки;

α — угол наклона оттяжки к вертикальной оси мачты.

По опорной реакции оттяжечного узла определяем усилие в оттяжке $S = \frac{R_n}{\sin \alpha}$.

При начальном натяжении S_0 усилие в оттяжке составляет $\Sigma S = S_0 + S$.

Коэффициент перегрузки для начального усилия $S_0 \sim 1,1$.

Поскольку при расчете в компоненты нагрузки (ветровой напор, гололед и др.) вводятся соответствующие коэффициенты перегрузки, усилие ΣS является расчетным усилием.

Проверка правильности намеченного сечения оттяжки производится по формуле

$$\Sigma S \leq m P_p, \quad (\text{XXIV.21})$$

где P_p — разрушающее усилие каната данного сечения, согласно ГОСТ; m — коэффициент условий работы оттяжки, равный $\sim 0,5$

На момент M и продольную силу N ствол рассчитывают как сжато-изогнутый элемент.

Используя начальное напряжение оттяжек σ_0 , можно существенно уменьшить величины горизонтальных перемещений узлов, а следовательно, повысить жесткость мачты и уменьшить изгибающие моменты в ней. Обычно задаются напряжением $\sigma_0 = 10\text{—}45 \text{ кг/мм}^2$, причем большие значения относятся к более высоким мачтам.

Очевидно, наиболее рационально задать напряжения такими, чтобы в стволе мачты опорные моменты равнялись пролетным. Задавшись эпюрой, соответствующей этому условию, и зная отвечающие ей моменты M , по уравнениям (XXIV.19) определяем соответствующие им перемещения $y = \Delta$. По перемещениям Δ определяем удлинения оттяжек δ [из формул (XXIV.12, 15, 17)], а по ним — напряжение в оттяжках. Разность напряжений в оттяжках, полученных при выравненной эпюре моментов и при расчете в предположении несмещаемых шарниров в узлах крепления оттяжек, составляет начальное напряжение.

Проверка прочности ствола мачты производится как внецентренно сжатого элемента по формуле

$$\sigma = c \left(\frac{N}{F} + \frac{M}{W} \right) \leq R, \quad (\text{XXIV.22})$$

где M — расчетный изгибающий момент, вычисленный по формуле (XXIV.19) как для сжато-изогнутого стержня на упруго-оседающих опорах, с учетом коэффициентов перегрузки и влияния продольных сил;

N — продольная сила в том же сечении, вычисленная с учетом коэффициентов перегрузки;

F — площадь сечения ствола;
 W — момент сопротивления сечения ствола;
 c — коэффициент сочетаний нагрузок;
 R — расчетное сопротивление металла поясов.

Устойчивость напряженного состояния ствола мачты проверяют при действии продольных сил от расчетных нагрузок, а также при понижении тяжения оттяжек до 20% против начального (опыт эксплуатации мачт показывает, что изменение тяжения оттяжек находится в этих пределах).

Потеря устойчивости ствола мачты представляет собой сложный случай потери устойчивости многопролетного сжато-изогнутого стержня, опирающегося на опоры с различной податливостью.

Осредняя податливость узлов, С. Д. Лейтес дал достаточно простой метод приближенного решения задачи¹.

Определив величины отпорности каждого узла (силы сопротивления перемещению при перемещении, равном единице)

$$\omega_i = \frac{R_i}{y_i}, \quad (\text{XXIV.23})$$

где R_i — реакция в узле от приложенных к нему нагрузок [по формуле (XXIV.20)];

y_i — перемещение узла,

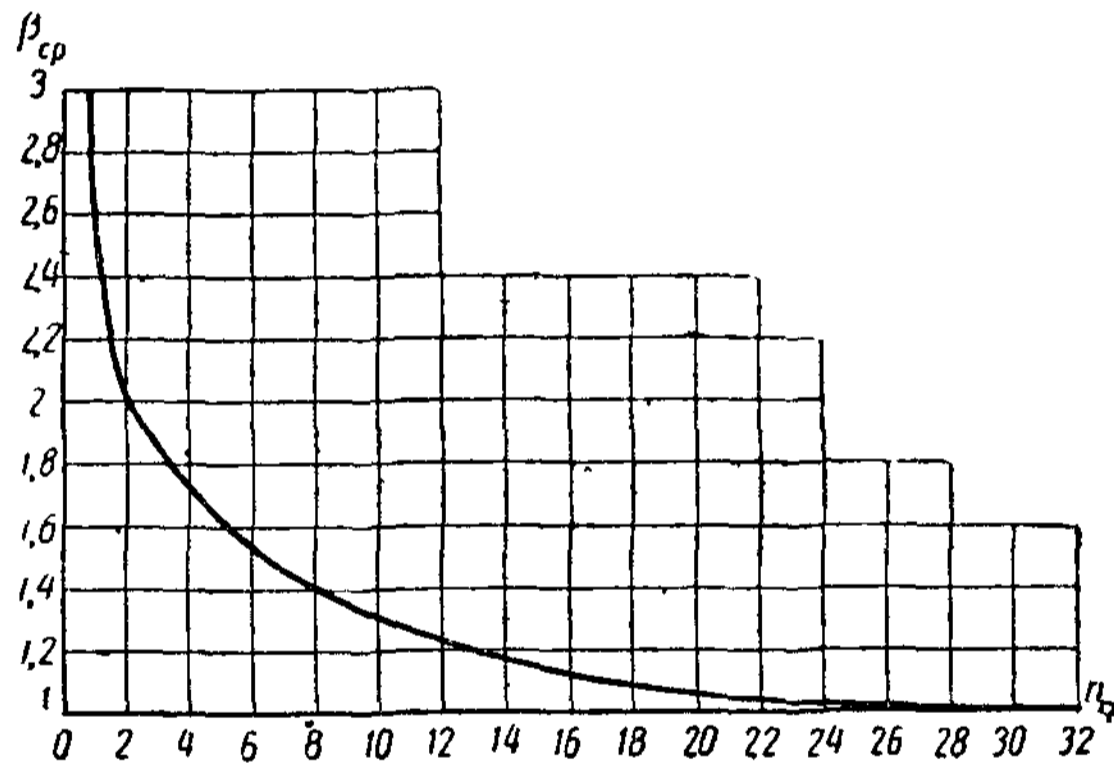


Рис. XXIV.15 Зависимость коэффициента свободной длины $\beta_{ср}$ от коэффициента $n_{ср}$

и, переходя к коэффициенту податливости упругих опор как произведению величины отпорности узла на коэффициент изгиба $\nu = \frac{l^3}{EJ}$, получаем

$$n_i = \frac{\omega_i l_i^3}{EJ_{ср}} \quad (\text{XXIV.24})$$

и затем осредняем полученные коэффициенты.

Таким образом:

$$n_{ср} = \frac{1}{k} \sum n_i, \quad (\text{XXIV.25})$$

где k — число пролетов (ярусов оттяжек).

Рассматривая условие устойчивости такого осредненного стержня, защемленного с одной стороны и находящегося в упругой среде, полу-

¹ Технические условия проектирования стальных мачт и башен, Госстройиздат, 1960.

чаем зависимость между осредненным коэффициентом податливости упругих опор

$$n_{\text{ср}} = \frac{1}{k} \sum \frac{\omega_i l_i^3}{EJ_{\text{ср}}}$$

и средним коэффициентом свободной (расчетной) длины стержня $\beta_{\text{ср}}$, указанную на рис. XXIV.15. Коэффициент свободной длины какого-либо пролета ствола

$$\beta_i = \frac{\beta_{\text{ср}}}{B}, \quad (\text{XXIV.26})$$

где

$$B = \frac{1}{\kappa} \left(1 + \frac{U_1}{U_2} + \frac{U_i}{U_3} + \dots + \frac{U_l}{U_k} \right);$$

k — число пролетов;

$$U_i = \frac{l_i}{2} \sqrt{\frac{N_i}{EJ_i}}.$$

По свободной длине определяется гибкость стержня, коэффициент φ и ствол проверяется (в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента) по формуле

$$\sigma = c \frac{N}{\varphi F} \leq R, \quad (\text{XXIV.27})$$

где c — коэффициент сочетания нагрузок;

F — площадь сечения ствола брутто;

φ — коэффициент продольного изгиба ствола из плоскости действия момента.

При исследовании работы радиомачт и при их расчете большое значение имеют вопросы аэродинамики, колебаний мачт, а также их отдельных стержней¹. Нередко ветровая нагрузка вызывает вибрацию отдельных элементов или сооружения в целом, как это было указано в § 1 настоящей главы. При этом следует учитывать возможность появления автоколебательных процессов в ряде конструкций (провода, оттяжки, распорки) и принимать решения, исключающие возможность возникновения опасных колебаний. Коэффициент понижения несущей способности при расчете на выносливость следует учитывать в узлах крепления стержней с гибкостью более 200, а также в узлах крепления проводов и оттяжек.

3. Основы конструирования мачт

Мачты, расчлененные в нескольких сечениях, обычно имеют призматическую форму, поскольку в этом случае расчетные усилия в поясах различных участков мачты мало отличаются друг от друга. Призматическая форма ствола удобна в изготовлении и монтаже; ширина ствола мачты определяется из условий его устойчивости и транспортабельности отдельных отправочных элементов. Для мачт призматической формы ширина ствола из условий устойчивости назначается обычно не менее $1/35$ расстояния между соседними местами крепления оттяжек по высоте.

Решетка ствола при гибких раскосах из круглой стали применяется крестовая, а при жестких трубчатых — треугольная. Угол наклона раскосов принимается равным 45—60°. Заводские соединения выполняются

¹ Вопросы статического и динамического расчета мачт рассмотрены в книге Г. А. Савицкого. Основы расчета радиомачт, Связьиздат, 1955.

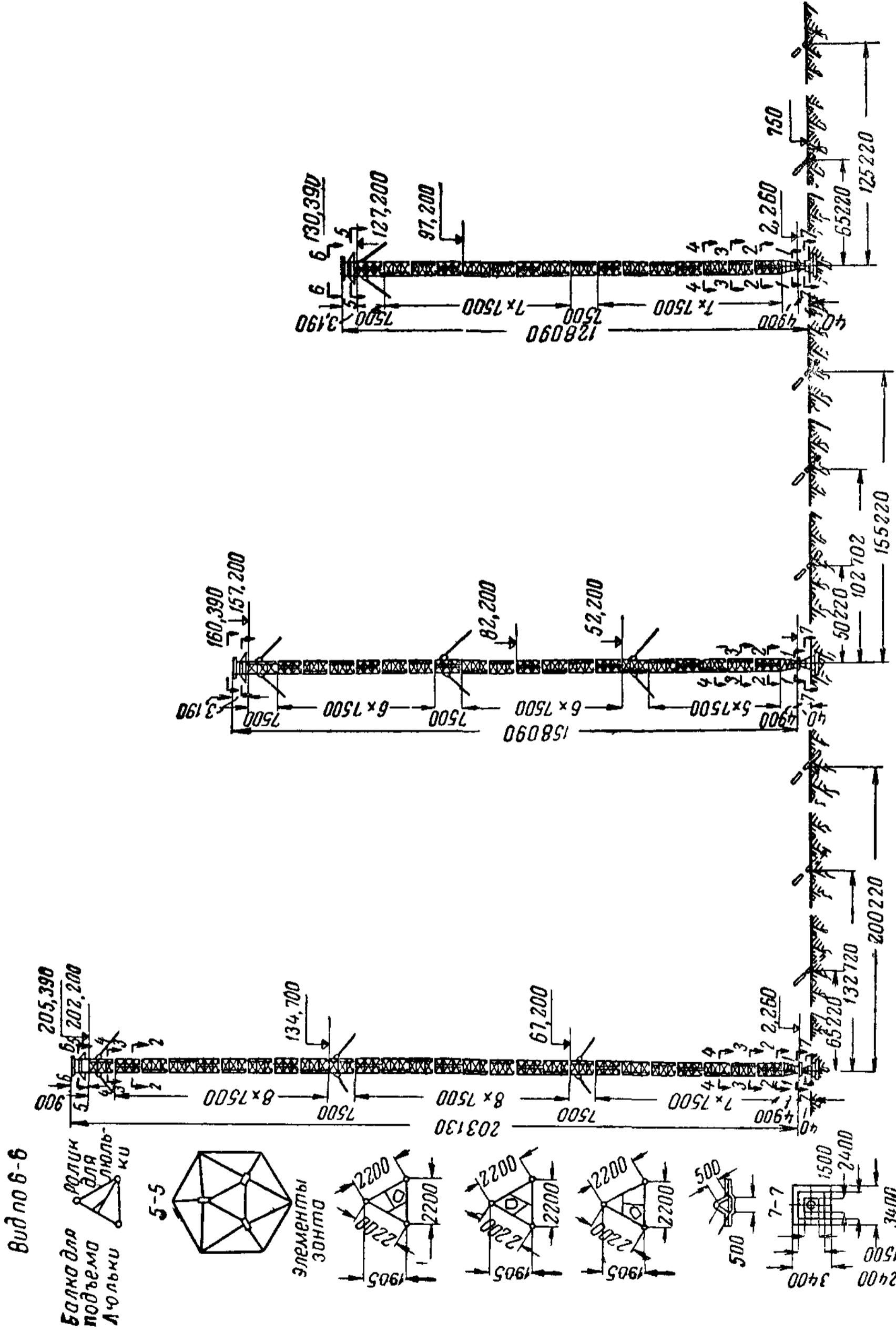


Рис. XXIV.16. Типовые (инвентарные) трехгранные радиомачты (ГПИ Проектстальконструкция)

сварными. Пояса мачты делаются из труб. Трубчатые раскосы рационально приваривать непосредственно к поясам, без фасонки. Монтажные соединения выполняют на черных болтах.

Указанные конструктивные приемы применены в типовых (так называемых инвентарных) трехгранных мачтах высотой 150—400 м и шириной грани 2200 мм, запроектированных ГПИ Проектстальконструкция в 1944 г. (рис. XXIV.16).

В этих мачтах достигнута экономия стали (примерно 50%) по сравнению с ранее применявшимися мачтами из уголков. В 1949 г. ширина граней мачт высотой 60—260 м была уменьшена до 1350 мм, что дало дополнительную экономию металла около 15% и значительно улучшило транспортабельность конструкций, допуская погрузку на одну платформу до 6 отправочных элементов ствола мачт и обеспечивая, таким образом, значительное повышение коэффициента использования грузоподъемности железнодорожных платформ.

В 1951—1953 гг. ГПИ Проектстальконструкция запроектированы облегченные мачты с базой 800 мм и высотой от 40 до 120 м, весом $\sim 0,1$ т/м с поясами и раскосами из круглой стали.

Трудоемкость изготовления мачт с узким стволом по сравнению с инвентарными мачтами снижена не только из-за уменьшения на 15—25% веса обрабатываемого металла, но и вследствие уменьшения числа деталей и протяженности сварных швов.

Оттяжки присоединяются к стволу мачты при помощи верхней втулки (стакана), прикрепляемой валиком к оттяжечной фасонке мачты (рис. XXIV.17). Нижним концом оттяжка присоединяется к анкерному тяжу с помощью стяжной муфты (рис. XXIV.18), которой регулируется натяжение каната.

Перед использованием в оттяжках канаты спиральной свивки должны быть вытянуты усилием не менее 1,25 расчетного для снятия рыхлых деформаций и повышения модуля упругости. Натяжение оттяжек при монтаже производится завинчиванием гаек стяжного приспособления (рис. XXIV.18) и регулируется специальным динамометром.

Секции, к которым крепятся оттяжки, равно как и верхняя секция, поддерживающая антенну, отличаются от всех промежуточных секций только наличием дополнительных фасонки. Число ярусов оттяжек изменяется обычно в пределах от 2 до 6. В случае установки высоких радиомачт на стесненной территории (в городской черте) рационально применять конструктивные схемы мачт с крутонаправленными оттяжками и реями (рис. XXIV.23).

Ствол мачты опирается на центральную опору (рис. XXIV.19).

Типы опор весьма разнообразны. В изолированных мачтах они имеют фарфоровые части, препятствующие заземлению конструкции. В простейшей форме опорной части между балансиром опоры и плитой помещают бочкообразные фарфоровые изоляторы, воспринимающие вертикальное давление мачты. Горизонтальная составляющая передается на изолированные упоры (рис. XXIV.19). Применяются также фарфоровые балансиры. При большой разности напряжений применяют высокие ребристые изоляторы.

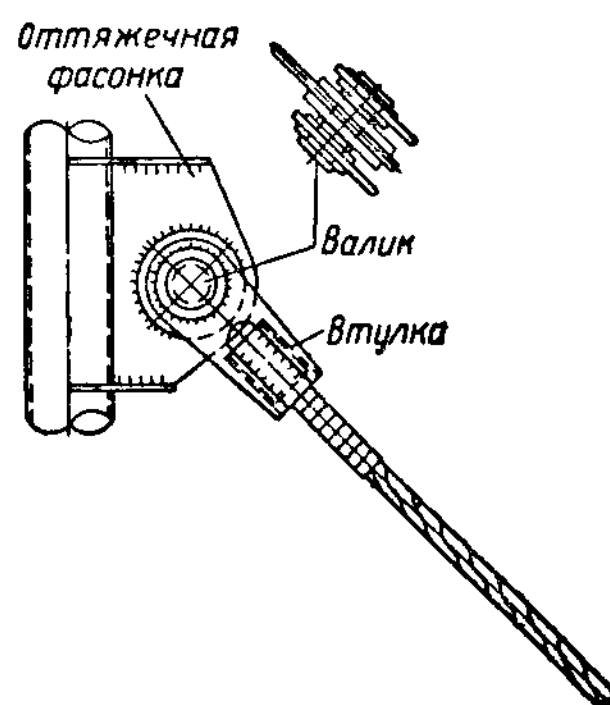


Рис. XXIV.17. Верхнее крепление оттяжки

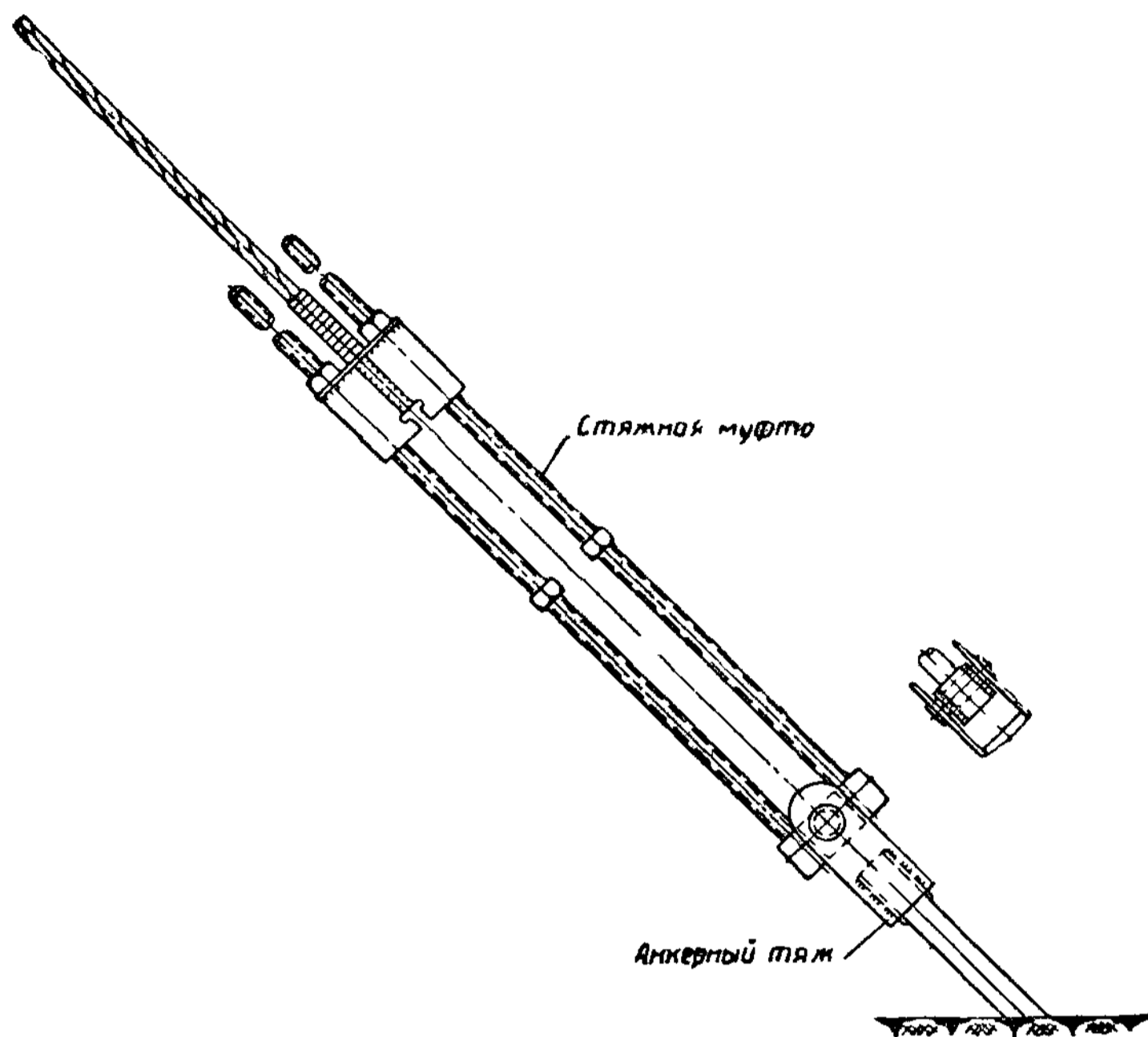


Рис. XXIV.18. Нижнее натяжное устройство для оттяжки

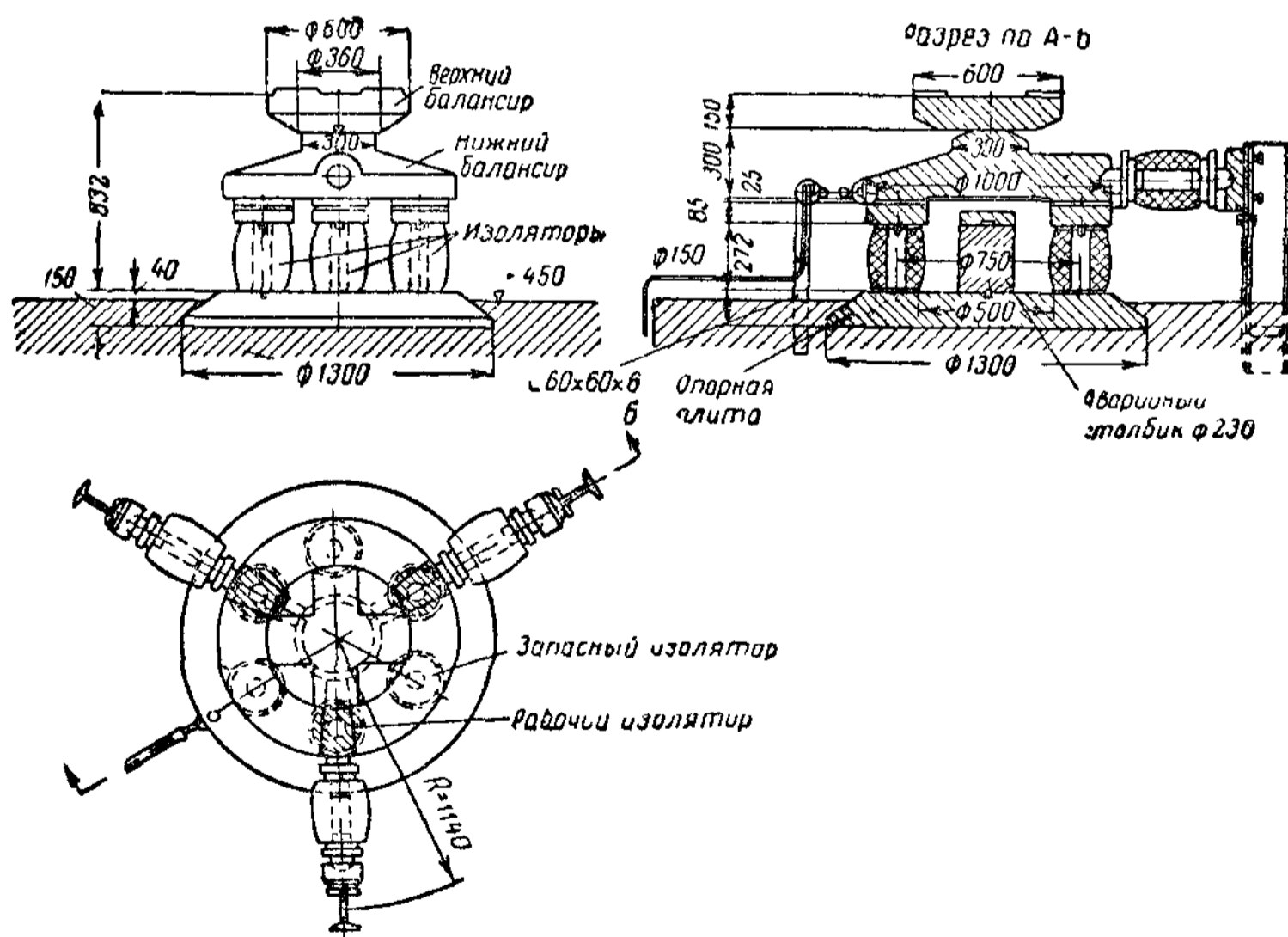


Рис. XXIV.19. Центральная опора типовой радиомачты

Для закрепления оттяжек целесообразно применять плиточные анкеры, основанные на принципе использования сопротивления грунта выдергиванию (рис. XXIV.20, б), в связи с чем объем бетона и вес закладных частей может быть уменьшен во много раз по сравнению с применявшимся ранее монолитным фундаментом (рис. XXIV.20, а). Произведенные исследования показали полную надежность такого закрепления. Представляют интерес штопорообразные анкеры, которые ввинчивают в грунт.

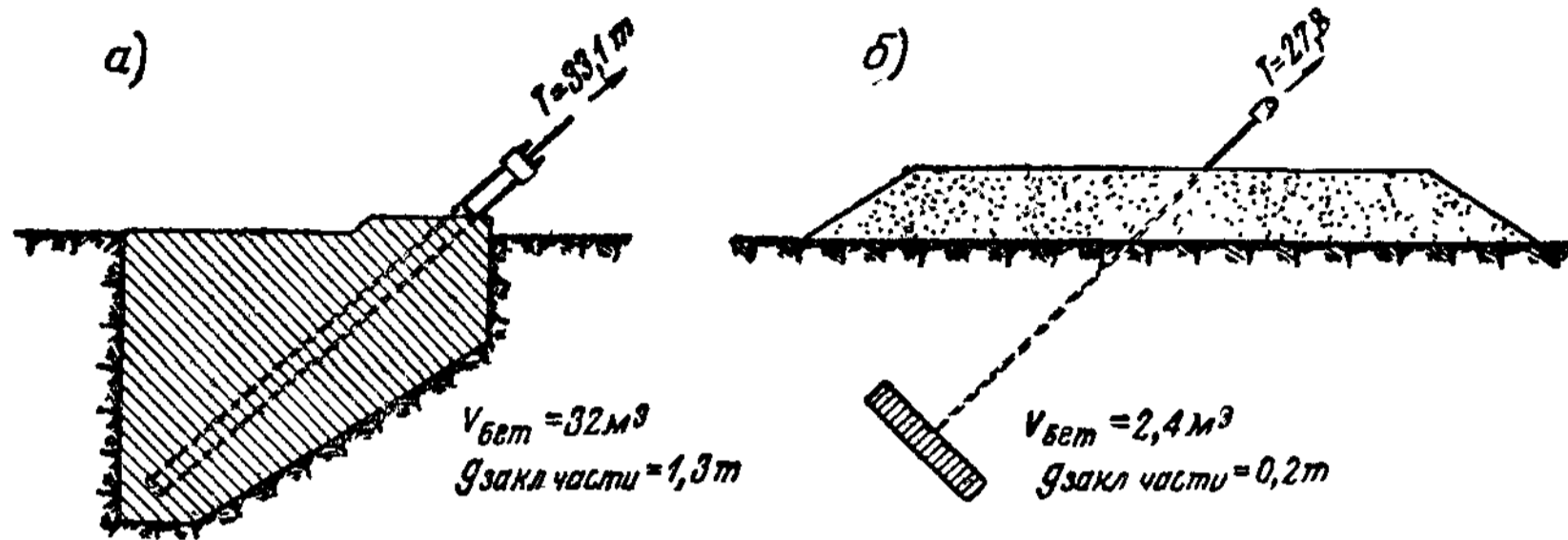


Рис. XXIV.20. Типы закрепления в грунте оттяжек радиомачт
а — монолитный фундамент; б — плиточный анкер

§ 3. ТЕЛЕВИЗИОННЫЕ ОПОРЫ

Для телевизионных передач излучатель устанавливают на большой высоте, так как ультракороткие волны распространяются подобно световому лучу. В городах антенны ультракоротких волн устанавливают на высоких зданиях или, из-за стесненности строительной площадки в черте города, на башнях либо на мачтах с суженным размещением оттяжек.

Современная антенна для телевидения состоит как бы из нескольких этажей, каждый из которых образован четырьмя плоскостными вибраторами, установленными на стальной трубе и образующими турникет. На рис. XXIV.21 показана трехэтажная антенна для телевидения на метровых волнах, установленная на башне.

Развитие телевидения связано с сооружением высоких опор, служащих для поддержания телевизионных антенн, фидеров, кабелей и лифтов для их обслуживания.

Поскольку стоимость опоры составляет около 10% от общей стоимости телецентра, становится экономически выгодным возведение опор большой высоты (400—600 м), что позволяет увеличить дальность передач при незначительном повышении стоимости строительства телецентра. Так, ГПИ Проектстальконструкция разработана экономичная опора телецентра высотой 500 м для крупного города в виде башни (рис. XXIV.22). На опоре предусмотрены три телевизионные антенны (две для черно-белого и одна для цветного телевидения) и четвертая антенна для частотной модуляции. Все эти антенны смонтированы в единую четырехъярусную этажерку высотой 100 м. По всей высоте опоры проходят четыре фидера диаметром 300 мм и четыре — диаметром 200 мм. От земли до отметки 300 м тянется 40 кабелей диаметром 30 мм. На отметке 100—150 м запроектировано восемь приемных параболических антенн. На отметке 300 м расположено здание площадью около 150 м², предназначенное для установки передатчика, а на отметке 350 м — балкон для экскурсантов.

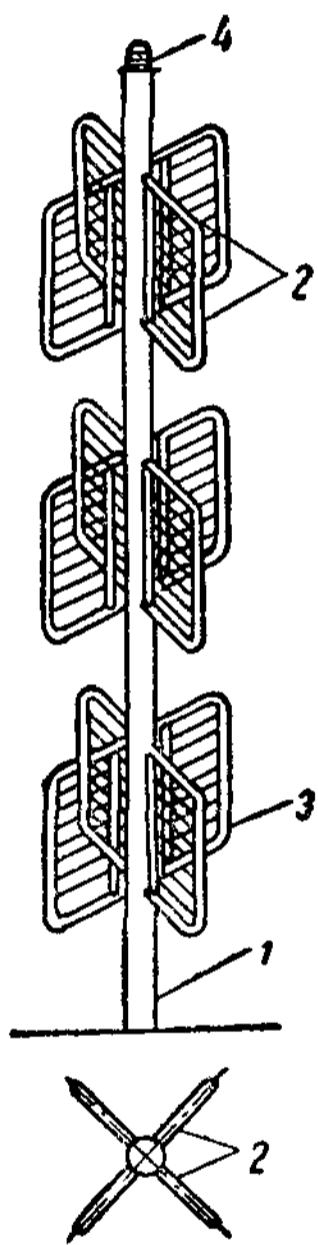


Рис. XXIV.21. Турникетная антенна для телевидения

1 — центральная труба; 2 — плоскостной вибратор; 3 — гнутая труба; 4 — лампа сигнального освещения

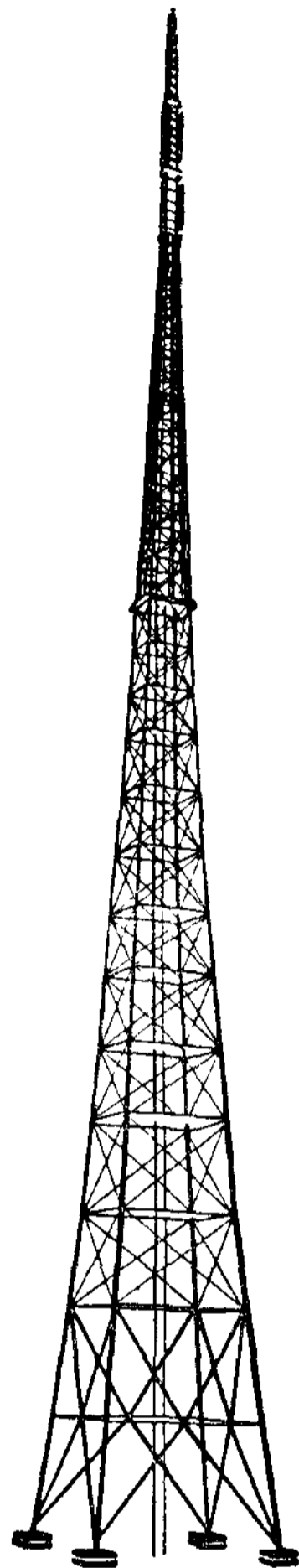


Рис. XXIV.22. Четырехгранная телевизионная башня высотой 500 м с поясами и распорками из труб и гибкими предварительно напряженными раскосами (ГПИ Проектстальконструкция)

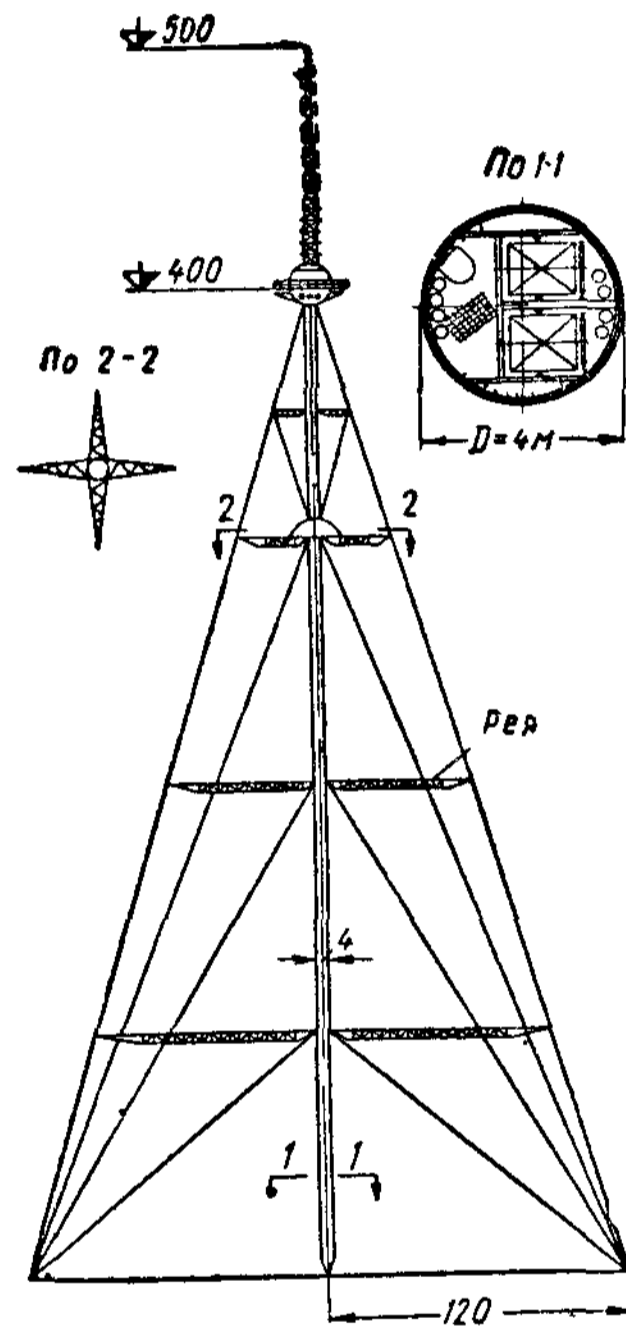


Рис. XXIV.23. Телевизионная мачта высотой 500 м с железобетонным стволом, раскрепленным ребрами и крутонаправленными оттяжками (ГПИ Проектстальконструкция)

Телевизионные опоры обычно располагают в черте города; поэтому отводимые под их застройку территории имеют ограниченные размеры.

Для обслуживания передатчиков и другого оборудования устраивают лифты, используемые также и для экскурсантов. Горизонтальные смещения поперечных сечений опоры при урагане не должны превышать $1/100$ высоты их расположения над фундаментом, а угол поворота антенн в вертикальной плоскости — 1° . В конструкции опоры должна быть предусмотрена возможность модернизации оборудования без значительной реконструкции сооружения. Для удобства эксплуатации опоры суммарная поверхность элементов должна быть наименьшей. Это упрощает осмотр, окраску и ремонт сооружения. Таковы основные технологические требования, предъявляемые к телевизионным опорам.

Архитектурные формы сооружения должны логически вытекать из технологического назначения опоры и обеспечивать ее гармоничное сочетание с ближайшими архитектурными ансамблями города.

Как и при проектировании радиобашен, для телевизионной опоры следует предпочитать решение, при котором ветровая нагрузка будет минимальной. Ветровое давление на антенны, фидеры, шахты лифтов, кабели, машинное здание, технологические площадки и лестницы опоры составляет в современных решетчатых конструкциях до 65% от суммарного ветрового давления. Одним из способов уменьшения ветровой нагрузки на оборудование является размещение его внутри сплошной опоры кольцевого сечения. При этом, кроме значительного уменьшения ветровой нагрузки на оборудование, коммуникации и на сооружение в целом, создаются наилучшие условия эксплуатации.

В СССР после Отечественной войны построено большое число телевизионных опор-башен высотой 100, 150 и 180 м в Москве, Ленинграде, Киеве, Риге и ряде других городов.

В проекте телевизионной мачты высотой 500 м (рис. XXIV.23) предусмотрен трубчатый железобетонный ствол диаметром 4 м, внутри которого размещаются шахты лифтов, фидеры, кабели, лестницы и площадки. Ствол, являясь ограждающей конструкцией, в то же время воспринимает действующие на него поперечные силы, изгибающие моменты и продольные силы. Ствол поддерживается оттяжками, расположенными с малым заложением, что позволяет разместить их в условиях стесненной территории. С целью уменьшения деформативности и повышения виброустойчивости сооружения оттяжки раскреплены в нескольких ярусах с помощью горизонтальных рей. Расстояние между соседними узлами крепления оттяжек по высоте не должно превышать 30 диаметров ствола.

ОПОРЫ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ**§ 1. ОСНОВНЫЕ ЭТАПЫ РАЗВИТИЯ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ В СССР**

Проблема широкой электрификации нашей страны была впервые выдвинута В. И. Лениным в 1919 г. В 1920 г. был составлен план ГОЭЛРО.

Опоры линий электропередачи напряжением 35—110 *кв* в 20-х годах строили из дерева и металла. В 1930 г. в СССР началось строительство линий напряжением 220 *кв*, позволяющих эффективно передавать электроэнергию на расстояние до 300 *км*. Опоры этих линий выполнялись только из стали. С 1950 г. у нас начали строить линии электропередачи напряжением 400 *кв* длиной до 1000 *км*. Так, каждая из одиночных линий электропередачи Куйбышев — Москва и Сталинград — Москва имеет длину порядка 1000 *км* при напряжении 400—500 *кв*.

Вес стальных конструкций опор указанных линий при общей их протяженности около 4000 *км* составляет около 100 тыс. *т*, не считая анкерных болтов и арматуры фундаментов. В 1961 г. будет проложена линия электропередачи постоянного тока Сталинград — Донбасс длиной 473 *км*, напряжением 800 *кв*.

Согласно решениям XXI съезда КПСС протяженность электрических сетей напряжением до 500 *кв* должна быть увеличена за период 1959—1965 гг. в 2,5—3 раза. В 1965 г. выработка электроэнергии в стране увеличится до 500—550 млрд. *квт-ч*, т. е. в 2—2,2 раза; за семилетие будут созданы единые энергетические системы Европейской части СССР и Центральной Сибири, а также объединенные энергетические системы в районах северо-запада и запада, Закавказья, Казахстана и Средней Азии и приняты меры по дальнейшему использованию атомной энергии в мирных целях.

Партией и правительством поставлена задача строительства единой высоковольтной сети СССР. К 1965 г. должна быть разрешена проблема передачи электроэнергии постоянным током на расстояния 2000—3000 *км*. Решение этой проблемы позволит связать отдаленные друг от друга энергосистемы и решить задачу создания объединенной энергосистемы Советского Союза.

§ 2. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И ТИПЫ ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Линии электропередачи служат для передачи электрической энергии от места ее получения на тепловой, гидравлической или атомной электростанции к потребителям.

В задании на проектирование указывают конечные пункты передачи, род тока, напряжение линии, материал и сечение проводов, материал опор, число цепей на одном ряде опор и число рядов опор.

Основные положения проектирования линий электропередачи:

1) Усилия в проводах не должны превышать половины, а при пересечениях населенных мест, автострад, железнодорожных путей, линий электропередачи — трети разрывного усилия провода.

2) В местах пересечения высоковольтной линии с различными препятствиями расстояние от поверхности земли до нижней точки провода при его максимальной стреле провеса должно быть не менее 6—10 м* в зависимости от рода препятствия и напряжения линии. Это расстояние h_1 называется габаритом линии (рис. XXV.1).

3) Углы поворота линии не должны превышать 60° .

4) Расстояния между проводами и от провода до опоры в зависимости от напряжения линии и конструкции опоры должны быть не менее предельных величин, указанных ниже.

5) Опоры, находящиеся в зоне затопления, должны быть защищены от действия льда при ледоходах.

Расстояние l между соседними опорами (точками подвеса провода), измеренное по горизонтали (рис. XXV. 1), называется пролетом провода.

Высота точки подвеса нижнего провода, от которой зависит высота опоры, равна

$$h = h_1 + f, \quad (\text{XXV.1})$$

где h_1 — габарит линии;

f — наибольшая стрела провеса провода (обычно около $1/30$ пролета).

При напряжении линии 35—110 кВ опоры обычно проектируют сборными железобетонными, при напряжении 220—500 кВ — металлическими. При пересечении линией электропередачи широких рек стальные опоры при большой высоте предпочтительнее железобетонных даже при напряжении 110 кВ.

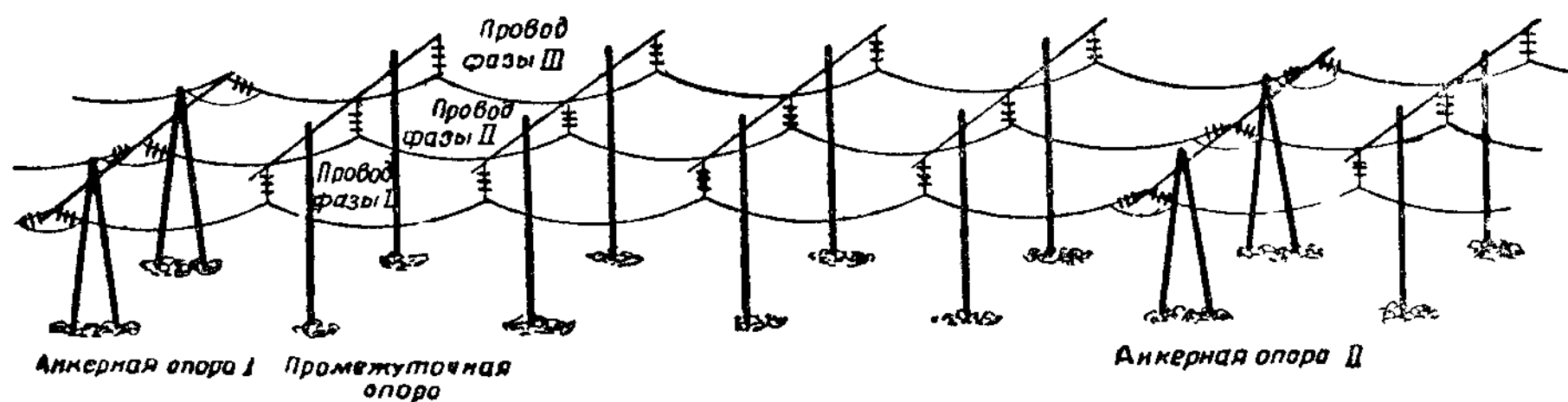


Рис. XXV.2. Промежуточные и анкерные опоры линии электропередачи

На линиях с напряжением 220—330 кВ опоры устанавливаются обычно на расстоянии 200—400 м, на линиях с напряжением 400—500 кВ — на расстояниях 400—600 м и более в зависимости от материала и сечения проводов, а также местных условий.

По назначению опоры делятся на **промежуточные** (рис. XXV.2), поддерживающие провода; **анкерные** (рис. XXV.2), воспринимающие тяжесть проводов; **концевые**, устанавливаемые на концах линии перед

* А. А. Глазунов. Основы механической части воздушных линий, Госэнергоиздат, 1956.

подстанцией; **угловые**, устанавливаемые в углах поворота линии; **переходные**, устанавливаемые на переходах больших пролетов (пересечениях рек, оврагов и т. п.).

Опоры могут быть одноствольными, несущими провода на консолях, (рис. XXV. 3) и порталными (двуствольными или четырехствольными), несущими провода на траверсе, соединяющей ноги опоры (рис. XXIII. 3

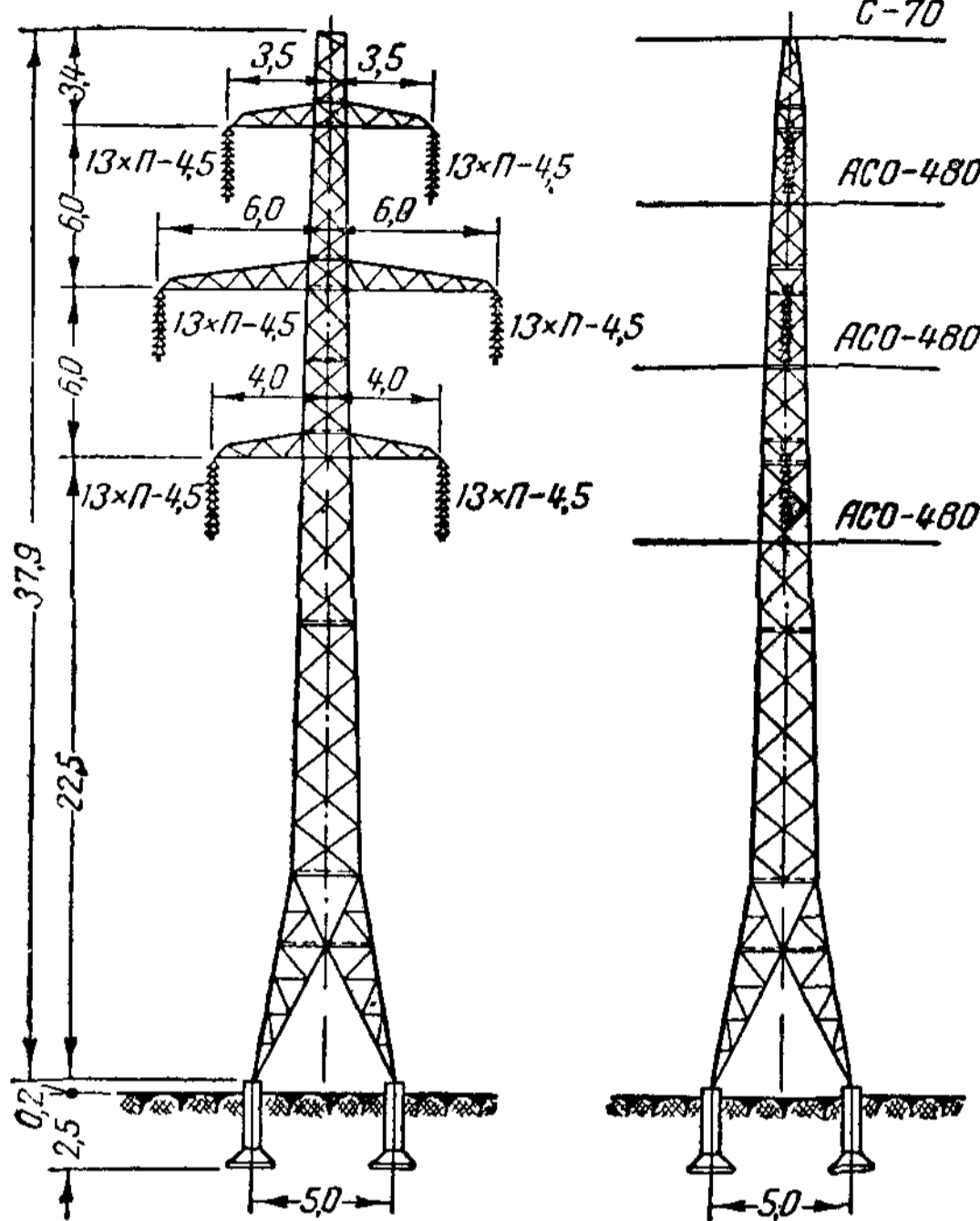


Рис. XXV.3. Одноствольная опора для линии электропередачи 220 кВ

и XXV.4). Промежуточные опоры воспринимают относительно небольшие продольные усилия и потому могут быть плоскими. Анкерные, угловые и концевые опоры порталного типа работают на значительные горизонтальные усилия, для восприятия которых вводят подкосы или оттяжки. Одноствольные опоры, работающие на изгиб, делают с широкой базой, размеры которой назначают из условия применения в качестве фундаментов опоры сборных железобетонных подножников.

Обычно промежуточные опоры составляют около 90% от общего числа опор. Собственный вес промежуточных опор линии напряжением 220 кВ составляет 4—5 т, линии 330 кВ—6—7 т, линии 400 кВ—7—8 т, линии 500 кВ—8—9 т, в за-

висимости от пролета, типа опор, количества и сечений проводов и тросов. Собственный вес анкерных опор в 1,5 раза, а анкерно-угловых в 2—2,5 раза больше веса промежуточных опор.

Провода применяются сталеалюминиевые марок АСО-330, АСО-480* и др. Над проводами располагают грозозащитные тросы для защиты линии от ударов молнии. Их делают обычно стальными марки С-70 с площадью сечения 70 мм².

Типы опор выбираются в зависимости от напряжения линии, расположения проводов, назначения опор, а также от местных условий.

Схемы расположения проводов и тросов приведены на рис. XXV.5. При подвеске на опоре одной цепи (цепь обычно состоит из трех проводов — фаз) напряжением до 110 кВ провода располагают треугольником (рис. XXV.5, а); трос укрепляется на вершине опоры. Подвеску двух цепей на опоре производят прямой елкой (рис. XXV.5, б), обратной елкой (рис. XXV.5, в) и шестиугольником (бочкой) (рис. XXV.5, г). При напряжении 220—500 кВ часто применяется подвеска трех проводов — фаз в горизонтальной плоскости (рис. XXV.5, д), обеспечивающая

* Сталеалюминиевые облегченные провода с площадью сечения алюминия 330, 480 мм². Сечение стального сердечника принимается обычно в 8 раз меньше сечения алюминиевой части провода.

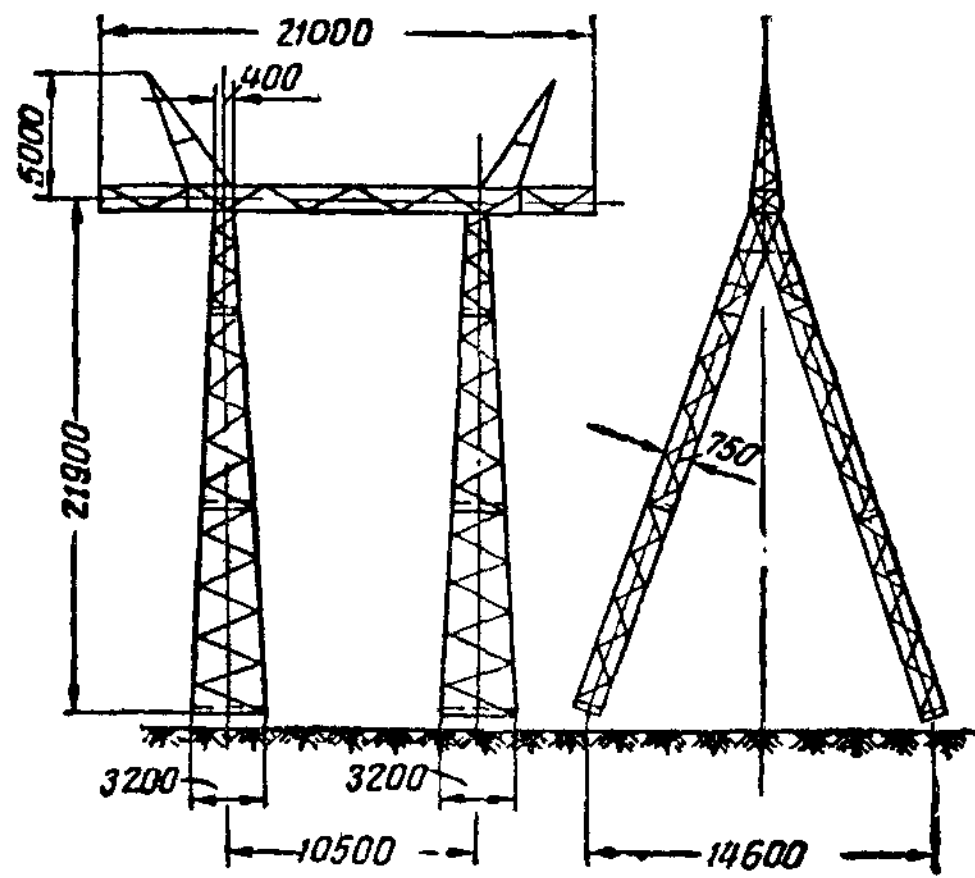


Рис. XXV.4. Анкерная опора линии электропередачи 400 кв

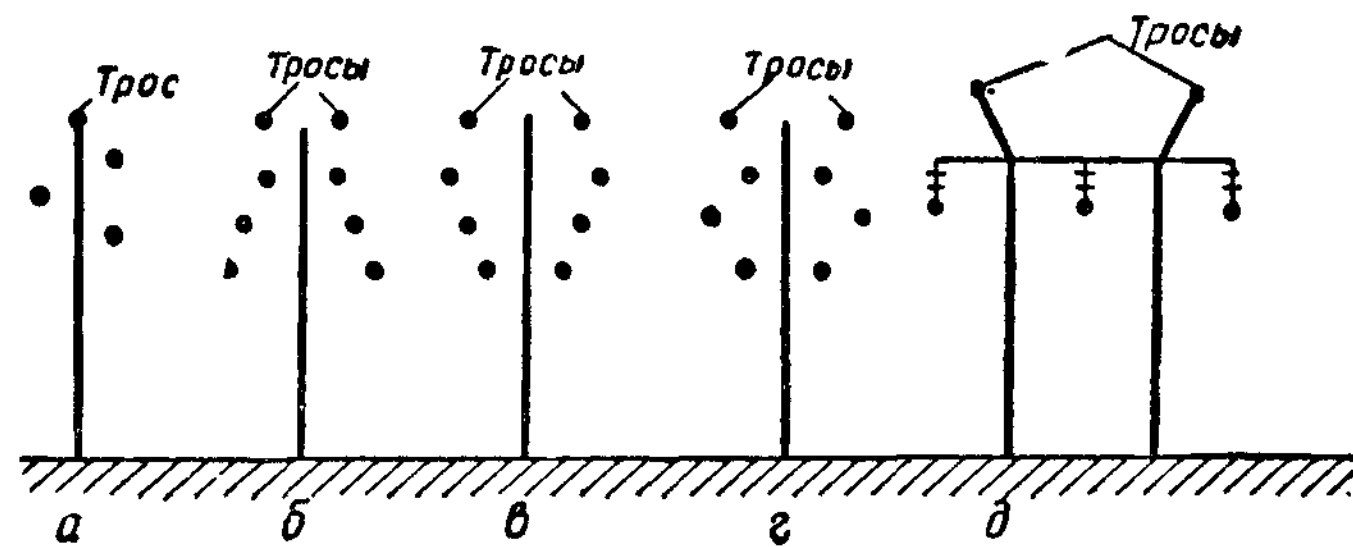


Рис. XXV.5. Схемы расположения проводов и тросов

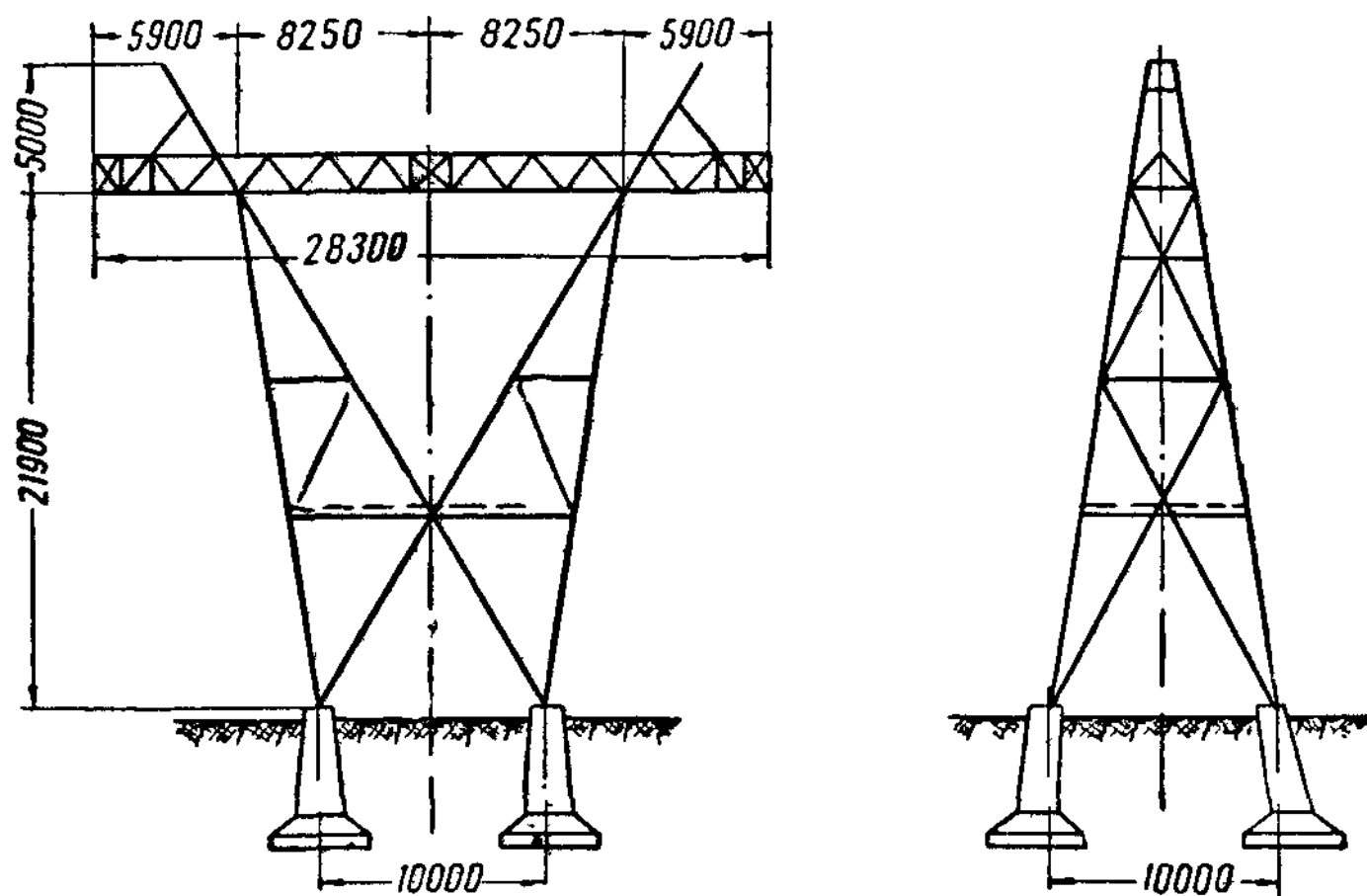


Рис. XXV.6. Трубчатая анкерно-уголовая опора линии электропередачи 500 кв

высокую надежность работы линии. Расстояние между проводами зависит от провеса проводов, а следовательно, и от пролета; чтобы расстояние между проводами при их раскачке не было меньше определенного минимума, зависящего от напряжения провода, оно принимается $a \geq [9\sqrt{f} + 0,5u + 10]$ см, где f — стрела провеса в см, u — величина киловольтжа.

Для линий напряжением 220—330 кВ применяются двухцепные одностовольные опоры с подвеской проводов по типу «бочка» (рис. XXV.3), а также одноцепные одностовольные и двустовольные опоры, свободно стоящие или на оттяжках, с горизонтальным расположением проводов.

Для линий напряжением 400÷500 кВ применяются одноцепные одностовольные стержневые опоры (XXV.6) или двустовольные опоры порталного типа (см. рис. XXIII.3) с горизонтальным расположением фаз.

Исследования, проведенные в ГПИ Теплоэлектропроект Министерства строительства электростанций СССР, показали, что для линий напряжением 400—500 кВ одностовольные трубчатые опоры (рис. XXV.6) экономичнее порталных. Монтажные соединения их выполняются на черных болтах. Транспортирование опоры производится отдельными трубами и плоскими сварными фермами, что обеспечивает хорошее использование грузоподъемности железнодорожных платформ. Небольшое число монтажных элементов позволяет ускорить сборку опоры на пикете (рядом с местом ее установки). Фундаменты выполняются в виде железобетонных грибовидных подножников, изготовляемых на заводе целиком и не имеющих монтажных стыков.

Опоры на оттяжках (рис. XXV.7) обеспечивают наибольшую экономию металла, но несколько усложняют монтаж и эксплуатацию линии.

Для уменьшения индуктивного сопротивления длинных линий электропередачи 400 и 500 кВ применяется расщепление каждой фазы на три провода, расположенные в вершинах правильного треугольника со стороной 400 мм. Так, одна цепь линии 400 или 500 кВ состоит из трех фаз, а каждая фаза представляет собой пучок из трех параллельных проводов. Это влияет на габариты опоры.

Основным материалом для металлических опор является сталь 3. При гибкости стержней менее 50 рационально применять низколегированную сталь. Заводские соединения делаются сварными, монтажные — на черных или высокопрочных болтах, а также на сварке. Все пояса и стержни решетки чаще всего делают из одиночных уголков, причем узловые сопряжения, как правило, выполняют без фасонки. В ряде случаев целесообразно применение труб и гнутых профилей.

При выборе типа конструкции опоры следует обращать особое внимание на габариты отправочных элементов, исходя из возможности их перевозки на автомашинах с прицепом (длина не более 12 м, поперечный размер сечения не больше 3,2 м).

Крепление проводов к промежуточным опорам устраивается на подвесных гирляндах изоляторов. На анкерных, концевых и переходных опорах провода закрепляют в натяжных гирляндах изоляторов. Число изоляторов в гирлянде, длина и вес гирлянд зависят от напряжения линии. При напряжении 500 кВ длина подвесной гирлянды изоляторов достигает 6 м, а вес — 400 кг.

Высота опоры обычно составляет 20—40 м и определяется в зависимости от габарита линии, длины гирлянд изоляторов, наибольшей стрелы провеса и схемы расположения проводов и тросов. В речных пересечениях при больших пролетах высота опор достигает 120 м и

более. Схема и размеры опор и их элементов зависят от назначения опоры (промежуточная, анкерная и т. д.), климатических условий (температурных удлинений провода, ветра, гололеда), расположения проводов на опоре, расстояния между проводами, высоты точек подвеса проводов, длины гирлянд изоляторов и пролета проводов. Возрастание пролета ведет к увеличению высоты опоры и ее веса, но зато при этом уменьшается число опор и изоляторов на линии. Оптимальный пролет обычно определяют из условия минимума суммарной стоимости опор, фундаментов и изоляторов. Правильнее определять оптимальный пролет с учетом не только капитальных затрат, но и эксплуатационных расходов в течение срока службы линии.

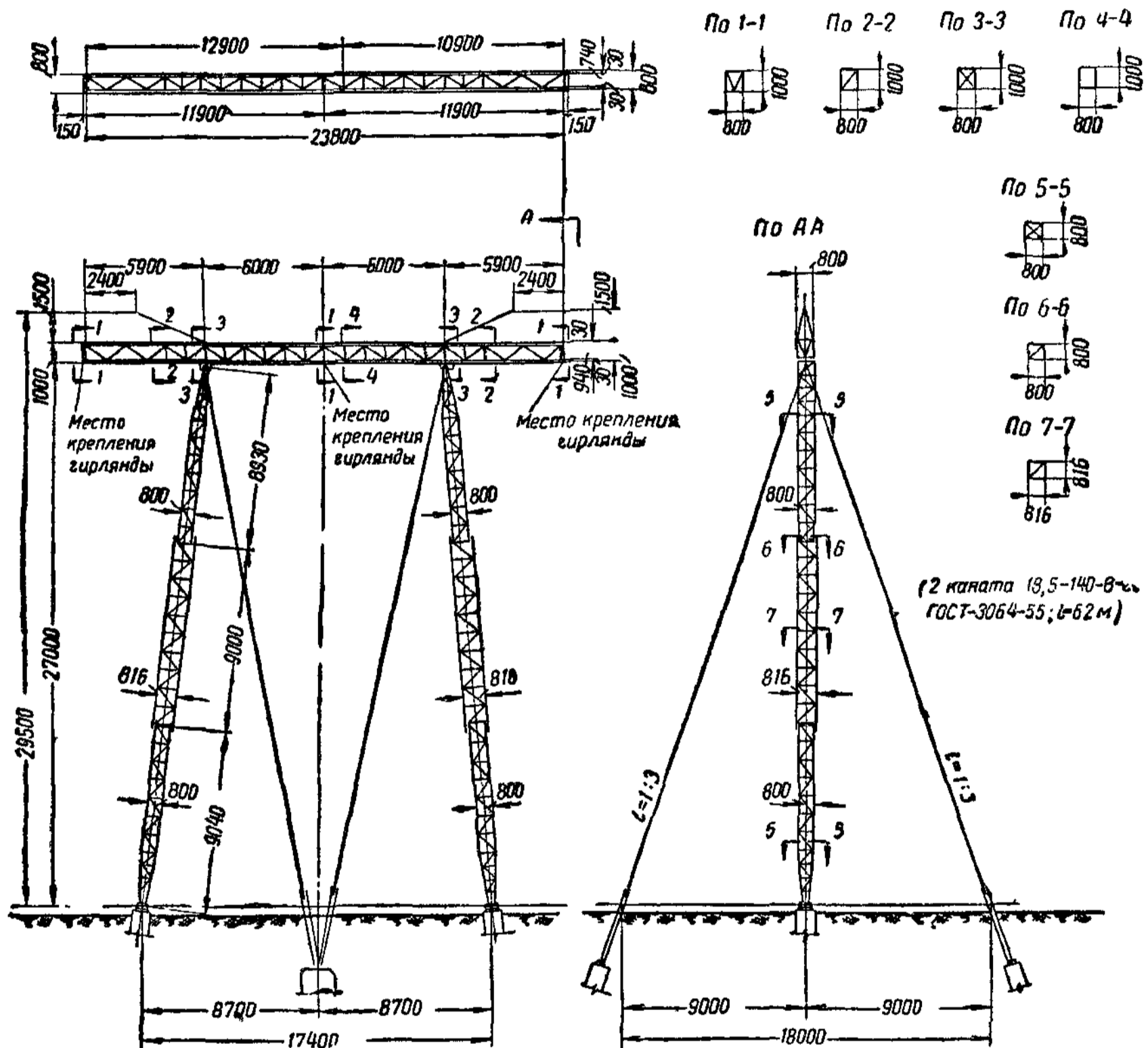


Рис. XXV.7. Промежуточная опора на оттяжках линии электропередачи 500 кв

При установлении оптимального пролета необходимо рассмотреть различные конструктивные формы опор, выбрав из них наилучшую по технико-экономическим показателям.

Опоры электропередачи представляют собой многоповторяющиеся сооружения, поскольку при постройке линии сразу возводятся многие сотни одинаковых опор. Таким образом, они наиболее отвечают условиям типизации. Однако работа по типизации проведена пока недостаточно и этим объясняется большое число типов применяемых опор. В 1959 г. Ленинградским отделением ГПИ Теплоэлектропроект проведена работа по унификации и типизации опор для линий 220 и 330 кв. В основу типизации положен одноствольный тип опоры, как наиболее компактный. В результате оказалось возможным ограничиться 19 типоразмерами вместо 159 имевшихся ранее.

Опоры электропередачи часто сооружают в необжитых и труднодоступных районах. В соответствии с этим транспортабельность — форма отправочных элементов, удобная для перевозки и мало повреждаемая, и малый вес становятся особенно важными. Это стимулирует применение

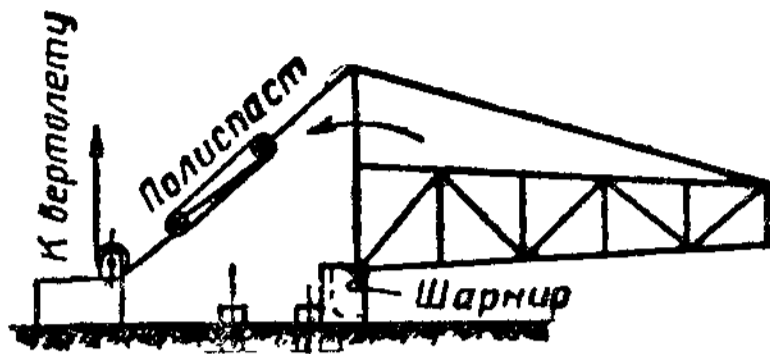


Рис. XXV.8. Схема монтажа опоры линии электропередачи с помощью вертолета методом поворота

легких сплавов, призматических сквозных конструкций, трубчатых элементов. За последнее время при перевозке опор к наземному транспорту прибавился воздушный — вертолетный транспорт, усиливающий эти требования. Столь же важна простота монтажа. За последнее время в качестве надежных монтажных приспособлений также стали применяться вертолеты. (XXV. 8).

§ 3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ОПОР И ПРОВОДОВ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Нагрузки на провода, тросы и опоры берутся такими же, как при расчете антенных сооружений. Ветровая нагрузка не может иметь максимальной интенсивности по всей длине проводов и тросов и поэтому ее величина умножается на коэффициент 0,7—0,9 (в зависимости от величины скоростного напора).

Опоры рассчитывают, исходя из двух предположений: 1) провода не оборваны (основное сочетание), 2) провода частично оборваны с одной стороны опоры (особое сочетание).

В первом случае нагрузки состоят из собственного веса опоры, веса проводов с гололедом (см. стр. 717) и давления ветра, действующего поперек линии на опору и обледеневшие провода; при расчете угловых и концевых опор, кроме того, учитывают равнодействующую тяжения проводов. Иногда при необорванных проводах более неблагоприятное сочетание нагрузок получается при замене гололеда максимальными температурными воздействиями.

Во втором случае нагрузками являются: собственный вес опоры, вес чистых проводов (без гололеда), давление ветра, действующего поперек линии на опору и провода, а также тяжение оставшихся проводов.

Промежуточные опоры рассчитывают на обрыв одного из проводов, создающий наибольший изгибающий или крутящий момент; анкерные опоры рассчитывают на обрыв двух из трех или трех из шести проводов или одного грозозащитного троса (при необорванных проводах), также создающий наибольший изгибающий или крутящий момент.

При расчете проводов суммарное воздействие складывается из вертикальных нагрузок (собственный вес, гололед) и горизонтальных (ветер).

Кривую провисания провода принимают за квадратную параболу. Расчет проводов ведут так же, как расчет оттяжек мачт, с тем только отличием, что провода располагаются горизонтально.

В результате получаем уравнение, аналогичное (XXIV.13):

$$\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + \left[\left(\frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0} \right)^2 \right] \frac{l^2}{24} + \alpha(t - t_0) = 0, \quad (\text{XXV.2})$$

где σ, γ, t — расчетное напряжение, удельная нагрузка (см. § 2 главы XXIV) и температура провода;

σ_0, γ_0, t_0 — то же, начального состояния (в момент окончания монтажа);

E — модуль продольной упругости провода;

α — коэффициент линейного расширения провода при повышении температуры на 1° .

Уравнение (XXV.2) является основным для расчета проводов и позволяет определить напряжение провода σ , соответствующее удельной нагрузке γ и температуре t , если известно напряжение σ_0 при удельной нагрузке γ_0 и температуре t_0 начального состояния.

Стрела провеса провода

$$f = \frac{\gamma l^2}{8\sigma}. \quad (\text{XXV.3})$$

Задаваясь напряжением провода σ_0 для исходных условий, можно найти напряжение σ для любых других посредством уравнения (XXV.2): Критический пролет, при котором провод работает с наибольшим напряжением при амплитуде изменения температур ($t-t_{\text{мин}}$):

$$l_{\text{кр}} = \sigma_{\text{макс}} \sqrt{\frac{24\alpha(t-t_{\text{мин}})}{\gamma_{\text{макс}}^2 - \gamma_{\text{мин}}^2}}. \quad (\text{XXV.4})$$

Здесь $\sigma_{\text{макс}}$ — наибольшее возможное напряжение провода;
 t — температура воздуха, соответствующая наибольшей поперечной нагрузке (по нормам наибольшая добавочная нагрузка от гололеда и ветра принимается при $t = -5^\circ$);
 $t_{\text{мин}}$ — низшая температура воздуха в данном климатическом районе;
 $\gamma_{\text{макс}}$ — удельная нагрузка провода при наибольшей добавочной нагрузке;
 $\gamma_{\text{мин}}$ — удельная нагрузка провода при низшей температуре.

Если принятый пролет провода меньше критического, то максимальное напряжение в проводе будет возникать при низшей температуре воздуха; если указанный пролет больше критического, то наибольшее напряжение в проводе появится при максимальной удельной нагрузке.

Стрела провеса провода [см. формулу (XXV.3)] зависит от напряжения σ , а следовательно, и от температуры. Критическая температура, при которой стрела провеса будет одинаковой как при высшей температуре, так и при гололеде (при температуре -5°):

$$t_{\text{кр}} = t + \frac{\sigma}{\alpha E} \left(1 - \frac{\gamma_1}{\gamma}\right), \quad (\text{XXV.5})$$

где $t = -5^\circ$;

σ — напряжение провода при нагрузке его собственным весом и гололедом;

γ_1 — удельная нагрузка провода при высшей температуре воздуха;
 γ — удельная нагрузка провода при наличии гололеда.

Если высшая температура воздуха в данном климатическом районе больше критической, то наибольшая стрела провеса будет при высшей температуре; если высшая температура меньше критической, то максимальная стрела провеса получается при нагрузке провода собственным весом и гололедом.

Опоры рассчитывают по трем основным схемам: 1) нормальный режим работы линии — провода не оборваны (основное сочетание нагрузок); 2) аварийный режим работы линии — часть проводов оборвана (особое сочетание нагрузок); 3) монтажный режим — монтаж проводов и тросов с одной стороны опоры (дополнительное сочетание нагрузок).

При расчете промежуточных опор, поддерживающих расцепленные провода (см. стр. 744), принимается обрыв одной фазы в цепи. При этом горизонтальное усилие в проводе уменьшается вследствие наклона гирлянды изоляторов и получающегося поэтому увеличения длины подвешенной конструкции¹.

Анкерные опоры в этом случае рассчитывают на обрыв двух фаз при одной цепи на опоре и обрыв трех фаз — при двух цепях. Дополнительно рассматривается случай обрыва одного из защитных тросов. Предполагается, что обрыв проводов и тросов происходит при температуре воздуха $t = -5^\circ$ и отсутствии ветра, причем провода и тросы считаются покрытыми гололедом.

Прогиб верхушки опоры от нормативных нагрузок не должен превышать: для анкерных опор $1/100H$; для угловых и концевых опор — $1/120H$; для переходных опор — $1/140H$ (H — высота опоры). Для промежуточных опор прогиб не ограничивается.

Прогиб траверсы, поддерживающей провода, в вертикальной плоскости при нормальном режиме работы должен быть не более: у анкерных, угловых, концевых и переходных опор: в пролете $1/200 l$, на консоли $1/70 c$, а у промежуточных опор: в пролете $1/100 l$, на консоли $1/150 c$ (l — пролет траверсы; c — вылет консоли траверсы).

¹ А. А. Глазунов, Основы механической части воздушных линий, Госэнергоиздат, 1956.

ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ¹

§ 1. ЭКОНОМИЯ СТАЛИ

Экономия стали является важнейшей проблемой при проектировании стальных конструкций. Однако необходимо отметить, что принцип экономии стали не должен находиться в противоречии с другими требованиями, предъявляемыми к конструктивной форме сооружений, — малой трудоемкости изготовления конструкций и возможности скоростного монтажа.

Комплексный показатель экономичности сооружения — стоимость (отражающий все три этапа создания конструктивной формы — проектирование, изготовление и монтаж) — в процессе развития строительства неизменно снижается. При этом снижение расхода материала ввиду большой стоимости его, достигающей в настоящее время до 50% от общих затрат на возведение сооружения, имеет существенное значение. Таким образом, экономия стали в строительстве, с одной стороны, высвобождает сталь для других отраслей народного хозяйства и, с другой, снижает стоимость строительства.

Задача экономии стали в областях применения стальных конструкций разрешается в основном при проектировании.

Одним из основных мероприятий по уменьшению затрат стали является повышение напряжений в конструкциях из стали обыкновенного качества, а также переход к сталям повышенной прочности, допускающим развитие более высоких напряжений и в соответствии с этим уменьшение сечений элементов конструкций.

Повышение напряжений в обычной стали возможно в результате ее термообработки, детального изучения работы конструкций и анализа коэффициента запаса. Поэтому для установления наиболее экономичной по весу конструктивной формы большое значение имеют экспериментальные исследования, позволяющие уточнить расчеты.

Весьма эффективным является переход на стали повышенной прочности. Такими сталями, как указано в § 2 главы II, являются низколегированные стали 14Г2, 15ГС, 10Г2С и др., допускающие по сравнению с малоуглеродистой, повышение напряжений примерно на 40% (отношение расчетных сопротивлений низколегированных сталей и стали 3 $k = \frac{29}{21} = 1,4$). Вследствие простоты легирования указанные стали

должны быть немногим дороже стали 3 спокойной (на 10—12%), что даст возможность получить экономию стали до 17% без повышения стоимости. Это обстоятельство должно стимулировать широкий переход в строительстве на низколегированную сталь. Однако эти стали

¹ Все стоимостные данные приведены в ценах, действовавших до 1 января 1961 г.

еще недостаточно освоены; во всяком случае можно утверждать, что они будут значительно дешевле стали 15ХСНД (НЛ2), стоимость которой вследствие более сложного легирования превышает стоимость стали 3 кипящей на 25—35% и стали 3 спокойной на 20%. Но и при этом применение стали 15ХСНД может оказаться рентабельным в тяжелых конструкциях (в том числе в мостах).

Стоимость стали зависит от размеров ее потребления и значительно снижается с увеличением последнего. До настоящего времени основным видом прокатной стали, применяемой в конструкциях, является сталь 3 кипящая. По заводским данным в 1955 г. до 90% всех конструкций было выполнено из стали 3 кипящей. В связи с возросшим объемом строительства тяжелых промышленных и гидротехнических сооружений в настоящее время увеличилось применение стали 3 спокойной и низколегированной. Вследствие этого процент применения стали 3 кипящей снизился, но все же он еще очень велик, и в этом основная причина большой стоимости других марок стали, не только низколегированных, но и малоуглеродистых. Так, например, стоимость стали 3 спокойной завышена (коэффициент превышения стоимости 1,10 ÷ 1,15), но при большем ее применении могла бы быть снижена.

Таким образом, стоимость стали зависит от конъюнктурных условий и может значительно меняться; превышение стоимости указанных малокомпонентных сталей над стоимостью стали 3 ($\sim 1,15$) является еще плановым предположением; в настоящее время она должна стоить дороже вследствие недостаточного своего освоения. Следовательно, основное мероприятие по снижению стоимости стали — унификация марок сталей и сокращение числа марок применяемых сталей.

В настоящее время препятствиями, затрудняющими широкое применение низколегированных сталей, являются: длительные сроки выполнения заказа из-за недостаточной освоенности этих сталей; большая склонность их к концентрации напряжений и, следовательно, низкая вибрационная прочность; отсутствие экономии материала в сжатых стержнях большой гибкости. Однако для тяжелых конструкций, в которых преимущественно используется низколегированная сталь, последние недостатки не имеют особо большого значения, так как благодаря существенному влиянию собственного веса такие конструкции работают на несимметричные циклы и обычно не имеют стержней большой гибкости.

Положительные свойства низколегированных сталей: большая устойчивость против коррозии — свойство, очень важное для гидротехнических сооружений и резервуаров, где широко применяются стальные конструкции, а также весьма низкий порог хладноломкости, что имеет большое значение для всех конструкций.

Рентабельность применения сталей повышенной прочности определяется соотношением стоимостей, которое выражается коэффициентом

удорожания $\gamma = \frac{C_{ст}^{нл}}{C_{ст}^{с.г.з}}$ (где $C_{ст}$ — стоимость 1 т соответствующей стали

в деле, включая изготовление и монтаж) и соотношением затрат металла.

Отношение затраты материала при переходе на более прочную сталь с расчетным сопротивлением R_1 к затрате материала при применении стали с расчетным сопротивлением R_0 будет меньше отношения $\frac{R_0}{R_1}$ вследствие того, что повышение сопротивлений уменьшает только

расчетные сечения элементов, оставляя почти без изменения размеры и вес дополнительных деталей стержня (накладок, решеток и пр.), что ведет к повышению конструктивных коэффициентов при повышении сопротивления. Таким образом, отношение затрат материалов (весов) может быть принято равным

$$k = \frac{g_1}{g_0} = \frac{R_0}{R_1} \cdot \frac{\psi_1}{\psi_0}, \quad (\text{XXVI.1})$$

где отношение конструктивных коэффициентов $\frac{\psi_1}{\psi_0} > 1$.

В соответствии с этим экономия веса

$$\beta g_0 = g_0 \left(1 - \frac{g_1}{g_0}\right) = g_0 \left(1 - \frac{R_0}{R_1} \cdot \frac{\psi_1}{\psi_0}\right). \quad (\text{XXVI.2})$$

Если γ — коэффициент удорожания, то коэффициент снижения стоимости

$$\varepsilon = 1 - (1 - \beta) \gamma = 1 - \frac{R_0}{R_1} \cdot \frac{\psi_1}{\psi_0} \gamma. \quad (\text{XXVI.3})$$

При заданных γ , R_1 , R_0 , ψ_1 , ψ_0 коэффициент ε можно получить по номограмме в функции γ и величины $k = \frac{\psi_1}{\psi_0} \cdot \frac{R_0}{R_1}$ (рис. XXVI. 1). Для данной величины k коэффициент ε получается на прямой γ

Как видно из формулы (XXVI.3), применение сталей повышенной прочности выгодно только для элементов, для которых $\frac{\psi_1}{\psi_0} \cdot \frac{R_0}{R_1} \gamma < 1$.

Вполне возможно применение сталей повышенной прочности не во всей конструкции, а только в наиболее мощных элементах или в элементах, имеющих наименьшие конструктивные коэффициенты, особенно в том случае, когда эти элементы резко выделены в конструкции (например, в арках с затяжкой, в предварительно напряженных конструкциях, в вантовых конструкциях и др.). При соответствующих конструктивных решениях вместо прскатной стали повышенной прочности можно применять и другие высокопрочные материалы (тросы или высокопрочную проволоку), дающие увеличение прочности в 5—7 раз и соответственно большую экономию стали.

Весьма экономичные конструктивные решения можно получить при применении улучшенного проката с рациональным построением сортамента, т. е. таким его построением, при котором он наилучшим образом соответствует различным областям применения стали. По этому принципу составлены ГОСТы 1956—1957 гг. на основные виды проката. Ожидаемая экономия от их применения: в уголках 2—3%, в двутаврах и швеллерах 15%; в среднем ~ 8%.

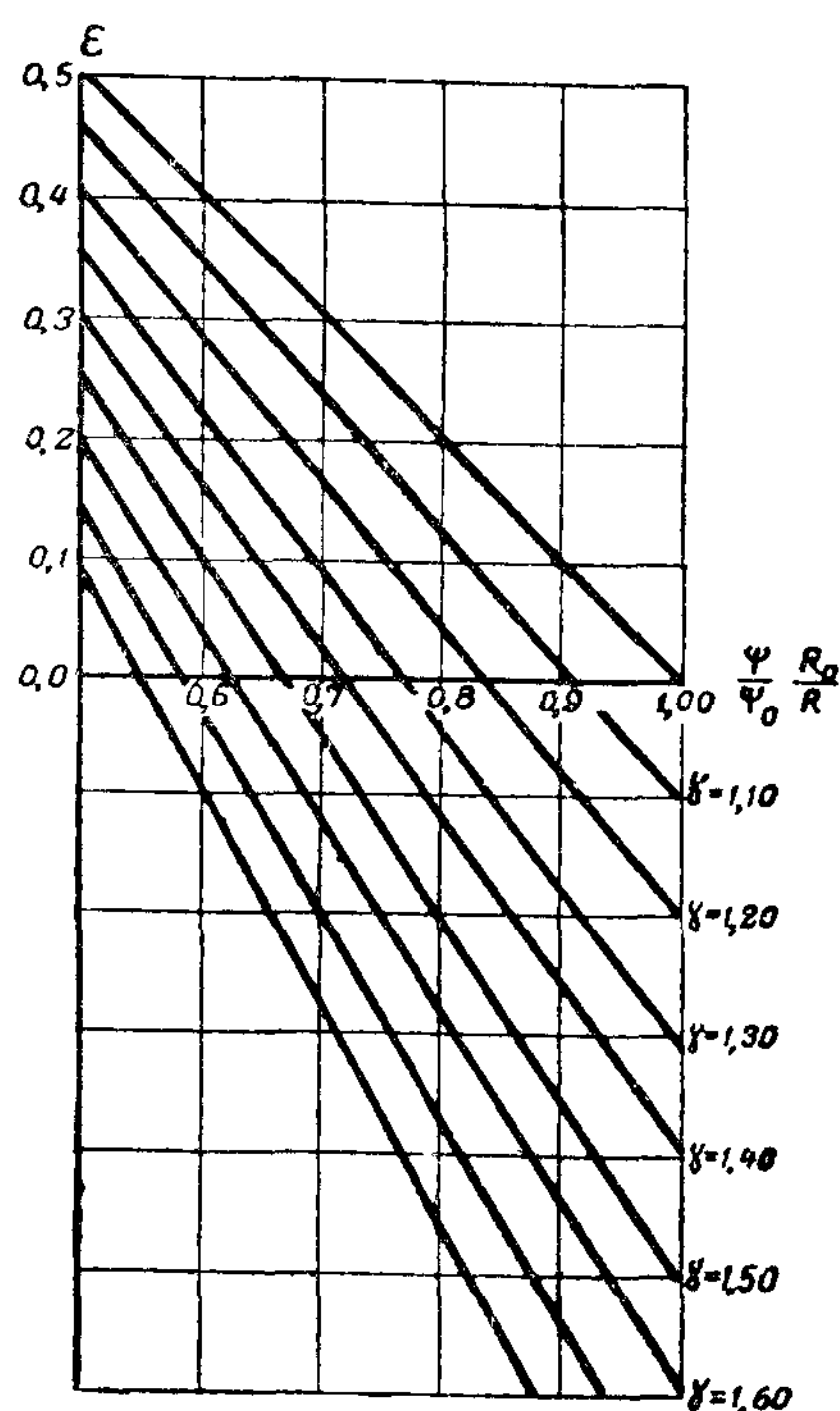


Рис XXVI 1. Номограмма определения экономии стоимости при применении сталей различного сопротивления

Существенную экономию может дать переход на тонкостенный прокат (о чем указывалось в главе IV). Так, новый сортамент тонкостенных двутавровых балок, разработанный ГПИ Проектстальконструкция, дает экономию стали $\sim 10\%$. Тонкостенные профили наиболее эффективны в изгибаемых и сжатых стержнях, поскольку при равной затрате стали они имеют более высокие моменты инерции сечения. Помимо прокатки, тонкостенные профили могут быть получены гнутьем или штамповкой тонкого листа; гнутые профили наиболее экономичны. Все указанные профили применяются в основном в легких конструкциях, в первую очередь в подвижных и большепролетных, воспринимающих небольшие, чаще всего атмосферные нагрузки (например, в большепролетных стропильных фермах). В этих конструкциях большое значение имеет устойчивость отдельных элементов; при тонкостенных профилях (весьма часто коробчатых) потери от снижения напряжений в сжатых стержнях оказываются меньше, что и стимулирует их применение. Возможная экономия стали при применении тонкостенных гнутых профилей в стропильных фермах может составить 7—10%.

Недостатком тонкостенных профилей является большая опасность повреждения их от ржавления, особенно в конструкциях, эксплуатируемых на открытом воздухе. Это повышает рациональность применения тонкостенных профилей из низколегированной стали.

Большая экономия стали может быть получена за счет уменьшения постоянной нагрузки, особенно в большепролетных перекрытиях, при применении более легких кровельных материалов, включая алюминиевые сплавы. Подсчеты показывают, что при этом экономия стали на несущих конструкциях может быть настолько велика, что она покрывает высокую стоимость алюминия.

Значительная экономия веса конструкций достигается при переходе на сварку, что является основной причиной широкого применения ее. Динамика охвата сваркой конструкций может быть выражена следующими цифрами: 1933 г. — 18%, 1940 г. — 67%, 1950 г. — 79%, 1955 г. — 90%, 1958 г. — 95%. Экономия стали при переходе на сварку составляет для сплошных конструкций 15—20%, для сквозных 10—15%.

Экономию стали можно получить совершенствованием конструктивной формы сооружения и прежде всего уточнением геометрических соотношений элементов конструкций. Нам известны оптимальные значения высот конструкций, расстояний между ними, пролетов, панелей ферм, углов наклона решетки и т. д. Используя эти соотношения, мы можем получить более экономичные конструкции. Эти соотношения могут быть еще более улучшены при использовании новых конструктивных возможностей. Так, применяя более устойчивые и легкие тонкостенные сечения, мы можем увеличить свободные длины элементов и уменьшить развитие связей; облегчение веса конструкций дает возможность увеличения пролетов и шагов колонн при соответственном уменьшении числа опор и элементов конструкции, что даст дополнительную экономию веса и т. д.

Наиболее эффективным является радикальное преобразование конструктивной формы в соответствии с новыми прогрессивными идеями в конструировании. Здесь намечаются три направления.

Первое направление связано с применением смешанных сталежелезобетонных конструкций. Примерами таких решений являются: сталежелезобетонные балки с использованием плиты перекрытия как верхнего пояса балки; сталежелезобетонные рамы с железобетонными колоннами и стальным ригелем; сталежелезобетонные оболочки и складки с включением железобетонной кровли в работу стропильных конструкций;

применение бетона в стальной оболочке (сталетрубобетон) и т. д. Все эти решения весьма эффективны и могут дать большую экономию стали.

Второе направление состоит в применении к металлическим конструкциям идей предварительного напряжения и перераспределения усилий. Предварительное напряжение конструкций получается в результате натяжения высокопрочных материалов (проволочных пучков или тросов), расположенных таким образом, что они создают в изгибаемых системах разгружающие моменты, в сжатых элементах увеличивают жесткость и повышают устойчивость и т. д. Большим преимуществом этого направления является возможность варьировать приложение разгружающих усилий, что может дать самые разнообразные конструктивные решения. Экономичность решения является результатом разгрузки конструкций, которая получается за счет добавления высокопрочных, но более дорогих элементов, что приводит к тому, что стоимостной эффект предварительно напряженных конструкций получается меньшим, чем весовой.

Искусственное перераспределение усилий возможно в конструкциях, имеющих разнозначные участки линий влияния; оно производится загрузением разгружающих участков линий влияния или изменением опорных реакций и дает более дешевые, чем предварительное напряжение, и более простые в эксплуатации конструкции.

Третье направление состоит в сочетании первых двух, т. е. применении предварительного напряжения в сталежелезобетонных балках, оболочках и других подобных конструкциях и дает наибольшую экономию стали. Экономия стали можно получить также за счет правильной компоновки конструктивного комплекса сооружения в целом. Как уже отмечалось, изменение весовых показателей элементов конструкций приводит к изменению оптимальных шагов и пролетов, т. е. к изменению компоновки сооружения. Поскольку, однако, компоновка сооружения в первую очередь зависит от условий эксплуатации, здесь возможны лишь частичные коррективы.

Достаточно эффективно использование пространственности комплекса, а именно, должная (без излишеств) завязка элементов конструкции связями и учет их работы в расчете комплекса. Помимо экономии стали, это мероприятие существенно улучшает надежность сооружения и условия его эксплуатации.

Экономия стали при компоновке конструктивного комплекса можно получить, используя принципы «упрощения конструктивной формы» и «совмещения функций» (см. главу I), сокращая в конструкции все лишнее и ненужное с передачей на оставшиеся элементы конструкции функций изъятых. Примером такого решения является беспрогонное покрытие, в котором исключены прогоны, и элементы кровли выполняют функции продольного перекрытия между фермами; такое решение может дать экономию стали до 15%; вторым примером может служить использование кровли как жесткого пространственного связевого диска и уменьшение в соответствии с этим числа связей и т. д.

Снижение стоимости сооружения в целом, и в частности стоимости стали, дает применение типовых решений ввиду более углубленной проработки типовых конструкций, в процессе которой вопросам экономии стали уделяется серьезное внимание.

Существенную экономию стали может дать уточнение методов расчета конструкций. Методика расчета по предельным состояниям, помимо экономии, получаемой от ее внедрения, может дать дополнительную экономию при уточнении значений расчетных коэффициентов этой мето-

дики и более четком установлении условий сочетания нагрузок; в этой области еще имеются большие резервы.

Для экономии стали весьма важна увязка проекта с условиями изготовления конструкций с целью уменьшения отходов производства. Перерасход металла получается от неправильного раскроя листов, применения дефицитных профилей, которые при невозможности получения приходится часто заменять большими, чрезмерной дробности конструкций и большого числа мелких элементов, которые требуют обычно дополнительной обработки.

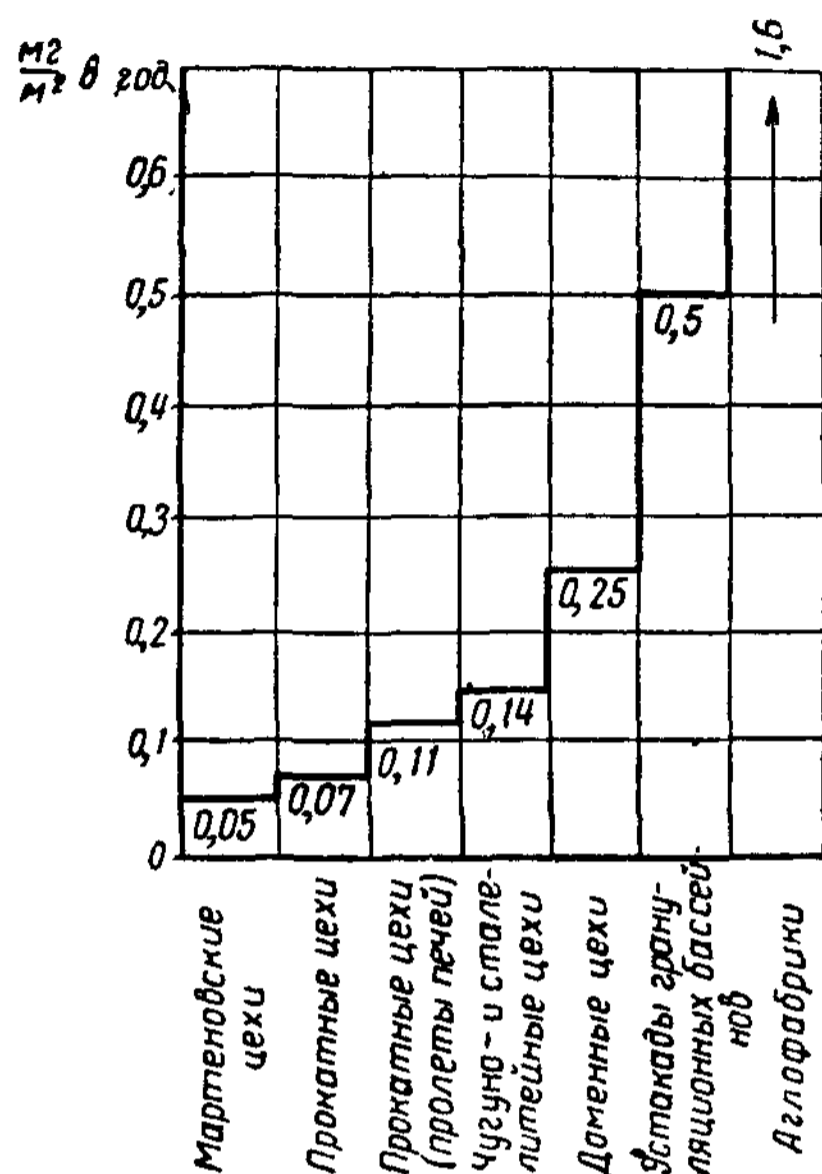


Рис. XXVI.2. Интенсивность коррозии стальных конструкций различных цехов

Экономия стали получается также за счет улучшения эксплуатации и повышения долговечности стальных конструкций.

Как уже отмечалось, большим недостатком применения стали является возможность поражения ее коррозией и связанный с этим преждевременный выход стальных конструкций из строя. Интенсивность коррозии зависит от влажностного режима помещения, обслуживаемого конструкцией, и, следовательно, от назначения здания или сооружения.

На рис. XXVI.2 показана интенсивность коррозионных потерь веса в разных цехах. Мы видим, что они различны. В производствах, где потери веса конструкций от коррозии превосходят $0,4 \text{ мг/м}^2$ в год, применение стали требует специальных мер защиты.

Потери стали от коррозии очень велики, они исчисляются многими тысячами тонн. Поэтому правильный уход за стальными конструкциями, существенно снижающий затраты стали, имеет огромное значение.

С целью уменьшения потерь от коррозии возможно применение более коррозиестойчивых материалов. Такими являются стали с примесью меди, которая образует защитные пленки, предохраняющие сталь от коррозии. Весьма коррозиестойчивыми являются и легированные стали. Представление о коррозионных потерях сталей разных марок может дать рис. XXVI.3.

Кроме того, конструкции можно придать форму, менее подверженную коррозии. Коррозия прежде всего зарождается в разного рода впадинах и в местах, доступных для скопления пыли и влаги; поэтому наружную поверхность элементов конструкции необходимо проектировать возможно более гладкой, хорошо обдуваемой со всех сторон. Сварные конструкции (особенно трубчатые) имеют в этом отношении большие преимущества по сравнению с клепаными конструкциями и двутавровыми сечениями. Тонкие элементы стальных конструкций в сооружениях, расположенных в неблагоприятных условиях (например, в окрестностях доменных печей), при отсутствии надлежащего ухода выходят из строя в течение 2—3 лет; стропильные фермы паровозных депо редко выдерживают более 20 лет эксплуатации. В то же время срок службы металлических конструкций, за которыми имеется уход, превосходит сотни лет.

Таким образом, защита стальных конструкций от вредных атмосферных и других воздействий является, безусловно, необходимой. Эта защита производится окраской, а также покрытием лаками или другими коррозиестойчивыми материалами. Защита необходима не только для обычных сталей, но и для более коррозиестойчивых; однако окраску последних можно производить более редко. Стоимость периодической окраски через каждые 2—3 года составляет примерно 2% от стоимости конструкции.

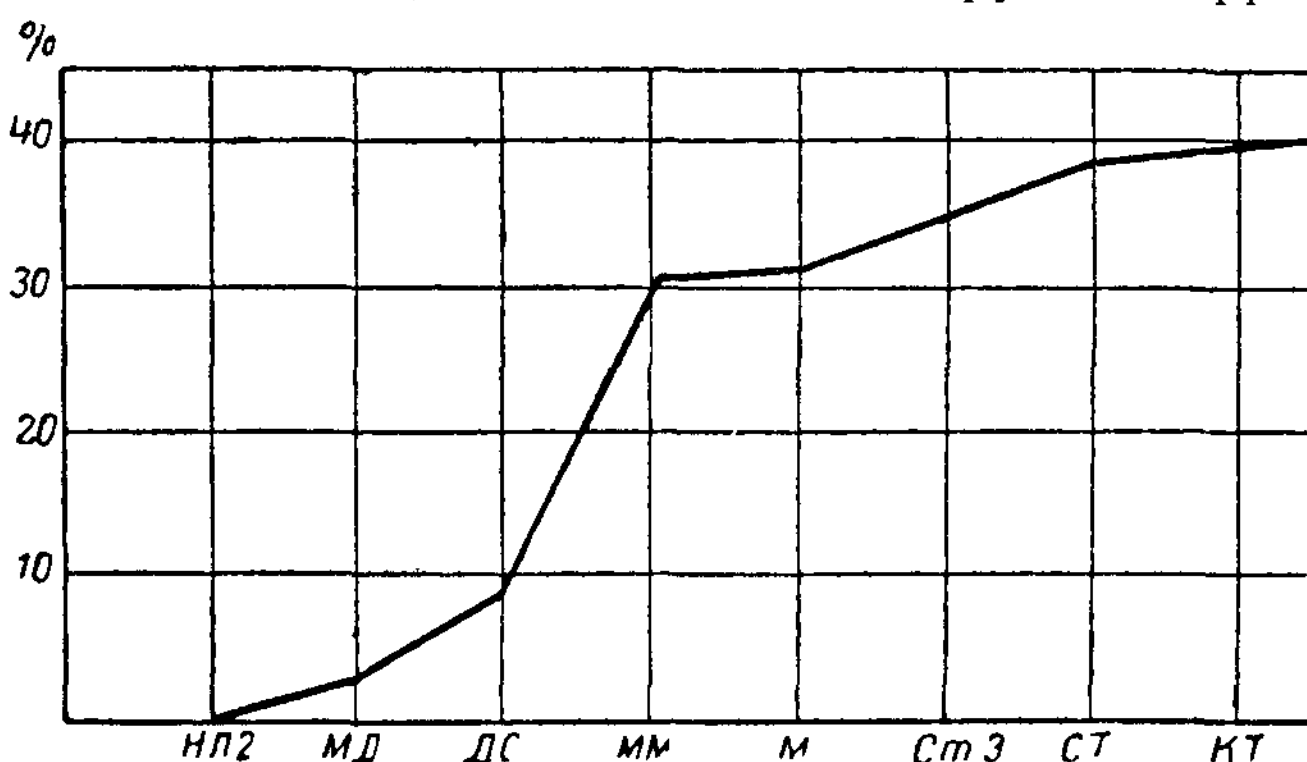


Рис. XXVI.3. Интенсивность коррозии разных сталей по сравнению с интенсивностью коррозии низколегированной стали марки 15ХСНД (НЛ2)

Обозначения сталей: МД — марганцовомедистая; ДС — сталь Дворца Советов; ММ — марганцовистая, М — сварочное железо, Ст. 3 — сталь 3 кипящая, СТ — томасовская спокойная; КТ — томасовская кипящая

Существенную экономию стали можно получить за счет увеличения срока службы сооруже-

жения и, следовательно, срока морального износа его. В некоторых случаях сооружение приходится возобновлять не потому, что конструкции его пришли в негодность, а потому, что новые условия производства требуют больших помещений, более тяжелого оборудования и т. п. Продление срока службы сооружения можно предусмотреть при проектировании, если задать его размеры и рассчитать его конструкции не по фактическим потребностям, а по плановым предположениям, т. е. в соответствии с планом развития данного производства. В этом случае, конечно, приходится при возведении сооружения затрачивать большее количество стали; однако это компенсируется увеличением срока службы сооружения и сокращением амортизационных расходов, что делает такой подход экономически оправданным.

Снижение стоимости стали не пропорционально экономии стали, так как единичная стоимость (отпускные цены) разных сортов стали различна. Единичная стоимость разных видов проката также различна и меняется, отражая политику цен и распределение металла в соответствии с нуждами народного хозяйства. Соотношение цен различных видов проката в разные годы дано на рис. XXVI.4. Из рисунка видно, что в конце 40-х годов (1949 г.) крайне дорогой была листовая сталь, что заставило конструкторов перейти от сплошнотенчатых конструкций к сквозным и очень сильно повысило потребление уголкового стали; одновременно повысилась стоимость уголков, которая в 1952 г. достигла максимума. Такие скачки цен крайне затрудняют рациональное проектирование. Поэтому в 1955 г. было произведено выравнивание цен на сталь 3.

Стоимость 1 т проката постепенно снижается; так, в 1949 г. стоимость 1 т прокатных двутавров составляла в среднем 800 руб., в 1955 г. — 560 руб. Средняя стоимость проката в 1959 г. составляла: из стали 3 кипящей — 550 руб/т, из стали 3 спокойной — 650 руб/т.

Стоимость, проката низколегированных сталей еще не достаточно выравнена: наиболее дороги уголки и лист; двутавры, швеллеры и универсальная сталь значительно дешевле.

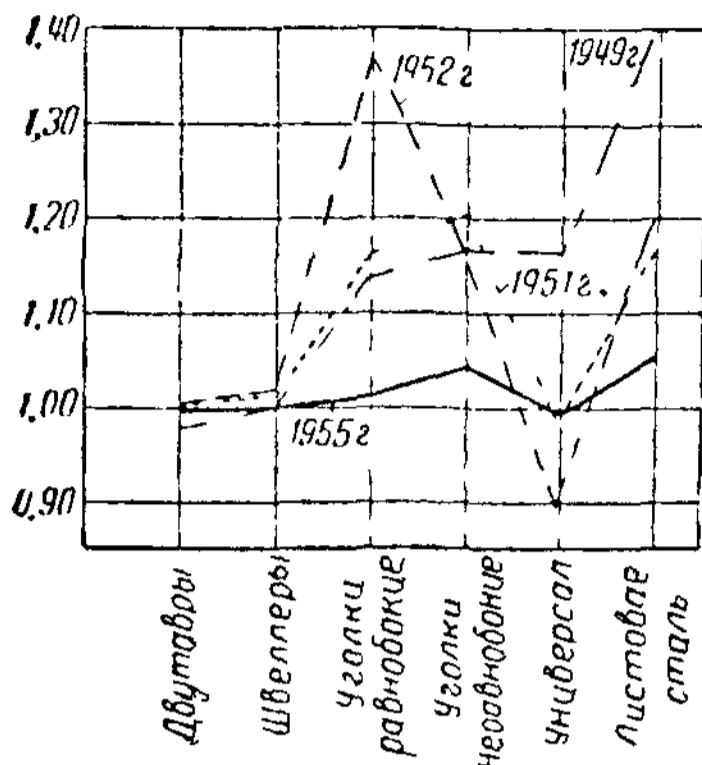


Рис. XXVI 4 Изменение относительных стоимостей проката в разные годы

Существенны также доплаты за мерность длин поставляемого проката. Заказ металла может быть сделан в нормальных или складских длинах, определяемых условиями проката, или, для уменьшения отходов, в мерных длинах, согласованных с размерами изделия. Мерный металл дороже в среднем на 8%; такая большая наценка ограничивает применение мерного металла, хотя использование его и является прогрессивным мероприятием.

Стоимость металла определенного профиля зависит также от его размеров. Особенно ярко это видно на примере листового металла. Так, по прейскуранту 1955 г., листы размером до 2000×7000 мм, толщиной 10—20 мм не имеют наценок, а при размерах листа 2400×9000 мм и толщине 21—33 мм наценка составляет около 10%. Наиболее дороги широкие листы (наценка 30—40%).

И, наконец, цена металла зависит от разносортности и величины партии; небольшое количество металла одного сорта, меньше грузоподъемности железнодорожной платформы (60 т), расценивается дороже.

Средняя стоимость тонны стали франко-завод-изготовитель конструкций составляет: для стали 3 кипящей 700—750 руб/т, для стали 3 спокойной — 800—850 руб/т (с учетом транспортных расходов и всякого рода наценок).

§ 2 СТРУКТУРА СТОИМОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Стоимость стальных конструкций складывается из следующих частей.

1. Стоимость проектирования. Как было указано в главах I и VII, при обычных конструкциях и сооружениях проектирование состоит из двух стадий (проектного задания и рабочих чертежей), а в

¹ По данным Главстальконструкции.

случае индивидуальных и более сложных конструкций — из трех стадий (проектного задания, технического проекта и рабочих чертежей). Обычно проектное задание и технический проект (а также чертежи КМ) выполняются в проектной организации, рабочие чертежи (КМД) — в конструкторском бюро завода.

Стоимость проектирования, выполняемого проектными организациями, определяется прейскурантом или калькуляцией. Стоимость рабочих чертежей, разрабатываемых заводом, а также проектирования технологического процесса изготовления конструкций входит в стоимость изготовления конструкций.

2. Стоимость (цена) металла франко-оклад металлургического завода, прокатывающего первичные элементы стальных конструкций.

Цена металла определяется прейскурантом в соответствии с размерами партии металла, размерами и профилями проката и предъявляемыми к нему требованиями. Структура стоимости металла рассмотрена в § 1 настоящей главы.

3. Транспортные расходы на перевозку металла от завода-прокатчика до завода-изготовителя стальных конструкций, зависящие от дальности перевозки и величины партии металла. Ввиду специализации наших заводов по ограниченному числу номеров проката и вытекающей отсюда необходимости получать металл с разных заводов, иногда расположенных на значительных расстояниях, транспортные расходы получаются значительными и в неблагоприятных случаях достигают 10% стоимости металла.

В заводских калькуляциях транспортные расходы суммируются с ценой металла и составляют полную стоимость металла франко-оклад завода-изготовителя конструкций.

4. Стоимость изготовления стальных конструкций состоит из: а) прямых затрат, охватывающих расходы непосредственно на изготовление продукции, т. е. заработную плату производственных рабочих, изготавливающих конструкции, стоимость работы механизмов, заводского транспорта и др.; б) накладных расходов, которые делятся на цеховые, общезаводские и сбытовые (коммерческие). К прямым затратам причисляется также стоимость металла франко-склад завода-изготовителя.

Заработная плата зависит от трудоемкости изделия; хотя она и составляет малую долю затрат на изготовление конструкции и тем меньшую, чем лучше оборудован завод (заработная плата основных рабочих составляет в настоящее время около 8% полных затрат на изготовление стальных конструкций), она является основным элементом стоимости и на нее начисляются накладные расходы. Заработная плата основных рабочих составляет только часть заработной платы всего персонала производства. Заработная плата персонала, занятого на изготовлении стальных конструкций, составляет около 20% полных затрат; из них 15% идет на заработную плату рабочему составу и 5% — на заработную плату инженерно-технических работников. Таким образом, заработная плата основных рабочих составляет около 50% заработной платы всех рабочих; это соотношение говорит о возможности дальнейшего снижения стоимости стальных конструкций за счет рационализации производственного процесса и сокращения административно-управленческого персонала.

Трудоемкость, а следовательно, и стоимость изготовления конструкций зависят от рациональности конструктивной формы изготавливаемых элементов, их серийности (числа одинаковых элементов), а также тех-

нелогичности, т. е. приспособленности конструкций к производственному процессу. Снижение трудоемкости, как уже неоднократно указывалось, является основным мероприятием по снижению стоимости. Заработная плата основных рабочих является сдельной и определяется производственными нормами затраты труда и квалификацией (разрядом) рабочего. Таким образом, производственные нормы являются основным материалом для установления трудоемкости. К сожалению, не все нормы являются научно обоснованными; тогда приходится прибегать к хронометражу, который, однако, дает частные данные, требующие в дальнейшем статистической обработки. Приходится отметить, что фактическая трудоемкость, как правило, ниже нормативной; за последние годы отношение нормативной трудоемкости изготовления стальных конструкций к фактической в среднем составляло около 1,5.

Цеховые расходы состоят из:

1) заработной платы цехового персонала, определяемой численностью административно-управленческого персонала на заводе и в цехах, числом цехов и коэффициентом сменности персонала; заработная плата эта повременная, чем в основном отличается от заработной платы основных рабочих;

2) расходов по содержанию и эксплуатации основных средств цеха; сюда относятся: а) содержание здания и оборудования; б) текущий ремонт; в) амортизация; г) содержание цехового транспорта;

3) материальных затрат, связанных с производственным процессом; сюда относятся: а) приобретение материалов, необходимых для производственного процесса; б) оплата топлива для технических целей, энергии и воды; в) износ инвентаря и инструмента;

4) расходов на охрану труда и контроль качества продукции.

В настоящее время цеховые расходы по изготовлению стальных конструкций составляют 150—170 руб/т, или около 14% стоимости продукции завода-изготовителя. Цеховые расходы распределяются по своим разделам примерно поровну.

Общезаводские расходы состоят из: 1) административно-управленческих расходов; 2) общепроизводственных, куда входит содержание конструкторского бюро; 3) потерь от неудовлетворительной производственной и хозяйственной деятельности предприятия, брака, штрафов и т. д.

В настоящее время общезаводские расходы составляют около 65 руб/т, или 5—6% стоимости продукции. Около 50% этих расходов составляют общепроизводственные расходы. Около 50% общепроизводственных расходов, т. е. около 15 руб. на 1 т продукции, составляет содержание конструкторского бюро, сбытовые (коммерческие) расходы, связанные со сбытом готовой продукции, транспортными и складскими операциями, хранением продукции и т. д.

5. Транспортные расходы на перевозку конструкций с завода-изготовителя на место постройки, зависящие от дальности перевозки, типа конструкции, габаритов, веса ее элементов и пр.

6. Стоимость монтажа аналогично стоимости изготовления конструкций складывается из прямых затрат на заработную плату основного производственного персонала и накладных расходов, которые также могут быть разделены на цеховые, непосредственно связанные с производственным процессом, и общепроизводственные, связанные с деятельностью монтажного предприятия в целом. Детальное рассмотрение стоимости монтажа приводится в курсе экономики и организации строительства.

Соотношения между основными разделами стоимости конструкций (в деле) в настоящее время примерно следующие:

для строительных конструкций обычного типа

металл (сталь 3 кипящая) франко-завод-изготовитель со всеми наценками . . .	50%—750 руб/т
изготовление конструкций	25%—375 »
монтаж	20%—300 »
транспортные расходы (перевозка конструкций на место постройки при расстоянии 1000 км)	5%—75 »
	100%—1 500 руб/т

для тяжелых конструкций мостового типа

металл (сталь 3 спокойная) франко-завод-изготовитель со всеми наценками . . .	45%—850 руб/т
изготовление конструкций	25%—475 »
монтаж	25%—475 »
транспортные расходы	5%—100 »
	100%—1 900 руб/т

Таким образом, стоимость изготовления конструкций, включая металл, в настоящее время составляет 1100—1300 руб/т, а включая монтаж и транспортные расходы 1500—1900 руб/т.

Стоимость проектирования с применением типовых проектов составляет около 2% от полной стоимости сооружения, при индивидуальном проектировании—около 5%.

Составные части стоимости изготовления конструкций:

заработная плата основного персонала (производственного и вспомогательного)	27%
цеховые расходы	50%
общезаводские расходы	23%
	100%

Соотношение между накладными расходами и основной заработной платой на наших заводах-изготовителях конструкций составляет около 2,7. Таким образом, стоимость изготовления конструкции можно определить по стоимости основной заработной платы по формуле

$$C = (1 + r)C_0 = 3,7C_0,$$

где C_0 — стоимость основной заработной платы, определяемая трудоемкостью конструкций;

r — коэффициент накладных расходов, равный 2,7.

Средняя трудоемкость отдельных операций (в процентах) показана на графике рис. XXVI. 5.

§ 3. МЕРОПРИЯТИЯ ПО СНИЖЕНИЮ СТОИМОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Основным мероприятием по снижению стоимости стальных конструкций является снижение затрат стали, так как стоимость ее составляет около 50% стоимости всей конструкции. Возможные пути такого снижения рассмотрены в § 1 настоящей главы.

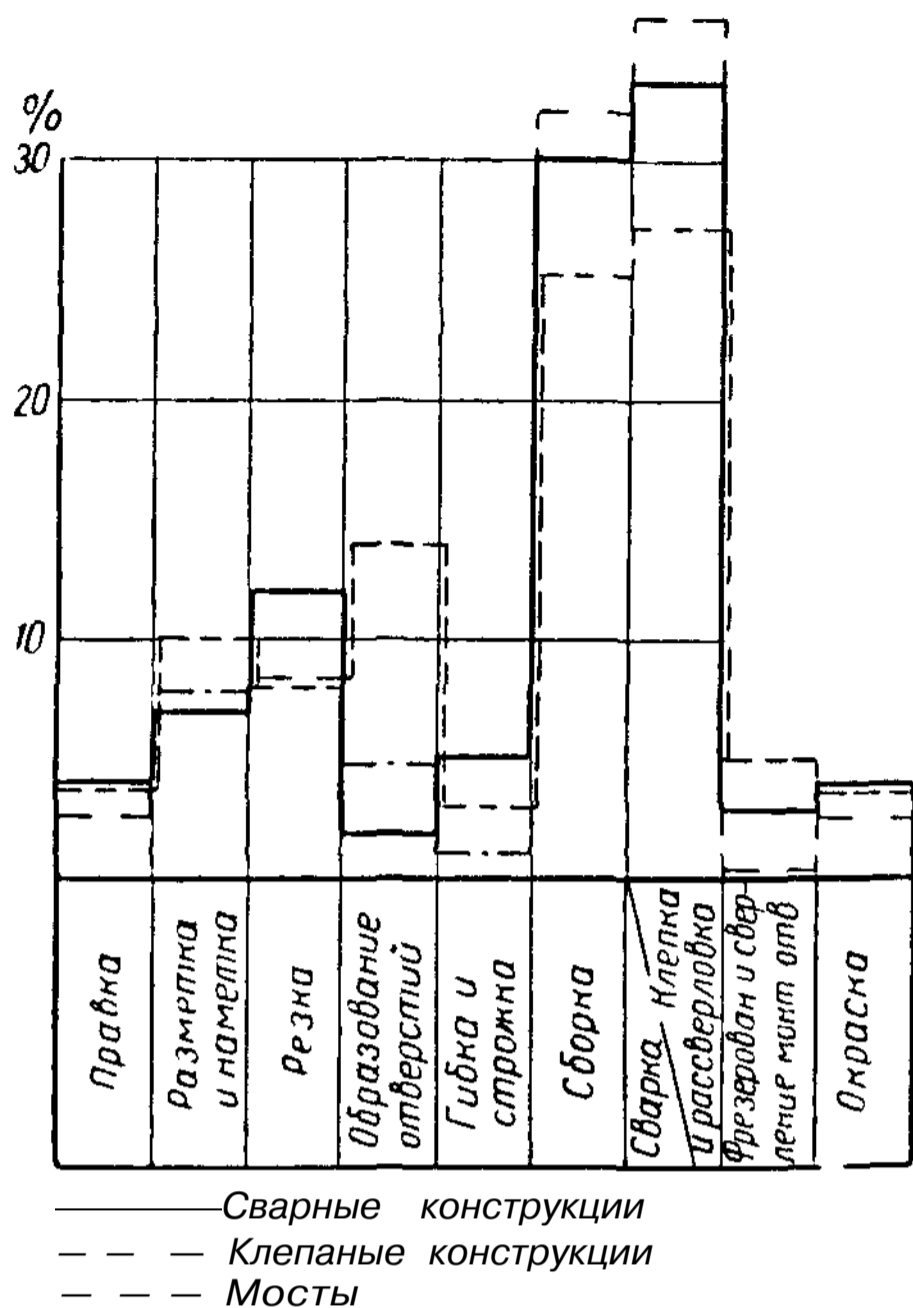


Рис XXVI5 Средняя относительная пооперационная трудоемкость (в процентах) сварных и клепаных конструкций

дать, что сквозные конструкции по стоимости предпочтительнее сплошных. К тому же сплошные конструкции более транспортабельны. Наиболее низкую стоимость имеет универсальная сталь, двутавры и швеллеры (рис. XXVI. 4). Поэтому широкое применение универсальной стали в сварных конструкциях весьма рационально.

В среднем по всему заказу металла за период 1950—1959 гг. листовая и универсальная сталь составляла примерно 50—60%, уголки—20—25%, двутавры и швеллеры — 20—25%.

Такой удельный вес листовой и универсальной стали в общем потреблении стали, объясняется большим объемом применения сплошных сварных конструкций, листовых конструкций и трубопроводов.

В связи со значительными наценками на специальные длины и ширины проката (особенно для листовой стали) следует применять наиболее дешевые (нормальные, торговые) размеры проката. Следует также применять возможно меньшее число профилей и номеров проката не только потому, что этим уменьшается трудоемкость изготовления конструкций, но и потому, что мелкие партии металла весьма дороги.

В низколегированной стали уголковая сталь до сего времени дороже листовая, что стимулирует применение сплошностенчатых конструкций из низколегированной стали, тем более, что эти конструкции более просты в изготовлении.

Снижение стоимости изготовления конструкции возможно:

- 1) за счет более высокого качества проектирования, дающего наиболее выгодные решения в отношении трудоемкости изготовления конструкций;
- 2) за счет повышения типизации и серийности элементов конструкций и их деталей;

Снижения стоимости можно достичь также приданием конструкции простой, транспортабельной формы с использованием дешевых профилей проката. В то же время удешевлять конструкцию путем перехода на более дешевые стали худшего качества, например на сталь кипящую вместо спокойной, не следует; каждый сорт стали должен применяться в строгом соответствии с назначением и работой конструкции.

Как уже указывалось, в 1955 г. было произведено выравнивание основных цен разных профилей проката для стали 3. Однако из-за всякого рода наценок стоимость листовой стали все же осталась более высокой, хотя разница в цене теперь значительно меньше. Поскольку трудоемкость сплошных конструкций меньше, чем сквозных (что может компенсировать указанную разницу в ценах), в настоящее время уже нельзя утверждать,

3) за счет повышения механизации и улучшения оборудования заводов-изготовителей и совершенствования организации производства.

Создание конструктивной формы, экономичной как по затрате стали, так и по затрате труда на ее изготовление, является основным принципом советской конструкторской школы. Однако если вопросы экономии стали при проектировании металлических конструкций проработаны хорошо, методика определения трудоемкости в процессе проектирования разработана еще недостаточно. Как уже было отмечено в главе VII, трудоемкость разных операций при изготовлении конструкции весьма различна (см. также рис. XXVI. 5). В сварных конструкциях наиболее трудоемки сборка, сварка и операции обработки металла, в клепаных — сборка, клепка, а также резка и образование отверстий, а все остальные операции составляют примерно 15—20% общей трудоемкости

Отсюда можно сделать следующие выводы: 1) при проектировании технологического процесса изготовления конструкций внимание проектировщика должно быть направлено на снижение трудоемкости по трем основным операциям — обработке металла, сборке и сварке (клепке); 2) установление трудоемкости изготовления конструкций в проектном решении можно проводить только для главнейших операций, учитывая остальные соответствующими коэффициентами.

Основным вопросом в методике определения трудоемкости изготовления конструкции является установление наиболее удобного измерителя; поскольку трудоемкость зависит от веса и числа деталей, обычно за такой измеритель принимается средний вес детали конструкции, т. е. отношение веса элемента к числу его деталей. Трудоемкость каждой операции определяется производственными нормами или хронометражом; на основе этих данных может быть установлена усредненная трудоемкость для средней по весу детали, если вес усредненных деталей не очень различен. Между тем вес деталей в каждой конструкции весьма различен. Обычно тяжелые и большие детали образуют основу конструктивного элемента, которую мы условно будем называть стержнем; мелкие детали (накладки, ребра жесткости и пр.) образуют конструктивное оформление элемента, причем трудоемкость их значительно выше трудоемкости основных деталей. Таким образом, для определения трудоемкости изготовления какого-нибудь элемента, строго говоря, необходимо по всем операциям определить трудоемкость дважды — для основных деталей и для деталей оформления. Большой объем этой работы был главной причиной, из-за чего трудоемкость изготовления конструкций при сравнении вариантов и составлении технических проектов (а также чертежей КМ) обычно не определялась.

Задачу можно существенно упростить, если учитывать не все операции, а только основные. Это является тем более возможным, что закон изменения трудоемкости на среднюю деталь для различных операций примерно одинаков, представляя собой (при достаточно большом весе деталей) кривые, слабо возрастающие при увеличении среднего веса детали $\frac{G_0}{n_0}$ (рис. XXVI. 6). Однако трудоемкость на 1 т не повышается при увеличении веса; наоборот, она уменьшается (так как возрастание трудоемкости отстает от возрастания веса) и дает убывающую кривую гиперболического типа (рис. XXVI.7). Из графика (рис. XXVI 6) также видно, что трудоемкость 1 листовой детали больше, чем профильной^ из этого, однако, не следует, что трудоемкость сплошных конструкций больше, так как число деталей у них меньше.

Трудоемкость легких деталей оформления возможно учитывать соответствующими коэффициентами. Эти коэффициенты, названные

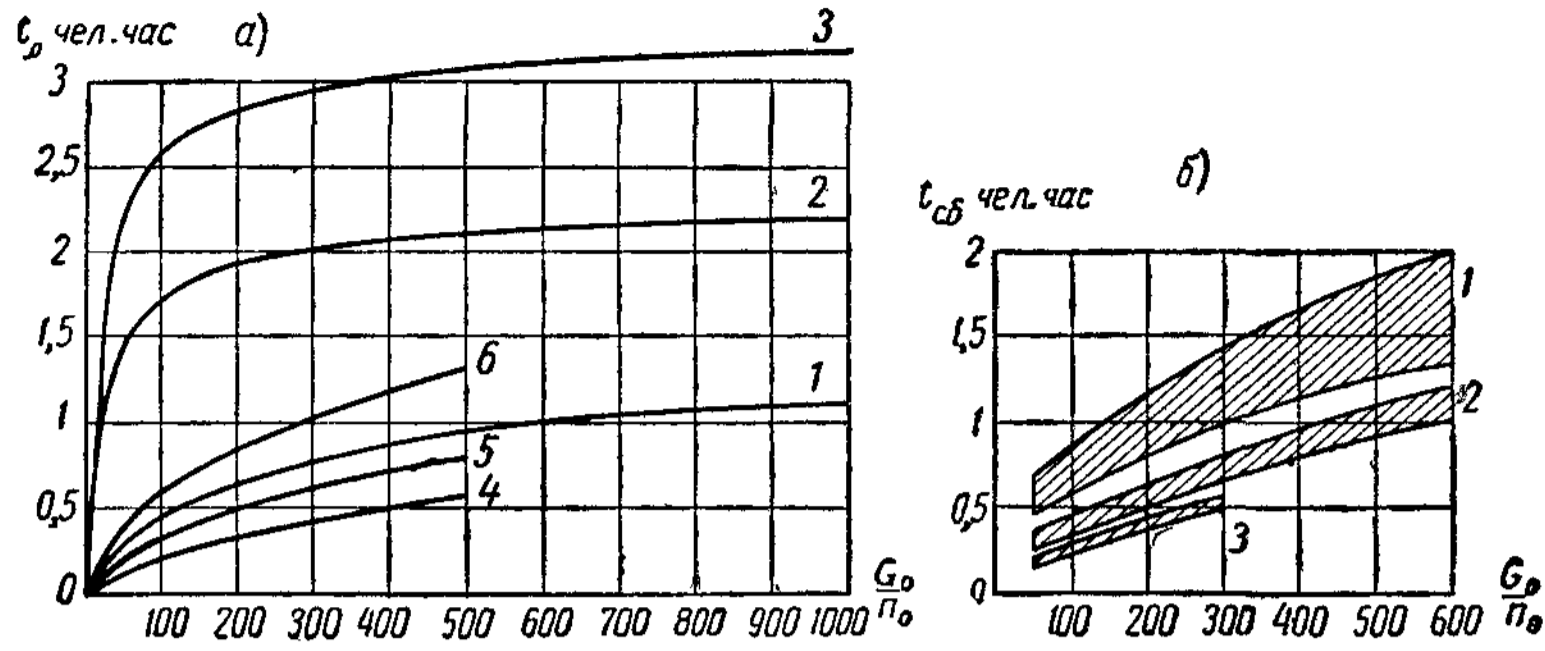


Рис. XXVI.6. Трудоемкость изготовления усредненной детали в зависимости от веса

a — обработка: 1 — лист без отверстий; 2 — лист с 50 отверстиями; 3 — лист со 100 отверстиями; 4 — профиль без отверстий; 5 — профиль с 5 отверстиями; 6 — профиль с 50 отверстиями; *б* — сборка: 1 — колонны; 2 — балки; 3 — стропильные фермы

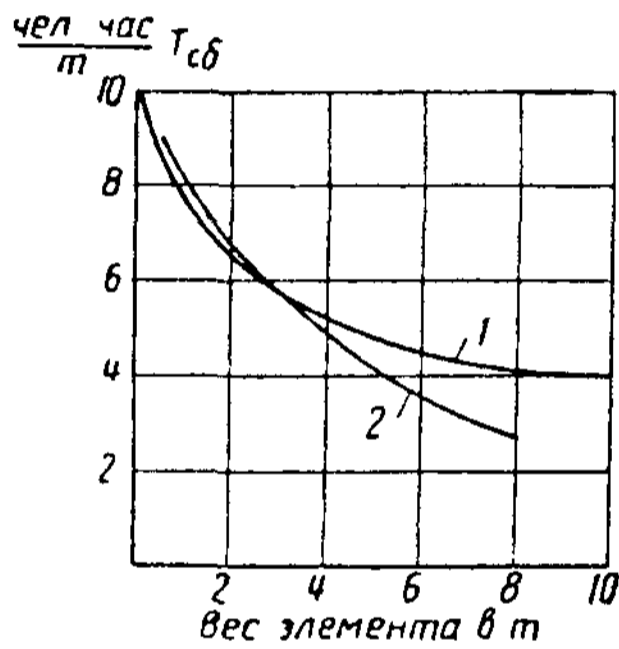


Рис. XXVI.7. Изменение трудоемкости сборки на 1 т в зависимости от веса элемента

1 — колонны, 2 — стропильные фермы

коэффициентами трудоемкости операций, представляют собой отношение полной трудоемкости изготовления элемента конструкции к трудоемкости изготовления основной части конструкции

$$\psi^T = \frac{t_{\text{осн}} + t_{\text{доп}}}{t_{\text{осн}}} = 1 + \frac{t_{\text{доп}}}{t_{\text{осн}}}, \quad (\text{XXVI.4})$$

где ψ^T — коэффициент трудоемкости операций;

$t_{\text{осн}}$ — трудоемкость изготовления основной части конструкции;

$t_{\text{доп}}$ — трудоемкость изготовления дополнительных элементов (конструктивного оформления).

Отсюда

$$t_{\text{доп}} = t_{\text{осн}} (\psi^T - 1). \quad (\text{XXVI.5})$$

Природа коэффициентов трудоемкости операций аналогична природе строительных коэффициентов веса и потому они имеют аналогичные закономерности, гиперболически убывая в функции веса или размеров элемента (рис. XXVI. 8).

Имея значения трудоемкости для одной средней по весу основной детали (рис. XXVI. 6), число основных деталей n_0 и коэффициенты трудоемкости операций ψ (рис. XXVI. 8), можно определить трудоемкости операций обработки и сборки элемента конструкции по формуле

$$T_0 = (\psi_{\text{об}}^T t_0 + \psi_{\text{сб}}^T t_{\text{сб}}) n_0 \text{ чел.-час.} \quad (\text{XXVI.6})$$

Здесь T_0 — трудоемкость обработки и сборки;

n_0 — число основных деталей элемента конструкции;

t_0 — единичная трудоемкость обработки, т. е. трудоемкость обработки одной основной детали средним весом

$$g_{\text{ср}} = \frac{G_0}{n_0},$$

где G_0 — вес всех основных деталей элемента;

$t_{\text{сб}}$ — то же, для сборки;

$\psi_0^T, \psi_{\text{сб}}^T$ — соответствующие коэффициенты трудоемкости операций.

Однако сборка нетяжелых сквозных элементов (стропильных ферм, колонн) является комплексной операцией, в которой сборка основных и дополнительных деталей неразрывно связана; для таких элементов коэффициент трудоемкости операций сборки $\psi_{\text{сб}}^T$ с трудом поддается определению. В этом случае правильнее определять трудоемкость сборки на элемент в целом, пользуясь графиком рис. XXVI. 7. Тогда трудоемкость обработки и сборки элемента выразится

$$T_0 = \psi_0^T t_0 n_0 + T_{\text{сб}} G, \quad (\text{XXVI.7})$$

где $T_{\text{сб}}$ — трудоемкость сборки элемента на 1 т (по графику рис. XXVI. 7);

G — вес элемента.

Вес основных деталей G_0 и число основных деталей n_0 берутся непосредственно из данных чертежей КМ; поскольку число этих деталей невелико, подсчет трудоемкости не представляет затруднений. Так, например, в сварной балке, не имеющей стыка, основными элементами являются листы стенки и поясов, в легкой ферме — уголки поясов и раскосов и т. д. Коэффициенты трудоемкости операций выше строительных коэффициентов веса (рис. XXVI. 8). Поэтому снижение числа и веса мелких дополнительных деталей важно с точки зрения снижения не только веса, но в еще большей степени трудоемкости и стоимости.

Трудоемкость сварки и клепки должна быть определена особо, поскольку она имеет другие измерители. Трудоемкость сварки наиболее просто определять по длине швов в зависимости от толщины и типа швов, исходя из величины трудоемкости 1 пог. м шва (рис. XXVI. 9), или по весу наплавленного металла. Здесь также можно воспользоваться коэффициентом трудоемкости сварки, показывающим, насколько трудоемкость сварки всего стержня больше трудоемкости сварки основных деталей конструкций. Длина и толщина швов для основных деталей определяются весьма легко по чертежам КМ. Таким образом, трудоемкость сварки

$$T_{\text{св}} = \psi_{\text{св}}^T \Sigma l_{\text{ш}} t_{\text{св}}, \quad (\text{XXVI.8})$$

где $\psi_{\text{св}}^T$ — коэффициент трудоемкости сварки;

$\Sigma l_{\text{ш}}$ — погонаж основных швов элемента;

$t_{\text{св}}$ — трудоемкость 1 пог м сварных швов в зависимости от типа и толщины шва (основные швы обычно имеют одну толщину).

Значения коэффициентов трудоемкости сварки $\psi_{\text{св}}^T$ могут быть приняты: для балок 1,5—2,5; для ферм 2,5—3,5; для сквозных колонн до 5—6.

Аналогично разрешается вопрос о трудоемкости клепки: длина швов заменяется числом заклепок, соединяющих основные детали конструкции (например, поясные заклепки балки). Число этих заклепок определяется по чертежам КМ. Коэффициенты трудоемкости клепки $\psi_{\text{к}}^T$ могут быть приняты: для балок 1,3—1,5; для легких ферм 1,3—1,6; для тяжелых ферм 1,6—2,2.

В результате полная трудоемкость изготовления конструкций выразится:

сварных

$$T = k[(\psi_o^T t_o^{CB} + \psi_{CB}^T t_{CB}) n_o + \psi_{CB}^T \Sigma l_{ш} t_{CB}]; \quad (XXVI.9)$$

клепанных

$$T = k[(\psi_o^T t_o^{кл} + \psi_{CB}^T t_{CB}) n_o + \psi_{кл}^T n_o^{закл} t_{закл}] \quad (XXVI.10)$$

или (для колонн и стропильных ферм):

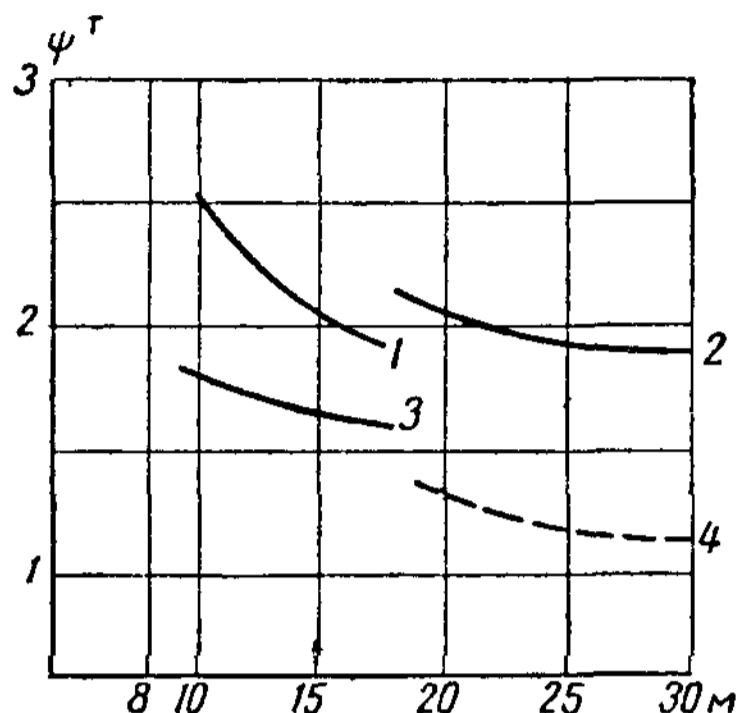


Рис. XXVI.8. Коэффициенты трудоемкости операций

1 — колонны ступенчатые, 2 — стропильные фермы, 3 — балки; 4 — строительный коэффициент веса стропильных ферм

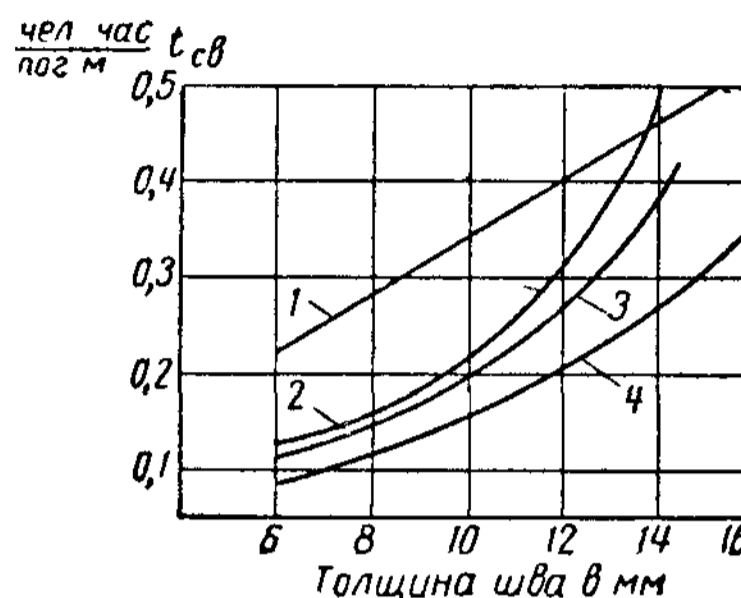


Рис. XXVI.9. Трудоемкость наложения 1 пог. м шва в зависимости от толщины шва

1 — ручная сварка в стык, 2 — то же, внахлестку; 3 — сварка внахлестку ультракороткой дугой; 4 — автоматическая сварка в стык

сварных

$$T = k[\psi_o^T t_o^{CB} n_o + \psi_{CB}^T \Sigma l_{ш} t_{CB} + T_{CB} G]; \quad (XXVI.11)$$

клепанных

$$T = k[\psi_o^T t_o^{кл} n_o + \psi_{кл}^T n_o^{закл} t_{закл} + T_{CB} G]. \quad (XXVI.12)$$

Здесь k — коэффициент учета вспомогательных операций, принимаемый равным 1,10—1,15;

$n_o^{закл}$ — число основных заклепок;

$\psi_{кл}^T$ — коэффициент трудоемкости клепки;

$t_{закл}$ — трудоемкость постановки одной заклепки.

В целом трудоемкость изготовления строительных конструкций зданий составляет (при индивидуальном проектировании) примерно 30 чел.-час. на 1 т. Относительная пооперационная трудоемкость различных видов конструкций (в процентах) приведена на рис. XXVI. 10.

Определение трудоемкости по приведенным формулам (XXVI. 9) — (XXVI. 12) трудности не представляет, так как все величины легко определяются по графикам или по чертежам КМ.

Величина прямых затрат — заработная плата основного персонала — получается умножением величины трудоемкости на часовую заработную плату производственного персонала.

Поскольку квалификация рабочих, изготавливающих конструкции, различна и определяется различными разрядами тарифной сетки, следует исходить из среднего разряда. При изготовлении стальных конструкций таким является разряд 4,5. Таким образом, величина прямых затрат на изготовление равняется

$$C_o = r_{cp} T, \quad (XXVI.13)$$

где r_{cp} — средняя часовая заработная плата рабочего 4 и 5 разрядов. Весьма часто к этой величине прибавляют стоимость транспортных (внутрицеховых) расходов, которые составляют примерно 30%. Тогда

$$C_0' = 1,3 r_{cp} T. \quad (\text{XXVI.14})$$

Различие в стоимости изготовленных заводами конструкций зависит главным образом от стоимости стали, составляющей до $\frac{2}{3}$ стоимости заводской продукции (без монтажа). Для одной и той же марки стали стоимость различного вида конструкций отличается незначительно; так, если за 1 принять стоимость изготовления стропильных ферм, она составляет: колонн 1,02—1,06; подкрановых балок 1,02—1,08; подстропильных ферм 0,98; связей 0,6; фонарей 1,05; радиомачт с весьма дорогими трубчатыми сечениями 1,7; опор линий электропередачи 1,02; мостов 1,18. При применении стали 15ХСНД (средний коэффициент вздорожания 1,30) стоимость конструкций повышается на 20%; стали 14Г2 (коэффициент вздорожания 1,15) — на 10%; стали 3 спокойной (коэффициент вздорожания 1,10) — на 5%.

Стоимость конструкций зависит также от трудоемкости их изготовления.

Как следует из формул (XXVI. 9) и (XXVI. 10), для снижения стоимости изготовления при проектировании необходимо стремиться к уменьшению числа основных деталей n_0 , т. е. делать элементы конструкции по возможности цельными из малого числа первичных элементов, применяя крупный прокат.

Следует стремиться к уменьшению коэффициента k , т. е. уменьшению числа вспомогательных операций, что достигается типизацией и повышением серийности конструкций. Необходимо также стремиться к уменьшению коэффициентов трудоемкости операций ψ^T , т. е. к упрощению сопряжений и конструктивного оформления стержней, а также к уменьшению длины швов и числа заклепок.

Из этих мероприятий основным является уменьшение числа первичных элементов; весьма существенно также уменьшение коэффициентов трудоемкости, т. е. упрощение конструктивного оформления и уменьшение длины сварки.

Типизация и серийность конструкций снижают стоимость изготовления вследствие относительного уменьшения объема вспомогательных операций. Серийность существенно снижает количество работы по разметке и наметке, а также трудоемкость конструктивного оформления (снижаются коэффициенты трудоемкости операций). Кроме того, при типизации и серийности повышаются производственные навыки персонала, благодаря чему также снижается трудоемкость.

При увеличении числа элементов в серии трудоемкость и стоимость изготовления снижаются по гиперболической кривой (рис. XXVI. 11). При этом наибольшее снижение получается в том случае, когда число экземпляров в серии не очень велико; при большом числе экземпляров кривая подходит к своей асимптотической части и большего снижения не получается. Таким образом, это мероприятие наиболее эффективно для неспециализированного предприятия. Заводы стальных конструкций не

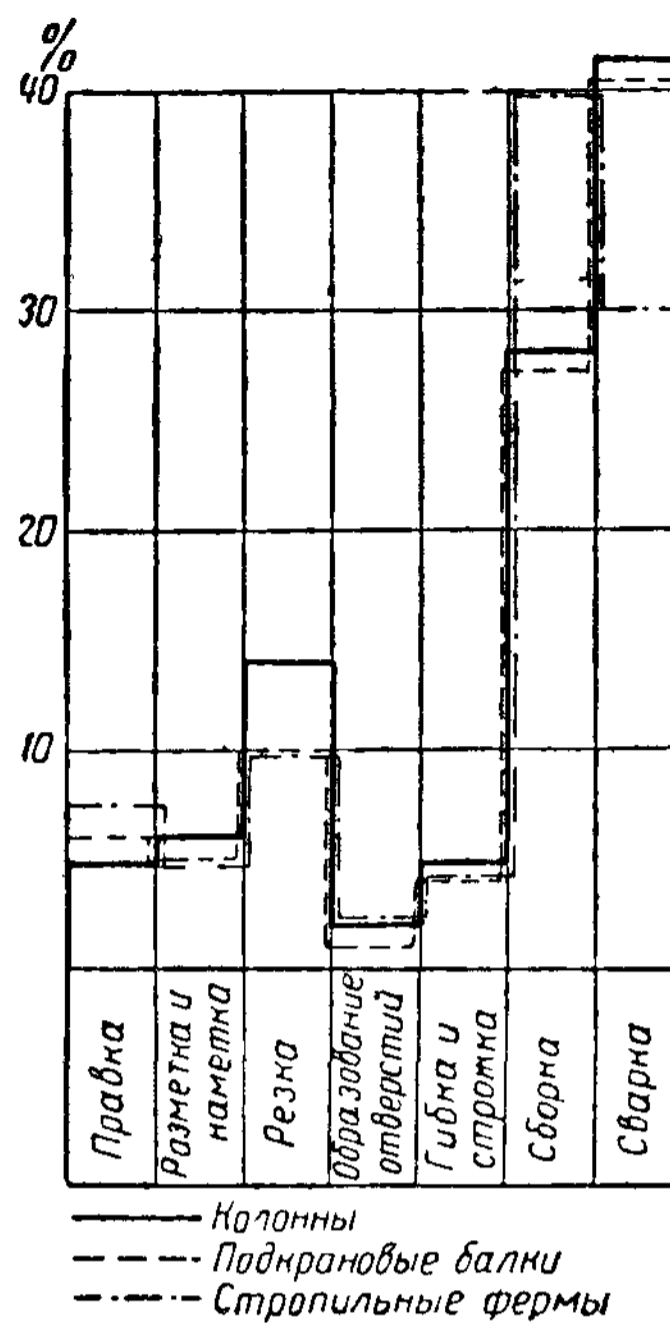


Рис. XXVI.10. Средняя относительная пооперационная трудоемкость изготовления сварных колонн, подкрановых балок и стропильных ферм

являются пока узко специализированными предприятиями и потому для них повышение серийности конструкций имеет особенно большое значение.

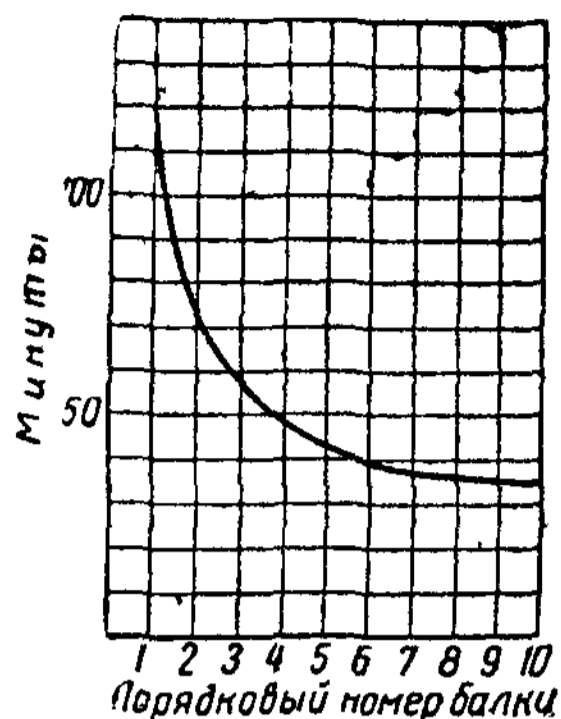


Рис XXVI 11. Время сборки балки в кондукторе в зависимости от порядкового номера балки в серии

Кроме того, типизация и серийность влияют на снижение стоимости изготовления конструкций косвенным образом, стимулируя оснащение заводов более совершенным и производительным оборудованием. Такое оборудование становится рентабельным только при достаточно большом числе однородных операций.

Благодаря однородности операций, создаваемых типизацией и серийностью, унифицируются применяемые конструктивные решения. Особенно велико влияние серийности и типизации на уменьшение трудоемкости сборки (благодаря однородной продукции), трудоемкости образования отверстий (благодаря применению многошпиндельных станков и кондукторов), трудоемкости резки (благодаря повышению унификации размеров) и т. д. Применение более совершенного оборудования и однород-

ность продукции при типизации и серийности существенно сокращают цикл производства и этим значительно снижают накладные расходы. Однородность продукции дает также возможность сократить количество отходов.

Примером эффективности типизации может служить значительное снижение трудоемкости изготовления пролетных строений так называемых стандартных мостов Проектстальконструкции (в два раза по сравнению с индивидуальными пролетными строениями), которое достигнуто повышением серийности и уменьшением трудоемкости. На рис. XXVI. 12 показано средневзвешенное (на ячейку цеха) за 1948 г. снижение трудоемкости при применении стандартных монтажных узлов и стандартных конструкций.

В результате всех перечисленных мероприятий трудоемкость изготовления конструкций у нас непрерывно снижается; так средневзвешенная трудоемкость 1 т конструкций, составлявшая в 1931 г. 80 чел.-час., в 1955 г. составляла 25 чел.-час.

Существенное уменьшение стоимости изготовления может быть достигнуто за счет снижения накладных расходов. Основным мероприятием для этого является сокращение цикла производственного процесса, т. е. сокращение времени от поступления на завод заказа до выдачи готовой продукции.

Основной показатель производственной деятельности завода — вес готовой продукции, снятой с 1 м² производственной площади, непосредственно зависит от продолжительности производственного цикла.

По заводам Главстальконструкции этот показатель составлял в 1958 г. в среднем около 1,4 т (на 30% больше, чем в 1952 г.). Также важен показатель веса продукции на 1 основного производственного рабочего в год, составлявший в 1958 г. около 60 т. Этот показатель также неизменно повышается: за последние 20 лет он увеличился в 4 раза.

Снижение стоимости изготовления конструкций может быть результатом повышения степени механизации завода и улучшения его оборудования. За последнее время в этом отношении имеется значительный прогресс. Расход электроэнергии на 1 т продукции вырос на 50%; резко повысился парк приспособлений, кондукторов, позиционеров, возросло

применение автоматической сварки и резки и т. д. Эти мероприятия связаны с капиталовложениями на приобретение и установку новых более производительных станков, причем эти затраты вследствие ускорения производства и снижения стоимости продукции быстро окупаются.

Любое мероприятие будет рентабельным, если стоимость приспособлений и нового оборудования ΣA (где A — стоимость одного приспособления) будет меньше получаемого снижения себестоимости конструкций в результате применения нового оборудования ΣB (где B — снижение себестоимости на одну операцию), т. е.

$$\Sigma A < \Sigma B. \quad (\text{XXVI. 15})$$

Рентабельность нового технологического процесса R может быть оценена разностью этих величин

$$R = \Sigma B - \Sigma A. \quad (\text{XXVI. 16})$$

Снижение стоимости пропорционально числу одинаковых конструкций в партии; если это число n , то $\Sigma B = n \Sigma b$, где Σb — снижение себестоимости на 1 элемент конструкции.

Новые приспособления могут быть разбиты на индивидуальные приспособления, необходимые для изготовления одной серии, и приспособления, необходимые для всего технологического процесса в целом. Если ΣA_1 — стоимость первых приспособлений и ΣA_2 — стоимость вторых, если n — число конструкций в серии, m — число прочих конструктивных элементов, изготавливаемых при помощи приспособлений, то средняя стоимость приспособлений на 1 элемент

$$C_{\text{ср}} = \frac{\Sigma A_1}{n} + \frac{\Sigma A_2}{n + m} \quad (\text{XXVI. 17})$$

и рентабельность на один элемент

$$R_1 = \Sigma b - \frac{\Sigma A_1}{n} - \frac{\Sigma A_2}{n + m}. \quad (\text{XXVI. 18})$$

Для повышения рентабельности необходимо, чтобы последние два члена были возможно малы, для чего необходимо увеличение чисел n и m . Поскольку число gn всегда достаточно велико, большую часть средств рационально вкладывать в общее оборудование (A_2), оставляя специальное оборудование для наиболее важных операций серии. Вместе с улучшением оборудования снижается себестоимость продукции и повышается рентабельность.

Наименьшее число элементов в серии, при котором становится выгодным новое оборудование, может быть определено по формуле

$$n = \frac{\Sigma A_1 + \Sigma A_2}{Z_2 \left(1 + \frac{H_2}{100}\right) - Z_1 \left(1 + \frac{H_1}{100}\right)} \quad (\text{XXVI. 19})$$

где ΣA_1 — стоимость нового оборудования;

ΣA_2 — стоимость старого оборудования;

Z_1, H_1 — прямая заработная плата, выплачиваемая за изготовление одного элемента при новом оборудовании, и процент накладных расходов на заработную плату;

Z_2, H_2 — то же, при старом оборудовании.

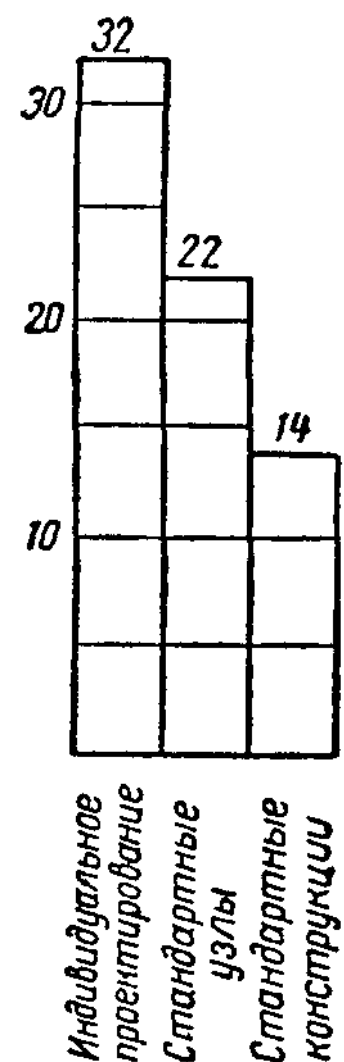


Рис. XXVI 12. Снижение трудоемкости (в чел.-час/м в среднем на ячейку цеха) при применении стандартных монтажных узлов и стандартных конструкций

Очевидно, чем больше удешевление (разница в заработной плате), тем число элементов в серии может быть меньше.

Как было отмечено, для повышения рентабельности необходимо, чтобы число $m + n$ в формуле (XXVI. 18) было возможно большим и чтобы возможно большее число приспособлений было общим, т. е. чтобы ΣA_2 было больше ΣA_1 , а для этого необходимо, чтобы серии не были обособленными. Таким образом, для повышения рентабельности необходимо: 1) повышение серийности, 2) возможная унификация изготовления разных серий. Оба эти условия отвечают возможно большей специализации завода и позволяют улучшить оборудование завода и повысить его производительность.

Существенным фактором снижения стоимости является упорядочение производства, ведущее к уменьшению цеховых и общезаводских расходов. Сюда относятся многочисленные мероприятия по рационализации производства, более экономному использованию энергии и необходимых для производства материалов, более бережному отношению к оборудованию и инструменту, содержанию зданий и меньшие расходы на их ремонт; мероприятия по лучшему использованию вспомогательного и управленческого персонала и т. д. Из этих мероприятий весьма эффективны последние из-за большой численности административно-управленческого и вспомогательного персонала.

Транспортные расходы по перевозке стальных конструкций от завода-изготовителя до места постройки, определяемые дальностью перевозки и числом используемых единиц подвижного состава, в значительной степени зависят от размеров и контура конструкции (ее габаритности), обуславливающих возможность более компактной загрузки платформы. Желательность уменьшения объемов монтажной сборки, более дорогой, чем сборка заводская, а также требование ускорения монтажа заставляют перевозить конструкции отправочными элементами максимальных размеров, отвечающих габариту подвижного состава. Наиболее удобны с точки зрения погрузки плоские элементы. Всякого рода выступы в конструкции ухудшают условия погрузки и увеличивают транспортные расходы, а потому их следует избегать. Равным образом повышаются транспортные расходы при перевозке пространственных элементов. Однако, несмотря на повышение транспортных расходов, как правило, нерационально дробить конструкцию на мелкие элементы, хотя бы и более транспортабельные, так как повышение транспортных расходов с избытком окупается снижением стоимости монтажа.

ДОБАВЛЕНИЯ К ТЕКСТУ

Стр. 46—50, 558. К вопросу применения углеродистой стали

ГОСТ 380-60 предусматривает применение кроме кипящей и спокойной стали еще и полуспокойной стали, более однородной, чем сталь кипящая и более простой по методам выплавки, чем сталь спокойная (эта сталь обозначается буквами «пс», например ВСт. 3пс). Из углеродистых сталей она должна стать основной для сварных конструкций.

Согласно Техническим Условиям (ТУ) проектирования стальных конструкций, сварные несущие стальные конструкции должны проектироваться из стали подгруппы В, а именно:

стропильные фермы, ригели рам, балки перекрытий, пролетные строения эстакад, подкрановые балки под краны тяжелого, среднего и легкого режимов и т. д., эксплуатируемые при температуре минус 30° и выше — из полуспокойной стали ВСт. 3пс;

конструкции, эксплуатируемые при более низких температурах, а также подкрановые балки под краны весьма тяжелого и весьма тяжелого непрерывного режимов, балки рабочих площадок мартеновских цехов, а также конструкции, воспринимающие непрерывно действующие вибрационные нагрузки, — из спокойной стали ВСт.3;

прочие сварные несущие конструкции проектируются из кипящей стали ВСт.3кп. Для клепаных несущих конструкций вид стали специально не ограничивается. Но, поскольку материал для основных клепаных конструкций должен отвечать требованиям, предъявляемым к механическим свойствам и химическому составу, его наиболее рационально также заказывать по подгруппе В.

Стр. 50. К вопросу применения низколегированных сталей

Изучение низколегированных сталей позволяет рекомендовать применение в строительстве сталей следующих марок: 14Г2 и 15ГС с пределом прочности не менее 46—48 кг/мм² и пределом текучести 34 кг/мм² — при толщинах до 20 мм и 33 кг/мм² — при толщинах до 32 мм; 10Г2С (сталь 10Г2СД без меди) и 15ХСНД (из природнолегированных халиловских руд) с характеристиками, указанными в табл. II. 3. При этом рекомендуются стали: для конструкций различного назначения — 14Г2 и 15ГС; для конструкций, работающих при низких температурах, — 10Г2С и 15ХСНД; для конструкций зданий с тяжелым режимом работы — 15ХСНД.

Стр. 120 и 182. К табл. III.2 и V.5

В «Технических условиях проектирования конструкций из алюминиевых сплавов» (СН 113-60) рекомендуется для строительства свариваемый сплав АМгб1 с расчетными сопротивлениями: основного металла — $R=1800 \text{ кг/см}^2$, $R_{ср} = 1100 \text{ кг/см}^2$; $R_{см} = 2700 \text{ кг/см}^2$; сварных соединений $R_{св} = 1600 \text{ кг/см}^2$; $R_{ср}^{св} = 950 \text{ кг/см}^2$; $R_{у}^{св} = 1050 \text{ кг/см}^2$.

К стр. 127, 180, 211. К учету явления усталости

Ввиду значительного снижения напряжений, не отвечающего условиям работы строительных конструкций, рекомендуется в формулах (III.41), (V.9), (VI.29) эффективный коэффициент концентрации напряжений β умножать на 0,6, как это предусмотрено в проекте ТУ проектирования пролетных строений мостов.

Стр. 131. К расчету местной устойчивости элементов из алюминиевых сплавов (рис. III.11)

В СН 113-60 развиваются и уточняются предельные соотношения b/δ для большего числа разнообразных сечений по сравнению с рис. III.11. Принципиальные закономерности остаются без изменения.

Соотношения, данные на рис. III.11, идут в запас прочности.

Стр. 135. К расчету сжато-изогнутых стержней из алюминиевых сплавов

В СН 113-60 даны таблицы коэффициентов $\varphi_{вн}$ в функции обобщенной гибкости $\bar{\lambda} = a\lambda$ для разнообразных типов сечений. Эти таблицы заменяют рис. III.15.

Стр. 138. К проверке устойчивости в плоскости, перпендикулярной действию момента, стержней из алюминиевых сплавов (рис. III.18)

В СН 113-60 даются наибольшие значения коэффициента c в функции отношения $\alpha = \frac{l\delta_1}{bh}$, где δ_1 и b относятся к более сжатому поясу. Значения коэффициента c рис. III.18 соответствуют $\alpha = 0,5$. Влияние коэффициента α незначительно.

Стр. 427. (К главе XI). Основные вопросы проектирования конструкций производственных зданий

За последние годы применение стальных конструкций промышленных зданий сосредоточилось главным образом на тяжелых зданиях металлургической и машиностроительной промышленности с большими крановыми нагрузками, пролетами и высотами, определяемыми большими производственными габаритами. Изданные Госстроем СССР в 1960 г. «Основные направления повышения технического уровня и снижения сметной стоимости строительства»... подчеркивают необходимость перехода к зданиям с большим шагом колонн (не менее 12 м). В новых сталеплавильных цехах, вследствие больших габаритов оборудования, требуется значительно больший размер шага колонн (в новых мартеновских цехах — до 48 м, в конверторных — до 24 м). Переход на больший шаг ферм (12 м) требует особого внимания к уменьшению веса кровли.

В указанном документе подчеркивается также целесообразность и других мероприятий, к числу которых относятся:

а) переход к универсальным зданиям, отвечающим условиям размещения в них нескольких видов производств, хотя требующим больших размеров сетки колонн, но более долговечным и в конечном счете экономически выгодным. Большие пролеты таких зданий повышают целесообразность применения металлических покрытий: стальных или из легких сплавов, особенно при использовании тросовых оболочек и вантовых систем (см. гл. XVIII);

б) снятие в ряде случаев крановых мостов и замена их напольным или подвесным транспортом. Это мероприятие, вполне целесообразное для универсальных зданий и крупносерийной машиностроительной промышленности, требует дальнейшего изучения применительно к тяжелым зданиям металлургической и машиностроительной промышленности;

в) переход к бесфонарным кровлям, вполне отвечающим условиям универсальных зданий машиностроительной промышленности.

К стр. 427, 428. К вопросу разграничения областей рационального применения сборного железобетона и стали в конструкциях промышленных зданий

В соответствии с утвержденными в 1960 г. Госстроем СССР «Указаниями по строительному проектированию предприятий, зданий и сооружений разных отраслей промышленности» (СН 118-60, СН 125-60 и др.) следующие элементы каркаса промышленных зданий должны проектироваться из сборного железобетона:

а) колонны бескрановых цехов, а также колонны крановых цехов при грузоподъемности электрических мостовых кранов общего назначения до 125 т включительно и одноярусном расположении кранов;

б) подкрановые балки пролетом 6 и 12 м под электрические мостовые краны общего назначения грузоподъемностью до 30 т включительно;

в) стропильные фермы пролетом до 30 м включительно и подстропильные фермы пролетом 12 м, опирающиеся на железобетонные колонны.

Стр. 652. К вопросу применения сталей для листовых конструкций

В соответствии с ГОСТ 380-60 кипящую сталь в резервуарах для хранения нефтепродуктов емкостью более 1000 м³ рекомендуется заменять полуспокойной сталью ВСт.Зпс.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	5
§ 1. Металлические конструкции в современном строительстве	—
§ 2. Исторический очерк развития металлических конструкций	7
§ 3. Типизация как ведущая проблема конструирования	23
§ 4. Проблемы повышения качества строительства и принципы советской школы конструирования	25
<i>Раздел первый</i>	
Элементы металлических конструкций	
Глава I. Общая характеристика металлических конструкций	27
§ 1. Основные свойства металлических конструкций	—
§ 2. Область применения металлических конструкций	28
§ 3. Основные требования, предъявляемые к металлическим конструкциям	36
§ 4. Состав и оформление проекта стальных конструкций	38
Глава II. Основные свойства и работа материалов, применяемых в металлических конструкциях	42
§ 1. Виды разрушения материала	—
§ 2. Стали и алюминиевые сплавы, применяемые в строительных конструкциях	43
§ 3. Структура и работа стали и алюминиевых сплавов под нагрузкой	53
§ 4. Работа стали при неравномерном распределении напряжений и ударная вязкость	62
§ 5. Работа стали и алюминиевых сплавов при повторных нагрузках	67
§ 6. Переход материала в пластическую стадию и условие пластичности	72
§ 7. Упруго-пластическая стадия работы материала при изгибе	75
§ 8. Закручивание стержней и деформации сечений	85
§ 9. Потеря устойчивости центрально сжатых и центрально нагруженных изгибаемых стержней	87
§ 10. Работа внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней	100
Глава III. Основы расчета металлических конструкций	108
§ 1. Предельные состояния конструкций и предпосылки расчета	—
§ 2. Нормативные нагрузки и коэффициенты перегрузки. Сочетания нагрузок	110
§ 3. Методика расчета металлических конструкций по первому предельному состоянию и по допускаемым напряжениям. Расчетные сопротивления и допускаемые напряжения	114
§ 4. Основы расчета растянутых и изгибаемых элементов	121
§ 5. Основы расчета сжатых, внецентренно сжатых и сжато-изогнутых элементов	129
Глава IV. Сортамент	140
§ 1. Общая характеристика профилей сортамента	—
§ 2. Сталь листовая	141
§ 3. Угловые профили	142
§ 4. Швеллеры	143
§ 5. Двутавры	—
§ 6. Облегченные балки	144
§ 7. Тавры	145
§ 8. Трубы	—

§ 9. Гнутые фасонные профили	145
§ 10. Профили из легких сплавов	146
Глава V. Сварные соединения	148
§ 1. Основы сварки	—
§ 2. Типы сварных швов и соединений	154
§ 3. Термические воздействия в процессе сварки на работу соединений	159
§ 4. Прочность сварных соединений	168
§ 5. Расчет сварных соединений	174
§ 6. Контактная точечная сварка	183
Глава VI. Заклепочные и болтовые соединения	186
§ 1. Общая характеристика заклепочных и болтовых соединений	—
§ 2. Влияние условий постановки на работу заклепок и болтов	189
§ 3. Работа заклепочных и болтовых соединений под нагрузкой	193
§ 4. Конструктивные решения заклепочных и болтовых соединений	200
§ 5. Расчет заклепочных и болтовых соединений	203
Глава VII. Основы изготовления стальных конструкций	215
§ 1. Требования, предъявляемые к чертежам, необходимым для изготовления конструкций	—
§ 2. Общая схема процесса изготовления стальных конструкций	219
§ 3. Требования производства и монтажа стальных конструкций к проектированию	220
§ 4. Основные операции по изготовлению стальных конструкций в цехах подготовки и обработки	222
§ 5. Сборка, сварка и клепка отправочных элементов	234
Глава VIII. Балочные клетки и балки	251
§ 1. Типы балок	—
§ 2. Определение высоты балок	253
§ 3. Компоновка балочных клеток	256
§ 4. Настилы балочных клеток	263
§ 5. Расчет и конструирование балок	265
§ 6. Стыки балок	296
§ 7. Опорные части балок	302
§ 8. Сопряжения балок	304
§ 9. Комплексные (объединенные) балки	306
§ 10. Предварительно напряженные балки	310
Глава IX. Колонны и стойки, работающие на центральное сжатие	320
§ 1. Общая характеристика колонн	—
§ 2. Сплошные колонны	321
§ 3. Сквозные колонны	323
§ 4. Выбор расчетной схемы и типа колонны	329
§ 5. Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны	331
§ 6. Базы (башмаки) колонны	341
§ 7. Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами	353
Глава X. Фермы	357
§ 1. Область применения и системы ферм в строительных конструкциях	—
§ 2. Компоновка конструкций ферм	358
§ 3. Расчет и действительная работа ферм	372
§ 4. Расчетные длины сжатых стержней и предельные гибкости	377
§ 5. Типы сечений стержней ферм	379
§ 6. Подбор сечений стержней легких ферм	386
§ 7. Подбор сечений стержней тяжелых ферм	392
§ 8. Узлы легких ферм	395
§ 9. Конструктивное оформление легких ферм и составление рабочих чертежей	406
§ 10. Узлы тяжелых ферм	409
§ 11. Предварительно напряженные фермы	421

Раздел второй

Конструкции производственных зданий

Глава XI. Основные вопросы проектирования конструкций производственных зданий	427
§ 1. Задача проектирования и общее понятие о конструктивной форме стального каркаса производственного здания	—
§ 2. Основные требования, предъявляемые к конструктивному решению стального каркаса производственного здания	433
§ 3. Основные процессы компоновки конструкций цехов	442
§ 4. Разбивка сетки колонн	444

§ 5. Температурные швы.....	446
Глава XII. Основные поперечные рамы цеха	448
§ 1. Системы поперечных рам	—
§ 2. Особенности поперечного профиля многопролетных рам	451
§ 3. Основные размеры поперечных рам	455
§ 4. Конструкции элементов рам	457
§ 5. Определение основных размеров поперечной рамы цеха	462
Глава XIII. Системы покрытий	464
§ 1. Основы компоновки конструкций шатра	—
§ 2. Системы покрытий	—
§ 3. Элементы кровли	467
§ 4. Прогонны	472
§ 5. Фонари	475
§ 6. Бесфонарные здания	479
Глава XIV. Системы связей	481
§ 1. Общие требования, предъявляемые к системам связей	—
§ 2. Связи покрытия	—
§ 3. Связи между колоннами	489
Глава XV. Особенности расчета и конструирования элементов стального каркаса производственного здания	496
§ 1. Основные положения	—
§ 2. Нагрузки, действующие на каркас цеха	—
§ 3. Особенности расчета поперечных рам	501
§ 4. Особенности конструкций и расчета элементов покрытия	517
§ 5. Особенности конструкций и расчета колонн	528
§ 6. Конструкции и расчет связей	554
Глава XVI. Подкрановые балки	557
§ 1. Общие сведения	—
§ 2. Сплошные подкрановые балки	560
§ 3. Сквозные подкрановые балки (подкрановые фермы)	573
§ 4. Тормозные конструкции (балки и фермы)	578
§ 5. Сопряжение подкрановых балок и тормозных конструкций с колоннами	583
§ 6. Подкрановые балки с ездой понизу	—
§ 7. Подкрановые балки для консольных катучих кранов	585
§ 8. Крановые рельсы и их прикрепление к подкрановым балкам	587
Глава XVII. Фахверк	590
§ 1. Элементы стенового заполнения	—
§ 2. Фахверк продольных стен	592
§ 3. Торцовый фахверк	595
§ 4. Компоновка фахверка при больших проемах в стенах здания	—
§ 5. Особенности конструктивных деталей фахверка	596

Раздел третий

Конструкции большепролетных и многоэтажных каркасных зданий

Глава XVIII. Конструкции большепролетных и многоэтажных каркасных зданий	600
§ 1. Область применения	—
§ 2. Основные особенности перекрытий больших пролетов.....	—
§ 3. Несущие элементы большепролетных балочных систем	604
§ 4. Рамы больших пролетов	607
§ 5. Арки	612
§ 6. Компоновка большепролетных конструкций	622
§ 7. Обеспечение устойчивости и пространственной жесткости большепролетных конструкций	626
§ 8. Купола	629
§ 9. Вантовые системы	638
§ 10. Стальные каркасы многоэтажных зданий	644

Раздел четвертый

Листовые конструкции

Глава XIX. Основы листовых конструкций	650
§ 1. Общие сведения	—
§ 2. Особенности листовых конструкций	—
§ 3. Соединения листовых конструкций	653
Глава XX. Резервуары	654
§ 1. Номенклатура резервуаров, особенности их изготовления и монтажа	—

§ 2. Вертикальные цилиндрические резервуары постоянного объема (общего назначения)	655
§ 3. Резервуары специальных типов для хранения светлых нефтепродуктов и сжиженных газов	668
Глава XXI. Газгольдеры	682
§ 1. Назначение и классификация газгольдеров	—
§ 2. Газгольдеры переменного объема	—
§ 3. Газгольдеры постоянного объема	687
Глава XXII. Трубопроводы большого диаметра	692
§ 1. Общая характеристика и классификация трубопроводов	—
§ 2. Нагрузки и воздействия на трубопроводы	695
§ 3. Основные размеры трубопровода, диаметр трубы и расстояние между опорами	696
§ 4. Основы конструирования трубопроводов	—
§ 5. Основы расчета трубопроводов большого диаметра	701

Раздел пятый

Башенные и мачтовые сооружения

Глава XXIII. Особенности башенных и мачтовых сооружений и их нагрузок	709
Глава XXIV. Антенные сооружения	715
§ 1. Радиобашни	—
§ 2. Радиомачты на оттяжках	724
§ 3. Телевизионные опоры	737
Глава XXV. Опоры линий электропередачи	740
§ 1. Основные этапы развития линий электропередачи в СССР	—
§ 2. Общая характеристика и типы опор линий электропередачи	—
§ 3. Основы расчета опор и проводов линий электропередачи	746

Раздел шестой

Основы экономики стальных конструкций

Глава XXVI. Основы экономики стальных конструкций	749
§ 1. Экономия стали	—
§ 2. Структура стоимости стальных конструкций	756
§ 3. Мероприятия по снижению стоимости стальных конструкций	759
Дополнения к тексту	769

Под общей редакцией проф. д-ра техн. наук
Николая Станиславовича Стрелецкого
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

* * *

Госстройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства Т. В. Горячева
Технический редактор П. Г. Гиленсон

Сдано в набор 18/VI 1960 г. Подписано к печати 23 II 1961 г.
Т-02750. Бумага 70 × 108¹/₁₆ = 24,25 бум. л. — 66,44 усл. печ. л.
(59,7 уч.-изд. л.). Тираж 70 000 (II завод 25001 — 70 000) экз.
Изд. № 1—1436 Зак. № 636 Цена 1 р. 95 к. + перепл. № 7—15 коп.

Типография № 1 Государственного издательства литературы
по строительству, архитектуре и строительным материалам,
г. Владимир