

И. В. БАКЛАШОВ В. Н. БОРИСОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Под редакцией доктора технических наук,
профессора И. В. Баклашова

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

*Допущено Государственным Комитетом СССР
по народному образованию
в качестве учебника для студентов вузов,
обучающихся по специальности
«Шахтное и подземное строительство»*



МОСКВА "НЕДРА" 1990

ББК 33.15

Б 19

УДК [622.012.2 : 69].001.66(075.8)

Рецензенты: кафедра строительства подземных сооружений и шахт Ленинградского горного института; кафедра шахтного строительства Криворожского горнорудного института

Баклашов И. В., Борисов В. Н.

Б 19 Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Строительные конструкции зданий и сооружений: Учеб. для вузов/Под ред. И. В. Баклашова. — М.: Недра, 1990. — 272 с.: ил.

ISBN 5-247-00667-4

Рассмотрены задачи и этапы проектирования строительных конструкций, порядок составления и согласования проектной документации. Описана единая модульная система, используемая для унификации и типизации строительных конструкций. Приведены сведения по объемно-планировочным и конструктивным решениям горнотехнических зданий и сооружений, основные положения по расчету строительных конструкций по предельным состояниям. Отмечены особенности проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях и многолетнемерзлых грунтах.

Для студентов горных вузов, обучающихся по специальности «Шахтное и подземное строительство».

Б $\frac{2502010000-169}{043(01)-90}$ 215-90

ББК 33.15

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

Баклашов Игорь Владимирович, Борисов Владимир Николаевич

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО
ГОРНТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Строительные конструкции зданий и сооружений

Заведующий редакцией *О. И. Паркани*. Редактор издательства *Э. Н. Чернегова*.
Технический редактор *О. А. Колотвина*. Корректоры *Е. М. Федорова, Л. В. Зайцева*.

ИБ № 8176

Сдано в набор 08.01.90. Подписано в печать 20.04.90. Т-07441. Формат 60×88¹/₁₆. Бумага офсетная № 2. Гарнитура Литературная. Печать офсетная. Усл.-печ. л. 16,66. Усл.-кр. отт. 16,66. Уч.-изд. л. 17,32. Тираж 3100 экз. Заказ № 6133/1554—9. Цена 90 коп.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра»,
195047 Москва, пл. Белорусского вокзала, 3

Набрано в Ярославском полиграфкомбинате Госкомпечати СССР
150014 Ярославль, ул. Свободы, 97.

Отпечатано в ордена Октябрьской Революции и ордена Трудового Красного Знамени МПО «Первой Образцовой типографии» Госкомпечати СССР.
113054, Москва, Валуевская, 28.

ISBN 5-247-00667-4

© И. В. Баклашов, В. Н. Борисов, 1990

ПРЕДИСЛОВИЕ

Необходимой и неотъемлемой частью современных горных предприятий и подземных сооружений является комплекс зданий и сооружений на поверхности, который включает надшахтные копры, бункера, эстакады, галереи, здания обогатительных фабрик, котельных, компрессорных и др. Некоторые из них не имеют прямых аналогов в других отраслях промышленного строительства, например, надшахтные копры, что требует разработки специальных методов их проектирования и строительства. Вместе с тем современные методы проектирования строительных конструкций, регламентированные Строительными нормами и Правилами, и общесоюзная стандартизация строительных конструкций должны составлять основу проектных решений зданий и сооружений на поверхности горных предприятий. Именно в разумном применении индивидуальных и типовых проектных решений, специальных и нормативных методов расчета заключается специфика строительного проектирования горнотехнических зданий и сооружений.

Поверхностный и подземный комплексы сооружений тесно связаны единым технологическим, транспортным и другими функциональными процессами, поэтому строительство этих комплексов осуществляется, как правило, параллельно. Более того, многие постоянные здания и сооружения, такие, как надшахтные копры и др., целесообразно использовать для обеспечения горнопроходческих работ и не возводить соответствующих временных. Параллельное строительство подземного и надземного комплексов требует строгой координации и специальных проектных решений по производству работ, что составляет специфику технологии строительства на поверхности горных предприятий и подземных сооружений.

Все специфические вопросы строительного проектирования и производства строительных работ не отражены в существующих учебниках и учебных пособиях по промышленному строительству. Они в сочетании с общими вопросами промышленного строительства являются предметом учебных дисциплин «Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений» и «Проектирование и строительство про-

мышленных зданий и сооружений» в учебном плане подготовки горных инженеров-строителей по специальности «Шахтное и подземное строительство».

Учебник является первым изданием по этим дисциплинам и состоит из трех отдельных книг («Строительные конструкции зданий и сооружений», «Горно-технические здания и сооружения», «Технология строительства зданий и сооружений»), которые последовательно отражают все этапы строительного проектирования и технологии строительства.

1. ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ГОРНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

1.1. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Перед работниками капитального строительства поставлена задача повышения эффективности капитальных вложений за счет улучшения планирования, проектирования и организации строительного производства, сокращения инвестиционного цикла минимум в 2 раза как при реконструкции предприятий, так и при сооружении новых объектов [1].

Поверхностный комплекс, образующий промышленную площадку горного предприятия, включает в себя различные здания и сооружения вблизи шахтных стволов, обеспечивающие бесперебойную работу в подземных выработках, а также технологические узлы и линии по обработке и погрузке полезного ископаемого, сооружения складского хозяйства и здания административно-вспомогательного назначения. Характерный архитектурностроительный облик горных предприятий определяется наличием таких сооружений на поверхности, как стальные укосные или железобетонные башенные копры значительной высоты, эстакадные мосты, соединяющие здания различного назначения, аккумулирующие и погрузочные бункеры, здания подъемных машин и т. д.

В связи с тем, что объекты горнодобывающей промышленности отличаются большой капиталоемкостью и требуют значительных материальных и трудовых затрат, длительных сроков проектирования и возведения, эффективность капитальных вложений в строительство во многом определяется совершенством объемно-планировочных и конструктивных решений.

Проектирование горнотехнических, как и любых производственных зданий, начинается с составления производственно-технологической схемы, которая определяет основные размеры и планировку зданий, т. е. является основой строительных проектных решений. Производственная технологическая схема, определяющая характер и массу рабочего оборудования и продукции, является решающим фактором при выборе этажности и других параметров здания. При проектировании горнотехнических зданий объемно-планировочные и конструктивные решения должны обеспечивать *высокий технический уровень их строительства* и, прежде всего, индустриальные методы возведения конструкций. Индустриализация строительства предполагает высо-

кую степень заводской готовности здания и его конструктивных элементов.

При выборе основных строительных параметров необходимо *стремиться к блокированию в одно здание цехов с однотипными санитарно-гигиеническими условиями* и требованиями пожарной и взрывобезопасности. Это позволяет снизить стоимость строительства и расходы на эксплуатацию, уменьшить площадь застройки. Блокированию подлежат как основные производственные, так и вспомогательные цеха, общецеховые склады, шахтоуправления, бытовые помещения, трансформаторные подстанции, распределительные устройства и т. д.

Принятые объемно-планировочные решения здания должны *обеспечивать наилучшие условия труда*, организацию рабочих мест и безопасность работы. Безопасность и условия труда регламентируются противопожарными [2] и санитарными [3] нормами строительного проектирования. Противопожарные требования к производственным зданиям обусловлены характером размещаемого в них производства. По пожарной опасности производства подразделяют на пять категорий: А, Б, В, Г, Д. Угольные шахты относятся к категории В, рудники — к категории Д. Для обеспечения благоприятных санитарно-гигиенических условий труда в производственных зданиях должны быть необходимый уровень естественного и искусственного освещения рабочих мест, вентиляции и удаления излишков тепла и влаги, исключены воздействия на работающих динамических нагрузок от вибрации технологического оборудования.

Объемно-планировочная композиция производственного здания и его конструктивное решение должны *удовлетворять требованиям экономичности*. Целесообразность проектирования и экономическая эффективность строительства производственных зданий определяются следующими технико-экономическими показателями, приведенными к единице развернутой производственной площади здания и к единице его объема: сметной стоимостью строительства, затратами труда или трудоемкостью общестроительных работ; развернутой производственной и полезной площадью, общим строительным объемом здания; показателями расхода основных строительных материалов; степенью унификации сборных элементов, числом их марок и типоразмеров; эксплуатационными расходами на содержание здания.

Главной особенностью проектирования и строительства горного предприятия является большой удельный вес горнопроходческих работ. Задачи сокращения сроков строительства и ввода в действие новых производственных мощностей требуют максимально возможного совмещения во времени проходческих и общестроительных работ, использования постоянных зданий и сооружений в процессе строительства. В настоящее время в технических проектах строительства угольных и горнорудных пред-

приятый обычно предусматривается значительный объем постоянных зданий, подлежащих строительству в подготовительный период. На период проходки стволов целесообразно использовать следующие постоянные здания и сооружения: копры главного и вспомогательного стволов, резервуары запасов воды, насосную станцию, градирню, столовую, часть зданий блока вспомогательного ствола, электроподстанцию и 40—50% санитарно-технических коммуникаций и дорог.

Промышленные здания классифицируются по архитектурным и конструктивным признакам, назначению, капитальности, долговечности и огнестойкости.

Из *архитектурных признаков* основными являются число этажей и пролетов, характер расположения внутренних опор и застройки. По числу этажей промышленные здания подразделяются на одно- и многоэтажные. Преимущественное распростра-

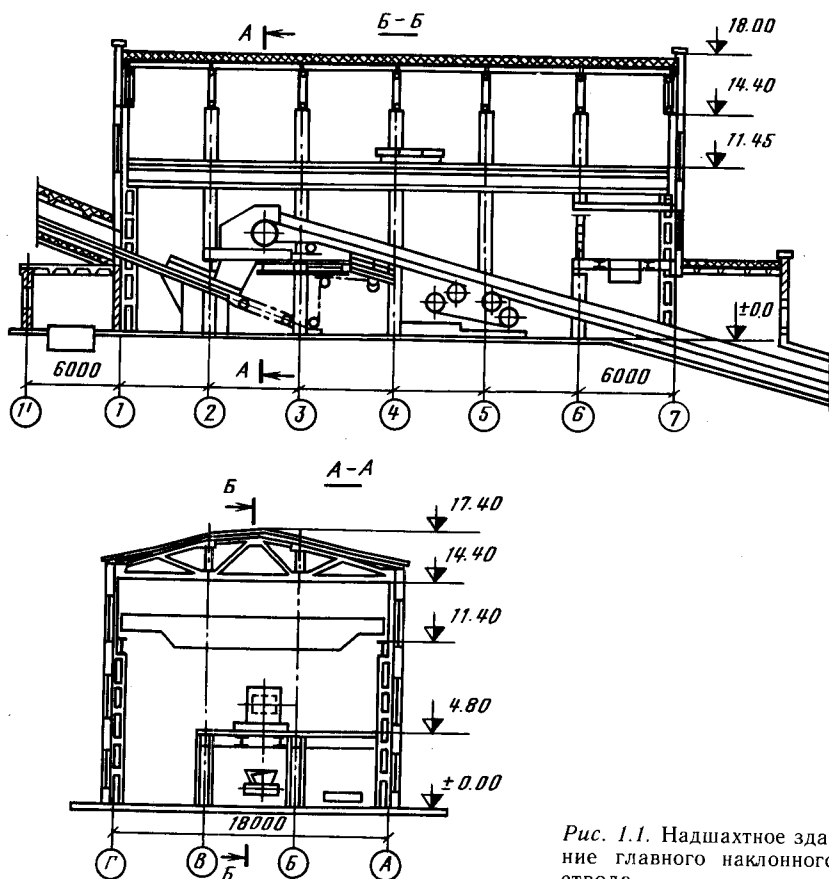


Рис. 1.1. Надшахтное здание главного наклонного ствола

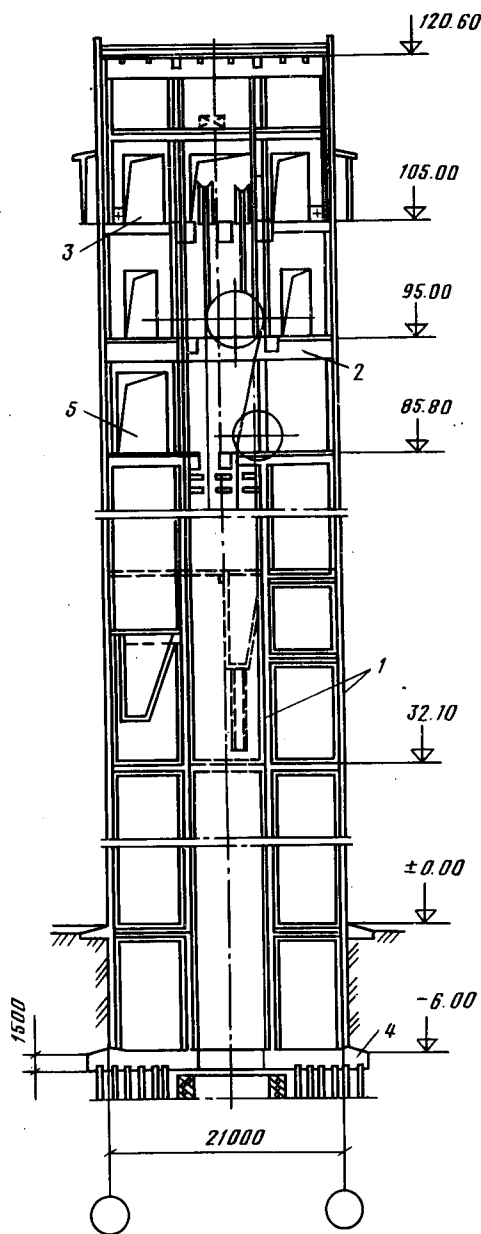


Рис. 1.2. Конструктивное решение башенного копра с железобетонными несущими стенами, возводимыми в скользящей опалубке:

1 — несущие стены копра; 2 — монолитные железобетонные балки перекрытий; 3 — машинные залы подъема; 4 — фундаментная плита копра; 5 — зал отклоняющих шкивов

нение получили одноэтажные здания с горизонтальным технологическим процессом — на них приходится около 75 % всех сооружаемых производственных площадей. В поверхностном комплексе горных предприятий — это технологические секции вспомогательного подъема, котельные, компрессорные, вентиляторные, склады, механические мастерские, помещения. В качестве примера одноэтажного здания на рис. 1.1 приведено проектное решение надшахтного здания главного наклонного ствола шахты «Никулинская» № 1. Многоэтажные горнотехнические здания предназначены для производств с вертикальным технологическим процессом либо для административно-бытовых комбинатов. Таковы, например, обогатительные фабрики, башенные копры, бункера. В качестве примера многоэтажного здания на рис. 1.2 приведено конструктивное решение башенного копра с железобетонными несущими стенами.

В зависимости от характера территории производственные здания могут быть сплошной и павильонной застройки (рис. 1.3).

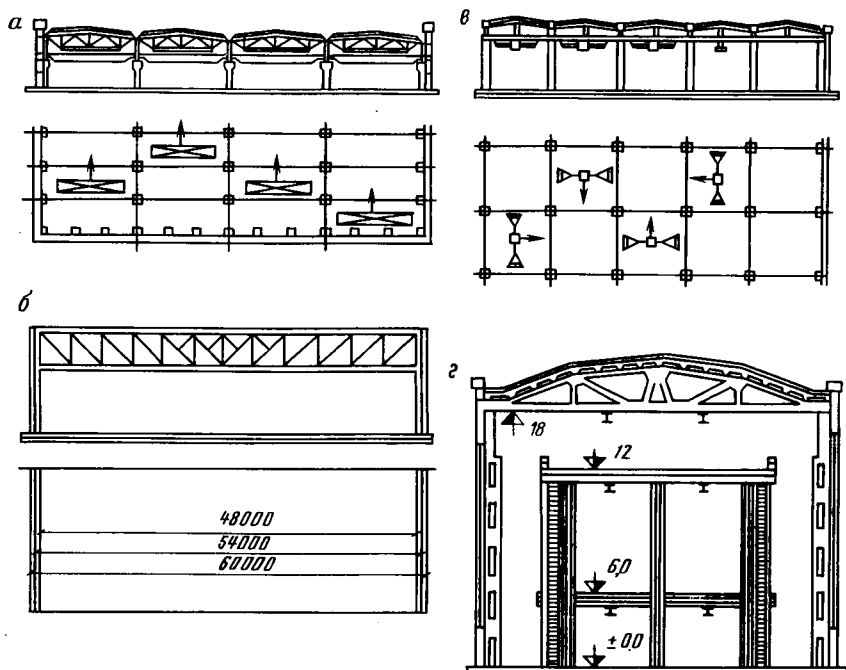


Рис. 1.3. Основные виды конструктивных решений одноэтажных производственных зданий

Здания сплошной застройки (рис. 1.3, а, б, в) отличаются значительными размерами. Они проектируются либо бесфонарными с искусственным освещением и принудительной вентиляцией, либо с устройством световых и аэрационных фонарей, обеспечивающих естественное освещение и проветривание.

Здания павильонной застройки (рис. 1.3, г) имеют ограниченное число пролетов или один пролет с целью обеспечить естественное освещение и аэрацию через боковые проемы и фонари. Здания этого типа находят применение при строительстве главных корпусов обогатительных фабрик.

По расположению *внутренних опор* одноэтажные промышленные здания подразделяют на три типа: пролетные, зальные и ячейковые.

Пролетный тип (рис. 1.3, а) характеризуется преобладанием пролета над шагом колонн.

Для зданий *зального* типа (рис. 1.3, б) характерны большие пролеты, требующие специальных несущих конструкций кровли с пролетом от 36 до 100 м. Здания такого типа применяют в случаях, когда необходимо иметь значительные производственные площади без внутренних опор. Здания зального типа не

являются массовыми, и поэтому их архитектурно-планировочные и конструктивные решения жестко не регламентируются.

Здания ячеёкового типа (рис. 1.3, в) имеют обычно квадратную сетку колонн. Такие здания легко допускают изменения в направлениях производственных потоков. Поэтому их часто называют также гибким или универсальным типом.

Производственные здания классифицируются также по *конструктивным признакам*. В этом отношении они подразделяются на каркасные, бескаркасные и с неполным каркасом.

В **каркасных** зданиях все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимают элементы каркаса, а стены (самонесущие или навесные) выполняют только роль ограждения. Каркасная конструктивная схема обеспечивает редкую сетку колонн, свободную планировку помещений, полную унификацию сборных конструкций и экономичное решение одно- и многоэтажных зданий.

Каркас одноэтажных зданий состоит из поперечных рам с заземленными в фундаментах колоннами и опертыми на них конструкциями покрытия, чем достигается независимая унификация колонн, ферм и кровельных балок. В многоэтажных каркасных зданиях применяют рамно-связевую систему, при которой поперечная жесткость обеспечивается рамами с жесткими узлами, а продольная — связями и лестничными клетками.

Бескаркасные здания применяют редко — при небольших пролетах и высотах. В месте опирания стропильных конструкций несущие стены усиливают, как правило, пилястрами.

Здания, имеющие два и более пролетов, иногда проектируются с **неполным каркасом**, при котором наружные ряды колонн отсутствуют и заменены несущими стенами (например, здания АБК на ряде шахт).

На рис. 1.4 представлена общая конструктивная структура ячейки в каркасном здании и его основные конструктивные элементы: фундаменты, колонны, балки различного назначения, фермы, плиты покрытия, стеновые панели ограждения и т. д.

По *функциональному назначению* здания и сооружения на поверхности горных предприятий подразделяются на: производственные, вспомогательные, энергетические, транспортные, санитарно-технические.

По *капитальности* промышленные здания делятся на три класса в зависимости от их назначения и значимости. Для каждого класса устанавливаются соответствующие эксплуатационные требования, определяемые размерами помещений, технической оснащенностью, удобством монтажа технологического оборудования и т. п., а также требования по долговечности и огнестойкости основных конструктивных элементов здания. К I классу относятся здания и сооружения, к которым предъявляются максимальные требования. Класс здания назначается организа-

Таблица 1.1

Класс капитальности	Степень долговечности	Степень огнестойкости
I	Не ниже I	Не ниже II
II	Не ниже II	Не ниже III
III	Не ниже III	Не нормируется

По *огнестойкости*, которая характеризуется степенью возгораемости и пределом огнестойкости строительных материалов и конструкций, промышленные здания подразделяются на пять степеней. При этом все строительные материалы и конструкции делят на три группы возгораемости — не сгораемые, трудно сгораемые и сгораемые, а под пределом огнестойкости понимают время в часах до потери устойчивости или несущей способности данными конструкциями.

Группы возгораемости и минимальные пределы огнестойкости основных строительных конструкций промышленных зданий установлены нормами [2]. Так, для зданий I и II степени огнестойкости основные несущие конструкции должны быть не сгораемыми, предел их огнестойкости должен быть не менее 2,5 и 2 ч соответственно, а предел огнестойкости плит перекрытий — 1 и 0,75 ч. К V степени огнестойкости относятся здания из сгораемых материалов.

Для зданий того или иного класса капитальности установлены соответствующие им степени огнестойкости и долговечности (табл. 1.1).

Выбор основных строительных параметров здания, т. е. его основных размеров (ширины пролетов, шага колонн, высоты помещений и этажности), определяется в соответствии с требованиями единой модульной системы и согласно унифицированным габаритным схемам. Выбор ширины пролетов и шага колонн одноэтажного промышленного здания определяется расстановкой оборудования, размерами изготавливаемой продукции и технико-экономическими расчетами, в частности, возможностью изготовления стропильных балок или ферм принятой длины в районе строительства.

Высота одноэтажного здания, т. е. расстояние от уровня чистого пола до низа несущих конструкций покрытия, зависит от технологических, санитарно-гигиенических и экономических требований. Предварительное определение высоты пролета производится в результате суммирования следующих величин (рис. 1.5): h_1 — высоты наибольшего технологического оборудования; h_2 — расстояния от верха оборудования до низа перемещаемого груза ($\geq 0,5$ м); h_3 — высоты перемещаемого в транспортном положении груза; h_4 — расстояния от верха до центра крюка (≥ 1 м);

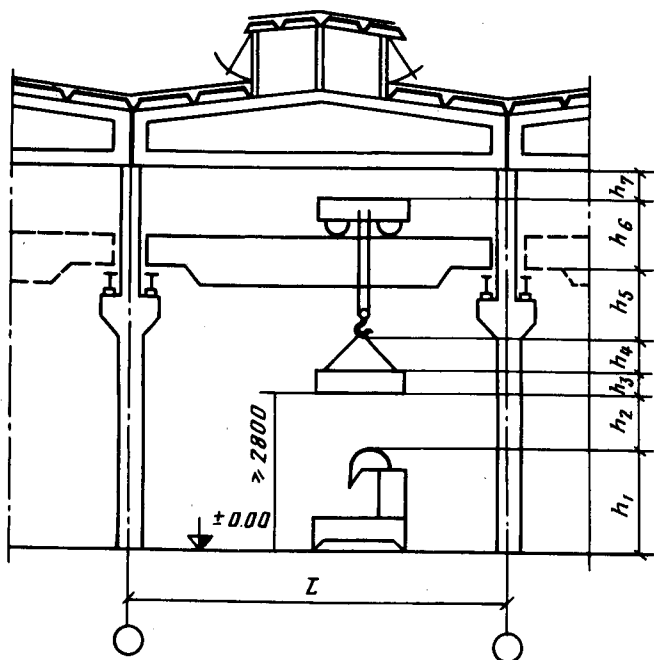


Рис. 1.5. Схема к предварительному определению высоты одноэтажного производственного здания

h_5 — расстояния от центра крюка до головки рельса (0,5—4,8 м в зависимости от грузоподъемности крана); h_6 — высоты крана (0,5—5,9 м); h_7 — просвет между верхом крана и низом несущих конструкций покрытия ($\geq 0,1$ м).

Длину цеха определяют делением общей площади цеха, подсчитанной с учетом мощности предприятия, на принятую ширину пролетов. Наметив основные строительные параметры зданий, выбирают применительно к ним габаритные схемы или унифицированные типовые секции.

1.2. СПЕЦИФИКА СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ С УЧЕТОМ ЭКОЛОГИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ ГОРНОГО ПРОИЗВОДСТВА И ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Перед горнодобывающей промышленностью стоят задачи более комплексного освоения месторождений полезных ископаемых, не допуская их потерь при добыче и переработке, а также совершенствования технологических процессов и транспортных средств с целью сокращения выбросов вредных веществ в окружающую среду. Претворение в жизнь этих важных задач нахо-

дит отражение при проектировании современных горных предприятий.

Экологические задачи и вопросы, связанные с охраной окружающей среды, при проектировании решаются в генеральном плане промышленного предприятия, для которого необходимо соблюдать требования максимальной компактности.

Исходя из этого требования, расстояния между зданиями принимают минимально возможными с точки зрения технологических, транспортных и других условий, однако не менее тех, которые устанавливаются в соответствии с противопожарными и санитарно-гигиеническими требованиями. Ориентировка зданий относительно стран света и направления господствующих ветров должна обеспечивать наилучшее освещение и проветривание, должны быть учтены условия задымления от соседних сооружений. С этой точки зрения нельзя располагать с наветренной стороны зданий установки с производственными процессами, выделяющими в атмосферу газ, дым, пыль, а также взрыво- и пожароопасные объекты. Расстояние от открытых складов пылящих материалов до производственных и бытовых зданий должно быть не менее 50 и 25 м соответственно.

Кроме того, для предприятий с технологическими процессами, являющимися источниками производственных вредностей, нормы устанавливаются минимальные расстояния от предприятия до жилой застройки — так называемые санитарно-защитные зоны, которые в зависимости от санитарной классификации предприятия колеблются от 100 до 500 м. В соответствии с этой классификацией угольные шахты принадлежат к классу II (зона размером 500 м), железорудные шахты — к классу IV (зона размером 100 м), обогатительные фабрики — к классу III (зона размером 300 м). Разрывы между зданиями, освещаемыми оконными проемами, должны приниматься не менее наибольшей из высот противостоящих зданий. Разрывы между открытыми технологическими установками и зданиями не нормируются и принимаются по технологическим условиям.

Противопожарные расстояния между зданиями и сооружениями зависят от их степени огнестойкости и класса производства по пожарной опасности. Так, для производства категории Г и Д расстояние между зданиями I и II степени огнестойкости не нормируется, во всех остальных случаях оно колеблется от 9 до 18 м.

Наименьшие расстояния от зданий до открытых наземных расходных складов угля, торфа, лесоматериалов и легковоспламеняющихся или горючих жидкостей колеблются от 6 до 36 м, до наземных резервуаров горючих жидкостей — 8—15 м, до газгольдеров — 21—30 м.

Для электрических сетей напряжением до 1 кВ устанавливаются охранные зоны, в пределах которых запрещается осу-

шествлять земляные, строительные или монтажные работы без ведома соответствующих организаций. Минимальная высота подвески неогражденных оголенных токоведущих частей в шахтных электроподстанциях должна составлять не менее 2,5 м при напряжениях 1—10 кВ и 2,75 м при напряжениях 10—35 кВ.

Для защиты зданий от увлажнения или обледенения устанавливаются наименьшие расстояния до водоохладителей различного типа — брызгальных бассейнов, башенных и вентиляторных градилен (15—42 м).

Здания шахтных вентиляционных установок должны располагаться в чистой зоне, возле устья герметически закрытых вентиляционных стволов. Связь вентиляционных установок со стволом должна осуществляться, как правило, при помощи подземных вентиляционных каналов, заглубленных на 2—3 м.

Шахтные отвалы породы следует располагать в черной зоне. Минимальное расстояние границы отвала до поселков должно составлять 700 м, до автомобильных дорог — 60 м, до линии электропередач в зависимости от напряжения — 100—300 м, до вентиляционного ствола — 80 м и т. д.

Проектирование мероприятий по созданию наилучших условий труда осуществляют в соответствии с нормами естественного и искусственного освещения и вентиляции [3], т. е. нормами минимальной кратности воздухообмена в помещении в зависимости от производственных тепло- и влаговыведений и наличия вредных веществ в воздухе рабочей зоны [3]. Так, в помещениях с постоянным пребыванием людей и без производственных выделений минимальная кратность воздухообмена в час равна трем, высота производственных помещений от потолка по санитарным нормам должна быть не менее 3,2 м, а до низа несущих конструкций не менее 2,6 м; объем производственного помещения на каждого работающего должен составлять не менее 15 м³, а площадь поперечного сечения не менее 4,5 м².

Нормируются также отопление, предельно допустимые концентрации вредных веществ, шум, ультразвук, вибрации, различные излучения и другие вредные факторы. Наконец, нормируется проектирование различных вспомогательных зданий и сооружений, включая бытовые помещения и устройства (т. е. гардеробные, умывальные, душевые, туалеты, помещения для сушки, обеспыливания рабочей одежды и т. п.), помещения общественного питания и здравоохранения, культурного обслуживания и просвещения, а также помещения административного назначения и общественных организаций.

Безопасность труда регламентируется противопожарными и санитарными нормами строительного проектирования. Так, на случай возникновения пожара должна быть обеспечена возможность безопасной эвакуации находящихся в здании людей и ценностей. Число эвакуационных выходов должно быть не менее

двух, при этом устанавливаются максимально допустимые расстояния от наиболее удаленного рабочего места до выхода, предельная ширина проходов, коридоров, дверей, лестничных клеток и т. п. Технологическое оборудование, создающее вибрацию на рабочих местах, должно быть изолировано, а температура нагретых поверхностей оборудования не должна превышать 45°С.

1.3. УНИФИКАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ И ИХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Для повышения уровня индустриализации строительного производства и деталей осуществляется типизация и унификация зданий, сооружений и их конструктивных элементов. Строительство на широкой индустриальной базе возможно лишь в том случае, когда здания и сооружения однотипны, а их конструктивные элементы унифицированы и имеют ограниченное число типоразмеров.

Целью унификации является создание такой объемно-планировочной структуры зданий, которая обеспечивала бы возможность рентабельного заводского производства строительных конструкций и изделий при полноразборном строительстве, т. е. возможность возведения зданий индустриальными методами. Унификация заключается в приведении к единообразию основных строительных параметров зданий (пролетов, шага колонн, высоты и др.), что, в свою очередь, приводит к резкому сокращению числа типоразмеров строительных конструкций (колонн, балок, плит, стеновых панелей и т. п.) и номенклатуры изделий заводского изготовления.

Основными принципами унификации в промышленном строительстве являются:

- установление ограниченного числа габаритных схем зданий массового строительства, т. е. уменьшение числа типов промышленных зданий и сооружений;

- разработка универсальных объемно-планировочных решений, удовлетворяющих технологическим требованиям однородных производств;

- сокращение числа типоразмеров сборных конструкций и деталей для повышения их серийности (возможности массового их изготовления) и тем самым снижения стоимости;

- рациональное расчленение конструкций на отдельные монтажные единицы с последующей их стыковкой на монтаже;

- создание лучших условий для использования прогрессивных технических решений.

Унификация позволяет строить здания различного назначения из одних и тех же элементов. Обеспечение взаимозаменяемости строительных элементов производственных зданий возможно только при координации размеров элементов с габ-

ритами здания. Для этого в строительном проектировании установлена единая модульная система координации размеров (ЕМСК), в основу которой положен принцип кратности всех размеров некоторой общей величине — модулю. Для всех вертикальных и горизонтальных измерений основным модулем является М (100 мм). В промышленном строительстве наиболее распространены следующие производные укрупненные модули, кратные основному: 6М (600 мм), 12М (1200 мм), 15М (1500 мм), 30М (3000 мм) и 60М (6000 мм).

Кратными модулями могут быть не только основные параметры зданий, но и размеры балок, плит, проемы окон, дверей, ворот и т. д.

При назначении размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов речь идет о номинальных размерах, т. е. о расстоянии в осях. В отличие от номинальных, конструктивные размеры модулю не кратны и отличаются от номинальных на размер швов, стыков и зазоров (рис. 1.6).

В соответствии с унифицированными габаритными схемами ширину пролетов одноэтажных зданий назначают кратной укрупненному модулю 60М и принимают равной 12, 18, 24, 30 м при отсутствии мостовых кранов и 12, 18, 24, 30, 36 м при наличии электрических мостовых кранов. В зданиях с ручными мостовыми кранами ширину пролета принимают равной 9, 12 и 18 м. При этом шаг колонн назначается 6—12 м.

Высоты одноэтажных каркасных зданий от отметки чистого пола до низа несущих конструкций на опоре назначают кратными укрупненным модулям: 6М — при высотах до 6 м; 12М — при высотах более 6 м.

Унифицированные габариты схемы (т. е. рекомендуемые сочетания унифицированных строительных параметров) одноэтажных каркасных зданий межотраслевого применения приведены на рис. 1.7.

Ширину пролетов многоэтажных зданий в диапазоне 6—12 м назначают кратной укрупненному модулю 30М и далее кратной укрупненному модулю 60М, а размеры шагов колонн — кратными укрупненному модулю 60М (6 мм). Высоту этажей (от пола до пола) назначают кратной укрупненному модулю 6М при высотах до 4,8 м и кратной укрупненному модулю 12М при высотах более 4,8 м; высота этажей вспомогательных зданий принимается 3,3 м.

Максимальное число этажей при пролетах 6 м равно шести, а при пролетах 9 и 12 м — пяти. Для зданий шириной 12 и 18 м возможно применение укрупненной сетки колонн в верхних этажах с применением подъемно-транспортного оборудования. Высота этих этажей в этом случае принимается равной 7,2—10,8 м с шагом 1,2 м.

Разработка унифицированных габаритных схем зданий, при-

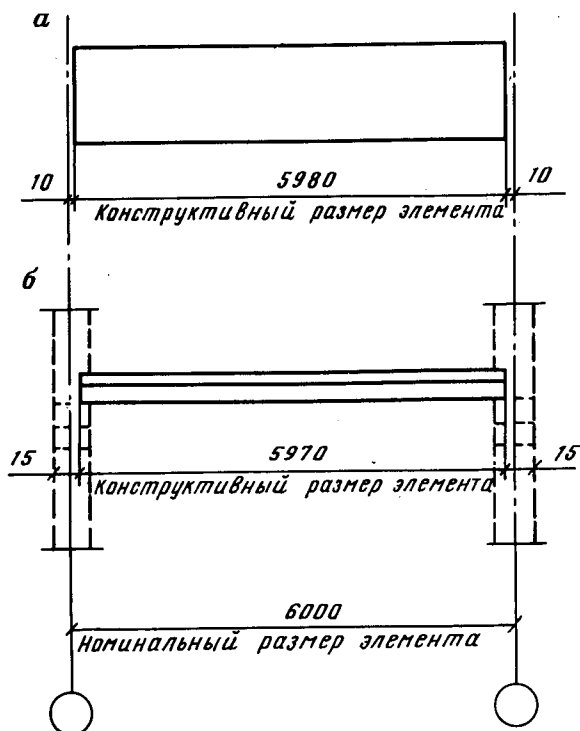
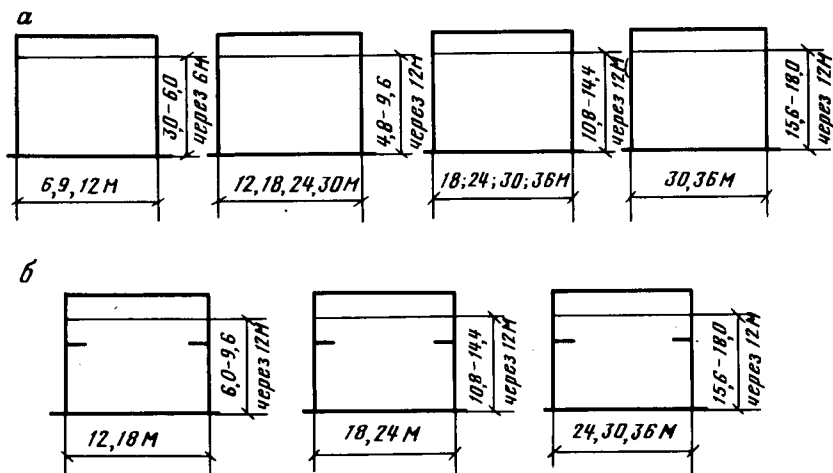


Рис. 1.6. Конструктивные и номинальные размеры строительных конструкций:

а — стеновые панели ограждения; б — фундаментные балки

Рис. 1.7. Унифицированные габаритные схемы одноэтажных зданий:

а — при отсутствии мостовых кранов, б — при наличии мостовых кранов



веденных выше, позволила успешно осуществлять типизацию крупных производственных зданий массового строительства, при котором возможно многократное применение одних и тех же проектных решений и строительных конструкций.

Установленный перечень строительных объектов поверхности, подлежащих унификации, включает: блоки главного и вспомогательного ствола для шахт мощностью 1,5—6 млн. т/год с одно- и многоканатными подъемными машинами, погрузочные бункера, склады угля закрытого и открытого типов, склады крепежных и вспомогательных материалов, котельные, административно-бытовые комбинаты.

До разработки типовых решений был определен перечень уже реализованных проектов, рекомендуемых к повторному применению. В этот перечень вошли блоки стволов таких шахт как «Ждановская-Капитальная» (Донгипрошахт), здания поверхности шахт-новостроек «Никулинская», «Бельковская» и других Подмосковского угольного бассейна (Гипрошахт), типовые открытые угольные склады емкостью 50 и 20 тыс. т (УкрНИИпроект), типовые пункты погрузки угля производительностью 2 и 4 тыс. т/ч (УкрНИИпроект), калориферная в блоке с нагнетательной вентиляционной установкой шахты «Распадская» (Сибгипрошахт) и др.

Для клетевых подъемных установок рекомендуется принимать два типоразмера унифицированных башенных копров (три пролета, три шага несущих стен, возводимых в скользящей опалубке) размером в плане: 18×18 м для двух одноклетевых с противовесами подъемов с многоканатными машинами типа МК-3; 18×21 м двух одноклетевых с противовесами подъемов или для одного двухклетевого подъема с противовесами с машинами МК-4 $\times$ 4. Для скиповых подъемных установок шахт производительностью 1,2—2,4 млн. т/год принимают единый тип башенных копров размером в плане 21×24 м.

Высоты этажей башенных копров назначают в соответствии с общесоюзной унификацией, как правило, кратными укрупненному модулю 6М: например, 3,6 м для секций технологического комплекса; 7,2 м для первого этажа и этажей, расположенных выше технологического комплекса; 8,4 м для этажей, на которых расположены подъемные машины.

Для блоков вспомогательных стволов, в состав которых должны включаться помещения всех вспомогательных служб и расходные склады всех основных материалов, рекомендуется принимать пролеты 18 и 24 м с высотой помещения до низа ферм 8,4 м.

Погрузочные бункеры рекомендуются трех основных типов: силосного типа диаметром 18 м и вместимостью ячейки 3,2 тыс. т с погрузкой ленточными конвейерами производительностью по 1000 т/ч (для рядовых углей шахт мощностью до 2,4 млн. т/год);

силосного типа диаметром 18 м, с вместимостью ячейки 5 тыс. т, с погрузкой высокопроизводительными погрузочными устройствами типа П-М4 производительностью 4000 т/ч (для рядовых углей шахт большей мощности);

специальной конструкции с ограниченной высотой ячеек и производительностью до 1000 т/ч (для антрацитов и других углей, требующих предохранения от измельчения).

Унификация и типизация проектных решений зданий и сооружений горных предприятий направлена на проведение единой технической политики в проектировании и строительстве с целью технического перевооружения и дальнейшего развития горнодобывающей промышленности СССР на базе новейших достижений науки, техники и технологии.

Упрощение проектных решений узлов и сопряжений, сокращение числа типоразмеров сборных элементов в значительной степени зависят от привязки колонн, стен, ферм и других конструктивных элементов к модульным разбивочным осям. Привязка определяется расстоянием от модульной разбивочной оси до грани или геометрической оси конструктивного элемента.

Размеры привязки назначаются так, чтобы исключить или свести к минимуму применение доборных элементов по закрытию промежутков между элементами заводского изготовления.

Для этого при установлении размеров привязки колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям одноэтажных зданий применяют так называемую нулевую привязку, при которой внутренняя грань продольной стены и наружная грань колонны совпадают с продольной разбивочной осью (рис. 1.8, а). Нулевая привязка принимается в каркасных зданиях без мостовых кранов при шаге колонн 6 и 12 м, а также в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т, при шаге колонн 6 м и высоте не более 14,4 м. Для торцевых стен одноэтажных зданий также применяют нулевую привязку. При грузоподъемности мостовых кранов 30 т и более или шаге колонн 12 м в крановых пролетах наружная грань колонны смещается наружу на 250 мм от продольной разбивочной оси (рис. 1.8, б). Поперечные разбивочные оси совпадают с осями во всех случаях, кроме торцов здания и температурных швов. Колонны средних рядов в зданиях с различными конструктивными решениями располагаются так, чтобы оси сечения нижней части колонны совпадали с разбивочными осями зданий (осевая привязка). В торцах зданий и в местах расположения поперечных температурных швов, которые осуществляются, как правило, на двух колоннах, колонны сдвигаются на 500 мм в сторону от внутренней грани торцевой стены и оси шва, совмещаемого с поперечной разбивочной осью (рис. 1.8, в).

Продольные швы между параллельными пролетами и швы в перепадах высот параллельных пролетов (рис. 1.9, а), выполняе-

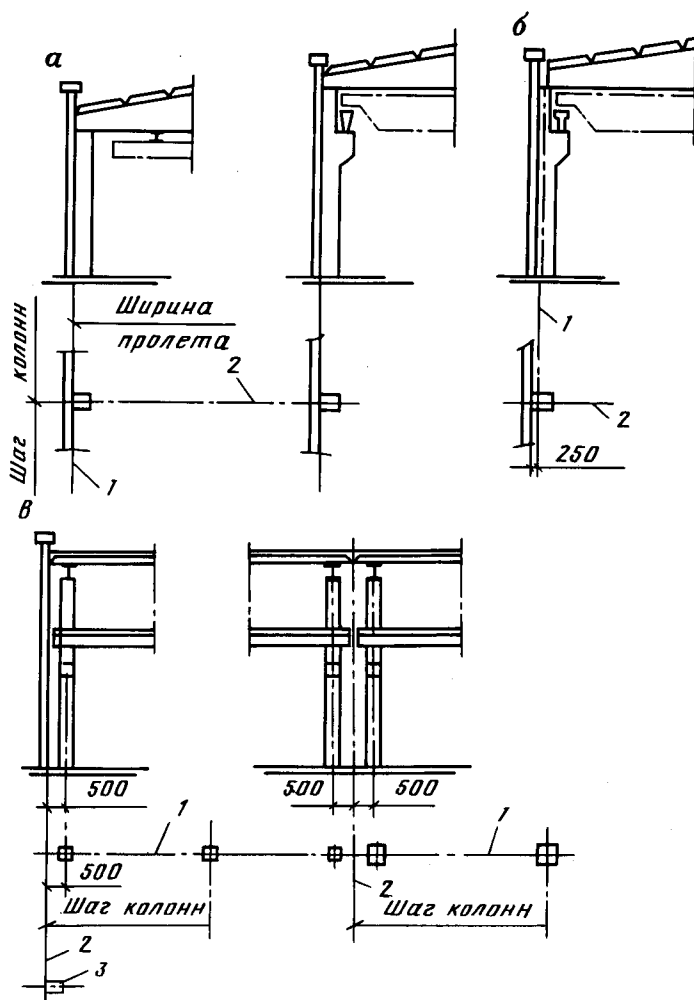
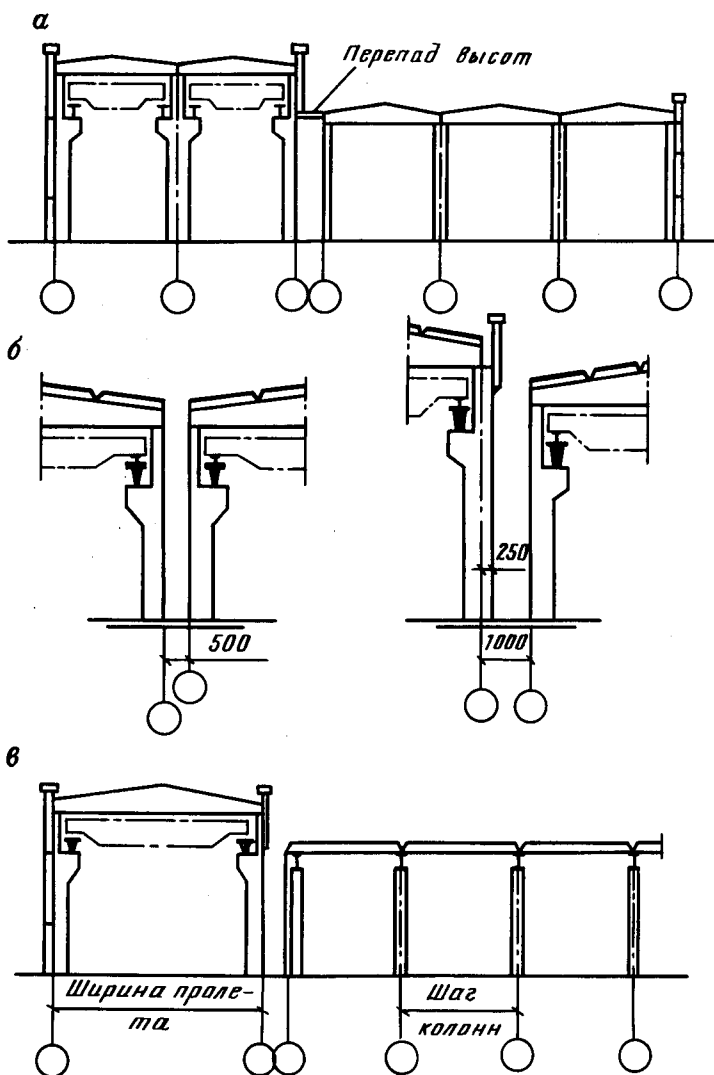


Рис. 1.8. Схема привязки наружных стен и колонн одноэтажных зданий к разбивочным осям:

1 — продольная разбивочная ось; 2 — поперечная разбивочная ось; 3 — фахверковая колонна

мые на двух колоннах, осуществляются со вставками между модульными разбивочными осями. Размеры вставок применяются 500 мм при нулевой привязке колонн к собственным продольным осям и 1000 мм (рис. 1.9, б) при ненулевой привязке. В местах примыкания взаимно перпендикулярных пролетов (рис. 1.9, в) швы также осуществляются со вставками между продольной



осью поперечного пролета и поперечной осью продольного пролета. Размеры вставок назначаются аналогично (рис. 1.9, з, д).

Привязки осей крановых рельсов к продольным разбивочным осям принимаются в зависимости от типа и грузоподъемности мостовых кранов. При электрических мостовых кранах грузоподъемностью до 50 т включительно эта привязка принята 750 мм (рис. 1.10, а), а при кранах грузоподъемностью более 50 т —

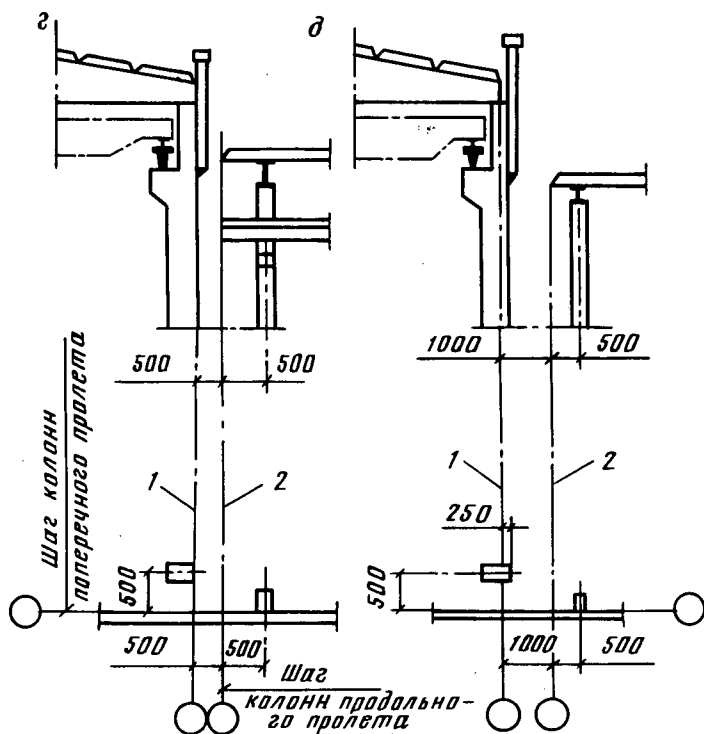


Рис. 1.9. Привязка конструктивных элементов в местах перепада высот и продольных температурных швов:

1 — продольная разбивочная ось; 2 — поперечная разбивочная ось

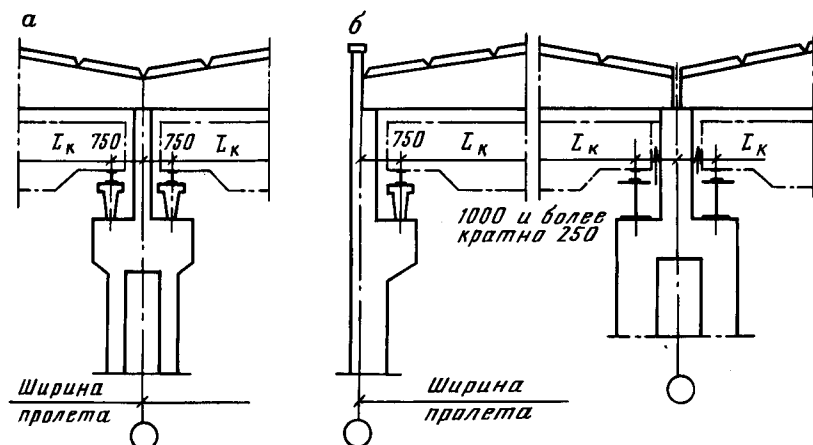


Рис. 1.10. Схема привязки осей крановых рельсов к разбивочным осям (L_K пролет моста крана)

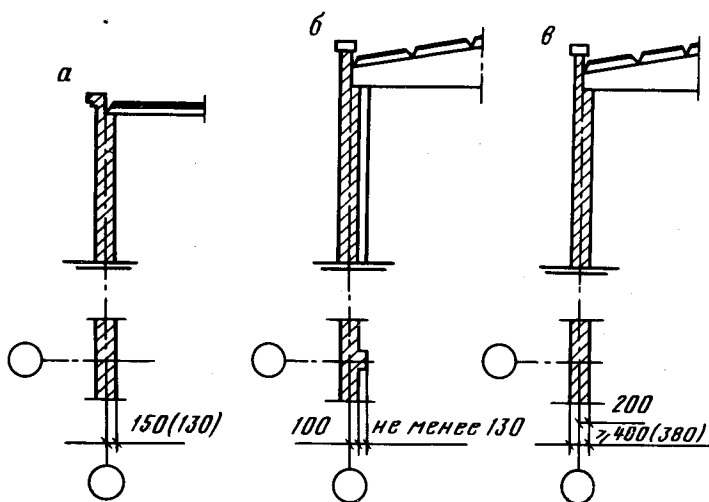


Рис. 1.11. Схема привязки несущих блочных и кирпичных стен к разбивочным осям

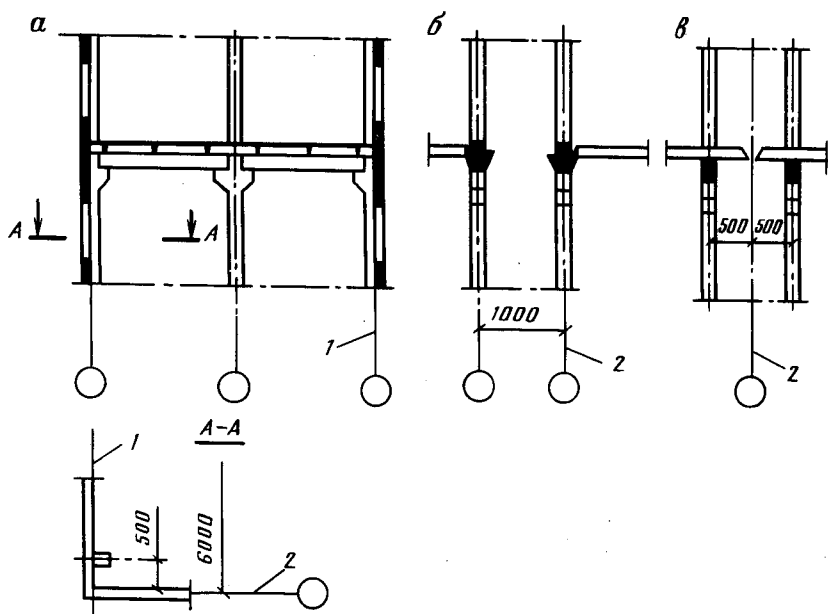


Рис. 1.12. Схема привязки колонн многоэтажных зданий к разбивочным осям:
1, 2 — продольная и поперечная оси соответственно

1000 мм и более (кратно 250 мм) при необходимости устройства проходов вдоль крановых путей (рис. 1.10, б).

Привязку несущих стен к продольным разбивочным осям здания осуществляют, соблюдая следующие правила.

При опирании плит покрытия на стены их внутренние поверхности смещаются от разбивочной оси на 150 мм — для стен из блоков и на 130 мм — для стен из кирпича (рис. 1.11, а).

При опирании стропильных балок, ферм или прогонов на стены их внутренние поверхности смещаются на 100 мм, если предусмотрены пилястры не менее 130 мм (рис. 1.11, б) или на 200 мм, если пилястры для обеспечения устойчивости не требуются (рис. 1.11, в).

В отдельно стоящих многоэтажных зданиях с перекрытиями балочного типа привязка колонн к крайним продольным разбивочным осям, как правило, нулевая (рис. 1.12, а), к средним осям — осевая. В торцах зданий оси колонн сдвигаются на 500 мм. Поперечные температурные швы выполняются на парных колоннах со вставкой (рис. 1.12, б) 1000 мм или без нее (рис. 1.12, в) в зависимости от конструктивных решений перекрытий.

Размер вставки между параллельными разбивочными осями одно- и многоэтажных зданий, пристраиваемых друг к другу, назначают таким образом, чтобы в местах примыкания стен могли быть установлены типовые стеновые панели.

В зданиях с безбалочными перекрытиями геометрические оси колонн совмещают с разбивочными осями.

1.4. ОСНОВНЫЕ НОРМАТИВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Основным этапом проектирования строительных конструкций является их расчет, который включает определение внутренних усилий от нагрузок и силовых воздействий и подбор сечений по известным внутренним усилиям. В случае типового проектирования подбор сечений сводится к выбору типовых конструкций по существующим номенклатурам.

Проектирование строительных конструкций осуществляется на основании норм проектирования, которые излагаются в соответствующих Строительных нормах и правилах (СНиП). В основе норм проектирования лежит метод расчета по предельным состояниям, который распространяется на несущие строительные конструкции из разных материалов (бетонные и железобетонные, каменные и армокаменные, стальные, деревянные и т. д.) и на основания всех видов зданий и сооружений.

Предельные состояния — это такие состояния, при которых конструкция, основание, здание или сооружение в целом перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при их возведении.

Наступление предельных состояний может быть зафиксировано по различным причинам. В зависимости от этих причин в действующих нормах рассматриваются две группы предельных состояний.

Первая группа включает предельные состояния, наступающие в результате потери несущей способности (хрупкое, вязкое, усталостное или иное разрушение при силовом воздействии и с учетом неблагоприятного влияния внешней среды, а также непригодность к эксплуатации в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести или чрезмерного раскрытия трещин; потеря устойчивости формы или положения, качественные изменения конфигурации, резонансные колебания).

Вторая группа включает предельные состояния, наступающие в результате непригодности к нормальной эксплуатации по технологическим или бытовым условиям (появление недопустимых перемещений в виде прогибов, осадок, углов поворота, а также недопустимых колебаний, трещин и т. п.). При расчете по первой группе предельных состояний структура нормативных расчетных формул имеет вид

$$S \sum (P_{ni}, \gamma_{fi}, \psi_i) \leq \Phi \sum (R_{ni}, F_i, \gamma_{wi}, 1/\gamma_i, 1/\gamma_n), \quad (1.1)$$

по второй группе предельных состояний

$$\Delta \leq t, \quad (1.2)$$

где P_{ni} — внешние нормативные нагрузки; S — внутренние усилия (изгибающие моменты, нормальные, поперечные силы), как функции нагрузок и силовых воздействий; γ_{fi} — коэффициенты надежности по нагрузкам; ψ_i — коэффициент сочетаний нагрузок; Φ — несущая способность в виде предельно допустимых внутренних усилий как функций сопротивлений материалов и геометрических характеристик сечений; R_{ni} — нормативные сопротивления материалов; F_i — геометрические характеристики сечений; γ_{wi} — коэффициенты условий работы; γ_i — коэффициенты надежности по материалу; γ_n — коэффициент надежности по назначению здания или сооружения; Δ — перемещения (прогибы, осадки, углы поворота, колебания, раскрытия трещин и т. п.) как функции нагрузок и воздействий, деформационных характеристик материалов и геометрических характеристик сечений; t — предельные нормативные величины перемещений [4–12]; $\sum$ — знак суммы по индексу i .

Расчет начинается с определения левых частей неравенства (1.1) и (1.2), т. е. внутренних усилий S и перемещений Δ от заданных нагрузок и воздействий. Как правило, это производится в такой последовательности. В соответствии с планировочными и конструктивными решениями здания или сооружения выбирается расчетная схема и производится сбор нагрузки. Затем методами

строительной механики или с привлечением специальных методов теории сооружений определяются внутренние усилия S и перемещения Δ . Основные рекомендации по выбору расчетных схем, сбору нагрузки и определению внутренних усилий и соответствующие указания на табулированные решения рассматриваются в подразделе 1.5.

Правые части неравенств (1.1) и (1.2) определяются согласно действующим СНиП, где приводятся необходимые расчетные формулы и числовые величины входящих в них параметров.

Формулы (1.1) и (1.2) включают следующие основные расчетные параметры: характеристики строительных материалов, нагрузки и воздействия, геометрические характеристики конструкций, дифференцированные коэффициенты надежности. Рассмотрим нормативные положения и рекомендации по определению основных расчетных параметров.

Характеристики строительных материалов включают: сопротивления материалов силовым воздействиям, модуль упругости, коэффициенты трения, сцепления, характеристики ползучести, усадки и т. д., а также прочностные и деформационные характеристики грунтов (угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации и др.).

Основными значениями указанных характеристик являются их *нормативные значения* (например, нормативное сопротивление сжатию, нормативный коэффициент трения, нормативный модуль деформации и т. д.), которые устанавливаются нормами проектирования строительных конструкций и оснований с учетом статистической изменчивости характеристик. Контроль за нормативными значениями характеристик регламентируется государственными стандартами и правилами испытаний.

Нормативные значения определяются в результате массовых испытаний строительных материалов и грунтов. Последующая статистическая обработка результатов дает среднее значение характеристики, которое условно обозначается $\bar{R}$, и коэффициент ее вариации v , обычно не превышающий 0,2 для строительных материалов. Тогда нормативное значение характеристики, обозначенное R_n , находится по формуле

$$R_n = \bar{R}(1 - \alpha v), \quad (1.3)$$

где α — коэффициент, зависящий от уровня обеспеченности: $\alpha = 1,96$ при уровне 0,95, $\alpha = 2,6$ при уровне 0,99 и т. д.

Все строительные материалы и тем более грунты неоднородны. Поэтому при больших объемах строительных работ даже высокий уровень обеспеченности нормативных значений не может гарантировать от случайных отклонений характеристик применяемых материалов в неблагоприятную сторону. С этой целью вводятся *коэффициенты надежности по материалу* и грунту γ_i в качестве делителя к нормативным значениям. Величины коэффи-

циентов надежности по материалу $\gamma_i \geq 1$ и нормированы в зависимости от свойств материалов и грунтов.

В качестве примера приведем некоторые значения коэффициентов надежности для широко применяемых строительных материалов:

для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях при сжатии $\gamma_i = \gamma_{bc} = 1,3$, при растяжении $\gamma_i = \gamma_{bt} = 1,3 \div 1,5$ [5];

для арматуры железобетонных конструкций в зависимости от ее класса $\gamma_i = \gamma_s = 1,05 \div 1,20$ [5];

для каменной кладки разных видов при сжатии коэффициент надежности равен 1,45—1,60, при растяжении и срезе — 1,55 [8];

для грунтов $\gamma_i = \gamma_g = 1,1—1,5$ в зависимости от их характеристик [10];

для стальных конструкций при разных классах прочности стали по пределу текучести $\gamma_i = \gamma_m = 1,025 \div 1,15$ [6] и т. д.

Расчетными значениями характеристик строительных материалов и грунтов (например, расчетное сопротивление растяжению, расчетный угол внутреннего трения и т. д.) называются значения, получаемые делением соответствующих нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу. Так, для расчетных сопротивлений материалов имеем соотношение

$$R = R_n / \gamma_i. \quad (1.4)$$

Характеристики материалов зависят также от ряда факторов, имеющих систематическое влияние, но не отражаемых в расчетах прямым путем. К ним относятся следующие факторы: температура, влажность и агрессивность окружающей среды, длительность и многократная повторяемость воздействий, приближенность расчетных схем и предпосылок, перераспределение силовых факторов и деформаций и т. д. Они объединяются общим понятием условий работы материалов, конструкций, оснований и сооружений в целом, а в расчете учитывается *коэффициентами условий работы* γ_w .

Численные значения коэффициентов условий работы нормированы на основании экспериментальных и теоретических исследований влияния перечисленных факторов. При благоприятном влиянии $\gamma_w > 1$, при неблагоприятном $\gamma_w < 1$. В расчет коэффициент условий работы вводится множителем к расчетным сопротивлениям материалов или множителем к правой части неравенства (1.1). Например, для железобетонных элементов $\gamma_w = \gamma_{b1} \div \gamma_{b12} = 0,45 \div 1,15$ для бетона и $\gamma_w = \gamma_{s1} \div \gamma_{s9} = 0,2 \div 1$ для арматурной стали в зависимости от условий эксплуатации конструкции, применяемого материала и характера ее напряженно-деформированного состояния [5]; для металлических конструкций $\gamma_w = \gamma_c = 0,7 \div 1,1$ [6] и т. д. В расчет коэффициент γ_w вводится множителем к расчетным сопротивлениям материалов.

Здания и сооружения имеют различную степень ответственности и капитальности, а следовательно, должны обладать различной надежностью проектных решений, что учитывается в расчетах коэффициентами надежности γ_n по назначению. Кроме того, коэффициенты γ_n учитываются при недостаточной изученности рабочих и предельных состояний отдельных конструкций и оснований. Величины коэффициентов γ_n нормированы и применяются в качестве делителя к предельным значениям несущей способности, расчетным сопротивлениям, предельным деформациям, величинам раскрытия трещин или в качестве множителя к величинам расчетных нагрузок, усилий или иных воздействий.

Рассмотрим характеристики нагрузок и воздействий. Под воздействиями понимаются смещения опор, изменения температуры, усадка и другие подобные явления, вызывающие реактивные усилия в конструкциях и основаниях. Нагрузки и воздействия в зависимости от длительности приложения подразделяются [4] на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

Постоянные нагрузки имеют место в течение всего срока службы здания или сооружения. К ним относятся, например, нагрузки собственного веса конструкций, веса грунта, лежащего на уступах фундамента, горного давления на крепь подземных сооружений, остаточные усилия от предварительного напряжения в конструкциях.

Временные длительные нагрузки и воздействия наблюдаются продолжительное время в период строительства и эксплуатации здания или сооружения. К ним, например, относятся: нагрузки от веса стационарного оборудования, нагрузки в складских помещениях, книгохранилищах, давление жидких, газообразных и сыпучих продуктов на стены емкостей, воздействия от неравномерной деформации основания, не сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта, длительные температурные воздействия стационарного оборудования и т. д.

Сюда же относятся и снеговые нагрузки для III—VI снеговых районов с введением на их нормативные значения коэффициентов 0,3 — для III, 0,5 — для IV и 0,6 — для V и VI районов.

Кратковременные нагрузки и воздействия наблюдаются непродолжительное время в период строительства и эксплуатации. К ним, например, относятся: нагрузки от веса людей, мебели, временного оборудования, нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, монтажные нагрузки, снеговые с полным нормативным значением, ветровые, гололедные и подобные атмосферные нагрузки, температурные климатические и технологические воздействия и т. д.

Особые нагрузки и воздействия имеют место в исключительных или аварийных ситуациях. Таковы, например, сейсмические и взрывные воздействия, аварийные нагрузки при резком

нарушении технологического процесса (нагрузки на шахтный копер при обрыве подъемного каната, нагрузки на конструкции гидротехнического сооружения при гидравлическом ударе, нагрузки при ударе подвижного состава о преграду), аварийные воздействия от неравномерной деформации основания, сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта, от неравномерной деформации поверхности под влиянием горных работ, от высоких температур во время пожара и т. д.

Основными характеристиками нагрузок и воздействий являются их *нормативные значения* P_n , приведенные в нормах проектирования [4]. Вероятные неблагоприятные отклонения от нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок и воздействий учитываются *коэффициентами надежности по нагрузкам* γ_f . Нагрузки и воздействия, равные произведению нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности γ_f , называются *расчетными*, т. е.

$$P = P_n \gamma_f. \quad (1.5)$$

Приведем рекомендации по нормативным значениям часто встречающихся нагрузок и соответствующим коэффициентам надежности γ_f .

Для постоянных нагрузок нормативные значения рекомендуется принимать по проектным размерам конструкций и нормативным (среднестатистическим) значениям удельного веса материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации, а также фактических весов конструкций, указанных заводами-изготовителями. Постоянным нагрузкам от веса конструкций и грунта соответствуют следующие нормативные коэффициенты надежности по нагрузке: $\gamma_f = 1,05$ — для металлических конструкций; $\gamma_f = 1,1$ — для бетонных, железобетонных, каменных, армокаменных и деревянных конструкций; $\gamma_f = 1,2$ — для конструкций из легких бетонов, изоляционных, выравнивающих и отделочных элементов конструкций (рулоны, засыпки, стяжки и т. д.), выполняемых в заводских условиях; $\gamma_f = 1,3$ для тех же конструкций и элементов, выполняемых на строительной площадке; $\gamma_f = 1,1$ — для грунта в природном залегании и $\gamma_f = 1,15$ — для насыпного грунта. В расчетах на устойчивость при опрокидывании, скольжении и всплывании, когда уменьшение веса может привести к быстрейшему наступлению предельного состояния, для тех же конструкций и грунтов рекомендуется величина коэффициента надежности $\gamma_f = 0,9$.

Для временных технологических (от оборудования, материалов, людей и т. д.) и монтажных нагрузок нормативные значения рекомендуется принимать, ориентируясь на их наибольшие значения в условиях нормальной эксплуатации или строительства. Принятые таким образом нормативные значения равномер-

но распределенных нагрузок P_n в производственных и складских помещениях должны быть: на участках стационарного оборудования не менее 3 кПа; на участках складирования материалов не менее 4 кПа; на участках обслуживания и ремонта, свободных от оборудования и материалов, не менее 1,5 кПа; для чердачных помещений с учетом дополнительной нагрузки $P_n = 0,7$ кПа. В гражданских зданиях нормативные значения равномерно распределенных нагрузок принимают в зависимости от назначения здания. Например, в жилых помещениях школ-интернатов и домов отдыха, палатах лечебных заведений рекомендуется $P_n = 1,5$ кПа; в помещениях научных и административных учреждений, бытовых помещениях промышленных предприятий, читальных залах, классных помещениях $P_n = 2$ кПа; в аудиториях, столовых, ресторанах, вестибюлях, коридорах, на лестницах $P_n = 3$ кПа; в книгохранилищах, архивах, на сценах зрелищных предприятий $P_n = 5$ кПа и т. д. При этом коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать равными $\gamma_f = 1,3$ при полном нормативном значении временной нагрузки $P_n \leq 2$ кПа и $\gamma_f = 1,2$ при $P_n \geq 2$ кПа.

Для динамических нагрузок от машин нормативные значения рекомендуется принимать по среднестатистическим или проектным значениям расчетных параметров (масс, жесткости, скорости, геометрических размеров и т. д.).

Нормативные значения вертикальных нагрузок, передаваемых колесами мостовых и подвесных кранов на балки кранового пути, и другие необходимые для расчета данные принимаются в соответствии с требованиями государственных стандартов в зависимости от группы режимов их работы, вида привода и способа подвеса груза. Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением тележки, принимается равным 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки при гибком подвесе груза и 0,1 этой же величины — при жестком подвесе. Эта нагрузка учитывается при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей. При этом принимается, что нагрузка передается на одну сторону (балку) кранового пути и может быть направлена как внутрь, так и наружу кранового пути. Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок принимается равным $\gamma_f = 1,1$. Кроме того, при расчете прочности и устойчивости балок кранового пути и их креплений к несущим конструкциям расчетные значения вертикальных крановых нагрузок необходимо умножить на коэффициент динамичности, равный 1—1,2 в зависимости от режима работы мостового крана.

Для атмосферных нагрузок (ветровой, снеговой, гололедной, волновой, ледовой и др.) и воздействий (температурных, влажностных и др.) рекомендуется принимать нормативные значения на основе статистики многолетних наблюдений за этими нагруз-

ками и воздействиями. Более подробно рассмотрим рекомендации для определения ветровой и снеговой нагрузок.

Ветровая нагрузка условно разделяется на статическую и динамическую составляющие. Статическая составляющая зависит от величины среднего давления при установившемся напоре ветра и учитывается в расчетах всех промышленных и гражданских зданий. Динамическая составляющая зависит от интенсивности пульсаций скоростного напора ветра и учитывается в расчетах высотных сооружений (дымовые трубы, башенные копы, галереи, эстакады, мосты и т. д.), а также в расчетах многоэтажных зданий высотой более 40 м и одноэтажных однопролетных производственных зданий высотой более 36 м при отношении высоты к пролету свыше 1,5.

Нормативное значение средней статической составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли, принимаемой нормальной к поверхности сооружения или его части, определяется из выражения

$$w_m = w_0 k c, \quad (1.6)$$

где w_0 — нормативное значение давления скоростного напора ветра (кПа) для высоты до 5 м над поверхностью земли [4]; k — поправочный коэффициент, учитывающий возрастание скоростного напора ветра для высоты z более 5 м, а также тип местности района строительства (A — открытые местности — пустыни, степи, лесостепи, тундра, побережья морей, водохранилищ и т. д.; B — городские территории, лесные массивы и местности с равномерно расположенными препятствиями высотой более 10 м; C — городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м); c — аэродинамический коэффициент.

На основании статистики многолетних наблюдений за скоростным напором ветра территория СССР разделена на 8 районов по величинам w_0 : Ia, I—VII. При этом, для района Ia величина составляет 0,17 кПа, а для VII — 0,85 кПа. Район определяется по карте «Районирование территории СССР по давлению ветра» [4]. Например, Подмосковский угольный бассейн, а также Солигорск относятся к району I по давлению ветра с $w_0 = 0,23$ кПа, Якутск, Соликамск, Березники, Аппатиты, Эстон-сланец — к району II с $w_0 = 0,30$ кПа, Донецкий и Кузнецкий бассейны, а также районы КАТЭКа, Кривбасса, Норильска, Джезказгана и др., — к району III с $w_0 = 0,38$ кПа, Печорский и Карагандинский бассейны — к IV району с $w_0 = 0,48$ кПа и т. д.

В горных и малоизученных районах значение w_0 определяется по данным метеорологических наблюдений в соответствии с нормативными рекомендациями [4], а также результатов обследования районов строительства с учетом опыта эксплуатации сооружений.

Значения поправочного коэффициента k в зависимости от

Таблица 1.2

Тип местности	Коэффициент k при высоте над поверхностью земли z , м								
	≤ 5	10	20	40	60	100	200	300	≥ 480
A	0,75	1,0	1,25	1,5	1,7	2,0	2,45	2,75	2,75
B	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,6	2,1	2,5	2,75
C	0,4	0,4	0,55	0,8	1,0	1,25	1,8	2,2	2,75

высоты здания или сооружения z и типа местности приведены в табл. 1.2.

Аэродинамические коэффициенты c табулированы в зависимости от конструктивной схемы поверхности здания или сооружения [4]. Например, рекомендуется для вертикальных поверхностей с наветренной стороны $c = +0,8$ и с заветренной стороны $c = -0,6$ (так называемый ветровой отсос).

Коэффициент надежности γ_f при определении расчетной ветровой нагрузки для всех зданий и сооружений принимается равным 1,4.

Снеговая нагрузка определяется мощностью снегового покрова по статистическим данным многолетних наблюдений и профилем здания или сооружения. В расчете на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия нормативное значение снеговой нагрузки находится из выражения

$$s = s_0 \mu, \quad (1.7)$$

где s_0 — нормативная равномерно распределенная нагрузка снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, определяемая согласно [4] в зависимости от района строительства; μ — коэффициент, зависящий от профиля покрытия.

На основании многолетних наблюдений за снежным покровом территория СССР разделена на шесть районов с изменением значений $s_0 = 0,5 \text{ кПа}$ для района I и $s_0 = 2,5 \text{ кПа}$ для района VI. Район определяется по карте «Районирование территории по весу снегового покрова» [4]. Ниже приведены значения s_0 по районам с указанием некоторых регионов горнодобывающей промышленности, принадлежащих этим районам:

I. Донбасс, Кривбасс — $0,5 \text{ кПа}$;

II. Солигорск, районы Эстонсланца, Белгорода, Джезказгана — $0,7 \text{ кПа}$;

III. Подмосковский и Карагандинский бассейны, районы Курска, Свердловской обл., Якутска — 1 кПа ;

IV. Кузнецкий бассейн, район КАТЭКа — $1,5 \text{ кПа}$;

V. Печорский бассейн, районы Аппатитов, Соликамска, Норильска — 2 кПа ;

VI. Побережье Камчатского полуострова, некоторые районы о. Сахалин — 2,5 кПа.

В горных районах значение s_0 устанавливается на основании метеорологических наблюдений в соответствии с нормативами.

Коэффициенты μ нормированы в зависимости от профиля покрытия [4]. Так для одно- и двухскатных плоских покрытий с углом наклона $\alpha \leq 25^\circ$ значение $\mu = 1$, а при $\alpha = 60^\circ$ рекомендуется принимать $\mu = 0$. В интервале $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ значение μ_0 определяют по интерполяции.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f при определении расчетной снеговой нагрузки принимается равным 1,4. Однако, при расчете элементов конструкций покрытий, для которых $P_n/s_0 < 0,8$ γ_f следует принимать равным 1,6, где P_n — нормативное значение равномерно распределенной нагрузки от собственного веса покрытия с учетом веса подвесного стационарного оборудования.

Согласно [4] рекомендуют рассчитывать основания, конструкции, их соединения, здания или сооружения в целом с учетом вероятных неблагоприятных сочетаний усилий от нагрузок и воздействий. При этом сочетания нагрузок и воздействий различают двух видов: основные и особые. Вероятность сочетаний усилий учитывается нормированными коэффициентами сочетаний ψ_i в виде множителей к нагрузкам.

Основные сочетания включают постоянные, временные длительные и кратковременные нагрузки. Если при расчете конструкций учитывается на менее двух временных нагрузок, то их значения следует умножить на коэффициент сочетаний $\psi_i = \psi_1 = 0,95$ для длительных нагрузок и $\psi_i = \psi_2 = 0,9$ для кратковременных. В противном случае, т. е. при учете одной временной нагрузки (длительной или кратковременной), коэффициенты $\psi_1 = \psi_2 = 1$. Временные нагрузки с двумя нормативными значениями (например, снеговая) следует включать в сочетания как длительные с учетом понижающего коэффициента, либо как кратковременные с учетом полного нормативного значения.

Особые сочетания нагрузок включают постоянные, длительные, кратковременные и одну из особых нагрузок. При этом длительные нагрузки должны умножаться на коэффициент сочетаний $\psi_1 = 0,95$, кратковременные — на $\psi_2 = 0,8$, а особая нагрузка принимается без снижения.

Расчет по первой группе предельных состояний следует производить на действие расчетных нагрузок и воздействий, а по второй группе предельных состояний, как правило, — на действие нормативных нагрузок и воздействий, т. е. при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_i = 1$.

1.5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ И ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Для определения внутренних усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) в строительных конструкциях необходимо построить расчетную схему здания или сооружения, которая отражает реальные геометрические размеры и формы, а также действующие нагрузки и особенности работы сооружения, но вместе с тем является схематическим изображением здания или сооружения. При этом следует руководствоваться нормативными рекомендациями о том, что расчетные схемы должны отражать реальные условия с целесообразной степенью точности и ориентировать на стандартные методы расчета и применение ЭВМ при определении внутренних усилий.

Рассмотрим *общие принципы построения расчетных схем* зданий и сооружений горных предприятий.

Каркас одноэтажных зданий принимается, как правило, в виде рам, состоящих из защемленных внизу стоек (колонн) и шарнирно связанных с ними ригелей (ферм или балок). Шарнирное опирание ферм или балок достигается их креплением к колоннам с помощью двух анкерных болтов, поставленных перпендикулярно к плоскости рамы и допускающих поворот на опоре. Шарнирное опирание несущих конструкций покрытия на колонны обеспечивает унификацию этих конструкций и возможность их взаимозаменяемости.

Жесткое защемление стойки рамы в фундаменте достигается устройством фундамента стаканного или пенькового типа для сборных железобетонных колонн или постановкой четырех анкерных болтов, не допускающих взаимного поворота стойки и ее фундамента, для стальных колонн.

На рис. 1.13 в качестве примера приведены поперечный разрез и соответствующая расчетная схема здания подъемных машин шахты «Бессергеновская» ПО «Ростовуголь». Одноэтажное однопролетное здание с сеткой колонн 24×6 м оборудовано мо-

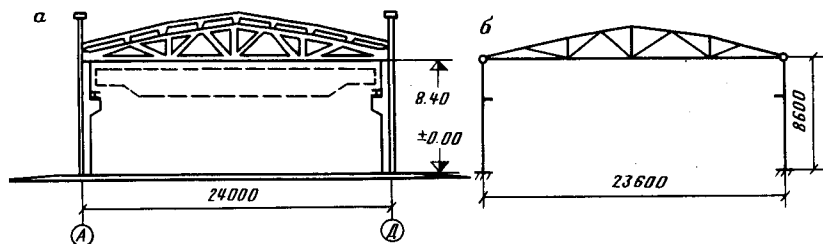


Рис. 1.13. Здание подъемных машин на шахте «Бессергеновская» ПО «Ростовуголь»:

а — поперечный разрез; б — расчетная схема

стовым краном и выполнено из сборного железобетона. Каркас здания состоит из ряда рам, представляющих собой жестко защемленные в фундаменте сборные железобетонные колонны и шарнирно опертые на них железобетонные фермы. Продольная жесткость здания обеспечивается сборными железобетонными крупнопанельными плитами покрытия и крестообразными связями по колоннам в середине здания. Стеновое ограждение выполнено из легкобетонных навесных панелей. Расчетная схема здания в поперечном сечении представляет собой однопролетную однажды статически неопределимую раму с шарнирно-опертым ригелем, который рассчитывается отдельно как ферма на двух опорах.

При конструировании многоэтажных зданий их каркас принимается, как правило, по рамной схеме с жесткими узлами. Обычно используется смешанная рамно-связевая конструктивная схема, т. е. рамная в поперечном и связевая в продольном направлении. Передача ветровых и других горизонтальных нагрузок в продольном направлении осуществляется на связи или лестничные и лифтовые клетки с помощью жестких дисков перекрытий, шарнирно связанных с ригелями.

На рис. 1.14 в качестве примера изображены поперечный разрез административно-бытового комбината шахты «Бессергневская» и расчетная схема здания. Каркас здания состоит из ряда плоских трехпролетных четырехэтажных рам с жесткими узлами и защемленными в фундаментах стойками, связанных многопустотными настилами и стеновым ограждением из навесных легкобетонных панелей. Степень статической неопределимости системы — 36.

Как отмечалось выше, на расчетной схеме должны быть показаны действующие нагрузки в виде сосредоточенных сил, мо-

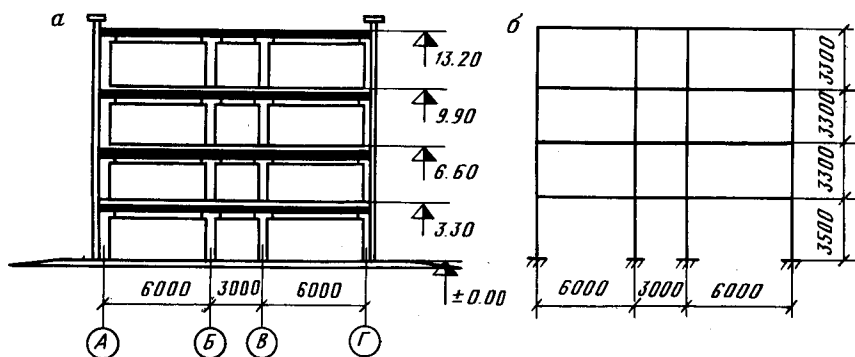
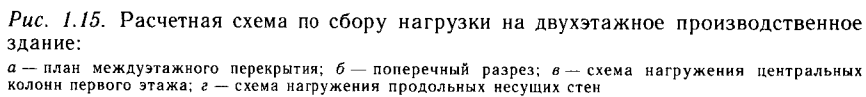


Рис. 1.14. Здание административно-бытового комбината на шахте «Бессергневская» ПО «Ростовуголь»:

а — поперечный разрез; б — расчетная схема



ментов, распределенных усилий и т. п. Графическому изображению нагрузок на расчетной схеме предшествует *сбор нагрузки*.

Для наглядности поясним это на конкретном примере сбора нагрузки для двухэтажного производственного здания, расположенного на поверхности горного предприятия в Свердловской обл. (рис. 1.15). Рассматриваемое здание имеет продольные несущие стены с пилястрами, на которые опираются сборные предварительно напряженные двухскатные балки покрытия, расположенные с шагом 6 м. Междуетажное перекрытие выполнено монолитным, ребристым с балочными плитами. Главные балки перекрытия опираются на несущие стены и промежуточные опоры в виде колонн. Здание оборудовано кран-балкой грузоподъемностью 5 т.

Произведем сбор нагрузки на 1 м^2 покрытия. Для Свердловской области согласно [4] принимаем нагрузку снегового покрова $s_0 = 1 \text{ кПа}$ и при уклоне верхнего пояса балок покрытия $i = 1 : 12$ ($\alpha < 20^\circ$) находим коэффициент перехода $\mu = 1$. Отсюда нормативная снеговая нагрузка по формуле (1.7) составляет $s = 1 \cdot 1 = 1 \text{ кПа}$. Далее сбор равномерно распределенной нагрузки на 1 м^2 покрытия приведен в табл. 1.3.

Нагрузку на 1 м балки покрытия собираем с грузовой площади шириной, равной шагу балок 6 м. Отсюда расчетная нагрузка, передаваемая плитами покрытия, составляет $5,07 \cdot 6 = 30,42 \text{ кН/м}$; нормативная нагрузка — $4,2 \cdot 6 = 25,2 \text{ кН/м}$. Нормативная нагрузка от собственного веса типовых балок покрытия равна $3,4 \text{ кН/м}$, расчетная нагрузка $3,4 \times 1,1 = 3,74 \text{ кН/м}$. Крановая нормативная нагрузка от кран-балки по проекту (см. рис. 1.15)

Таблица 1.3

Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная			
Гидроизоляция (три слоя рубероида или гидроизол толщиной 15 мм)	0,18	1,2	0,22
Выравнивающий слой (асфальтовая стяжка толщиной 20 мм)	0,36	1,2	0,43
Утеплитель (керамзит толщиной 150 мм)	0,9	1,2	1,08
Пароизоляция (1 слой рубероида на битумной мастике или горячий битум за двойное покрытие)	0,06	1,2	0,07
Железобетонные плиты покрытия марки $\frac{\text{ПА-IV}}{1,5 \times 6}$	1,7	1,1	1,87
Временная			
Снег	1	1,4	1,4
Итого	4,2	—	5,07

Таблица 1.4.

Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кН	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН
Постоянная			
Вес пола (метлахская плитка на цементно-песчаном растворе)	0,77	1,1	0,85
Вес железобетонной монолитной плиты перекрытия толщиной 80 мм	2	1,1	2,2
Итого постоянная нагрузка	2,77	—	3,05
Временная	4	1,2	4,8
Всего	6,77	—	7,85

равна 50 кН, расчетная нагрузка $50 \cdot 1,2 = 60$ кН. Нормативная нагрузка от собственного веса тали и участка подкрановой балки длиной 6 м составляет примерно 6 кН, соответствующая расчетная нагрузка $6 \cdot 1,1 = 6,6$ кН. Тогда опорная реакция балки покрытия на левой опоре от расчетных нагрузок в случае расположения монорельса на расстоянии 3 м от опоры

$$R_1 = (30,42 + 3,74) \frac{12}{2} + (60 + 6,6) \frac{12-3}{12} = 254,91 \text{ кН.}$$

Данные о сборе равномерно распределенной нагрузки на 1 м^2 плиты междуэтажного перекрытия 1 (см. рис. 1.15) приведены в табл. 1.4.

Плиты перекрытия передают нагрузку на второстепенные балки 2. Нагрузку на 1 м второстепенной балки перекрытия собираем с грузовой площади шириной, равной пролету плиты 2 м, и сводим в табл. 1.5.

Второстепенные балки передают нагрузку на главные балки 3 перекрытия в виде реакций в местах опирания с грузовой площа-

Таблица 1.5

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная			
вес пола и плиты	$2,77 \cdot 2,0 = 5,54$	1,1	6,1
вес 1 м железобетонной второстепенной балки площадью поперечного сечения $20 \times 40 \text{ см} = 800 \text{ см}^2$	2	1,1	2,2
Итого постоянная нагрузка	7,54	—	8,3
Временная	$4 \cdot 2 = 8$	1,2	9,6
Всего	15,54	—	17,9

ди шириной, равной пролету второстепенных балок 6 м (см. рис. 1.15). Величина такой сосредоточенной силы от расчетной нагрузки $R_2 = 17,9 \cdot 6 = 107,4$ кН включает составляющие от постоянной нагрузки $8,3 \cdot 6 = 49,8$ кН и от временной нагрузки $9,6 \cdot 6 = 57,6$ кН. Кроме того, главная балка с площадью поперечного сечения $30 \times 50 = 1500$ см² воспринимает распределенную нормативную нагрузку от собственного веса $25 \cdot 0,15 = 3,75$ кН/м, которой соответствует расчетная нагрузка $3,75 \times 1,1 = 4,13$ кН/м.

Главные балки передают нагрузку на продольные несущие стены в виде сосредоточенных сил

$$R_3 = 107,4 \frac{4+2}{5,55} + 4,13 \frac{5,55}{2} = 127,6 \text{ кН}$$

и на колонны первого этажа в виде сосредоточенных сил

$$R_4 = 4 \cdot 107,4 + 4,13 \cdot 11,1 - 2 \cdot 127,6 = 220,1 \text{ кН.}$$

Нагрузка на колонны первого этажа приложена центрально и состоит из нагрузки R_4 от главных балок перекрытия, нагрузки R_2 от второстепенных балок перекрытия, проходящих по оси колонн, и от веса колонн $Q_{св}$.

Нагрузка на продольные несущие стены с пилястрами приложена внецентренно и состоит из нагрузки R_1 от балок покрытия, нагрузки R_3 от главных балок перекрытия и нагрузки R_2 от второстепенных балок перекрытия. Кроме того, стены воспринимают поперечную ветровую нагрузку и нагрузку от собственного веса $Q_{св}$.

Колонны и стены передают нагрузку на фундаменты, которые, в свою очередь, вместе с нагрузкой от собственного веса передают ее на основание.

Следующим этапом проектирования после выбора расчетной схемы и сбора нагрузки является *статический расчет* здания или сооружения, т. е. определение внутренних усилий в конструкциях. При проектировании каркасов одно- и многоэтажных зданий возникает, как правило, задача расчета рамных многократно статически неопределимых систем.

При выполнении расчетов рам следует использовать электронные вычислительные машины. Применение ЭВМ позволяет в зависимости от типа используемой программы автоматизировать все или основные этапы расчета.

Наиболее популярным из приближенных методов в инженерной практике является метод распределения неуравновешенных моментов, предложенный американским инженером Х. Кроссом и в дальнейшем развитый рядом советских ученых (К. А. Чалышев, Н. М. Бернадский, К. Н. Карташев, Г. К. Клейн, С. А. Рогицкий).

Расчет внутренних усилий в статически неопределимых желе-

зобетонных конструкциях, выполняемый классическими методами строительной механики или приближенными методами, предполагает упругую работу конструкций. Между тем известно, что железобетон не обладает идеально упругими свойствами. При достижении наиболее напряженными сечениями конструкции момента исчерпания несущей способности в них развиваются трещины, неупругие деформации бетона и текучесть арматуры. Это может привести к появлению в конструкции пластического шарнира, при котором происходит взаимный поворот частей изгибаемого элемента. Однако, если образование пластического шарнира в статически определимой системе будет означать ее разрушение, то в статически неопределимой системе пластический шарнир приводит к уменьшению степени статической неопределимости и к существенному перераспределению внутренних усилий без разрушения. Если, например, в защемленной железобетонной балке сечение опорной арматуры принять несколько меньше, а сечение пролетной арматуры несколько больше расчетных, то текучесть арматуры в опорном сечении позволит воспринять всю расчетную нагрузку за счет увеличения несущей способности балки в пролете. Это означает, что балка может работать при уменьшенных опорных и увеличенных пролетных моментах по сравнению с моментами, определяемыми расчетом по упругой схеме.

Опыты показывают, что в пределах допустимого раскрытия трещин (до 0,3 мм) наблюдается уменьшение разрушающих опорных моментов до 30% за счет соответствующего увеличения пролетного момента, т. е. происходит перераспределение и выравнивание моментов. Схема выравнивания моментов представлена на рис. 1.16 на примере защемленной железобетонной балки (рис. 1.16, а). Изгибающие опорные и пролетные моменты, определяемые в упругой системе (рис. 1.16, б):

$$|M_{оп}| = ql^2/12; M_{пр} = ql^2/24,$$

после выравнивания принимают значения (рис. 1.16, в):

$$|M'_{оп}| = 0,7|M_{оп}| \approx ql^2/17; M'_{пр} = M_{пр} + 0,3|M_{оп}| \approx ql^2/15.$$

Следовательно, за расчетную эпюру в таких балках и других статически неопределимых железобетонных конструкциях можно принимать распределенную эпюру изгибающих моментов, полученную с учетом выравнивания изгибающих моментов от образования пластических шарниров. Развивающиеся неупругие деформации дают возможность искусственно регулировать усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях для упрощения их армирования и снижения расхода материалов.

Действительно, размеры полученного сечения обычно проектируются постоянными по длине балок и определяются при упругой

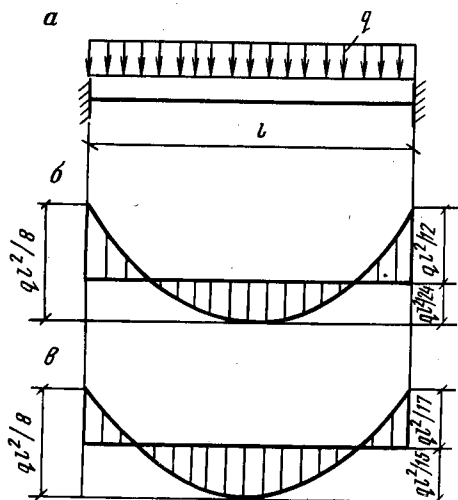


Рис. 1.16. Схема выравнивания изгибающих моментов в защемленной железобетонной балке

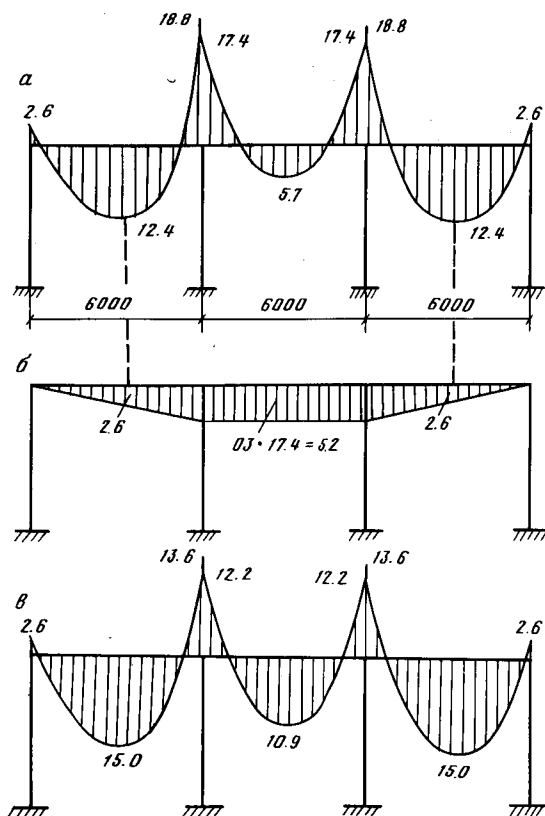


Рис. 1.17. Расчетная схема выравнивания изгибающих моментов (кН·м) в ригелях рамы

работе системы опорными моментами, значительно превосходящими пролетные моменты. Таким образом, балки конструируются с существенным запасом прочности в пролете. Что касается ригелей междуэтажных перекрытий многоэтажных каркасных зданий, то их несущая способность в пролете значительно выше, чем на опоре, так как в сжатую зону бетона включаются полки плит и расчетное поперечное сечение ригелей в пролете имеет тавровую, а не прямоугольную форму, как на опоре. Расчет указанных конструкций с учетом искусственного перераспределения усилий за счет образования пластических шарниров, или, как его называют, расчет по методу предельного равновесия, позволяет повысить эффективность работы конструкций.

Этот метод расчета заключается в определении выравненных изгибающих моментов, действующих на конструкцию к моменту исчерпания ее несущей способности. Под выравненными понимают изгибающие моменты, полученные из расчета упругой системы и уменьшенные или увеличенные с учетом возможного образования пластических шарниров. При этом во избежание раннего развития трещин перераспределение усилий ограничивают таким образом, чтобы в основных расчетных сечениях конструкции количество растянутой арматуры не уменьшилось бы по сравнению с требуемым по расчету упругой системы более, чем на 30%.

Для равнопролетных неразрезных железобетонных балок при действии равномерно распределенной нагрузки q по методу предельного равновесия рекомендуется принимать:

максимальный пролетный момент $M_{\text{п}}^{\text{пр}}$ в первом пролете и опорный момент $M_{\text{п}}^{\text{оп}}$ над опорой 1:

$$M_{\text{п}}^{\text{пр}} = |M_{\text{п}}^{\text{оп}}| = ql_{\text{п}1}^2/11; \quad (1.8)$$

максимальные пролетные моменты $M_{\text{ср}}^{\text{пр}}$ в средних пролетах и опорные моменты $M_{\text{ср}}^{\text{оп}}$ над средними опорами:

$$M_{\text{ср}}^{\text{пр}} = |M_{\text{ср}}^{\text{оп}}| = ql_{\text{п ср}}^2/16. \quad (1.9)$$

Для неравнопролетных неразрезных железобетонных балок данный метод рекомендуют начинать расчет с большего пролета. Если больший пролет $l_{\text{п}1}$ крайний, то момент в нем принимается в пределах:

$$ql_{\text{п}1}^2/14 \leq M_{\text{п}}^{\text{пр}} \leq ql_{\text{п}1}^2/12. \quad (1.10)$$

Если больший пролет $l_{\text{п ср}}$ средний, то

$$ql_{\text{п ср}}^2/16 \leq M_{\text{ср}}^{\text{пр}} \leq ql_{\text{п ср}}^2/14. \quad (1.11)$$

Значения опорных моментов для большего пролета определяют из условия, что полусумма опорных моментов, сложенных с максимальным значением пролетного момента, должна равняться максимальному моменту в однопролетной балке ($ql_{\text{п}}^2/8$). С выпол-

нением этого же условия определяют пролетные и опорные моменты в остальных пролетах и на опорах неразрезных балок.

При действии на статически неопределимую изгибаемую железобетонную конструкцию временных нагрузок необходимо рассматривать их наиболее неблагоприятное сочетание по пролетам, которое дает максимальные значения моментов и поперечных сил как в пролетах, так и на опорах.

В качестве иллюстрации воспользуемся результатами расчета рамы как упругой системы на вертикальную нагрузку (рис. 1.17, а) и произведем выравнивание изгибающих моментов для ригелей перекрытия. Схема выравнивания моментов последовательно представлена на рис. 1.17, б, в. Результаты показывают, что учет развития неупругих деформаций позволяет уменьшить расчетные усилия и запроектировать конструкцию более экономично.

В общем случае для расчета статически неопределимой системы с учетом перераспределения усилий следует сначала рассчитать ее любым методом как упругую систему на действие расчетной постоянной нагрузки и различных случаев невыгодного расположения временной нагрузки. Затем для суммы эпюр усилий от постоянной нагрузки и каждого из невыгодных расположений временной нагрузки производится перераспределение усилий описанным выше способом.

2. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

2.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

Бетон относится к искусственным каменным материалам и обладает значительным сопротивлением сжатию. Путем подбора соответствующего состава и введения специальных добавок можно создать бетон с заданными механическими свойствами. Однако прочность бетона на растяжение остается на порядок меньше, чем прочность на сжатие. Этот недостаток легко устраняется при армировании бетона металлом, в результате чего получается новый строительный материал — железобетон.

Совместная работа бетона и металла оказывается возможной вследствие

прочного сцепления бетона с металлом, что обеспечивает их совместное деформирование под нагрузкой;

близких по величине коэффициентов линейной температурной деформации для бетона ($\alpha \approx 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$) и металла ($\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), что при изменении температура в пределах $100 \text{ } ^\circ\text{C}$ не приводит к появлению внутренних температурных напряжений, нарушающих сцепление бетона с металлом;

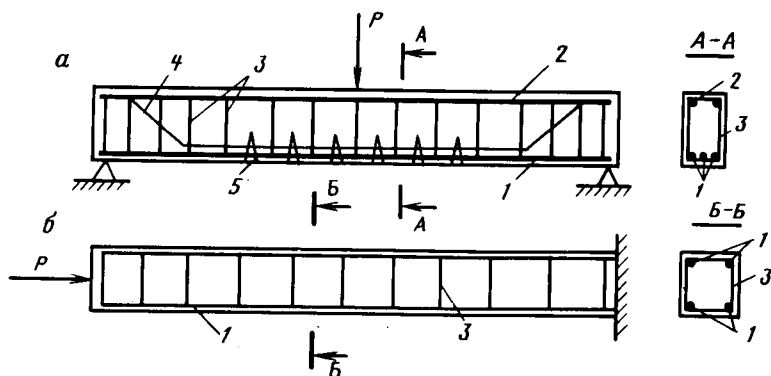


Рис. 2.1. Схема раскладки арматуры железобетонных изгибаемых (а) и внецентренно-сжатых элементов (б)

защищенности металла, заключенного в бетон, от коррозии и непосредственного воздействия огня.

Неармированный бетон применяют в массивных элементах зданий и сооружений (фундаменты, подпорные стенки и т. п.), работающих на сжатие. В дальнейшем к *бетонным конструкциям* будем относить неармированные или слабоармированные конструкции, которые армируются металлом без соответствующего расчета, т. е. по конструктивным соображениям.

Железобетон широко используется для изготовления *железобетонных конструкций*, работающих в условиях изгиба, сжатия, растяжения, кручения (балки, плиты, колонны, фермы, арки, оболочки и т. д.). Преимущественное распространение железобетонных конструкций в современном строительстве вызвано прежде всего их техническими и экономическими преимуществами по сравнению с другими конструкциями. Высокая долговечность, огнестойкость, сопротивляемость атмосферным воздействиям железобетонных конструкций при относительно высокой прочности обеспечивают огромную экономию дорогостоящих стальных конструкций.

Арматура в виде стальных стержней (гибкая арматура) и реже в виде прокатных профилей (жесткая арматура) устанавливается (рис. 2.1), главным образом, для восприятия растягивающих напряжений (рис. 2.1, а), а также для повышения несущей способности сжатых элементов конструкций (рис. 2.1, б). Такая арматура называется рабочей (1, 3, 4) и ее сечение определяется расчетом в отличие от монтажной (2) арматуры, которая устанавливается для монтажа арматурного каркаса или по другим конструктивным соображениям. Рабочая арматура подразделяется на продольную 1, воспринимающую нормальные

напряжения от изгибающих моментов, и поперечную в виде хомутов 3 и отгибов 4, воспринимающую поперечные силы.

По мере увеличения нагрузки P в растянутой зоне бетона появляются поперечные трещины 5, показанные на рис. 2.1, а. Поэтому для повышения трещиностойкости и снижения деформативности конструкций наряду с ненапрягаемой используется напрягаемая рабочая арматура в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях.

К *предварительно-напряженным* относятся такие железобетонные конструкции, в которых до приложения нагрузок в процессе изготовления искусственно создаются значительные сжимающие напряжения в бетоне путем натяжения арматуры. Начальные сжимающие напряжения создаются в тех зонах бетона, которые в дальнейшем работают на растяжение, благодаря чему можно рационально использовать высокопрочные бетоны и стали. В конечном итоге снижаются сечение и стоимость железобетонных конструкций.

При изготовлении предварительно-напряженных конструкций применяют два способа создания предварительного напряжения: на упоры и на бетон. При натяжении на упоры до бетонирования конструкции арматуру закладывают в форму, закрепляя один конец на упоре, а другой — натягивая домкратом или другим приспособлением до заданного контролируемого напряжения. После приобретения бетоном необходимой кубиковой прочности арматуру отпускают с упоров. При восстановлении упругих деформаций арматура в условиях сцепления с бетоном обжимает окружающий бетон.

При натяжении на бетон сначала изготавливают бетонную или слабоармированную конструкцию. При достижении бетоном необходимой прочности (не менее 80 % кубиковой прочности) в нем создают предварительное сжимающее напряжение. Напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировании конструкции, и натягивают на бетон. Каналы создаются путем укладки в бетон извлекаемых пустотообразователей или оставляемых гофрированных стальных трубок. Сцепление арматуры с бетоном создается после нагнетания в каналы цементного теста или раствора под давлением. Сам процесс натяжения арматуры обычно осуществляется одним из следующих способов: механическим, электротермическим или физико-химическим.

Работоспособность бетонных и железобетонных конструкций, в том числе предварительно-напряженных, исследована достаточно детально, как в экспериментальном, так и в теоретическом плане. Результаты этих исследований отражены в действующих нормах проектирования [5, 15], где излагаются расчеты бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп.

Основная особенность работы железобетонных конструкций заключается в том, что неупругие деформации бетона и появления трещин в растянутых зонах оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние и процесс разрушения конструкций. Теория расчета железобетонных конструкций, имеющая в своей основе опытные данные, исходит из предположения о последовательной смене стадий напряженно-деформированного состояния при нагружении конструкций. В качестве примера рассмотрим последовательные стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента (см. рис. 2, I, а) в процессе его нагружения.

При увеличении внешней нагрузки P , когда напряжения в растянутой зоне бетона меньше предельных, можно считать справедливой гипотезу плоских сечений, а напряженно-деформированное состояние элемента — упругим (стадия I). По мере увеличения нагрузки развиваются неупругие деформации в растянутой зоне бетона в виде поперечных трещин (стадия II). При этом в растянутой зоне почти все напряжения передаются на арматуру, но еще не достигают предельных значений для арматуры. В сжатой зоне напряжения в бетоне также меньше предельных. Дальнейший рост нагрузки P поднимает уровень растягивающих напряжений в арматуре и сжимающих напряжений в бетоне соответственно до предельных значений (стадия III), что трактуется действующими нормативами как предельное состояние первой группы. Предполагается, что эпюра напряжений в сжатом бетоне имеет прямоугольное очертание с ординатой, равной расчетному сопротивлению бетона, в растянутом бетоне напряжения равны нулю, а напряжения в растянутой арматуре равны расчетному сопротивлению арматуры.

Изгибаемый железобетонный элемент, армированный предварительно напряженной арматурой, находится в напряженном состоянии еще до начала приложения внешней нагрузки: напряжения в бетоне определяются усилиями предварительного обжатия бетона, а в арматуре — усилиями предварительного натяжения арматуры с учетом всех потерь предварительного натяжения. Иными словами, на этой стадии в элементе наблюдаются установившиеся предварительные напряжения. После приложения внешней нагрузки напряжения предварительного обжатия в растянутой зоне бетона уменьшаются до нуля. Начиная с этого момента и до разрушения, работа изгибаемых элементов с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой принципиально ничем не отличается. Внутренние усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений следует, как правило, определять с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры.

При проектировании конструкций *качество бетона* задается классом по прочности на сжатие В, классом по прочности на осе-

вое растяжение B_t , маркой по морозостойкости F , маркой по водонепроницаемости W , маркой по средней плотности D .

Класс бетона по прочности на сжатие B (МПа) указывает гарантированное с обеспеченностью 0,95 временное сопротивление осевому сжатию бетонных кубиков с размером ребра 15 см, испытанных через 28 суток нормального твердения. Для бетонных и железобетонных конструкций установлены следующие классы тяжелого бетона $B_{3,5}$; B_5 ; $B_{7,5}$; B_{10} ; $B_{12,5}$; B_{15} ; B_{20} ; B_{25} ; B_{30} ; B_{35} ; B_{40} ; B_{45} ; B_{50} ; B_{55} ; B_{60} . Для железобетонных конструкций применение тяжелых бетонов классов по прочности на сжатие ниже $B_{7,5}$ не допускается. Класс бетона B выбирают в зависимости от назначения конструкции и условий ее эксплуатации на основании технико-экономических соображений. Например, для конструкций, работающих в условиях сильного сжатия (колонны нижних этажей многоэтажных зданий и колонны, несущие подкрановые балки) рекомендуется класс бетона не ниже B_{25} ; для конструкций, воспринимающих многократно повторяющиеся нагрузки — не ниже B_{15} ; для изгибаемых конструкций без предварительного напряжения — обычно B_{15} ; для предварительно напряженных конструкций — $B_{20} \div B_{40}$ в зависимости от вида напрягаемой арматуры.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t (МПа) указывает гарантированное (с обеспеченностью 0,95) временное сопротивление бетонных образцов осевому растяжению. Установлены следующие классы бетона: $B_t 0,8$; $B_{t1,2}$; $B_{t1,6}$; B_{t2} ; $B_{t2,4}$; $B_{t2,8}$; $B_{t3,2}$. В ряде сооружений, в частности гидротехнических, класс бетона B_t является основной характеристикой прочности бетона при ее контролируемом значении на производстве.

Марка бетона по морозостойкости F назначается для конструкций, которые подвергаются в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания, и характеризует предельное число таких циклов замораживания и оттаивания. Для тяжелого бетона установлены следующие марки: F_{50} ; F_{75} ; F_{100} ; F_{150} .

Марка бетона по водопроницаемости W назначается для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения водопроницаемости, и характеризует предельное давление воды, еще не вызывающее ее просачивание через бетонные образцы. Установлены следующие марки: W_2 ; W_4 ; W_8 ; W_{10} ; W_{12} . Марки бетона F и W принимаются в зависимости от режима эксплуатации конструкций и значений расчетных зимних температур наружного воздуха.

Марка бетона по средней плотности D указывает на его среднюю плотность (кг/м^3) и назначается для конструкций, к которым кроме требования прочности предъявляются требования теплоизоляции (конструкции из легкого, ячеистого и поризован-

ного бетона). Для таких бетонов установлена марка от D800 до D2000.

Нормативные сопротивления бетона дифференцируются в зависимости от вида напряженного состояния: R_{bn} — нормативное сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность); $R_{btн}$ — нормативное сопротивление осевому растяжению. Эти характеристики определяются в зависимости от класса бетона по прочности при обеспеченности 0,95:

$$R_{bn}=B(0,77-0,00125B), \quad (2.1)$$

но не менее 0,72B;

при отсутствии контроля класса бетона по прочности на осевое растяжение

$$R_{btн}=0,5k\sqrt[3]{B^2}, \quad (2.2)$$

где $k=0,8$ — для бетона класса B35 и ниже; $k=0,7$ для бетонов класса B40 и выше; при контроле класса бетона по прочности на осевое растяжение

$$R_{btн}=B_t. \quad (2.3)$$

Соответствующие *расчетные сопротивления бетона* для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} равны частному от деления нормативных сопротивлений на соответствующие *коэффициенты надежности по бетону*:

$$R_b=R_{bn}/\gamma_{bc}, \quad (2.4)$$

где для тяжелого бетона $\gamma_{bc}=1,3$;

$$R_{bt}=R_{btн}/\gamma_{bt}, \quad (2.5)$$

где для тяжелого бетона при назначении класса бетона по прочности на сжатие $\gamma_{bt}=1,5$, а по прочности на растяжение $\gamma_{bt}=1,3$.

В табл. 2.1 приведены значения расчетных сопротивлений R_b и R_{bt} для тяжелых бетонов в зависимости от класса прочности на сжатие, а также значения начальных модулей упругости E_b , численно равных отношению нормальных напряжений в бетоне к его относительным деформациям при уровне $0,2R_{bn}$.

В соответствии с нормативными рекомендациями расчетные

Т а б л и ц а 2.1

Показатели, МПа	Класс бетона								
	B7,5	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
R_b	4,5	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0
R_{bt}	0,48	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45
$E_b \cdot 10^{-3}$	16,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5

сопротивления R_b и R_{bt} умножаются на коэффициенты условий работы γ_{bi} , которые учитывают особенности свойств бетона, длительность и повторяемость нагрузки, характер работы и размеры сечения конструкции, способ ее изготовления.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ определяются по тем же формулам (2.4) и (2.5), но при коэффициентах надежности по бетону $\gamma_{bc}=1$ и $\gamma_{bt}=1$, т. е. принимаются равными соответствующим нормативным сопротивлениям R_{bn} и $R_{b,tn}$. При этом коэффициенты условий работы $\gamma_{bi}=1$, за исключением расчета железобетонных конструкций по образованию трещин при многократно повторяющейся нагрузке.

Арматура железобетонных конструкций подразделяется и маркируется следующим образом:

1) арматура стержневая горячекатаная гладкая (класс А-I), периодического профиля (классы А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI), термически упрочненная периодического профиля (классы Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI);

2) арматура проволочная из холоднокатаной проволоки обыкновенной периодического профиля (класс Вр-I), высокопрочной гладкой (класс В-II) и периодического профиля (Вр-II), из арматурных канатов семипроволочных (класс К-7) и девятнадцати проволочных (класс К-19).

Арматурную сталь для железобетонных конструкций выбирают при проектировании с учетом назначения конструкций, условий изготовления каркасов (сварка, вязка и т. д.), условий эксплуатации конструкций.

В качестве основной рабочей ненапрягаемой арматуры следует преимущественно применять арматуру класса А-III и допускается применять арматуру класса А-II и А-I, но главным образом для поперечного армирования.

В качестве напрягаемой арматуры при ее длине до 12 м включительно следует преимущественно применять арматуру классов Ат-VI и Ат-V, а при ее длине свыше 12 м — арматуру классов В-II, Вр-II, К-7, К-19.

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} принимаются равными наименьшему контролируемому значению: физического или условного (соответствующего напряжению при остаточном относительном удлинении 0,2 %) предела текучести для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов; напряжения, равного 0,75 временного сопротивления разрыву, для обыкновенной арматурной проволоки. В соответствии с государственными стандартами данные характеристики должны иметь уровень обеспеченности не менее 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s определяются по формуле

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s \quad (2.6)$$

Таблица 2.2

Класс арматуры (диаметр, мм)	Расчетные характеристики арматуры, МПа			
	R_s	R_{sw}	R_{sc}	$E_s \cdot 10^{-4}$
A-I	225	175	225	21
A-II	280	225	280	21
A-III				
(6-8)	355	285	355	
(10-40)	365	290	365	20
A-IV	510	405	400	19
A-V	680	545	400	19
A-VI	815	650	400	19
B-II (3—8)	1240—915	990—730	400	20
Bp-I (3—5)	375—360	270—260	375—360	17
Bp-II (3-8)	1215—850	970—680	400	20
K-7 (6-15)	1210—1080	965—865	400	18
K-19 (14)	1175	940	400	18

с учетом нормированных коэффициентов надежности по арматуре γ_s , которые принимаются равными в зависимости от класса арматуры в интервале от 1,05 до 1,2 для предельных состояний первой группы и равными 1 для предельных состояний второй группы.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} для предельных состояний первой группы при наличии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим значениям R_s , но не более 400 МПа.

В табл. 2.2. приведены расчетные сопротивления арматуры R_s и R_{sc} для предельных состояний первой группы, а также расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw} при расчете наклонных сечений и модули упругости арматуры E_s в зависимости от класса арматуры.

В случаях, установленных нормами [5], расчетные сопротивления арматуры R_s , R_{sc} , R_{sw} для предельных состояний первой группы умножаются на коэффициенты условий работы γ_{si} , учитывающие опасность усталостного разрушения, неравномерное распределение напряжений в сечении, условия анкеровки, изменения свойств стали при особых условиях изготовления. Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ используются в расчетах с коэффициентом условий работы $\gamma_s = 1$.

2.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Рассмотрим расчеты элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы из условия их прочности.

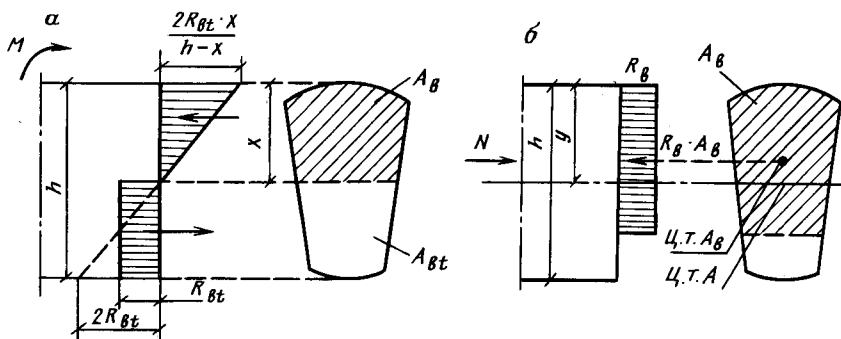


Рис. 2.2. Расчет нормальных сечений бетонных элементов:

а — изгибаемых и внецентренно-сжатых при больших эксцентриситетах; б — внецентренно-сжатых при малых эксцентриситетах

Бетонные конструкции проектируются главным образом для восприятия усилий от сжатия, а также небольших усилий от изгиба, если их разрушение не представляет опасности для жизни людей и сохранности оборудования. Класс бетона не должен быть выше В40. Арматура ставится по конструктивным соображениям в местах резкого изменения размеров сечения, высоты стен, в элементах, подвергающихся воздействию динамических нагрузок. В зависимости от вида напряженного состояния элементы бетонных конструкций рассчитываются на изгиб, сжатие (рис. 2.2) и местное смятие. Ниже рассматривается расчет элементов из тяжелого бетона.

При расчете изгибаемых элементов (рис. 2.2, а) поперечные сечения, нормальные к продольной оси, предполагаются плоскими с эпюрами нормальных напряжений в виде прямоугольника с ординатой R_{bt} в растянутой зоне и в виде треугольника в сжатой зоне с максимальной ординатой $2R_{bt}x/(h-x)$ (h — высота сечения, x — координата нейтральной оси относительно сжатой грани сечения). Предельное состояние характеризуется появлением неупругих деформаций и образованием трещин в растянутой зоне бетона, т. е. расчет производится с учетом сопротивления бетона растянутой зоны. Для рассматриваемого поперечного сечения составляется уравнение моментов всех внешних и внутренних сил относительно нейтральной оси, которое затем преобразуется в расчетное предельное неравенство

$$M \leq R_{bt} W_{pl}, \quad (2.7)$$

где M — изгибающий момент от внешних расчетных нагрузок; W_{pl} — упругопластический момент сопротивления для растянутой грани сечения;

при произвольном очертании сечения

$$W_{pl} = \frac{2J_{b0}}{h-x} + S_{bt}; \quad (2.8)$$

в частном случае прямоугольного сечения с достаточной степенью точности

$$W_{pl} = bh^2/3,5. \quad (2.9)$$

Координата x определяется выражением, которое получается из уравнения проекций всех сил на продольную ось элемента:

$$h-x = 2S_{b0}/A_{bt}. \quad (2.10)$$

Формулы (2.8), (2.9) и (2.10) включают следующие геометрические характеристики: J_{b0} , S_{b0} — соответственно момент инерции и статический момент сжатой части сечения относительно нейтральной оси; S_{bt} , A_{bt} — соответственно статический момент относительно нейтральной оси и площадь растянутой части сечения; b — ширина прямоугольного сечения.

Такие же предпосылки (см. рис. 2.2, а) закладываются в расчет внецентренно сжатых элементов, когда эксцентриситет расчетной продольной силы N с учетом прогибов $e_0\eta$ при основном сочетании нагрузок больше 0,9 y , при особом — больше 0,95 y и при любом — больше $(y-1)$ см, где y — расстояние от центра тяжести всего сечения (ц. т. А на рис. 2.2, б) до наиболее сжатого волокна бетона. Это так называемый первый случай расчета внецентренно сжатых бетонных элементов (*большие эксцентриситеты*). Прочность сечения проверяется по формуле

$$N \leq \frac{1}{e_0\eta - \varphi \frac{W}{A}} R_{bt} W_{pl}, \quad (2.11)$$

где e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, который в элементах статически неопределимых конструкций принимается равным e_{op} , но не более e_a , а в элементах статически определимых конструкций — равным $(e_{op} + e_a)$; e_{op} — эксцентриситет из условий статического расчета конструкций; e_a — случайный эксцентриситет, принимаемый не менее 1/600 свободной длины элемента и $(1/30)h$; η — коэффициент, учитывающий влияние прогиба элемента на значение эксцентриситета e_0 , или коэффициент продольного изгиба, принимаемый при гибкости $l_0/i \leq 14$ равным 1 и при гибкости $l_0/i > 14$ по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}; \quad (2.12)$$

l_0 — расчетная длина внецентренно сжатого элемента (стены или столба), равная его высоте H при опирании на несмещаемые

опоры в виде перекрытий, $(1,25-1,50)H$ при опирании на упруго смещаемые опоры и $2H$ — для свободно стоящего элемента; i — радиус инерции сечения относительно его центра тяжести; N_{cr} — условная критическая сила; φ — коэффициент, который согласно нормативным рекомендациям [5] находится в интервале $0,7 \leq \varphi \leq 1$ и в большинстве случаев может быть принят равным 0,8; W — момент сопротивления для растянутой грани сечения при упругом деформировании бетона; A — площадь нормального сечения элемента.

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{\delta}J}{\varphi l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right), \quad (2.13)$$

где J — центральный момент инерции сечения; φ_l — коэффициент, учитывающий, каким образом на жесткость элемента влияет длительность действия нагрузки

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M}, \text{ но не более } 2,0, \quad (2.14)$$

M_l и M — моменты относительно менее напряженной грани сечения соответственно от длительно действующей части нагрузки (суммы постоянной и длительной нагрузки) и от полной нагрузки; δ_e — коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее

$$\delta_e = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b, \quad (2.15)$$

R_b в формуле (2.15) принимается в мегапаскалях.

Для элементов прямоугольного сечения расчетная формула (2.11) упрощается

$$N \leq \frac{1,75 R_b b h}{\frac{6e_0 \eta}{h} - \varphi}. \quad (2.16)$$

Второй случай расчета внецентренно сжатых элементов, когда эксцентриситеты меньше указанных величин (*малые эксцентриситеты*), характеризуется наступлением предельного состояния (разрушением) сжатого бетона, т.е. при этом не учитывается сопротивление бетона растянутой зоны. Как показано на рис. 2.2, б, учитывается только сопротивление сжатого бетона, где эпюра напряжений принимается прямоугольной с ординатой R_b . Из уравнения проекций всех сил на продольную ось элемента получаем условие прочности

$$N \leq R_b A_b, \quad (2.17)$$

где A_b — площадь сжатой зоны бетона, определяемая для произвольного сечения таким образом, чтобы расчетная продольная

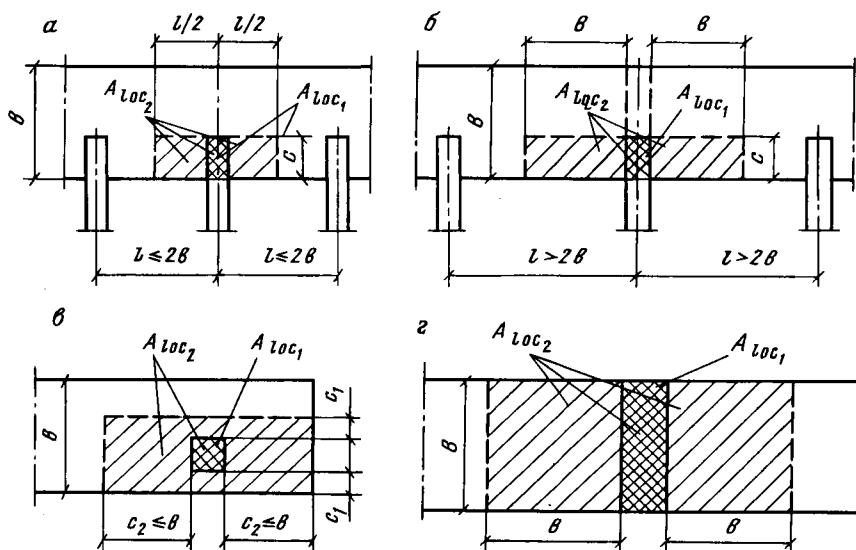


Рис. 2.3. Расчетные схемы передачи опорных нагрузок на бетонные элементы при определении расчетного сопротивления бетона при местном смятии

сила N проходила через ее центр тяжести (ц.т. A_b на рис. 2.2, б), например, для прямоугольного сечения по формуле

$$A_b = b(h - 2e_0\eta).$$

Рассчитываемые по формуле (2.17) внецентренно сжатые элементы, в которых появление трещин в растянутой зоне недопустимо по условиям эксплуатации, должны быть также проверены по формулам (2.11) или (2.16).

При местном сжатии (смятии) бетонных элементов под опорными частями балок, колонн, анкерных плит и других конструкций или оборудования, прочность бетона проверяется по формуле

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{loc1}, \quad (2.18)$$

где N — расчетная нагрузка на площади смятия; $\psi=1$ при равномерном распределении нагрузки и $\psi=0,75$ при неравномерном распределении нагрузки (например, под концами балок, прогонов, перемычек) на площади смятия A_{loc1} , которая на рис. 2.3 обозначена двойной штриховкой. Расчетное сопротивление бетона (при местном смятии) $R_{b,loc}$ принимается больше R_b и находится из выражения

$$R_{b,loc1} = \alpha \varphi_b R_b,$$

где $\alpha = 1$ для бетона классов ниже В25 и $\alpha = 13,5R_{bt}/R_b$ для бетона классов В25 и выше;

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}},$$

но не более 2,5 для бетона классов выше В7,5 и не более 1,5 для бетонов классов В7,5; В5; В3,5 при опирании, показанном на рис. 2.3, и не более 1 при опирании на край элемента независимо от класса бетона; A_{loc2} — расчетная площадь сечения, определяемая по рис. 2.3 и равная A_{loc1} при краевом опирании.

Железобетонные конструкции проектируются для восприятия усилий от изгиба, сжатия и растяжения. В соответствии с нормативными указаниями [5] по предельным состояниям первой группы производится расчет всех железобетонных конструкций на усилия внешних нагрузок (в стадии эксплуатации), а предварительно напряженных конструкций, кроме того, на усилия предварительного обжатия (в стадии изготовления).

Расчет по предельным состояниям первой группы, т. е. по несущей способности, включает расчет железобетонных элементов из условия прочности нормальных и наклонных сечений. Прочность нормальных сечений проверяется в изгибаемых, сжатых и растянутых элементах; наклонных сечений — главным образом в изгибаемых элементах. Рассмотрим общие принципиальные положения расчета прочности нормальных сечений, справедливые для изгибаемых, сжатых и растянутых элементов с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой.

Для расчета прочности нормального сечения произвольного очертания (рис. 2.4) в самом общем случае косоугольного изгиба, внецентренного сжатия и растяжения элемента используются условия статического равновесия. Составляется уравнение моментов ($\Sigma M = 0$) внешних и внутренних сил, действующих в рассмат-

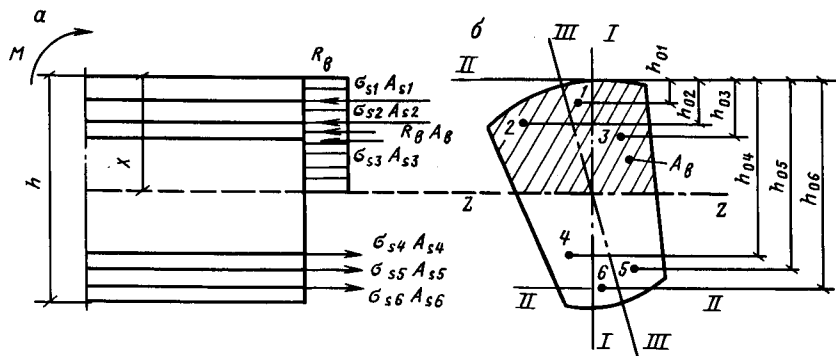


Рис. 2.4. Общий случай расчета прочности нормальных сечений железобетонных конструкций

риваемом сечении (рис. 2.4, а), которое затем представляется в виде предельного неравенства

$$M \leq \pm (R_b S_b - \Sigma \sigma_{si} S_{si}), \quad (2.19)$$

где в сжатых и растянутых элементах $M = Ne$. Кроме того, составляется уравнение проекций ($\Sigma X = 0$) внешних и внутренних сил на продольную ось элемента

$$N = \pm (R_b A_b - \Sigma \sigma_{si} A_{si}), \quad (2.20)$$

которое используется для определения высоты условной сжатой зоны сечения x .

В формулах (2.19) и (2.20) принято следующее правило знаков перед круглыми скобками: плюс — в изгибаемых и сжатых элементах; минус — в растянутых элементах. Введены условные обозначения (см. поперечное сечение элемента произвольного очертания, показанное на рис. 2.4, б): M — в изгибаемых элементах проекция момента внешних сил на плоскость $I-I$, перпендикулярную к прямой $z-z$, ограничивающей условную сжатую зону сечения (заштрихованную на рисунке) с равномерно распределенными напряжениями R_b ; N — в сжатых и растянутых элементах внешняя продольная сила; A_b — площадь условной сжатой зоны сечения, имеющая высоту x ; A_{si} — площадь i -го стержня арматуры; S_b — статический момент площади A_b относительно оси $II-II$, параллельной ограничивающей прямой $z-z$ и проходящей при сжатии и изгибе через центр тяжести наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры, а при растяжении через точку в сжатой зоне, которая наиболее удалена от ограничивающей прямой $z-z$; S_{si} — статический момент площади A_{si} относительно той же оси; e — эксцентриситет продольной силы N относительно той же оси; h_{0i} — расстояние от сжатой точки сечения, наиболее удаленной от ограничивающей прямой $z-z$, до оси, проходящей через центр тяжести сечения i -го стержня и параллельной ограничивающей прямой.

Напряжения σ_{si} в i -м стержне продольной арматуры при растяжении принимаются положительными и не более расчетного сопротивления R_{si} ; а при сжатии — отрицательными и по абсолютной величине не более R_{sci} (расчетные сопротивления R_{si} и R_{sci} в необходимых случаях умножаются на коэффициенты условий работы). В напрягаемой арматуре, расположенной в зоне, сжатой от внешней нагрузки, напряжения σ_{si} принимаются не менее взятых с обратным знаком напряжений:

$$\sigma_{sci} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{spi}, \text{ МПа}, \quad (2.21)$$

где $\sigma_{sc,u}$ — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое равным 400 МПа при использовании коэффициента условной работы бетона $\gamma_{b2} \geq 1$, равным 500 МПа при $\gamma_{b2} < 1$ и равным 330 МПа при расчете в стадии предварительного обжа-

тия; σ'_{spi} — предварительное напряжение (МПа) i -го стержня рассматриваемой арматуры с учетом потерь в зависимости от стадии работы элемента; γ_{sp} — коэффициент точности предварительного напряжения рассматриваемой арматуры, который при механическом способе натяжения арматуры и неблагоприятном влиянии предварительного напряжения принимается равным 1,1, при благоприятном — 0,9, а при определении потерь предварительного напряжения арматуры, при расчете по раскрытию трещин и по деформациям — равным нулю.

Действительное напряжение в продольной арматуре

$$\sigma_{si} = \sigma_{sc,u} \frac{(\omega - \xi_i)1,1}{(1,1 - \omega)\xi_i} + \sigma_{spi}, \quad (2.22)$$

где ω — характеристика деформационных свойств бетона, определяемая для тяжелых бетонов по формуле

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b, \quad (2.23)$$

где R_b — в мегапаскалях; ξ_i — относительная высота условной сжатой зоны бетона для i -го стержня, равная

$$\xi_i = x/h_{oi}; \quad (2.24)$$

σ_{spi} — предварительное напряжение (МПа) i -го стержня в рассматриваемой стадии эксплуатации, принимаемое при коэффициенте γ_{sp} , назначаемом в зависимости от расположения стержня.

Остановимся более подробно на определении σ_{sp} , так как это представляет *особенность расчета предварительно напряженных конструкций*. Предварительное напряжение σ_{sp} в напрягаемой стержневой и проволочной арматуре должно приниматься с учетом допустимых отклонений p из условий:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} + p &\leq R_{s,ser}, \\ \sigma_{sp} - p &\geq R_{s,ser}, \end{aligned} \quad (2.25)$$

где при механическом способе натяжения арматуры $p = 0,05\sigma_{sp}$, а при электротермическом и электротермомеханическом

$$p = 30 + \frac{360}{l} \quad (\text{здесь } p \text{ в мегапаскалях}) \quad (2.26)$$

l — длина напрягаемого стержня арматуры, м.

Величина σ_{sp} вводится в расчет с указанным выше коэффициентом точности натяжения арматуры γ_{sp} , который при электротермическом способе натяжения принимается по формуле

$$\gamma_{sp} = 1 \pm 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right),$$

где n_p — число напрягаемых стержней.

При расчете предварительно напряженных железобетонных

конструкций должны учитываться неизбежные потери σ_n предварительного напряжения арматуры, которые нормированы и в любом случае принимаются не менее 100 МПа. Полные потери напряжений σ_n (МПа) представляются в виде суммы $\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2}$, где σ_{n1} — первые потери, т. е. до окончания обжатия бетона; σ_{n2} — вторые потери, т. е. после обжатия бетона. Рассмотрим нормативные *рекомендации по определению первых потерь* σ_{n1} .

Потери напряжений от релаксации напряжений арматуры определяются только при натяжении на упоры: для стержневой арматуры при механическом натяжении

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20, \quad (2.27)$$

при электротермическом

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp}; \quad (2.28)$$

для проволочной арматуры при механическом натяжении

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}, \quad (2.29)$$

при электротермическом

$$\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp},$$

где σ_{sp} — принимается без учета потерь в мегапаскалях.

Потери напряжений за счет разности температур Δt (°C) арматуры и упоров, которые определяются только при натяжении на упоры:

для бетона классов В15—В40

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t, \quad (2.30)$$

для бетона классов В45 и выше

$$\sigma_2 = 1,0\Delta t. \quad (2.30')$$

Потери напряжений вследствие деформаций анкерных устройств, обжатия шайб или прокладок в сплошных конструкциях:

$$\sigma_3 = (\Delta l_1 + \Delta l_2) \frac{E_s}{l}, \quad (2.31)$$

где Δl_1 — деформации в анкерном устройстве за счет обжатия шайб или прокладок, принимаемые равными 1 мм при натяжении на бетон и 2 мм при натяжении на упоры, а также за счет смещения стержней в инвентарных зажимах при натяжении на упоры, определяемые по формуле $\Delta l_1 = 1,25 + 0,15d$ (d — диаметр стержня, мм); Δl_2 — деформации за счет податливости анкеров в расчете 1 мм на каждый анкер при натяжении на бетон и равные нулю при натяжении на упоры; l — длина напря-

гаемой арматуры, мм; E_s — модуль упругости напрягаемой арматуры; при электротермическом способе натяжения $\sigma_3 = 0$.

Потери напряжений за счет трения арматуры о стенки каналов при натяжении на бетон и об огибающие приспособления при натяжении на упоры

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \theta \delta}} \right), \quad (2.32)$$

где ω — коэффициент, учитывающий отклонение канала от его проектного положения в расчете на 1 м длины и принимаемый равным 0,003 для каналов с металлической поверхностью; 0,0015 — для каналов с бетонной поверхностью при гибком каналообразователе и 0 — при жестком каналообразователе; при натяжении на упоры $\omega = 0$; x — длина (м) участка канала от натяжного устройства до расчетного сечения; δ — коэффициент, принимаемый равным 0,25 при натяжении на упоры и принимаемый при натяжении на бетон для каналов с металлической поверхностью равным 0,35 в случае прядевой арматуры и 0,4 в случае стержневой арматуры периодического профиля, а для каналов с бетонной поверхностью равным соответственно 0,55 и 0,65; θ — суммарный угол поворота оси арматуры; σ_{sp} — принимается без учета потерь.

Потери напряжений от деформации стальной формы, которые определяются только при натяжении на упоры

$$\sigma_5 = \frac{n-1}{kn} \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.33)$$

где n — число группы стержней, натягиваемых одновременно; k — коэффициент, принимаемый равным 2 при натяжении с помощью домкратов и 4 при натяжении намоточной машиной; Δl — расчетное сближение упоров формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; при электротермическом способе натяжения $\sigma_5 = 0$.

Потери от быстронатекающей ползучести σ_6 , определяемые только при натяжении на упоры, вычисляются в зависимости от отношения $\eta = \sigma_{bp}/R_{bp}$, где σ_{bp} — напряжения в бетоне на уровне напрягаемой арматуры от усилия предварительного обжатия, вычисленные с учетом потерь σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_4 и σ_5 ; R_{bp} — передаточная прочность бетона, т. е. прочность бетона к моменту его обжатия, которая назначается не менее 11 МПа, при напрягаемой арматуре классов А-VI, К-7, К-19 — не менее 15,5 МПа и, кроме того, не менее 50 % принятого класса бетона.

Потери σ_6 для бетона естественного твердения:

$$\begin{aligned} \sigma_6 &= 40\eta \quad \text{при } \eta \leq \alpha, \\ \sigma_6 &= 40\alpha + 85\beta(\eta - \alpha) \quad \text{при } \eta > \alpha, \end{aligned} \quad (2.34)$$

где $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp}$, но не более 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, но

Таблица 2.3

Способ натяжения арматуры и условия твердения бетона	σ_8 для класса бетона В, МПа		
	≤ 35	40	≥ 45
На упоры и естественном твердении бетона	40	50	60
На упоры и пропаренном бетоне	35	40	50
На бетон	30	35	40

не более 2,5 и не менее 1,1; для бетона, подвергнутого тепловой обработке, вычисленные таким образом потери σ_6 следует уменьшить на 15 %.

Рассмотрим нормативные рекомендации по определению вторых потерь $\sigma_{п2}$, т. е. после обжатия бетона. Потери от релаксации напряжений σ_7 , которые в этом случае определяются только при натяжении на бетон, следует вычислять для стержневой арматуры по формуле (2.27), а для проволоочной — по формуле (2.29).

Потери напряжений от усадки бетона σ_8 назначаются в зависимости от класса, условий твердения бетона и способа натяжения арматуры и для тяжелого бетона приведены в табл. 2.3.

Потери от ползучести бетона σ_9 вычисляются независимо от способа натяжения арматуры и для тяжелого бетона естественного твердения составляют:

$$\sigma_9 = 150\eta \text{ при } \eta \leq 0,75, \quad (2.35)$$

$$\sigma_9 = 300(\eta - 0,375) \text{ при } \eta > 0,75, \quad (2.36)$$

где $\sigma_{бр}$ — напряжения в бетоне на уровне напрягаемой арматуры от усилий предварительного обжатия, вычисленные с учетом первых потерь $\sigma_{п1}$. При тепловой обработке бетона потери σ_9 уменьшаются на 15 %.

Потери напряжений вследствие смятия бетона под витками кольцевой напрягаемой на бетон арматуры (например, в конструкциях труб и резервуаров) при диаметре конструкций до 3 м:

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22d_{ext},$$

где d_{ext} — наружный диаметр конструкции, см. При больших диаметрах конструкций $\sigma_{10} = 0$.

Потери напряжений от деформаций обжатия стыков между элементами составных конструкций при натяжении на бетон определяются по формуле

$$\sigma_{11} = n \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.37)$$

где n — число стыков между элементами на участке длины натягивания арматуры l (мм); Δl — деформация в стыке, равная 0,5 мм

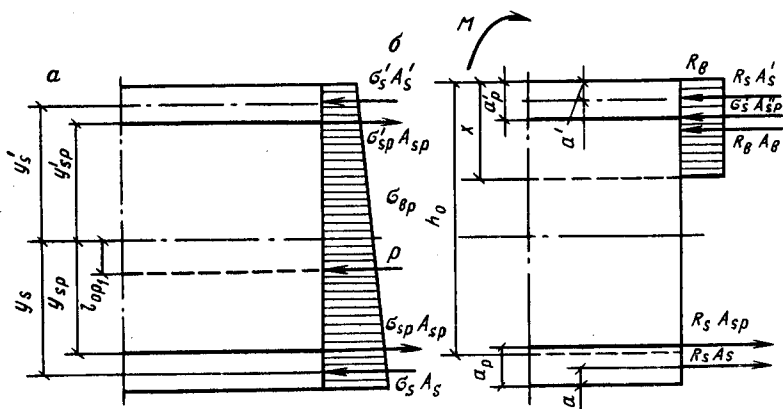


Рис. 2.5. Схема расчета прочности нормальных сечений предварительно напряженных железобетонных элементов

на каждый стык при сухом контакте между элементами и 0,3 мм — при наличии раствора или бетона в стыке.

Напряжения в бетоне σ_{bp} , входящие в формулы (2.34), (2.35) и (2.36), определяются из условия внецентренного обжатия приведенного сечения элемента продольной силой P , представляющей равнодействующую усилий во всей продольной арматуре (рис. 2.5, а) и имеющей эксцентриситет e_{op} относительно центра тяжести площади A_{red} приведенного сечения:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}}{J_{red}} y, \quad (2.38)$$

где

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s; \quad (2.39)$$

$$Pe_{op} = \sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s; \quad (2.40)$$

$$A_{red} = A + \frac{E_s}{E_b} (A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s); \quad (2.41)$$

J_{red} — момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяется напряжение σ_{bp} ; A_{sp} , A_s — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры в наиболее обжатой зоне сечения (в центрально сжатых и растянутых элементах имеется в виду вся площадь сечения арматуры); A'_{sp} , A'_s — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры в менее обжатой зоне сечения; σ_{sp} , σ'_{sp} — напряжения соответственно в напрягаемой арматуре A_{sp} и A'_{sp} , определяемые в стадии обжатия бетона с учетом первых потерь $\sigma_{п1}$ и в стадии эксплуатации с

учетом первых σ_{n1} и вторых потерь σ_{n2} , а также с учетом коэффициента точности натяжения арматуры γ_{sp} ; σ_s , σ'_s — напряжения соответственно в ненапрягаемой арматуре A_s и A'_s , которые в стадии эксплуатации принимаются равными потерям напряжений от усадки и ползучести бетона ($\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$), а в стадии обжатия бетона — потерям от быстронатекающей ползучести бетона σ_6 ; y_{sp} , y'_{sp} , y_s , y'_s — расстояния от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести приведенного сечения, до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в арматуре A_{sp} , A'_{sp} , A_s , A'_s ; A — площадь поперечного сечения бетона с учетом ослаблений каналами, пазами и т. п.

Как следует из изложенного выше, при определении напряжений в бетоне и арматуре предварительно напряженных конструкций приходится учитывать потери напряжений до окончания обжатия σ_{n1} и после обжатия σ_{n2} бетона. В зависимости от способа натяжения арматуры они имеют следующие значения:

при натяжении на упоры

$$\begin{aligned}\sigma_{n1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6, \\ \sigma_{n2} &= \sigma_8 + \sigma_9;\end{aligned}\tag{2.42}$$

при натяжении на бетон

$$\begin{aligned}\sigma_{n1} &= \sigma_3 + \sigma_4, \\ \sigma_{n2} &= \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.\end{aligned}\tag{2.43}$$

Тогда контролируемое натяжение арматуры на бетон равно: для арматуры A_{sp}

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \frac{E_s}{E_b} \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y_{sp}}{J_{red}} \right),\tag{2.44}$$

для арматуры A'_{sp}

$$\sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \frac{E_s}{E_b} \left(\frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}y'_{sp}}{J_{red}} \right),\tag{2.45}$$

где σ_{sp} и σ'_{sp} — определены без учета потерь предварительного напряжения; P , e_{op} — должны быть вычислены по формулам (2.39) и (2.40) после проявления потерь σ_{n1} . Контролируемое натяжение арматуры на упоры равно:

для арматуры A_{sp}

$$\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4,\tag{2.44'}$$

для арматуры A'_{sp}

$$\sigma'_{con1} = \sigma'_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4.\tag{2.45'}$$

При этом установившееся предварительное напряжение арматуры независимо от способа натяжения равно:

для арматуры A_{sp}

$$\sigma_{sp} = (\sigma_{n1} + \sigma_{n2}) - \frac{E_s}{E_b} \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y_{sp}}{J_{red}} \right);\tag{2.46}$$

для арматуры A'_{sp}

$$\sigma'_{sp} = (\sigma_{п1} + \sigma_{п2}) - \frac{E_s}{E_b} \left(\frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{оп} y'_{sp}}{J_{red}} \right), \quad (2.47)$$

где P — вычислено по формуле (2.39) после проявления потерь $\sigma_{п1}$ и $\sigma_{п2}$.

На основании вышеизложенного, проанализируем формулу (2.22). Если определяемое по формуле (2.22) напряжение σ_{si} в арматуре классов А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 находится в интервале $\beta R_{si} < \sigma_{si} < R_{si}$, рекомендуется пользоваться формулой

$$\sigma_{si} = \left[\beta + (1-\beta) \frac{\xi_{eli} - \xi_i}{\xi_{eli} - \xi_{Ri}} \right] R_{si} \leq R_{si}, \quad (2.48)$$

где ξ_{Ri} , ξ_{eli} — относительные высоты условной сжатой зоны бетона, отвечающие достижению в i -м стержне соответственно напряжений R_{si} и βR_{si} , которые определяются по формуле

$$\xi_{Ri(eli)} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s, Ri(eli)}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (2.49)$$

где $\sigma_{s, Ri} = R_{si} + 400 - \sigma_{spi} - \Delta \sigma_{spi}$, МПа;
 $\sigma_{s, eli} = \beta R_{si} - \sigma_{spi}$, МПа; (2.50)

$\sigma_{sc, u}$ — определяется по рекомендациям формулы (2.21); при механическом и автоматизированных электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры классов А-IV, А-V, А-VI

$$\Delta \sigma_{spi} = 1500 \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} - 1200 \geq 0; \quad \beta = 0,5 \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} + 0,4 \geq 0,8; \quad (2.51)$$

при других способах натяжения указанной арматуры и любых способах натяжения арматуры В-II, Вр-II, К-7, К-19

$$\Delta \sigma_{spi} = 0, \quad \beta = 0,8; \quad (2.52)$$

σ_{spi} определяется с учетом потерь σ_3 , σ_4 , σ_5 при $\gamma_{sp} < 1$.

В общем случае косоуго изгиба (см. рис. 2.4, б) при определении границы сжатой зоны должно соблюдаться условие параллельности плоскостей действия внешних и внутренних моментов, а в случае косоуго внецентренного сжатия и растяжения — условие расположения на одной прямой (прямая III—III) точек приложения внешней продольной силы и равнодействующих сжимающих и растягивающих внутренних усилий.

В частном случае плоского изгиба, сжатия и растяжения, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, эти условия всегда удовлетворяются и

расчеты значительно упрощаются. В этом случае относительная высота сжатой зоны сечения ξ_R , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению, определяется из общего выражения (2.49), которое преобразуется к виду

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (2.53)$$

где σ_{sR} — напряжение в стержнях арматуры (МПа), определяемое по формуле (2.50), которая преобразуется к виду

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}; \quad (2.54)$$

R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом коэффициентов условий работы γ_{si} , кроме коэффициента условий работы высокопрочной арматуры γ_{s6} ; σ_{sp} определяется по рекомендациям формулы (2.49); $\Delta\sigma_{sp}$ определяется в зависимости от класса арматуры: А-I, А-II, А-III, А-III_B, Вр-I — $\Delta\sigma_{sp} = 400$ МПа; А-IV, А-V, А-VI — $\Delta\sigma_{sp} \geq 0$ и определяется по первой формуле (2.51); В-II, Вр-II, К-7, К-19 — $\Delta\sigma_{sp} = 0$; $\sigma_{sc,u}$ — определяется по рекомендациям формулы (2.21).

Величина ξ_{Ri} имеет первостепенное значение в расчете нормальных сечений железобетонных конструкций, которое заключается в следующем. В нормально армированных изгибаемых элементах и в сжатых элементах с большими эксцентриситетами разрушение начинается с растянутой арматуры, где напряжения σ_{si} достигают расчетных сопротивлений, что будем классифицировать как первый случай расчета нормальных сечений. В переармированных изгибаемых элементах и сжатых элементах с малыми эксцентриситетами потеря несущей способности обычно наступает в результате разрушения бетона сжатой зоны, в то время как уровень напряжений в арматуре σ_{si} меньше величины расчетных сопротивлений. В дальнейшем это будем классифицировать как второй расчетный случай. Эти два расчетных случая разграничены величиной ξ_{Ri} .

При $\xi_i \leq \xi_{Ri}$ будем иметь первый расчетный случай и соответствующие напряжения σ_{si} , входящие в основные расчетные формулы (2.19) и (2.20), следует положить равными R_{si} или R_{sci} в зависимости от их знака, а при $\xi_i > \xi_{Ri}$ будем иметь второй расчетный случай, когда соответствующие напряжения σ_{si} необходимо определять по формулам (2.22) и (2.48).

Эти общие положения справедливы для расчета железобетонных элементов с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой. Кроме того, при расчете предварительно напряженных элементов напряжения в напрягаемой арматуре A_{sp} следует положить равными σ_{sci} по формуле (2.21), независимо от расчетного случая, а на-

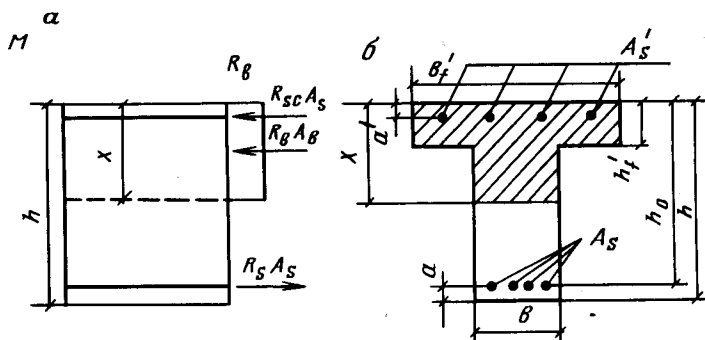


Рис. 2.6. Схема к расчету прочности нормальных сечений тавровых железобетонных конструкций

пряжения в напрягаемой арматуре A_{sp} , не имеющей физического предела текучести, при $\xi_i < \xi_{Ri}$ необходимо положить равными $R_{si}\gamma_{s6}$, где γ_{s6} — коэффициент условий работы высокопрочной арматуры, определяемый по формуле

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi_i}{\xi_{Ri}} - 1 \right) \leq \eta, \quad (2.55)$$

где $\eta = 1,10$ для арматуры класса А-VI, $\eta = 1,15$ для арматуры классов А-V, В-II, Вр-II, К-7, К-19 и $\eta = 1,2$ для арматуры класса А-IV.

Рассмотрим более подробно случай плоского деформирования сечений, имеющих хотя бы одну ось симметрии, когда два указанных расчетных случая разграничиваются величиной ξ_R , определяемой по формуле (2.53). Вначале рассмотрим *прочность нормальных сечений железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой* (рис. 2.6), работающих в условиях изгиба, сжатия и растяжения. *Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов* проанализируем на примере тавровых сечений с полкой в сжатой зоне (рис. 2.6, а), которые характерны для сборных железобетонных балок и для элементов монолитных железобетонных перекрытий. Кроме того, расчетные формулы для различных вариантов прямоугольного сечения получаются как частный случай из формул для таврового сечения. Другие распространенные формы сечений изгибаемых элементов в процессе расчета приводятся к прямоугольному или тавровому сечению. При расчете таврового сечения с полкой в растянутой зоне свесы полки не учитываются (сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю) и сечение рассчитывается как прямоугольное с сохранением растянутой арматуры в ребре. По тем же соображениям не учитывается бетон свесов полки в растянутой зоне при расчете двутаврового сечения. Коробчатое сечение приводится к эквивалентно-

му тавровому с полкой в сжатой зоне, имеющей ту же ширину и высоту, и стенкой, ширина которой равна сумме толщин ребер коробчатого сечения, а вся растянутая арматура сосредоточена в стенке при сохранении той же рабочей высоты сечения.

При этом вводимая в расчет ширина свеса сжатой полки в каждую сторону от продольного ребра $0,5 (b'_f - b)$ не должна превышать $1/6$ пролета рассчитываемого элемента и зависит от конструкции элемента: при наличии поперечных ребер и высоте полки $h'_f \geq 0,1h$, где h — высота сечения, эта ширина должна быть не более $1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами; при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними, превышающих расстояния между продольными ребрами, и при $h'_f < 0,1h$ — не более $6h'_f$; при консольных свесах полки и при $h'_f \geq 0,1h$ — не более $6h'_f$, при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ — не более $3h'_f$, при $h'_f < 0,05h$ — свесы полки не учитываются в расчете.

При расчете нормально армированного (*первый расчетный случай*) таврового сечения прежде всего определяется положение границы условной сжатой зоны. Если граница сжатой зоны проходит в пределах полки, т. е. $x \leq h'_f$, сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной $b = b'_f$. Когда граница проходит в стенке ($x > h'_f$), сжатая зона имеет тавровое сечение (см. рис. 2.6, б). Необходимые расчетные формулы получим из (2.19) и (2.20), положив $N = 0$, $\sigma_s = R_s$ для растянутой арматуры A_s и $\sigma_s = -R_{sc}$ для сжатой арматуры A'_s , сохранив знак плюс перед круглыми скобками и вычислив моменты внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$M \leq R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_b (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (2.56)$$

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s, \quad (2.57)$$

где $h_0 = h - a$ — рабочая высота сечения; a — расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до растянутой грани; a' — расстояние от равнодействующей усилий в сжатой арматуре до сжатой грани балки. Записав правые части формул (2.56) и (2.57) для положения границы сжатой зоны по нижнему краю полки, т. е. отбросив первый член и положив во втором члене $b = 0$, получим условие положения границы в полке:

$$M \leq R_b b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.58)$$

или

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s. \quad (2.59)$$

Если это условие не соблюдается, граница сжатой зоны проходит в стенке.

Из формул (2.56) и (2.57), положив второй член в правых частях равным нулю, получим, как частный случай, расчетные формулы для прямоугольного сечения с растянутой и сжатой арматурой (A_s и A'_s):

$$M \leq R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.60)$$

$$R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s, \quad (2.61)$$

а положив равными нулю второй и третий члены в правых частях (2.56) и (2.57), — расчетные формулы для прямоугольного сечения с растянутой арматурой (A_s):

$$M < R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (2.62)$$

$$R_s A_s = R_b b x. \quad (2.63)$$

При проектировании железобетонных конструкций чаще всего встречаются задачи двух типов: проверка несущей способности при известных размерах сечения элемента (h_0 , a' , a , b , b_f , h_f), сечениях продольной арматуры (A_s , A'_s) и характеристиках материалов (R_b , R_s , R_{sc}); подбор сечения растянутой арматуры A_s при известных характеристиках материалов, размерах сечения элемента и сечении сжатой арматуры A'_s , которая в большинстве случаев ставится по конструктивным соображениям.

Для выполнения таких расчетов целесообразно ввести дополнительные обозначения, связанные, главным образом, с вычислением высоты условной сжатой зоны x , и переписать общие формулы (2.56) и (2.57) следующим образом:

$$M \leq A_0 b h_0^2 R_b + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5 h_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.64)$$

$$R_s A_s = \xi b h_0 R_b + R_b (b_f - b) h_f + R_{sc} A'_s, \quad (2.65)$$

где

$$A_0 = \xi \gamma, \quad \xi = x/h_0, \quad \gamma = 1 - 0,5 \xi. \quad (2.66)$$

Для практических расчетов коэффициенты A_0 и γ табулированы (табл. 2.4) в зависимости от величины относительной высоты сжатой зоны ξ .

Тогда при проверке несущей способности элемента уравнение (2.65) решается относительно ξ . Затем по табл. 2.4 определяется соответствующий коэффициент A_0 и подставляется в условие (2.64), выполнение которого указывает на достаточную несущую способность элемента по нормальному сечению. В противном случае необходимо изменить конструктивные параметры элемента.

При определении сечения растянутой арматуры A_s условие (2.64) рассматривается как уравнение и решается относительно

Таблица 2.4

ξ	γ	A_0	ξ	γ	A_0
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,308
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,049	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,086	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,20	0,9	0,18	0,55	0,725	0,4
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,234	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,672	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,665	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

коэффициента A_0 . Далее по табл. 2.4 находят соответствующее значение ξ , подставляют в уравнение (2.65) и решают его относительно A_s . Расчет прямоугольных сечений отличается лишь неучетом второго и третьего членов в правых частях (2.64) и (2.65), как указывалось выше.

В процессе определения A_0 из условия (2.64) может получиться

$$A_0 > A_{0R} = \xi_R(1 - 0,5\xi_R), \quad (2.67)$$

что указывает на возможность потери несущей способности элемента вследствие разрушения бетона сжатой зоны, т. е. сечение переармировано и следует рассматривать второй расчетный случай. Тогда целесообразно увеличить сечение сжатой арматуры, а

в элементах, имеющих только растянутую арматуру — высоту сечения элемента, чтобы соблюдалось условие $A_0 \leq A_{0R}$, и затем вычислить необходимое сечение растянутой арматуры. Предельные значения ξ_R и A_{0R} вычисляются соответственно по формулам (2.53) и (2.67).

Если решить уравнение (2.65) относительно ξ для изгибаемых прямоугольного сечения элементов, имеющих только растянутую арматуру A_s , получим

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b}, \quad (2.68)$$

где

$$\mu = A_s / b h_0 \quad (2.69)$$

и называется коэффициентом армирования элемента растянутой арматурой. Подставив в левую часть (2.68) $\xi = \xi_R$, получим значение максимального или предельного коэффициента армирования $\mu_{\max}$, выше которого сечение следует считать переармированным. Предельные коэффициенты армирования увеличиваются с повышением класса бетона и уменьшаются с повышением класса арматуры. С другой стороны, существует минимальный коэффициент армирования $\mu_{\min}$ изгибаемых элементов растянутой арматурой, ниже которого элементы следует рассматривать как бетонные неармированные. Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения $\mu_{\min} = 0,0005$. Так как одинаковая несущая способность изгибаемых элементов может быть получена при различных размерах сечения и коэффициентах армирования, очевидно, существует оптимальное конструктивное решение, обеспечивающее минимальную стоимость конструкции. Например, для балок прямоугольного сечения с растянутой арматурой такое решение будет при $\xi = 0,3 \div 0,4$ и $\mu = 0,01 \div 0,02$, для плит — при $\xi = 0,1 \div 0,15$ и $\mu = 0,003 \div 0,006$.

Наряду с рассмотренной раньше гибкой арматурой при армировании изгибаемых элементов (например, монолитной железобетонной крепи горных выработок), применяется жесткая или несущая арматура в виде прокатных профилей (рис. 2.7).

При расчете изгибаемых элементов с жесткой арматурой должно выполняться условие $\xi < \xi_R$, соответствующее первому расчетному случаю, но возможны два варианта положения границы сжатой зоны.

Если граница сжатой зоны расположена выше профиля жесткой арматуры и не пересекает его (рис. 2.7, а), прочность нормальных сечений проверяется из условий, где уравнение моментов составляется относительно границы сжатой зоны:

$$M \leq R_b b \frac{x^2}{2} + R_s A_s (h_1 - x) + R_{pr} A_{pr} (h_2 - x), \quad (2.58')$$

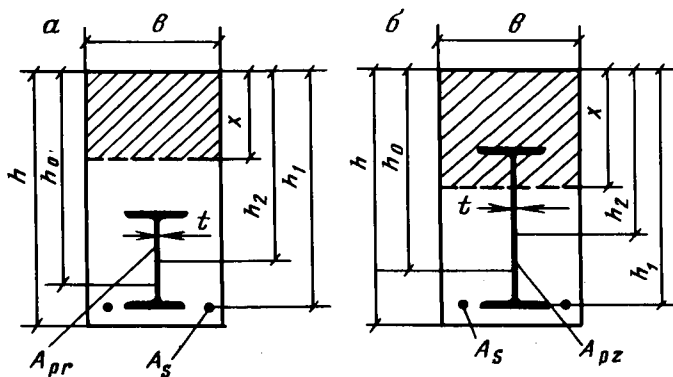


Рис. 2.7. Схема к расчету железобетонных конструкций с жесткой арматурой

$$R_s A_s + R_{pr} A_{pr} = R_b b x, \quad (2.59')$$

где R_{pr} — расчетное сопротивление жесткой арматуры; A_{pr} — площадь сечения жесткой арматуры; h_1 и h_2 — расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести соответственно гибкой и жесткой арматуры.

Если граница сжатой зоны пересекает профиль жесткой арматуры (рис. 2.7, б), прочность нормальных сечений проверяется из аналогичных условий, но с учетом пластического момента сопротивления жесткой арматуры относительно центральной оси профиля:

$$M \leq R_b b \frac{x^2}{2} + R_s A_s (h_1 - x) + R_{pr} [S_{pi} + (h_2 - x)^2 t], \quad (2.58'')$$

$$R_s A_s + 2R_{pr}(h_2 - x)t = R_b b x, \quad (2.59'')$$

где $S_{pi} = 1,17W$ (W — момент сопротивления жесткой арматуры в упругой стадии ее работы); t — толщина стенки профиля жесткой арматуры.

Расчет переармированных изгибаемых элементов, т. е. относящихся ко *второму расчетному случаю*, производится по тем же формулам (2.56) и (2.57) с заменой расчетных сопротивлений растянутой арматуры R_s на соответствующие напряжения σ_s в растянутой арматуре, определяемые по формуле

$$\sigma_s = \frac{(0,2 + \xi_R) R_s}{0,2 + \xi}. \quad (2.70)$$

Расчет изгибаемых элементов из бетона класса В30 и ниже с арматурой классов А-I, А-II, А-III и Вр-I допускается производить по формуле (2.56) при $x = \xi_R h_0$.

Найденное по расчету сечение продольной рабочей арматуры

и ее распределение в изгибаемых элементах должно удовлетворять конструктивным и технологическим требованиям, изложенным в нормах проектирования [5]. Армирование балок осуществляют сварными и вязаными каркасами. Рекомендуемый диаметр продольных рабочих стержней $d \leq 40$ мм для тяжелого бетона класса В25 и ниже, для легкого и поризованного классов В_{7,5}—В25— $d \leq 25$ мм, классов В30 и выше— $d \leq 40$ мм. Диаметр монтажных стержней (хомутов) в изгибаемых конструкциях определяется, исходя из расчета на поперечную силу или конструктивно. Для армирования плит и панелей обычно применяют сварные сетки и каркасы с рабочей арматурой $5 \text{ мм} \leq d \leq 12$ мм и монтажной— $4 \text{ мм} \leq d \leq 8$ мм.

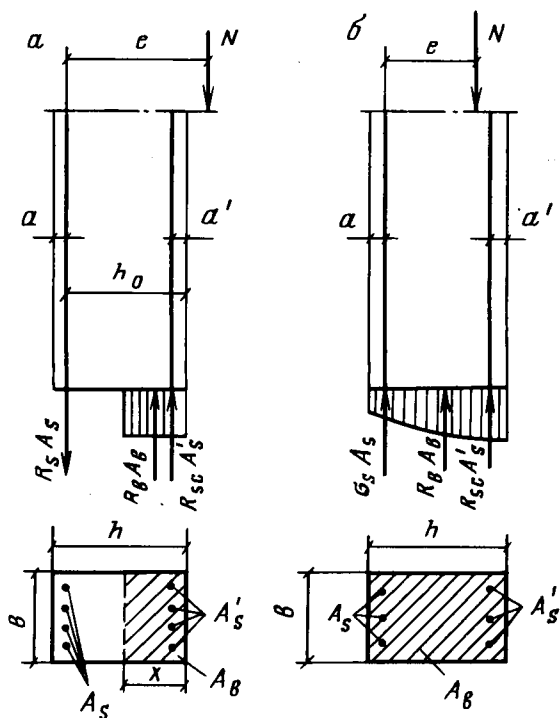
Защитный слой бетона a и a' , необходимый для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном на всех стадиях эксплуатации конструкции, а также защиты арматуры от коррозии, должен быть не менее максимального диаметра рабочей арматуры или каната и не менее: для плит и стенок толщиной ≤ 100 мм—10 мм, свыше 100 мм—15 мм; для балок и ребер высотой < 250 мм—15 мм, равной и выше—20 мм.

При расположении рабочих стержней в сечении конструкции необходимо учитывать удобство укладки и уплотнения бетонной смеси. Для предварительно напряженных конструкций также учитывается степень местного обжатия бетона и габариты натяжного оборудования. С этой точки зрения расстояние в свету между стержнями продольной обычной или напрягаемой арматуры, а также между продольными стержнями смежных плоских сварных каркасов должно быть не менее наибольшего диаметра стержней и не менее 25 мм для нижней и 30 мм для верхней арматуры при бетонировании конструкции в горизонтальном или наклонном положении. При расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте сечения расстояние между стержнями в горизонтальном направлении должно быть не менее 50 мм. Это же расстояние принимается при бетонировании конструкции в вертикальном положении.

Вместе с тем расстояния между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой должны быть не более 200 мм при ее толщине $h < 150$ мм и не более 1,5*h* при $h \geq 150$ мм.

Минимальные размеры сечений изгибаемых конструкций, определяемые из расчета, назначаются с учетом экономических требований. Однако размеры сечения конструкций необходимо принимать такими, чтобы соблюдались требования по соблюдению толщины защитного слоя, расстоянию между стержнями арматуры и т. д. С этих позиций толщина монолитных плит для покрытий принимается не менее 40 мм, междуэтажных перекрытий общественных зданий—50 мм, перекрытий производственных зданий—60 мм. Минимальная толщина сборных плит оп-

Рис. 2.8. Схема к расчету прочности нормальных сечений внецентренно-сжатых железобетонных элементов в случае больших и малых эксцентриситетов



ределяется из условия обеспечения требуемой толщины защитного слоя бетона и вышеизложенных условий расположения арматуры по толщине плиты.

Рассмотрим расчет нормальных сечений внецентренно сжатых элементов, используя общие расчетные условия (2.19) и (2.20). В левую часть (2.19) надо подставить $M = Ne$, а условие (2.20) следует использовать для определения границы сжатой зоны.

Так же, как и при расчете изгибаемых элементов, различают два расчетных случая (рис. 2.8): при $\xi \leq \xi_R$ разрушение элемента начинается с растянутой арматуры (случай больших эксцентриситетов, показанный на рис. 2.8, а); при $\xi > \xi_R$ разрушение элемента начинается со стороны сжатой зоны бетона (случай малых эксцентриситетов, показанный на рис. 2.8, б).

В первом расчетном случае, т. е. в случае больших эксцентриситетов, напряжения σ_{si} , входящие в расчетные условия (2.19), (2.20) и (2.71), следует заменить соответствующими расчетными сопротивлениями арматуры R_s и R_{sc} . Для прямоугольных сечений с растянутой A_s и сжатой A'_s арматурой расчетные формулы с учетом обозначений (2.66) записываются достаточно просто:

$$Ne \leq A_0 b h_0^2 R_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.71)$$

$$N = \xi b h_0 R_b + R_{sc} A'_s - R_s A_s, \quad (2.72)$$

где $A_0 = \xi(1 - 0,5\xi)$, $\xi = x/h_0$.

При этом значение ξ находится из уравнения (2.72) и подставляется в (2.71) или по табл. 2.4 в зависимости от ξ определяется A_0 и подставляется в (2.71). Указанный порядок расчета рекомендуется при проверке несущей способности сжатых элементов.

Если сечение сжатой арматуры A'_s известно, например задано по конструктивным соображениям, и требуется найти сечение растянутой арматуры A_s , условие (2.71) рассматривается как уравнение, которое решается относительно A_0 , а затем по табл. 2.4 определяется соответствующее значение ξ . После подстановки ξ в условие (2.72) находится сечение растянутой арматуры A_s .

Чаше всего при проектировании сжатых элементов известны размеры сечения (h_0 , a' , a , b), характеристики материалов (R_b , R_s , R_{sc}) и требуется найти сечение сжатой A'_s и растянутой A_s арматуры. Для этого условия (2.71) и (2.72) рассматриваются как система уравнений, откуда соответственно получают такие расчетные формулы:

$$A'_s = \frac{Ne - A_0 b h_0^2 R_b}{R_s (h_0 - a')}, \quad (2.73)$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} - \frac{N}{R_s}, \quad (2.74)$$

где $A_0 = A_{0R}$ и определяется по формуле (2.67), $\xi = \xi_R$ и определяется по формуле (2.53).

В случае применения симметричного армирования, что целесообразно при изгибающих моментах разного знака и почти равных по абсолютной величине или при минимальном армировании, необходимую расчетную формулу получим, положив $A_s = A'_s$, $R_s = R_{sc}$ и решая совместно (2.73) и (2.74):

$$A_s = A'_s = \frac{N \left(e - h_0 + \frac{N}{2R_b b} \right)}{R_s (h_0 - a')}. \quad (2.75)$$

Во втором расчетном случае, т. е. в случае малых эксцентриситетов, когда арматура A_s слабо растянута или слабо сжата (см. рис. 2.8, б), будем иметь то же расчетное условие (2.71), где высота сжатой зоны для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III определяется из условия (2.72) с подстановкой вместо R_s напряжения

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s, \quad (2.76)$$

а для элементов из бетона класса выше В30 — из условия (2.20) с учетом формул (2.22) или (2.48). Такой порядок расчетов ре-

комендуется при проверке несущей способности сжатых элементов.

Если требуется определить сечение арматуры A_s и A'_s , можно предварительно произвести расчеты по формулам (2.73) и (2.74), положив $\xi = \xi_R$ и $A_0 = A_{0R}$, затем скорректировать полученные значения A_s и A'_s на основании условий (2.71) и (2.72) или (2.20) с учетом приведенных выше рекомендаций в зависимости от классов бетона и арматуры.

В любом случае (большие или малые эксцентриситеты) коэффициент армирования сжатого элемента по растянутой и сжатой μ' арматуре должен быть: не менее 0,0005 при гибкости элемента $(l_0/i) < 17$; 0,001 — при $17 \leq (l_0/i) \leq 35$; 0,002 — при $35 < (l_0/i) \leq 83$ и 0,0025 — при $(l_0/i) > 83$, где l_0 — расчетная длина внецентренно сжатых элементов, определяемая по нормативным рекомендациям [5] в зависимости от конструктивных характеристик элементов; i — радиус инерции сечения элемента относительно его центра тяжести.

Так же, как и при расчете бетонных элементов, расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов рекомендуется производить с учетом случайного эксцентриситета e_a , т. е. эксцентриситет e_0 продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения следует определять с учетом случайного эксцентриситета e_a .

Рекомендуется также учитывать влияние прогиба сжатых элементов на их несущую способность, что, как правило, обеспечивается расчетом сжатых элементов по деформированной схеме. При этом допускается производить расчеты по недеформированной схеме нагружения, умножая эксцентриситет e_0 на коэффициент η , который при гибкости элементов $(l_0/i) \leq 14$ принимается равным 1, а при гибкости $(l_0/i) > 14$ определяется по формуле (2.12), где критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \frac{E_s}{E_b} J_s \right], \quad (2.77)$$

где E_b , E_s — соответственно начальный модуль упругости бетона и модуль упругости арматуры; δ_e — коэффициент, принимаемый по рекомендациям формулы (2.13); φ_l — коэффициент, определяемый по формуле (2.14) при воздействии тех же нагрузок, но с учетом того, что моменты M и M_l определяются относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого (см. рис. 2.8, а) или наименее сжатого арматурного стержня; J_s — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента, определяемый по формуле

$$J_s = A_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - a' \right)^2. \quad (2.78)$$

Сечение и распределение продольной рабочей арматуры, установленное расчетом для сжатого элемента, должно удовлетворять конструктивным требованиям [5].

Армирование сжатых железобетонных конструкций (колонн, стоек, крепей горных выработок и т. д.) обычно выполняют сварными или вязаными каркасами с соблюдением минимальных зазоров в свету между стержнями рабочей продольной арматуры, как и для изгибаемых конструкций. Вместе с тем, расстояние между осями стержней продольной арматуры для этих конструкций не должно превышать 500 мм в направлении плоскости изгиба и 400 мм — перпендикулярном плоскости изгиба.

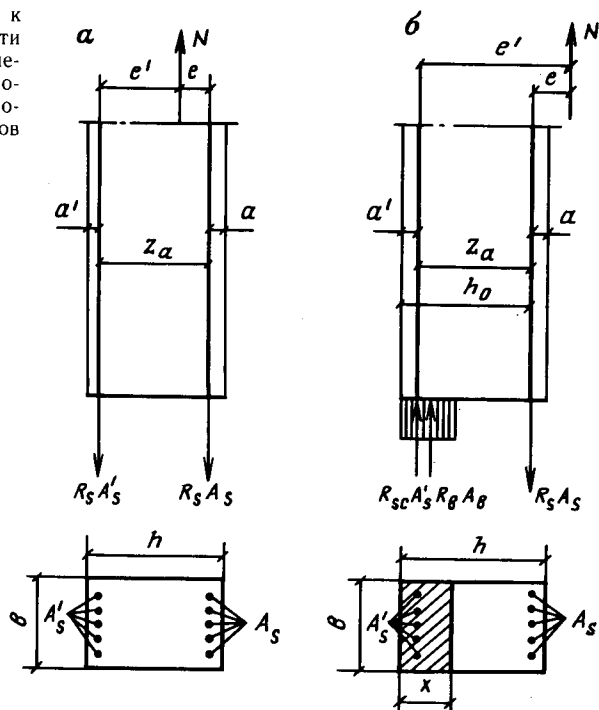
Для продольного армирования рекомендуется применять преимущественно арматуру классов А-III и А-II диаметром не менее 12 мм. Толщина защитного слоя при этом должна быть не менее диаметра продольной арматуры и не менее 20 мм. Поперечное армирование в виде поперечных стержней в сварных каркасах и в виде хомутов в вязаных осуществляют по конструктивным соображениям с целью предотвращения бокового выпучивания продольных стержней. Поперечную арматуру принимают из стали класса А-I диаметром не менее 5 мм и не менее $\frac{1}{4}$ наибольшего диаметра продольных стержней. Шаг установки поперечной арматуры для внецентренно сжатых конструкций должен быть не более 500 мм и не более $15d$ в вязаных и $20d$ в сварных каркасах при $R_{sc} \leq 400$ МПа; при $R_{sc} \geq 450$ МПа это расстояние соответственно должно составлять не более 400 мм и не более $12d$ в вязаных и $15d$ в сварных каркасах (d — наименьший диаметр рабочего продольного стержня).

При проектировании внецентренно сжатых железобетонных конструкций их размеры должны приниматься из условия предельно допустимой гибкости (l_0/i), не превышающей: для железобетонных элементов из тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов — 200; для колонн зданий — 120; для бетонных конструкций — 90. Минимальная площадь сечения продольной арматуры A_s и A'_s зависит от гибкости конструкций и должна приниматься не менее: при $(l_0/i) < 17 - 5 \cdot 10^{-4}$; $17 \leq (l_0/i) \leq 35 - 1 \cdot 10^{-3}$; $35 < (l_0/i) \leq 83 - 2 \cdot 10^{-3}$ и при $(l_0/i) > 83 - 2,5 \cdot 10^{-3}$ от площади сечения бетона.

Во внецентренно сжатых конструкциях, несущая способность которых при расчетном эксцентриситете используется менее чем на 50 %, минимальный коэффициент армирования принимается равным 0,0005 независимо от гибкости элементов.

Расчет нормальных сечений растянутых элементов подразделяется на два расчетных случая в зависимости от положения продольной растягивающей силы N (рис. 2.9). Если сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре (A_s) и

Рис. 2.9. Схема к расчету прочности нормальных сечений внецентренно-растянутых железобетонных элементов



(A'_s), т. е. сечение является полностью растянутым (рис. 2.9, а), сечение арматуры A_s и A'_s определяется из условий:

$$Ne \leq R_s A'_s Z_a, Ne' \leq R_s A_s Z_a, \quad (2.79)$$

где e и e' — соответственно расстояние до центров тяжести арматуры A_s и A'_s от продольного усилия N ; $Z_a = (h_0 - a')$ — расстояние между этими центрами тяжести. В частном случае центрального растяжения общее сечение арматуры ($A_s + A'_s$) находится из условия

$$N \leq R_s (A_s + A'_s). \quad (2.80)$$

Если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A_s и A'_s (рис. 2.9, б), расчет производится так же, как и для внецентренно-сжатых элементов из условий (2.19) и (2.20), а для прямоугольных сечений — из условий (2.71) и (2.72) с учетом направления внутренних усилий и внешней силы N . При величине ξ , вычисленной из уравнения (2.72) и удовлетворяющей условию $\xi > \xi_R$, расчет производится также из условия (2.71), но при $\xi = \xi_R$, где ξ_R определяется по формуле (2.53). Армировать растянутые элементы рекомендуется стержнями малого диаметра с равномерным их

распределением по сечению при минимальном коэффициенте армирования 0,0005.

Прочность нормальных сечений предварительно напряженных железобетонных элементов проверяется, исходя из общих условий (2.19) и (2.20), но с учетом указанных выше особенностей, касающихся, главным образом, определения напряжений в напрягаемой арматуре. Кроме того, расчет производится дважды: в стадии эксплуатации и в стадии изготовления (в стадии обжатия бетона).

В стадии эксплуатации расчет производится на воздействие внешних нагрузок в сочетании с предварительным обжатием. Например, для тавровых сечений при $\xi \leq \xi_R$ будем иметь (см. рис. 2.5, б):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p), \quad (2.81)$$

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp}, \quad (2.82)$$

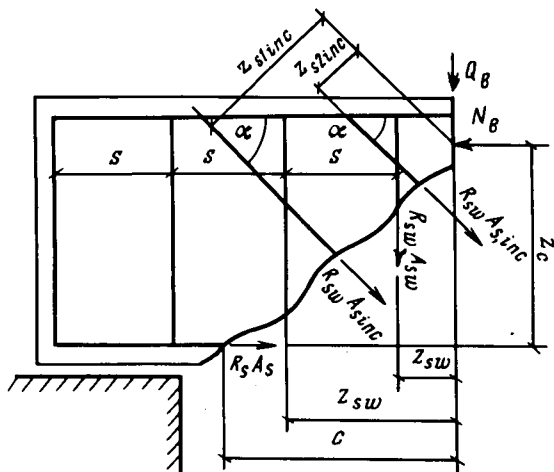
где σ_{sc} — напряжение, которое определяется по формуле (2.21) при $\gamma_{sp} > 1$, но должно быть не более R_{sc} ; γ_{s6} — коэффициент условий работы, вычисляемый по формуле (2.55) при $\xi < \xi_R$; a_p — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_{sp} до растянутой грани сечения; a'_p — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A'_{sp} до сжатой грани сечения; h_0 — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_s и A_{sp} до сжатой грани сечения.

Таким образом, усложнение этого расчета по сравнению с расчетом ненапрягаемых элементов состоит в определении σ_{sc} с учетом потерь предварительного напряжения. В остальном последовательность расчетов по формулам (2.81) и (2.82) принципиально ничем не отличается от расчетов по формулам (2.56) и (2.57).

Если $\xi > \xi_R$, проверка несущей способности производится по тем же условиям (2.81) и (2.82), но при замене расчетных сопротивлений $R_s (\gamma_{s6} = 1)$ в арматуре A_s и A'_s на соответствующие напряжения σ_{si} , определяемые по формуле (2.22) или (2.48).

В стадии изготовления прочность нормальных сечений проверяется на воздействие усилий предварительного обжатия бетона с учетом собственного веса конструкций и монтажных нагрузок. При этом усилие предварительного обжатия P допускается определять по формуле (2.39) только от напрягаемой арматуры, расположенной в зоне, наиболее обжатой в стадии изготовления, т. е. от арматуры A_{sp} . Продольное усилие P рассматривается как внешняя нагрузка на элемент и далее расчет производится по приведенным выше формулам, где напряжения σ_{sc} рекомендуется определять по формуле (2.21), где следует положить $\sigma_{sc,u} = 330$ МПа.

Рис. 2.10. Схема к расчету прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций



Рассмотрим основные положения расчета железобетонных элементов из условия прочности наклонных сечений. Экспериментальные исследования показывают, что разрушение изгибаемых элементов может произойти в результате образования наклонных трещин (рис. 2.10). Такие трещины образуются, как правило, вблизи опор, где по наклонным сечениям действуют максимальные главные напряжения, и несущая способность элементов должна проверяться из условий прочности наклонных сечений по изгибающему моменту и поперечной силе.

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы Q , которая определяется от внешней нагрузки, приложенной по одну сторону от сечения (см. рис. 2.10), предусматривает проверку прочности железобетонного элемента по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами, между грузом и опорой при расчете коротких консолей и по наклонной трещине. Рассмотрим расчет железобетонных элементов из тяжелого бетона.

При расчете по наклонной сжатой полосе проверяется прочность бетона вблизи между наклонными трещинами с учетом влияния поперечной арматуры в виде хомутов:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}(1 - 0,01R_b)R_b b h_0, \quad (2.83)$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s A_{sw}}{E_b b s} \leq 1,3, \quad (2.84)$$

E_s , E_b — модули упругости соответственно арматуры и бетона; A_{sw} — площадь сечения всех ветвей хомутов, лежащих в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей

рассматриваемое наклонное сечение; s — расстояние между указанными плоскостями хомутов; R_b — в мегапаскалях.

При расчете коротких консолей проверяется прочность сжатой полосы между грузом и опорой, наклоненной под углом Θ к горизонту и имеющей ширину $l_b = l_{sup}$ (l_{sup} — длина площадки вдоль вылета консоли, по которой передается нагрузка). В этом случае условие прочности (2.83) преобразуется к виду

$$Q \leq 0,8\varphi_w R_b b l_b \sin \Theta. \quad (2.83^1)$$

Для расчета по наклонной трещине составляется уравнение проекции всех сил, действующих в наиболее опасном наклонном сечении, на нормаль к продольной оси элемента и записывается в виде предельного неравенства:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s, inc}, \quad (2.85)$$

где Q_b — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, которое определяется по формуле

$$Q_b = \frac{2}{c}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 \leq 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (2.86)$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5, \quad (2.86^1)$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh} \leq 0,5 \quad (2.87)$$

и принимается только для тавровых и двутавровых элементов с шириной сжатой полки $b'_f \leq (b + 3h'_f)$ и поперечной арматурой, заанкеренной в полке; φ_n — коэффициент, учитывающий влияние продольной силы N ;

при действии сжимающей силы

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} b h_0} \leq 0,5; \quad (2.88)$$

при действии растягивающей силы

$$\varphi_n = -\frac{0,2N}{R_{bt} b h_0} \geq -0,8; \quad (2.89)$$

а в случае предварительно напряженных элементов вместо силы N принимается усилие предварительного обжатия P ; c — длина проекции на продольную ось элемента наиболее опасного наклонного сечения, в качестве которого следует также рассматривать сечение на участке между хомутами, между отгибами и между опорой и отгибом; Q_{sw} — сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в хомутах, которые пересекают рассматриваемое наклонное сечение:

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c, \quad (2.90)$$

q_{sw} — усилие в хомутах, отнесенное к единице длины элемента, т. е. равное

$$q_{sw} = \frac{\Sigma R_{sw} A_{sw}}{c}, \quad (2.91)$$

а при расстановке хомутов с постоянным шагом s

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}; \quad (2.91^1)$$

$Q_{s,inc}$ — сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в отгибах, которые пересекают рассматриваемое наклонное сечение:

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha, \quad (2.92)$$

α — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

С увеличением длины проекции c наклонного сечения правая часть неравенства (2.85), представляющая несущую способность наклонного сечения по поперечной силе, изменяется: первый член уменьшается, а второй и третий члены увеличиваются. Очевидно, существует минимальное значение несущей способности, которому и соответствует длина проекции c наиболее опасного наклонного сечения, которую согласно нормативным рекомендациям следует принимать не более $2h_0$. При расчете изгибаемых элементов, армированных поперечной арматурой в виде хомутов с постоянным шагом s , длина проекции c наиболее опасного наклонного сечения определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (2.93)$$

где величина q_{sw} должна удовлетворять условию

$$q_{sw} \geq 0,3(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b. \quad (2.94)$$

Если поперечная арматура ставится только по конструктивным соображениям и поперечная сила воспринимается только бетоном изгибаемого элемента, величина $Q_b = Q$ и определяется следующим образом:

$$0,6(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 \leq \frac{1,5}{c} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 \leq 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (2.95)$$

При расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента M составляется уравнение моментов всех сил относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующую усилий в сжатой зоне, высота которой определяется из условий равенства проекций внутренних усилий, показанных на рис. 2.10, на продольную ось элемента:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (2.96)$$

где M — изгибающий момент от всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

M_s — изгибающий момент от внутренних растягивающих усилий в продольной арматуре, определяемый по формуле

$$M_s = R_s A_s z_s, \quad (2.97)$$

z_s — расстояние между равнодействующей сжимающих усилий в сечении и равнодействующей растягивающих усилий в продольной арматуре; M_{sw} — изгибающий момент от внутренних усилий в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения, который при равномерном распределении хомутов с шагом s определяется по формуле:

$$M_{sw} = \frac{q_{sw} c^2}{2}; \quad (2.98)$$

$M_{s,inc}$ — изгибающий момент от внутренних усилий в отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

При этом расчетные наклонные сечения рассматриваются в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, в приопорной зоне изгибаемых элементов, у свободного конца консолей, в местах резкого изменения конфигурации элемента.

Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обычно соблюдается, если обеспечена прочность нормальных сечений и выполняются следующие конструктивные требования. Рабочая поперечная арматура в виде поперечных стержней в сварных каркасах и в виде хомутов в вязанных каркасах назначается диаметром 5—8 мм. Хомуты устанавливаются в балках и ребрах с высотой $h > 150$ мм, а при $h < 150$ мм поперечная арматура может не устанавливаться. Поперечная арматура размещается на приопорных участках длиной не менее $1/4$ пролета. При этом расстояние между хомутами при $h \leq 450$ мм должно быть не более $(1/2) h$ и не более 150 мм, а при $h > 450$ мм — не более $(1/3) h$ и не более 500 мм. На остальных участках элемента при высоте его сечения $h > 300$ мм поперечная арматура размещается с шагом не более $(3/4) h$ и не более 500 мм.

Угол наклона поперечных стержней в виде отгибов обычно рекомендуется равным 45° , при $h > 800$ мм — $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$, а в низких балках и плитах — $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$.

Для поперечной распределительной и конструктивной арматуры толщина защитного слоя должна приниматься не менее 10 мм при $h < 250$ мм и не менее 15 мм при $h \geq 250$ мм.

Расчет наклонных сечений железобетонных элементов с напрягаемой продольной и поперечной арматурой производится по той же схеме, что и для элементов с ненапрягаемой арматурой. Так, в предельные неравенства (2.85) и (2.96) достаточно включить члены, определяющие внутренние усилия в напрягаемых отгибах, хомутах и продольной арматуре. У концов предварительно напряженных элементов с арматурой, не имеющей анкеров, должна устанавливаться дополнительная поперечная

арматура на длине участков не менее 20 см и не менее 0,6 от длины зоны передачи напряжений, которая определяется по нормативным рекомендациям [5]. При наличии анкерных устройств дополнительная поперечная арматура устанавливается на участках, равных удвоенной длине этих устройств.

2.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы включает расчет по трещиностойкости и по деформациям и является общим для элементов как с напрягаемой, так и без напрягаемой арматуры.

По трещиностойкости к железобетонным конструкциям предъявляются три категории требований.

Первая — не допускается образование трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента; образование трещин проверяется на воздействие постоянных, длительных и кратковременных расчетных нагрузок.

Вторая — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие нормальных и наклонных трещин a_{crc1} при условии обеспечения их последующего закрытия; возможность образования трещин проверяется на воздействие постоянных, длительных и кратковременных расчетных нагрузок, величина раскрытия оценивается по воздействию постоянных, длительных и кратковременных нормативных нагрузок, а закрытие проверяется также по нормативным нагрузкам, но исключая кратковременные нагрузки.

Третья — допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crc1} и продолжительное a_{crc2} раскрытие нормальных и наклонных трещин; при этом возможность образования трещин и величина их непродолжительного раскрытия оценивается по воздействию постоянных, длительных и кратковременных нормативных нагрузок, а величина продолжительного раскрытия — по воздействию тех же нормативных нагрузок, но без учета кратковременных нагрузок.

Согласно нормативным рекомендациям [5] категория требований по трещиностойкости и предельные величины раскрытия трещин a_{crc1} и a_{crc2} назначаются из условий коррозионной стойкости арматуры и ограничения проницаемости конструкций. В зависимости от условий работы и вида арматуры принимаются; при второй категории a_{crc1} не более 0,1—0,2 мм; при третьей категории a_{crc1} не более 0,2—0,4 мм, a_{crc2} не более 0,1—0,3 мм.

Таким образом, расчет по трещиностойкости включает расчеты по образованию, раскрытию и закрытию трещин. Рассмотрим расчет по образованию трещин, и в первую очередь

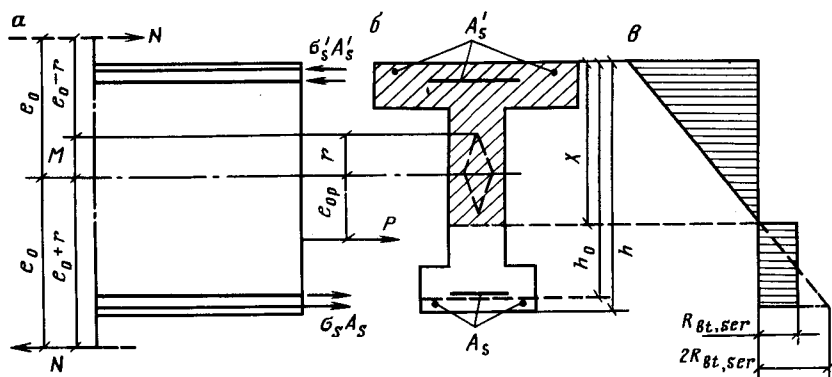


Рис. 2.11. Расчет трещиностойкости железобетонных элементов

трещин, нормальных к продольной оси элемента (рис. 2.11).

При этом будем полагать (рис. 2.11, в), что справедлива гипотеза плоских сечений, напряжения в бетоне растянутой зоны равны расчетному сопротивлению бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы $R_{bt,ser}$ и распределяются равномерно, наибольшая относительная деформация крайнего растянутого слоя бетона равна $2R_{bt,ser}/E_b$, напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих и неупругих деформаций, напряжения в ненапрягаемой арматуре определяются приращениями деформаций окружающего бетона, его усадкой и ползучестью, напряжения в напрягаемой арматуре определяются приращениями деформаций окружающего бетона и предварительными напряжениями с учетом всех потерь.

Расчет центрально растянутых элементов при осевом предварительном обжатии ($e_{0p} = 0$) производится по формуле

$$N \leq N_{crc}, \quad (2.99)$$

где N — осевая продольная сила от внешних нагрузок; N_{crc} — продольная сила, вызывающая образование трещин,

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \left(A + 2 \frac{E_s}{E_b} A_s \right) + P,$$

где A и A_s — площади поперечного сечения соответственно бетона и арматуры; P — усилие предварительного обжатия.

Расчет изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых элементов, а также центрально растянутых элементов при внецентренном предварительном обжатии силой P (см. рис. 2.11) производится по способу ядровых моментов из условия:

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (2.100)$$

где M_r — момент внешних сил, расположенных по одну сторону

от рассматриваемого нормального сечения (рис. 2.11, а), относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку с координатой r (относительно центра тяжести приведенного сечения), наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование которой проверяется (для изгибаемых элементов этот момент равен изгибающему моменту M , для внецентренно сжатых — моменту $N(e_0 + r)$, где N — внецентренная продольная сила, e_0 — эксцентриситет этой силы); M_{crc} — момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин.

Момент M_{crc} определяется, исходя из указанных выше условий: до погашения предварительных напряжений обжатия бетон работает в упругой стадии, а в момент, предшествующий образованию трещин, в бетонном сечении развиваются неупругие деформации и устанавливается эпюра напряжений, показанная на рис. 2.11, в. Для определения M_{crc} в сечениях с постоянной шириной на уровне нейтральной оси рекомендуются выражения, построенные по аналогии с выражениями (2.7) и (2.10):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} = \\ = R_{bt,se} \left\{ \frac{2[J_{b0} + \frac{E_s}{E_b}(J_{s0} + J'_{s0})]}{h - x} + S_{bt} \right\} \pm P(e_{0p} \pm r), \quad (2.101)$$

где

$$h - x = \frac{2[S_{b0} + \frac{E_s}{E_b}(S'_{s0} - S_{s0})]}{A_{bt}}, \quad (2.102)$$

W_{pl} — упругопластический момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне, определяемый в предположении отсутствия усилий N и P ; J_{b0} , S_{b0} , A_{bt} и S_{bt} — имеют те же значения, что и в формулах (2.8) и (2.10); J_{s0} , J'_{s0} — моменты инерции площадей сечения арматуры, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах сечения (ненапрягаемой и напрягаемой), относительно нейтральной оси; S_{s0} , S'_{s0} — статические моменты площадей сечения арматуры, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах сечения (ненапрягаемой и напрягаемой), относительно нейтральной оси; M_{rp} — момент, определяемый внецентренным усилием предварительного обжатия P , знак перед которым зависит от его направления по сравнению с внешним моментом M_r (знак «плюс», если эти моменты противоположны, и знак «минус», если эти моменты одного направления); e_{0p} — эксцентриситет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый по формуле (2.40); знак перед координатой r принимается следующим образом: «плюс» — при расчете по образованию трещин в зоне сечения, которая растянута от внешних нагрузок, но сжата от действия усилия P (см. рис. 2.11, а); «минус» — при расче-

те по образованию трещин в зоне сечения, которая растянута от действия усилия P .

Координата r определяется в зависимости от вида силового воздействия (рис. 2.11, б). В случае изгиба, внецентренного сжатия, а также внецентренного растяжения при условии $N \leq P$,

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (2.103)$$

A_{red} , W_{red} — площадь приведенного сечения и момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого слоя, определяемые по рекомендациям (2.38); $\varphi=1$ для изгибаемых элементов без предварительного напряжения арматуры, а во всех остальных случаях φ находится из выражения

$$0,7 \leq \left(1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} \right) \leq 1; \quad (2.104)$$

σ_b — максимальное напряжение в сжатом бетоне, определяемое по приведенному сечению для упругой стадии работы; $R_{b,ser}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы.

В случае внецентренного растяжения при условии $N > P$

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2 \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}, \quad (2.105)$$

где A — площадь сечения бетона; $(A_s + A'_s)$ — площадь сечения всей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Величину раскрытия трещин (мм), нормальных к продольной оси элемента, на уровне центра тяжести растянутой арматуры рекомендуется определять по формуле

$$a_{crc} = \delta \delta_a \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d}, \quad (2.106)$$

где δ — коэффициент, рекомендуемый для изгибаемых и сжатых элементов равным 1, для растянутых — 1,2; δ_a — коэффициент, учитывающий влияние на величину a_{crc} толщины защитного слоя бетона со стороны наиболее растянутой арматуры при условии $a_2 > 0,2h$, и определяемый выражением

$$\delta_a = (20a_2 - h)/3h \text{ при условии } 1 \leq \delta_a \leq 3; \quad (2.107)$$

a_2 — расстояние от наиболее растянутой грани сечения до центра тяжести крайнего ряда арматуры; φ_l — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и рекомендуемый при кратковременном действии нагрузки — 1, при длительном для тяжелых бетонов — 1,5; η — коэффициент, учитывающий вид растянутой арматуры и рекомендуемый равным 1 (стержни периоди-

ческого профиля), 1,3 (гладкие стержни), 1,2 (арматурная проволока периодического профиля и канаты), 1,4 (арматурная проволока гладкая); μ — коэффициент армирования сечения по растянутой арматуре, принимаемый не более 0,02; d — диаметр арматуры, мм.

Величина σ_s характеризует напряжения в растянутой арматуре или превышение предварительного напряжения действующим напряжением в растянутой арматуре и определяется следующим образом:

для центрально растянутых элементов

$$\sigma_s = (N - P)/A_s; \quad (2.108)$$

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = \frac{M + P(e_{sp} - z)}{A_s z}; \quad (2.109)$$

для внецентренно растянутых при $e_{0, tot} \geq 0,8h_0$ и внецентренно сжатых элементов

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) + P(e_{sp} - z)}{A_s z}, \quad (2.110)$$

где e_s и e_{sp} — расстояния от центра тяжести растянутой арматуры до точек приложения соответственно внешней продольной силы N и усилия обжатия P ; z — плечо внутренней пары, методика определения которого излагается ниже при расчете элементов по деформациям; A_s — площадь сечения растянутой арматуры; в формуле (2.110) знак «плюс» принимается при внецентренном растяжении, а знак «минус» — при внецентренном сжатии; для внецентренно растянутых элементов при $e_{0, tot} < 0,8h_0$ величина z принимается равной расстоянию между центрами тяжести арматуры s и s' .

При совместном действии кратковременных и длительных нагрузок величину a_{crc} рекомендуется вычислять по формуле

$$a_{crc} = a'_{crc} - a''_{crc} + a'''_{crc}, \quad (2.111)$$

где a'_{crc} — раскрытие трещин при кратковременном воздействии всей нагрузки; a''_{crc} — раскрытие трещин при кратковременном воздействии длительно действующей части нагрузки; a'''_{crc} — раскрытие трещин при длительно действии длительно действующей части нагрузки.

Закрытие трещин, нормальных к продольной оси элемента, будет обеспечено, если в продольной напрягаемой арматуре s при полной нагрузке не возникает необратимых деформаций, что выполняется при условии

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s, ser}, \quad (2.112)$$

где σ_s определяется по формулам (2.108)–(2.110), и напря-

жения сжатия на растягиваемой внешними постоянными и длительными нагрузками грани элемента достигают величины не менее 0,5 МПа.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, производится из условия ограниченности по наклонным площадкам величин главных растягивающих напряжений σ_{mt} , которые определяются с учетом главных сжимающих напряжений σ_{mc} в наиболее опасных местах по длине пролета, а по высоте сечения — на уровне центра тяжести приведенного сечения и в местах резкого изменения ширины сечения. Расчетные условия для тяжелых бетонов имеют вид:

$$\sigma_{mt} \leq \frac{R_{bt,ser} - \sigma_{mc}}{0,2 + 0,01B} \leq 1, \quad (2.113)$$

где σ_{mc} принимается по абсолютному значению; B — класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

Главные напряжения:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{mt} \\ \sigma_{mc} \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (2.114)$$

где σ_x , σ_y , τ_{xy} — соответственно нормальные напряжения (растягивающие со знаком «плюс» и сжимающие со знаком «минус») по площадкам, перпендикулярным и параллельным продольной оси элемента, и касательное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилий предварительного обжатия.

Раскрытие трещин, наклонных к продольной оси элемента, армированного хомутами, рекомендуется определять по формуле

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \frac{0,6\sigma_{sw}d_w}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_b + 0,3E_s\mu_w}, \quad (2.115)$$

где φ_l , η определяются по рекомендациям формулы (2.106); σ_{sw} — напряжение в хомутах, равное

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw}h_0} s \leq R_{s,ser}, \quad (2.116)$$

Q , Q_{b1} — действующая поперечная сила и поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры; A_{sw} — площадь поперечного сечения одной плоскости хомутов; s — шаг хомутов; d_w — диаметр хомутов; $\mu_w = A_{sw}/(bs)$ — коэффициент армирования хомутами.

Заккрытие трещин, наклонных к продольной оси изгибаемого элемента, будет обеспечено, если главные напряжения σ_{mt} и σ_{mc} на уровне центра тяжести приведенного сечения являются сжимающими и составляют не менее 0,5 МПа.

Расчет по деформациям железобетонных конструкций производится обычно из условия ограниченности прогибов

$$f_{tot} \leq f_{lim}, \quad (2.117)$$

где f_{lim} — предельный допустимый прогиб, нормированный по конструктивным, технологическим и эстетическим соображениям (например, для элементов перекрытий с плоским потолком и покрытий, имеющих пролет $l < 6$ м, рекомендуется $f_{lim} = l/200$, имеющих пролет $6 \text{ м} \leq l \leq 7,5 \text{ м}$, $f_{lim} = 3 \text{ см}$, имеющих $l > 7,5 \text{ м}$, $f_{lim} = l/250$; для подкрановых балок при ручных кранах $f_{lim} = l/500$, при электрических — $f_{lim} = l/600$).

Расчетный прогиб f_{tot} определяется от нормативных нагрузок по формулам строительной механики как сумма прогиба, вызванного действием изгибающего момента f_m , и прогиба, вызванного действием поперечной силы f_q . При этом необходимость в учете f_q возникает только для высоких элементов, имеющих $h/l > 0,1$, где l — пролет элемента. Для большинства железобетонных элементов $f = f_m$.

Величина f_m определяется по известной формуле строительной механики

$$f_m = \int_0^l \frac{\bar{M}(x)M(x)}{B(x)} dx, \quad (2.118)$$

где $\bar{M}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы по направлению искомого перемещения, приложенной в месте, где определяется прогиб; $M(x)$ — изгибающий момент в сечении от внешней нормативной нагрузки; $B(x)$ — изгибная жесткость элемента в сечении x . Расчеты по формуле (2.118) при известной жесткости элемента принципиальных затруднений не вызывают и для большинства схем загрузки табулированы. Например, при загрузении равномерно распределенной нагрузкой q однопролетной свободно опертой балки будем иметь:

$$f_m = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{B}.$$

Сложность расчетов железобетонных конструкций по деформациям заключается в определении изгибной жесткости B . В нормативных документах формула (2.118) записывается в виде

$$f_m = \int_0^l \bar{M}(x)(1/r)_x dx, \quad (2.119)$$

где $(1/r)_x$ — кривизна элемента в сечении x , к определению которой сводится расчет. Причем в элементах с постоянным сечением допускается определять кривизну $1/r$ в точках с экстремальным значением изгибающего момента, а в остальных точках по длине

элемента можно принимать $1/r$ пропорционально изменению момента.

Таким образом, расчет сводится к определению кривизны ($1/r$) в фиксированных точках по длине элемента. Подход к определению ($1/r$) зависит от наличия нормальных трещин на расчетных участках в растянутой зоне элемента.

При отсутствии трещин в стадии эксплуатации для элементов из тяжелого бетона

$$\frac{1}{r} = \frac{M\varphi_{b2}}{0,85E_bJ_{red}}, \quad (2.120)$$

где M — изгибающий момент от нормативных внешних нагрузок; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и равный 1 при кратковременном действии нагрузки, а при длительном действии нагрузки равный 2 при относительной влажности воздуха $W > 40\%$ и 3 — при $W \leq 40\%$; J_{red} — момент инерции приведенного сечения, определяемый по рекомендациям (2.38).

Полная величина кривизны

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 + (1/r)_3, \quad (2.121)$$

где $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ — кривизны, определяемые по формуле (2.120), соответственно от кратковременного и длительного действия нагрузки; $(1/r)_3$ — кривизна при выгибе от предварительного обжатия элемента,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{Pe_{0p}}{0,85E_bJ_{red}} + \frac{\sigma_b - \sigma'_b}{E_s h_0}, \quad (2.122)$$

Pe_{0p} — определяется по формуле (2.40); σ_b — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести растянутой арматуры, принимаемые равными потерям предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона; σ'_b — напряжения в бетоне на уровне сжатого волокна, возникающие по тем же причинам.

При наличии трещин в стадии эксплуатации изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых (при $e_0 > 0,8h_0$) элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечения из тяжелого бетона кривизна определяется выражением

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\Psi_s}{E_s A_s} + \frac{\Psi_b}{E_b \nu(\varphi_l + \xi) b h_0} \right] - \frac{\Psi_s N_{f0l}}{E_s A_s h_0}, \quad (2.123)$$

где M — момент от внешних усилий (включая предварительное обжатие), приложенных по одну сторону сечения, вычисленный относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести арматуры растянутой зоны, так называемый заменяющий момент, равный (см. рис. 2.11):

$$M = M^* + (P \pm N)e^*, \quad (2.124)$$

M^* — внешний изгибающий момент; N — внешняя продольная сила (знак определяется ее направлением); P — продольное усилие обжатия, определенное с учетом всех потерь; e^* — эксцентриситет суммарной продольной силы ($N_{tot} = P \pm N$) относительно центра тяжести арматуры растянутой зоны; z — плечо внутренней пары, т. е. расстояние от центра тяжести всей арматуры растянутой зоны до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне над трещиной, равное

$$z = h_0 - \frac{h' \varphi_f + h_0 \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}; \quad (2.125)$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f' + \frac{E_s}{2\sqrt{E_b}} A_s'}{bh_0} \quad (2.126)$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu \frac{E_s}{E_b}}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} \pm 5} \leq 1; \quad (2.127)$$

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}}; \quad (2.128)$$

$$\lambda = \varphi_f (1 - h_f' / 2h_0); \quad (2.129)$$

$$e_{s,tot} = |M / (P \pm N)|; \quad (2.130)$$

верхние знаки в формулах (2.127) и (2.130) принимаются при сжимающей силе N , нижние знаки — при растягивающей силе N ; Ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке между трещинами и равный

$$\Psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}}, \text{ но не более } 1, \quad (2.131)$$

φ_{ls} — коэффициент, характеризующий профиль арматурных стержней и длительность приложения нагрузки, принимаемый для тяжелого бетона класса выше В7,5 равным 0,8 при длительном воздействии нагрузки независимо от вида арматуры, равным 1 — для гладкой стержневой и проволочной арматуры и 1,1 — для арматуры периодического профиля при кратковременном действии нагрузки;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \pm M_{rp}|} \leq 1; \quad (2.132)$$

W_{pl} — упруго-пластический момент сопротивления, определяемый выражением, стоящим в фигурных скобках в первом члене формулы (2.101); M_r , M_{rp} — моменты, определяемые по рекомендациям формул (2.100) и (2.101): знаки «плюс» в формуле

(2.132) принимаются для моментов, растягивающих растянутую грань сечения: в формуле (2.132) следует принимать

$$\frac{e_{s,10t}}{h_0} \geq 1,2/\varphi_{ls}; \quad (2.133)$$

Ψ_b — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатой грани сечения на участке между трещинами и принимаемый для тяжелого бетона равным 0,9 независимо от длительности нагрузки; ν — отношение упругой части деформаций сжатой грани сечения к полным деформациям, принимаемое для тяжелого бетона равным 0,45 при кратковременном действии нагрузки, а при длительном действии нагрузки равным 0,15 при относительной влажности воздуха $W > 40\%$ и 0,10 при $W \leq 40\%$.

Полная кривизна элемента при наличии трещин

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (2.134)$$

где $(1/r)_1$ — кривизна от кратковременного воздействия всей нагрузки, определяемая по формуле (2.123) при Ψ_s и ν , соответствующих кратковременному действию нагрузки; $(1/r)_2$ — кривизна от кратковременного воздействия длительно действующей части нагрузки, определяемая по формуле (2.123) при Ψ_s и ν , соответствующих кратковременному действию нагрузки; $(1/r)_3$ — кривизна при продолжительном воздействии длительно действующей части нагрузки, определяемая по формуле (2.123) при Ψ_s , ν , соответствующих длительному действию нагрузки; $(1/r)_4$ — кривизна при выгибе от усадки и ползучести бетона при его обжатии, равная второму члену в формуле (2.122), т. е.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\delta_b - \delta_h}{E_s h_0}. \quad (2.135)$$

Значения кривизны $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ приравняются нулю в формуле (2.134), если в результате расчета они принимают отрицательные значения.

2.4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В современном промышленном строительстве наибольшее распространение имеют железобетонные каркасы зданий из сборного или сборно-монолитного железобетона. Сборный железобетонный несущий каркас состоит из колонн, установленных на фундаментах, и несущих конструкций покрытия (балки, фермы). Поперечные рамы, образованные ими, связываются в продольном направлении фундаментными обвязочными или подкрановыми балками. Продольная устойчивость каркаса обеспечивается путем использования жесткого диска покрытия, состоящего

из стропильных конструкций с приваренными к ним кровельными плитами, и установкой вертикальных связей по покрытию (или плоской кровле) и по колоннам. Свыше двух третей производственных зданий и инженерных сооружений в СССР возводят с преимущественным использованием типовых железобетонных конструкций заводского изготовления. Рассмотрим основные конструктивные элементы железобетонных каркасов горнотехнических и производственных зданий.

В системе конструкций производственного здания покрытие занимает ответственное место и определяет долговечность, характер внутреннего пространства и внешний облик здания. По характеру работы под нагрузкой покрытия делятся на *плоские и пространственные*. В массовом промышленном строительстве наибольшее распространение получили плоские покрытия вследствие простоты изготовления и монтажа таких конструкций. Плоские покрытия проектируются по беспрогонной системе, когда плиты покрытия опираются непосредственно на горизонтальные элементы каркаса или стены здания, и по прогонной системе, когда более мелкие плиты покрытия укладываются на специальные прогоны, опирающиеся на ригели каркаса или стены.

Плоское покрытие состоит из балок или ферм, по которым укладываются плиты покрытия, паро- и теплоизоляция, выравнивающий слой и кровля, защищающие помещения от температурных, атмосферных и других воздействий.

Сборные железобетонные стропильные балки применяют при шаге колонны 6 м для зданий пролетом 6, 9, 12 и 18 м. По профилю поперечного сечения покрытия делят на одно- и двускатные (трапециевидного очертания). На рис. 2.12 представлен сортамент типовых сборных железобетонных стропильных балок для покрытий зданий со скатной кровлей с сеткой колонн площадью 6×6 , 6×9 , 6×12 , 6×18 м.

Балки пролетами 6 и 9 м односкатные (рис. 2.12, а) и двускатные (рис. 2.12, б) с ненапрягаемой арматурой из сварных каркасов и из бетона класса В25 предназначены преимущественно для однопролетных зданий и пристроек с расчетной нагрузкой от покрытия от 4,6 до 8,3 кН/м².

Двускатные балки для пролетов 12 и 18 м (рис. 2.12, в, г) предусмотрены в трех вариантах: с применением арматуры из стержней класса А-IV и высокопрочной проволоки периодического профиля класса Вр-II. Для изготовления применяют бетон классов В25-В40. Балки запроектированы под нагрузки 3,5, 4,5 и 5,5 кН/м² от покрытия и от подвесного транспорта грузоподъемностью до 5 т включительно. По опалубочным размерам и поперечному сечению это балки двух типов — двутавровые (рис. 2.12, в) и так называемые решетчатые (рис. 2.12, г). У последних сечение прямоугольное с постоянной шириной по всей длине балки и отверстиями трапециевидного очертания. Пред-

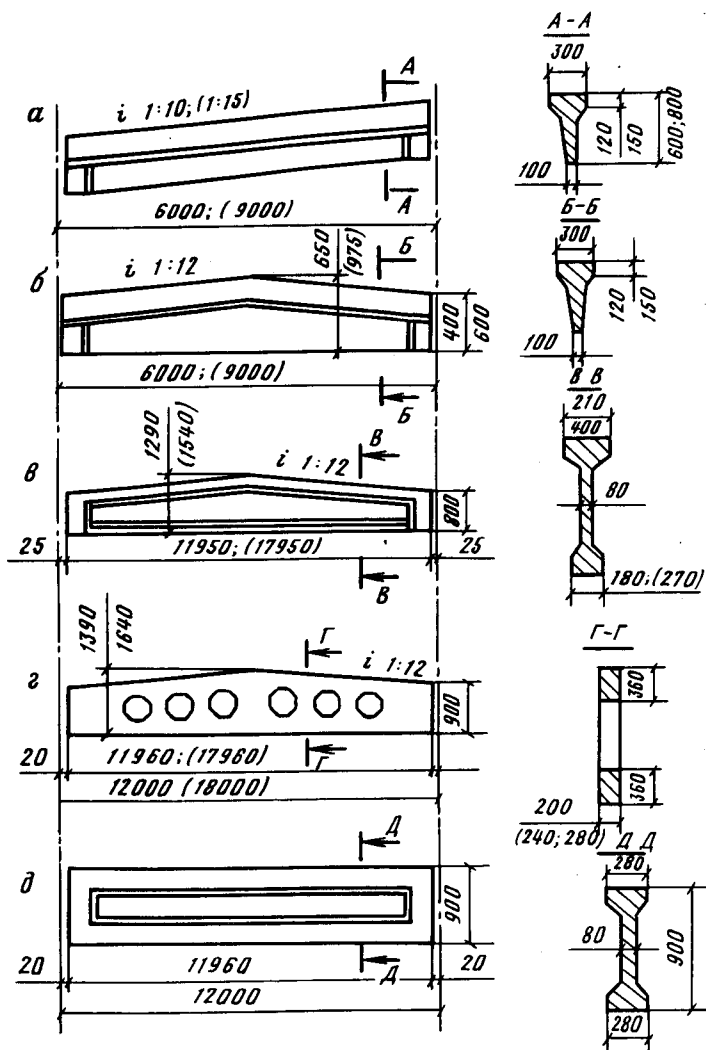


Рис. 2.12. Сборные железобетонные стропильные балки покрытий

варительно напряженные балки с параллельными полками (рис. 2.12, д) применяют для зданий с плоской кровлей. Масса двутавровых балок пролетом 18 м составляет 9,1 т, решетчатых — в пределах 8,5—12,1 т в зависимости от вертикальной нагрузки.

На верхнем поясе балок предусмотрены закладные части для крепления плит покрытия с шагом 1,5 или 3 м, на нижнем поясе — закладные детали для крепления путей подвесного транс-

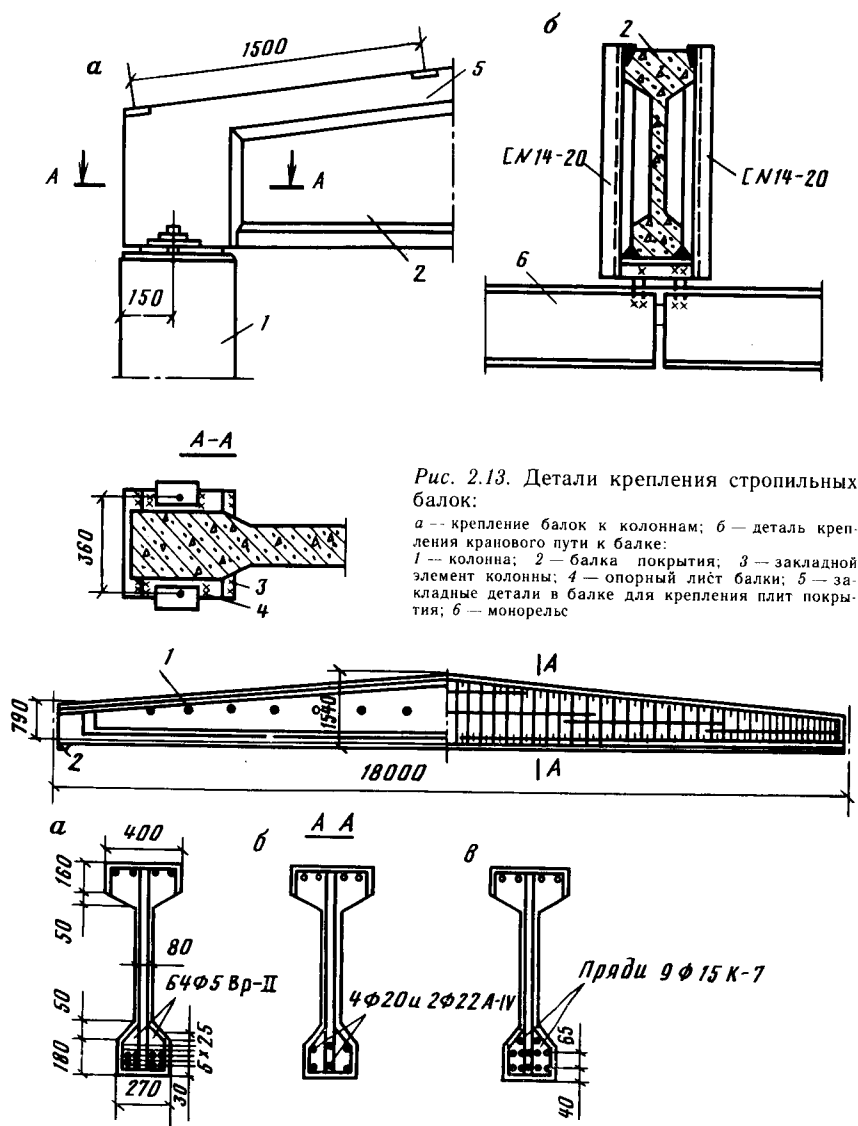


Рис. 2.13. Детали крепления стропильных балок:

a — крепление балок к колоннам; *б* — деталь крепления кранового пути к балке:

1 — колонна; 2 — балка покрытия; 3 — закладной элемент колонны; 4 — опорный лист балки; 5 — закладные детали в балке для крепления плит покрытия; 6 — монорельс

Рис. 2.14. Примеры армирования железобетонной двускатной балки покрытия:
1 — отверстия диаметром 50 мм; 2 — стальной опорный лист

порта, а в опорных частях — стальные листы с вырезами для крепления балок к колоннам на болтах (рис. 2.13).

Балки рассчитывают как изгибаемые конструкции по прочности нормальных и наклонных сечений. По величине изгибающего

момента определяют площадь продольной рабочей арматуры; из расчета прочности наклонных сечений определяют площадь поперечной арматуры. Кроме расчета по прочности производят проверочный расчет по трещиностойкости и жесткости. На рис. 2.14 приведены примеры армирования двускатной балки покрытия различными видами арматурной стали (напрягаемой проволоочной (рис. 2.14, а), стержневой (рис. 2.14, б) и канатной (рис. 2.14, в)).

Для балок покрытий наиболее экономичным сечением является двутавровое со стенкой толщиной 60—100 мм [15]. Этот размер устанавливается в основном из условий удобства размещения арматурных каркасов, а также обеспечения прочности и трещиностойкости конструкции. Высота сечения балок в середине пролета принимается равной $(1/10—1/15)$ пролета. Ширина верхней сжатой полки балок принимается $(1/50—1/60)$ пролета, исходя из обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже. Ширину нижней полки для удобного расположения продольной растянутой арматуры принимают равной 180—300 мм.

Сборные железобетонные предварительно-напряженные стропильные фермы предназначаются для покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с кровлей из рулонных материалов. При пролетах 36 м и более применяют металлические фермы. Для зданий со скатными покрытиями применяют фермы двух типов — раскосные сегментные (с верхним поясом ломаного очертания) и безраскосные арочные очертания (рис. 2.15). По виду напрягаемой арматуры и способу натяжения различают фермы со стержневой, проволоочной прядевой и канатной арматурой, натягиваемой на упоры механическим способом (домкратами), и со стержневой

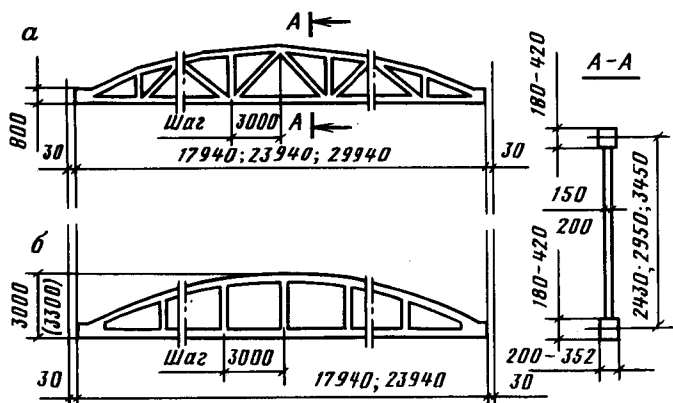


Рис. 2.15. Сборные железобетонные фермы покрытий:
а — сегментные; б — арочные

арматурой, натягиваемой электротермическим способом. Для изготовления используется бетон класса В25-В40. Решетка ферм позволяет опирать плиты шириной 1,5 и 3 м с учетом, чтобы нагрузка от плит покрытия передавалась в узлы ферм во избежание местного изгиба. Для плит покрытия в верхнем поясе ферм предусмотрены закладные детали. Шаг ферм принимается 6 и 12 м. Фермы запроектированы под равномерно распределенные нагрузки 4,5—6,5 Па. Их высота в середине пролета принимается, как правило, равной $(1,7-1/9)$ пролета.

Масса типовых сегментных раскосных ферм пролетом 18 м составляет 4,5—6 т при шаге колонн 6 м и 7,8—9,4 т при шаге 12 м. При пролете фермы 24 м эти величины соответственно равны: 9,2 т и 14,9—18,6 т.

Масса безраскосных ферм при их пролете 18 м равна 6,5 т при шаге колонн 6 м и 9,2—10,5 т при шаге 12 м, а при пролете 24 м — $9,2 \div 10,5$ и $14,2 \div 18,2$ т соответственно.

Усилия в элементах железобетонных ферм определяют методами строительной механики в предположении шарнирности узлов. Нагрузки от покрытия и собственной массы ферм передаются в виде сосредоточенных сил, действующих на узлы верхнего пояса, а от подвешенного транспортного оборудования — на узлы нижнего пояса. При наличии на поясах фермы неузловой нагрузки в них определяют изгибающие моменты. В этом случае верхний пояс фермы рассматривают как неразрезную балку с размерами пролетов, равными расстоянию между узлами. После определения усилий подбирают сечения элементов фермы в зависимости от вида их напряженно-деформированного состояния.

Сборные железобетонные крупнопанельные плиты покрытий изображены на рис. 2.16. Крупнопанельные плиты, предназначенные для беспроемных покрытий, имеют преимущественно распространение в промышленном строительстве. По материалу панели различают железобетонные, легковесные и комплексные. В номенклатуру типовых конструкций горнотехнических и производственных зданий входят железобетонные ребристые плиты размером $1,5 \times 6$, $1,5 \times 12$, 3×6 , 3×12 м. Плиты шириной 1,5 м используют как доборные элементы в местах повышенных снеговых отложений (в перепадах высот, у световых и аэрационных фонарей), поскольку расход бетона и арматуры на них, а также трудозатраты на монтаж выше, чем на плиты шириной 3 м. Плиты воспринимают нагрузку от кровли, снега, вентиляционных и других устройств и рассчитаны под равномерно распределенную нагрузку 3,2—7,1 Па для плит площадью 3×6 м, 3×12 м и 7,2—13,1 Па для плит площадью $1,5 \times 6$ м.

Ребристые плиты 3×12 м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 100×450 мм, поперечные ребра сечением 40×150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах — вуты, которые обеспечивают надежность работы от горизонталь-

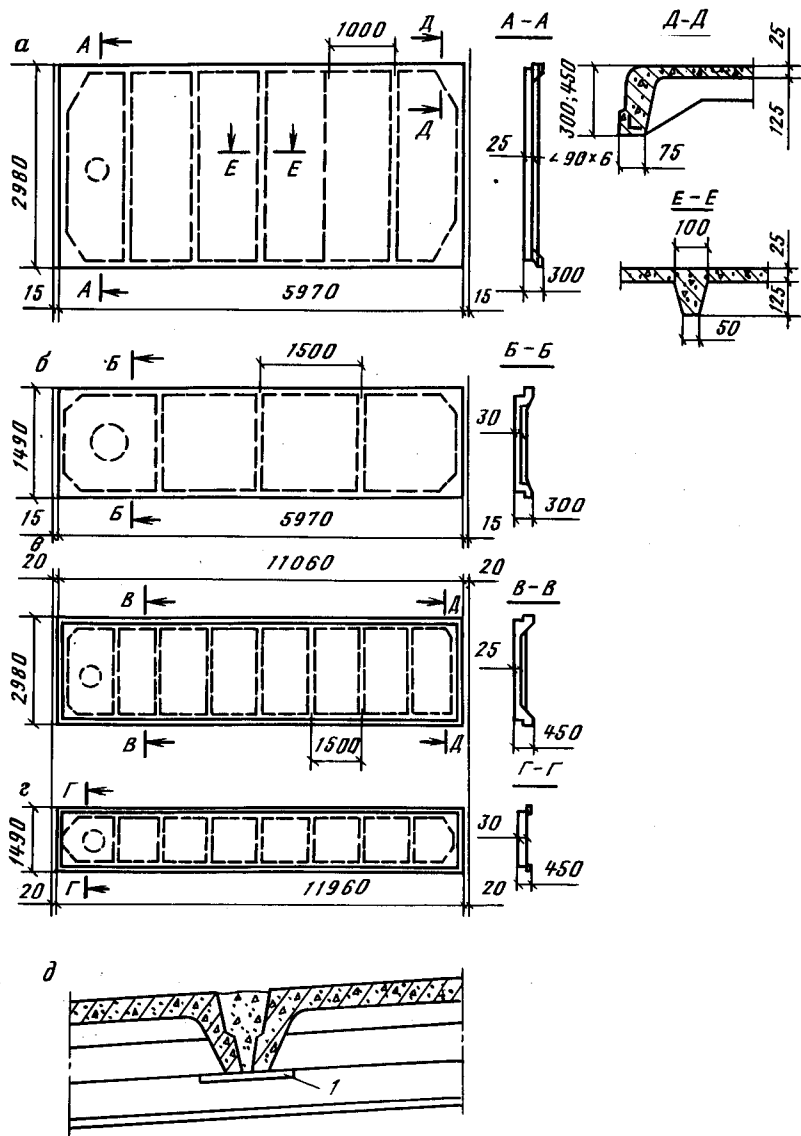


Рис. 2.16. Сборные железобетонные крупнопанельные плиты покрытий:
 а, б, в, г — размерами соответственно 3×6; 1,5×5,0; 3×12 и 1,5×12 м; д — деталь крепления плит к стропильным конструкциям;
 1 — закладная деталь стропильной конструкции

ных усилий, возникающих при торможении мостового крана. Масса ребристых плит размером 3×12 м составляет 6,8 т; $1,5 \times 12$ м — 3,2 т; 3×6 м — 2,38 т и $1,5 \times 6$ м — 1,5 т.

Плиты выполняют также функции горизонтальных связей, обеспечивая пространственную работу каркаса при воздействии на него крановых, ветровых и других горизонтальных нагрузок. Для того, чтобы покрытие в целом работало как жесткий диск, опорные детали плит приваривают не менее чем в трех точках к закладным деталям *I* в стропильных конструкциях (рис. 2.16, *д*). Зазоры между плитами заполняют цементным раствором.

Все плиты заармированы вдоль продольных ребер предварительно-напряженной арматурой в следующих вариантах: стержневая арматура классов А-III, А-IV, А-V; термически упрочненная стержневая арматура классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI; высокопрочная проволока класса Вр-II диаметром 5 мм. Опалубочные размеры плит не зависят от вида напрягаемой арматуры. Применяемый бетон имеет класс прочности В15-В30.

Панели-оболочки «на пролет» (рис. 2.17) предназначены для покрытия одноэтажных одно- и многопролетных промышленных зданий, оборудованных подвесным краном грузоподъемностью до 5 т или мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т, а также для зданий без кранового оборудования.

Основная идея конструктивного решения панели-оболочки заключается в использовании пространственного эффекта при наиболее простой геометрической форме конструкции. Панели-оболочки изготавливаются пролетом 18 и 24 м, шириной 3 м и представляют собой короткую цилиндрическую пологую предварительно-напряженную оболочку, укладываемую непосредственно поперек пролетов без стропильных конструкций. Верхняя поверхность оболочки в продольном направлении описывается по параболе, а в поперечном — плоская. Панель-оболочка состоит из тонкого поля оболочки толщиной 30 мм, армированного сеткой, продольных ребер-диафрагм сегментного сечения и поперечных ребер-диафрагм, образующих кессоны и армированных предварительно-напряженной стержневой арматурой из стали класса А-IV. Панели-оболочки изготавливают из бетона классов В25-В30, их масса составляет 10,9 т при пролете 18 м.

Железобетонные плиты покрытий «на пролет» (рис. 2.18) предназначены для покрытий одноэтажных промышленных зданий при сетке колонн 6×18 и 12×18 м. Эти малоуклонные покрытия изготавливаются из тяжелого и легкого бетона классов В25-В40. Плиты разработаны двух типов: с полкой переменной толщины и с поперечными ребрами. Толщина полки в плитах первого типа 30—100 мм, второго — 30 мм при шаге ребер 1500 мм. Продольное ребро представляет диафрагму сегментного сечения шириной 80 мм переменной высоты от 600 мм на опоре до 900 мм в середине пролета. К продольным ребрам плит

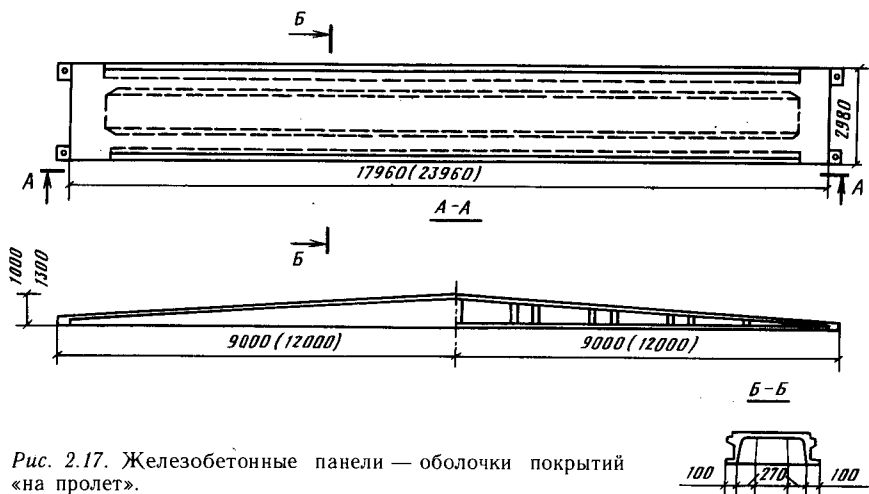


Рис. 2.17. Железобетонные панели — оболочки покрытий «на пролет».

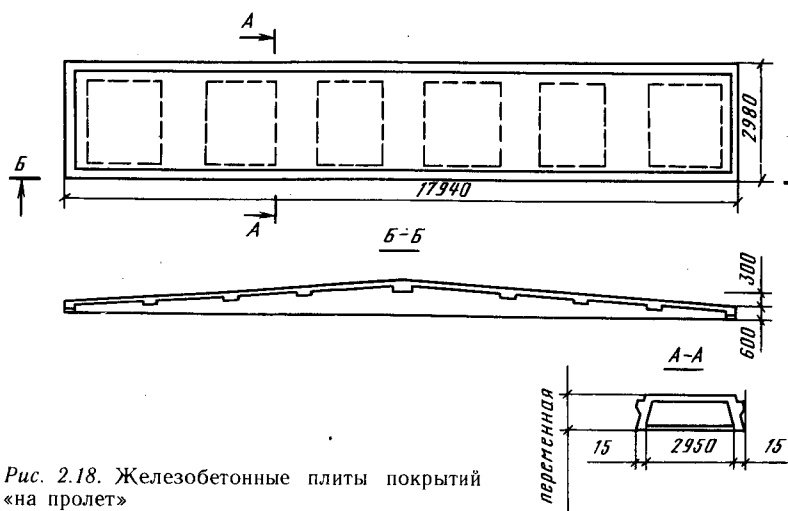


Рис. 2.18. Железобетонные плиты покрытий «на пролет»

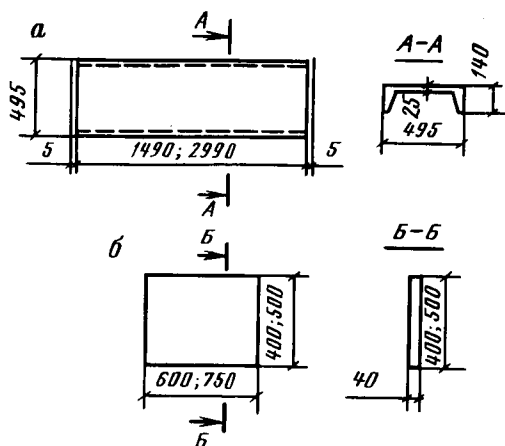
возможна подвеска коммуникаций и кранов грузоподъемностью до 5 т. Масса таких плит составляет 12,9 т.

Мелкоразмерные железобетонные плиты для покрытий с прогонами разработаны размерами $3 \times 0,5$ и $1,5 \times 0,5$ м (ребристые) и $0,75 \times 0,5$ и $0,6 \times 0,4$ м (плоские). Плоские плиты используются как доборные элементы у парапетов при нулевой привязке колонн. Их номенклатура приведена на рис. 2.19.

Перекрытия многоэтажных горнотехнических зданий выпол-

Рис. 2.19. Сборные железобетонные мелкогабаритные плиты покрытий:

a — ребристые; *б* — плоские



няют монолитными (ребристыми) с балочными плитами, сборными панельными, либо безбалочными.

Ребристые железобетонные перекрытия (рис. 2.20), применяемые для междуэтажных перекрытий башенных копров, зданий бункеров и т. д., состоят из плит, работающих по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия связаны между собой и выполняются из бетона классов В15-В25. Сущность такой конструкции заключается в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны при сохранении ребер, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Плита перекрытия работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию между второстепенными балками. Второстепенные балки опираются на жестко связанные с ними главные балки. Последние в свою очередь, опираются на колонны или наружные несущие стены.

Главные балки располагают как в продольном, так и в поперечном направлениях здания. Второстепенные балки размещают таким образом, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны (рис. 2.20). Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей. Ее минимальные значения составляют 6 см для междуэтажных перекрытий промышленных зданий и 5 см — для гражданских. Особенности проектирования монолитных ребристых перекрытий рассмотрены в п. 2.5.

Сборные железобетонные панельные перекрытия (см. рис. 2.20) состоят из ригелей 1 и плит перекрытия 2.

Типовые ригели перекрытий многоэтажных зданий (рис. 2.21) в зависимости от перекрытия имеют два сечения — тавровое (перекрытие первого типа с опиранием плит на полки ригелей) и прямоугольное (перекрытие второго типа с опиранием плит на ригели прямоугольного сечения). Размеры сечений ригелей оп-

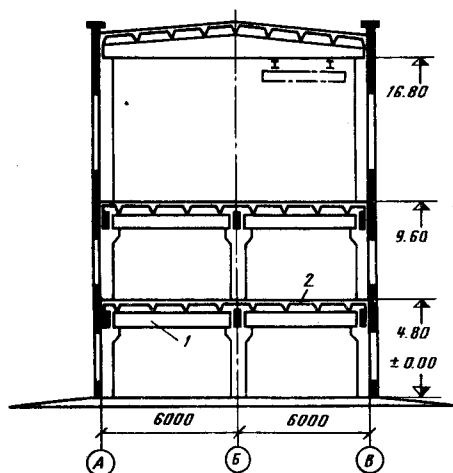
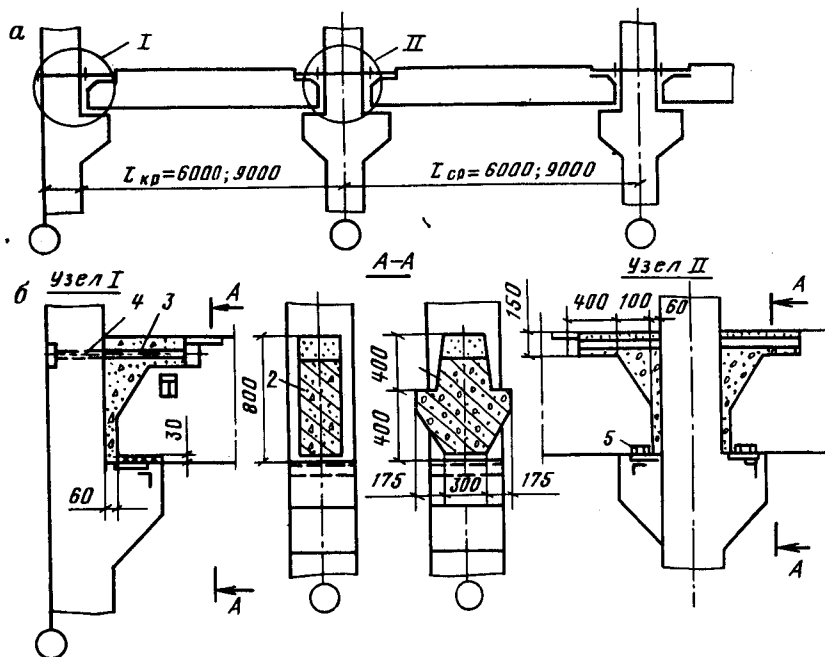


Рис. 2.20. Поперечный разрез надшахтного здания шахты «Южная» № 2 ПО «Ростовголь»

Рис. 2.21. Сборные железобетонные ригели междуэтажных перекрытий:

а — монтажная схема ригелей; б — конструкции сопряжений ригелей с колоннами: 1 — ригель перекрытия первого типа; 2 — ригель перекрытия второго типа; 3 — выпуск арматуры из ригелей; 4 — арматурные стержни, пропускаемые через отверстия в колонне; 5 — сварка закладных деталей на монтаже



ределяются, исходя из расчета на внешние нагрузки в зависимости от их пролетов, применяемых материалов и условий сопряжения ригелей с колоннами.

Для изготовления ригелей применяют бетон классов по прочности В15-В30. Арматуру для пролета 6 м применяют ненапря-

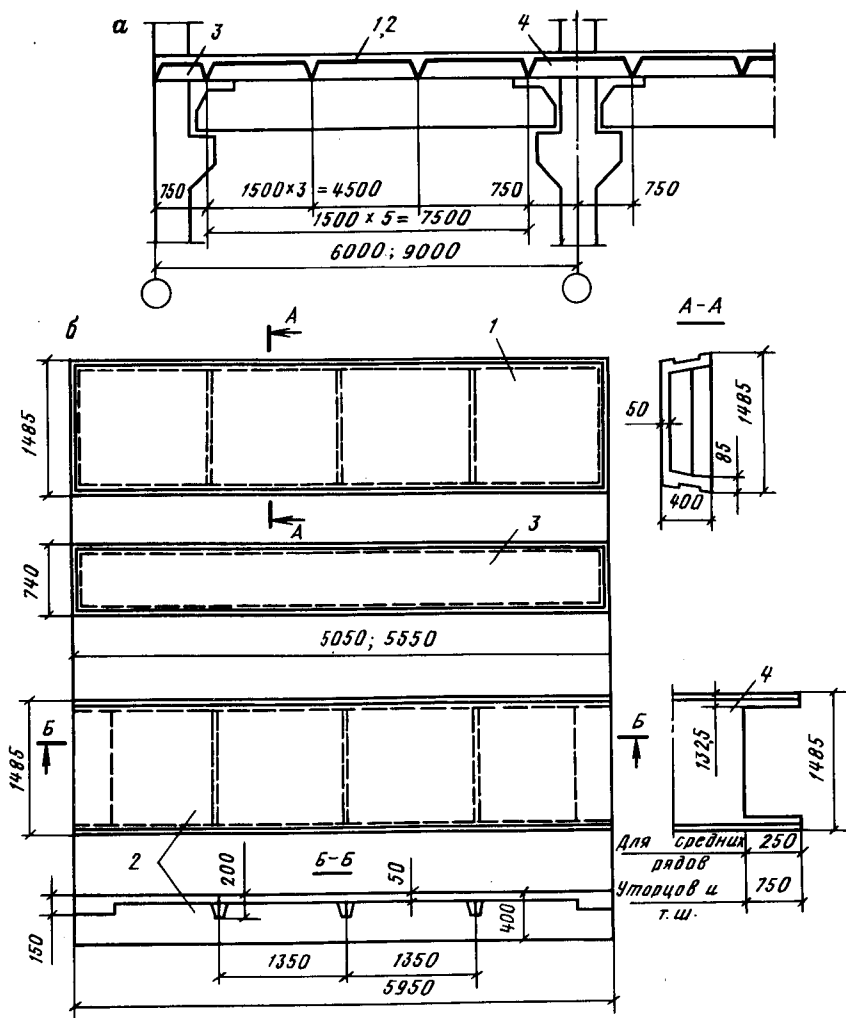


Рис. 2.22. Сборные железобетонные плиты междуэтажных перекрытий:
 а — монтажная схема плит перекрытия; б — номенклатура типоразмеров плит: 1, 2 — плиты основные для перекрытий первого и второго типов соответственно; 3 — плита доборная; 4 — плита межколонная для перекрытий второго типа

гаемую, из стали класса А-III; арматура для пролета 9 м — предварительно-напряженная, стержневая, периодического профиля, из стали классов А-IV и Ат-IV.

Сборные железобетонные плиты междуэтажных перекрытий (рис. 2.22) имеют ребристую конструкцию с продольными поперечными ребрами. По ширине они приняты двух типоразмеров:

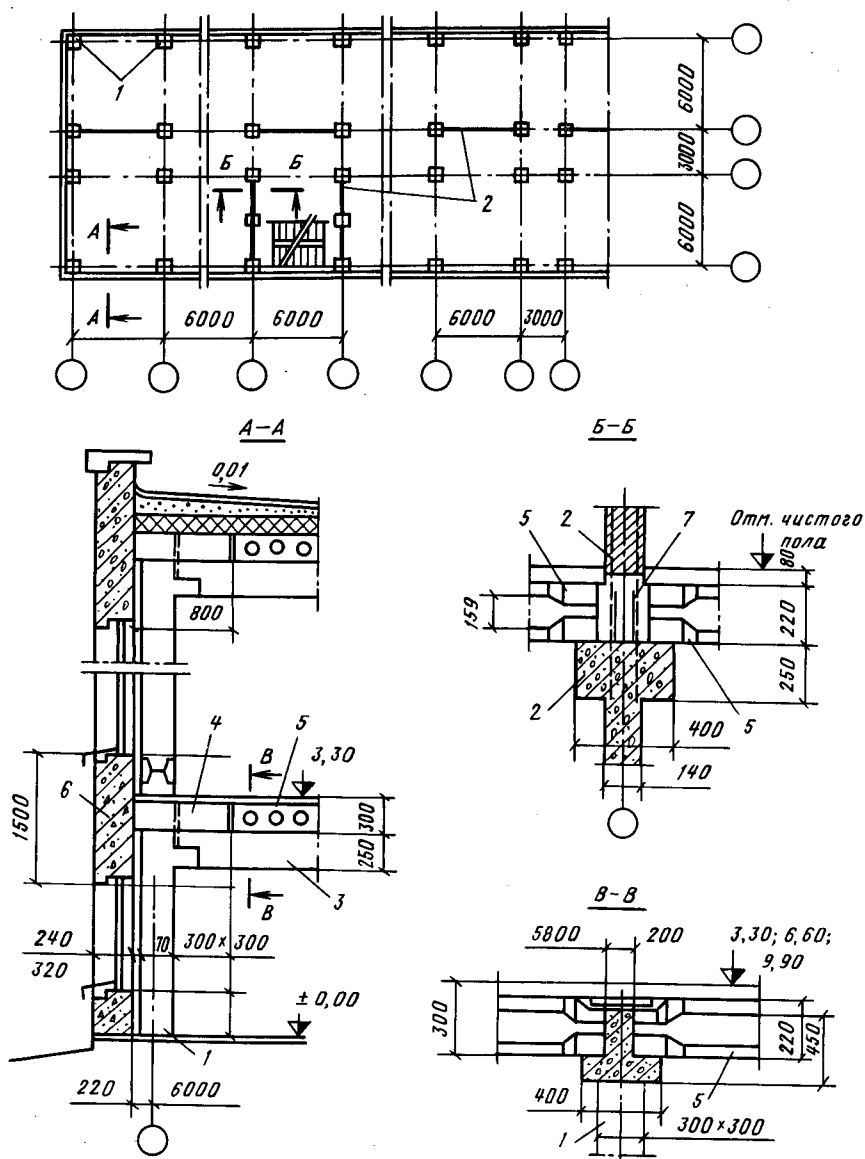


Рис. 2.23. Вариант компоновки многоэтажного здания со связевым каркасом:
 1 — колонны, 2 — продольные и поперечные диафрагмы жесткости; 3 — ригели; 4, 5 — соответственно
 пристенные и рядовые плиты перекрытия; 6 — стеновые панели ограждения; Δ — длина вставки
 1040 (1200) мм в температурном шве

основная плита шириной 1,5 м и доборная — 0,75 м. Доборные плиты укладываются у крайних колонн поперечной рамы в перекрытиях обоих типов. Межколонные плиты, укладываемые вдоль средних рядов колонн, в перекрытиях второго типа имеют вырезы с торцов для прохода колонн. Все плиты имеют закладные детали для крепления к ригелям перекрытий, а доборные и межколонные — дополнительно для их крепления между собой поверху. Плиты изготавливаются без напрягаемой арматуры из бетонов класса В15-В25 и предварительно напряженными из бетонов класса В25-В30.

Для строительства многоэтажных горнотехнических и промышленных зданий вспомогательного или административного назначения (типа административно-бытовых комбинатов) широко используют унифицированные железобетонные конструкции, применяемые в общественных и жилых зданиях.

В практике строительства вспомогательных многоэтажных зданий наиболее широкое распространение получили двух- или трехпролетные здания (см. рис. 1.19), например, 6×6 , $6 \times 3 \times 6$, $6 \times 6 \times 6$ м с шагом колонн 6 м и высотами этажей 3,3; 3,6 или 4,2 м. На рис. 2.23 представлен вариант компоновки многоэтажного здания со связевым каркасом. В отличие от других зданий все колонны рассматриваемого каркаса совмещаются геометрическими осями с сеткой разбивочных осей зданий, поскольку такая привязка сокращает число типоразмеров железобетонных элементов. Однако при этом возникает необходимость в доборных угловых панелях стен, навешиваемых в торцах здания.

В качестве плит перекрытия в таких многоэтажных зданиях применяют многопустотные панели. Панели изготовляют длиной 6 м с пустотами овальной (рис. 2.24, а) и круглой формы

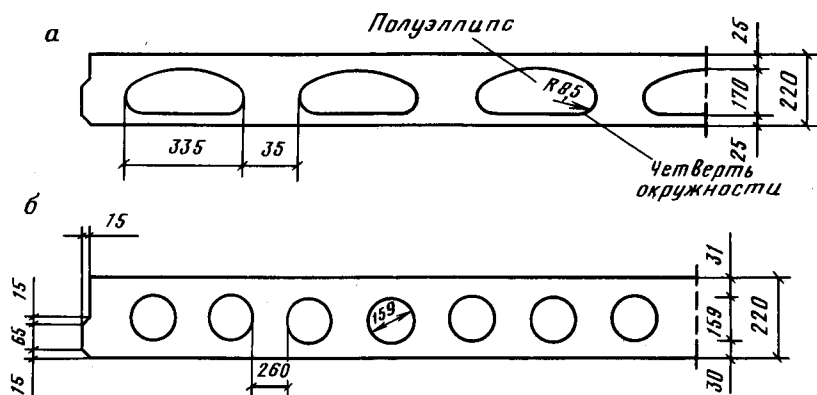


Рис. 2.24. Многопустотные плиты перекрытий для административно-бытовых зданий

(рис. 2.24, б). Экономичность панелей оценивают по приведенной толщине бетона, полученной делением объема бетона панели на ее площадь, и по расходу арматурной стали. Наиболее экономичны панели с овальными пустотами [15]. Однако при их изготовлении возникают технологические трудности, связанные с тем, что при извлечении пустотообразователей стенки каналов свежеотформованной конструкции иногда разрушаются. Поэтому в качестве типовых приняты сварные панели с круглыми пустотами.

Элементы сборных железобетонных перекрытий рассчитываются как изгибаемые конструкции. Ригель многопролетного перекрытия рассчитывается как неразрезная балка с учетом перераспределения усилий в конструкции. Для предварительного определения размеров поперечного сечения ригеля его высоту принимают в пределах $1/10$ — $1/15$ пролета, ширину ригеля — $0,3$ — $0,4$ высоты.

При расчете плит и панелей их пролет принимают равным расстоянию между осями опор. Высота сечения плит и панелей должна быть определена таким образом, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов). Высоту сечения предварительно-напряженных плит и панелей назначают в пределах $1/20$ — $1/30$ расчетного пролета. При расчете прочности по изгибающему моменту сечение плит и панелей рассматривают как тавровое с полкой в сжатой зоне и с шириной ребра, равной суммарной ширине всех ребер плит или панелей. Расчетная ширина сжатой полки принимается равной полной ширине конструкции.

Армируют плиты и панели сварными каркасами и сетками. Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах плит. В многопустотных панелях расстояние между продольными стержнями должно быть не более 400 мм. Поперечные стержни объединяют с продольной арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в ребрах.

Многоэтажные здания с безбалочными перекрытиями (рис. 2.25) предназначены для производств, где предпочтительны перекрытия с гладкими потолками. Такие здания обычно имеют квадратную сетку колонн 6×6 м и унифицированные высоты этажей 3,6; 4,8 или 6 м. Габаритные схемы многоэтажных зданий с безбалочными перекрытиями предусматривают совмещение продольных и поперечных осей зданий с геометрическими осями колонн. Привязка внутренней грани наружных стен назначается 1570 мм, расстояние между разбивочными осями у температурного шва — 3140 мм, исходя из габаритов капителей. Расстояние между температурными швами принимается не более 60 м. Конструкция кровли проектируется плоской.

Безбалочные каркасы состоят из пяти основных конструктив-

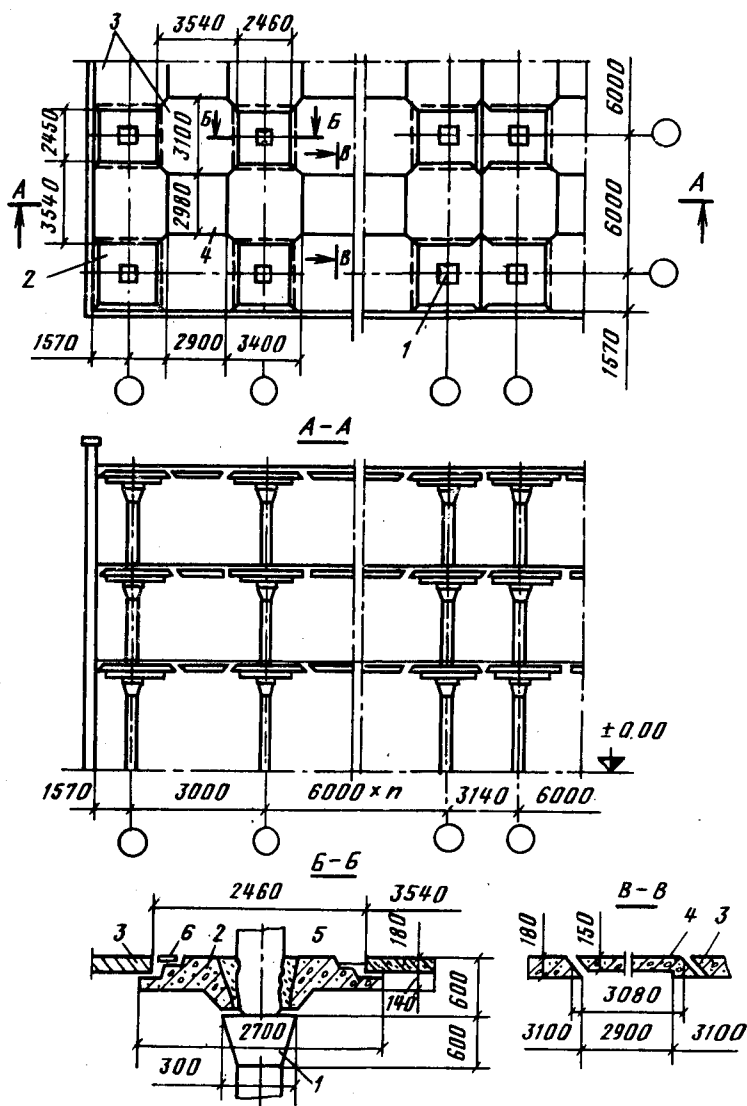


Рис. 2.25. Безбалочные перекрытия многоэтажных зданий:

1 — колонна; 2 — капитель; 3 — надколонная плита; 4 — пролетная плита; 5 — бетон замоноличивания; 6 — сварка выпусков арматуры из надколонных плит с закладными деталями капителей

ных элементов: фундаментов, колонн, капителей, надколонных и пролетных плит. Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов плит и соз-

дать для них опору. Преимущество таких перекрытий по сравнению с балочными заключается в лучшем использовании объема помещений, благодаря отсутствию выступающих ребер, облегчению прокладки различных коммуникаций.

Конструктивная схема зданий из типовых конструкций принята в виде сборно-монолитного железобетонного каркаса с навесными панельными стенами. Каркас, запроектированный рамным в обоих направлениях, состоит из колонн квадратного сечения размерами 400×400 мм, 500×500 мм и 600×600 мм в зависимости от нагрузок на перекрытие, капителей размером в плане 2700×2700 мм и высотой 600 мм, надколонных плит постоянного сечения толщиной 180 мм и размерами в плане 3100×3540 мм и пролетных плит толщиной 150 мм и размерами в плане 3080×3080 мм. Сечение колонн принимается в зависимости от числа этажей и нагрузок на перекрытия. Все элементы выполнены из бетона класса В15-В40 и стержневой арматуры периодического профиля класса А-III.

На колоннах предусмотрены четырехсторонние консоли для опирания капителей. Над консолями по граням колонн имеются горизонтальные пазы, такие же как и на внутренней поверхности капителей. Это позволяет создать шпоночное соединение элементов после замоноличивания узла бетоном. Стыковка колонн выполняется сваркой стальных оголовков колонн. Надколонные плиты имеют выпуски арматуры, которые привариваются к закладным деталям капителей, и закладные части для приварки выпусков арматуры для пролетных плит. Эти выпуски устраивают в двух местах по каждой стороне плиты. Существенным недостатком конструкции перекрытия является трудоемкость ее возведения из-за значительного объема монолитных участков у всех капителей по периметру здания, а также наличия «мокрых» стыков (ручной сварки) при соединении конструкций.

Элементы безбалочного перекрытия проектируются как изгибаемые железобетонные конструкции. Пролетный и опорный моменты квадратных плит перекрытия определяют с учетом перераспределения усилий по методу предельного равновесия. При этом расчетный пролет надколонных плит принимают равным расстоянию в свету между краями капители, умноженному на коэффициент надежности 1,05.

Капители рассчитывают в продольном и поперечном направлениях на нагрузку от опорных давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру располагают поверху капители, стенки капителей армируют конструктивно.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной силы от нагрузки на вышележащих этажах и на действие изгибающего момента от односторонней временной нагрузки на перекрытие.

Навесные железобетонные стены представляют основной вид

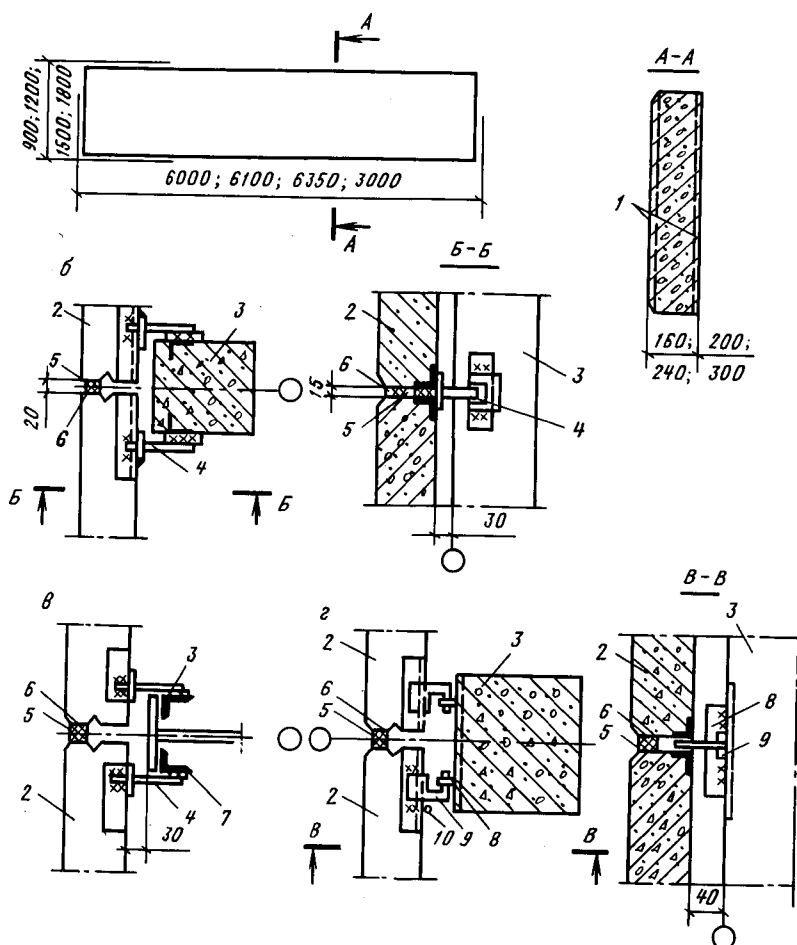


Рис. 2.26. Сборные легкобетонные стеновые панели для отапливаемых зданий:
 а — основные размеры панелей; б, в — детали крепления панелей к железобетонным и металлическим колоннам; г — скрытое крепление панелей

наружных ограждений. Такие стены передают свой вес на колонны каркаса через опорные столики, за исключением цокольной части, опирающейся на фундаментную балку. Стеновые панели для отапливаемых зданий (рис. 2.26), входящие в номенклатуру типовых конструкций, представляют собой плоскую однослойную конструкцию и спроектированы из ячеистых автоклавных бетонов класса В2,5 и из легких бетонов на пористых заполнителях (керамзитобетон, перлитобетон, аглопористобетон) с внутренним и наружным фактурным слоями из цементно-песчаного раствора 1.

В соответствии с шагом крайних колонн 6 м подразделяют

панели на рядовые длиной 6,0 м, угловые длиной 6,1 и 6,35 м и простеночные длиной 3 м. Их номинальные высоты — 0,9; 1,2; 1,5; 1,8 м. По назначению в стене здания панели разделяются на рядовые, парапетные, карнизные и панели простенков. Они армируются пространственными каркасами, рассчитаны на нормативную ветровую нагрузку 0,55—0,9 кН/м² и изготавливаются толщиной 160—300 мм.

В случае применения панелей в зданиях с агрессивной средой и при относительной влажности 60 % предусматриваются меры антикоррозийной защиты панелей и креплений.

Навесные панели 2 (см. рис. 2.26) крепят к закладным деталям в железобетонных колоннах 3 стальным прутком 4 диаметром 14 мм с шайбой, фиксирующей внутреннюю грань стены на расстоянии 30 мм от наружной колонны. В остальных колоннах 3 двутаврового сечения необходимая для крепления плоскость образуется приваренными к полкам уголками 7. Гибкость прутка 4 допускает небольшие вертикальные перемещения панелей. В зданиях с улучшенной отделкой помещения могут применяться скрытые крепления панелей, размещаемые в зазоре между панелью и колонной. Такое крепление состоит из скобы 8, приваренной к колонне, и крюка 9, приваренного к панели. Штырь 10, приваренный к верхней и нижней панелям, замыкает крепление.

Заполнение швов панельных стен осуществляется упругими синтетическими прокладками 5 из поризола, гернита и других материалов и герметизирующей мастикой 6 УМС-50. Заполнение швов цементно-песчаным раствором возможно только в виде исключения.

Железобетонные стеновые панели для неотопливаемых промышленных зданий (рис. 2.27) разработаны как типовые из бетона классов В25 и В30 и напрягаемой арматуры. Панели представляют собой ребристые плиты длиной 12 м и высотой 1,2; 1,8 и 2,4 м. Высота продольных ребер 300 мм, толщина 30 мм. Крепление панелей 1 к каркасу 2 производится при помощи двух коротышей из уголков 4, привариваемых к закладным деталям 3 и 5 соответственно в панелях и колонне. Панели над оконными проемами устанавливают на стальные опорные столики. Для заполнения швов рекомендуется применять упругие прокладки и в виде исключения цементный раствор.

Сборные железобетонные предварительно-напряженные подкрановые балки совместно с рельсами образуют пути движения мостовых кранов. Прочно соединяясь с колоннами, они придают каркасу здания дополнительную пространственную жесткость. Железобетонные подкрановые балки длиной 6 и 12 м применяют для кранов грузоподъемностью 10—30 т. Они имеют тавровое (рис. 2.28, а) или двутавровое (рис. 2.28, б) сечение. Развитая в ширину полка балок обеспечивает усиление сжатой зоны, воспринимает поперечные горизонтальные нагрузки, а также

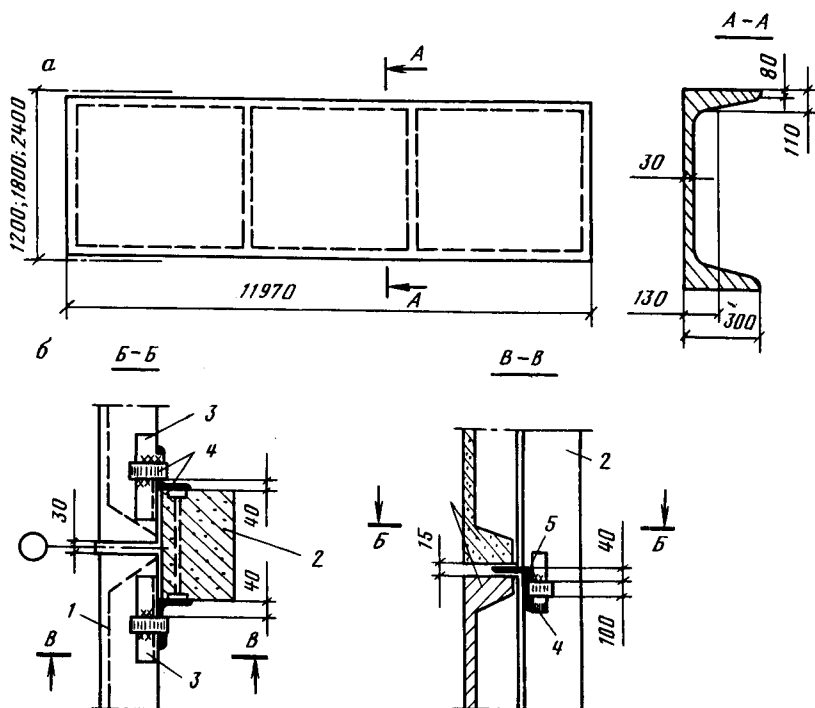


Рис. 2.27. Железобетонные стеновые панели для неотапливаемых зданий с шагом колонн 12 м:

а — размеры панелей; б — узел крепления панелей к колонне

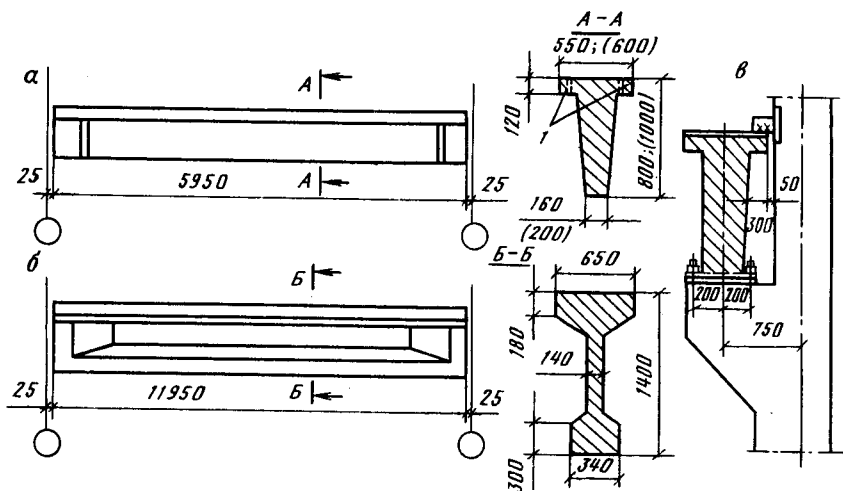


Рис. 2.28. Железобетонные подкрановые балки

упрощает крепление крановых рельсов. Для крепления последних в подкрановых балках предусматриваются отверстия $\varnothing 20$ мм и с шагом 150 мм по длине балки. К колоннам балки крепят сваркой закладных элементов и анкерными болтами (рис. 2.28, в).

Рассчитываются подкрановые балки как изгибаемые железо-

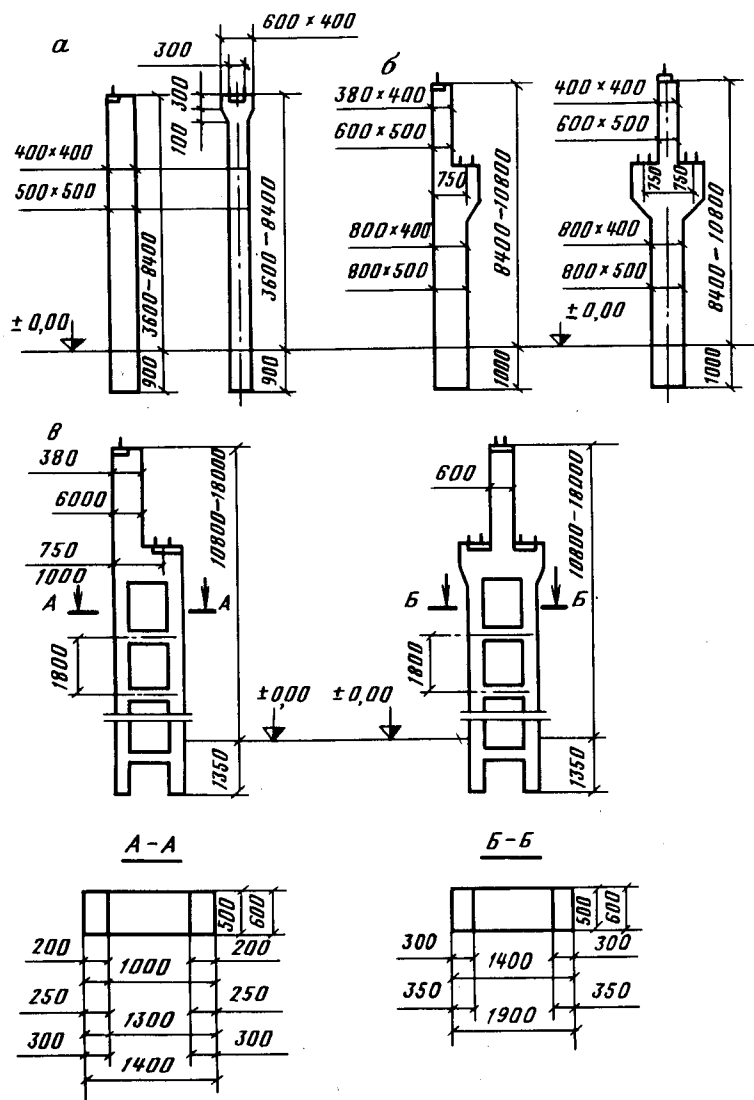


Рис. 2.29. Типовые железобетонные колонны одноэтажных промышленных зданий

бетонные конструкции на нагрузки, передаваемые мостовым краном. Расчетные нагрузки от мостового крана при расчете на прочность определяют с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ и коэффициентом динамичности, равным 1,1. Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах $(1/8—1/10)$ ее пролета, толщину верхней полки — $(1/7—1/8)$ высоты балки, ширину верхней полки — $(1/10—1/20)$ пролета. Армируют подкрановые балки высокопрочной проволокой, стержневой арматурой, арматурными канатами класса К-7. В связи с динамическими воздействиями на балку арматурные каркасы выполняют вязанными. Для подкрановых балок применяют бетон классов В30-В45. Масса подкрановых балок пролетом 12 м составляет 10—12 т.

Сборные железобетонные колонны являются одним из основных несущих элементов каркаса здания. Для *одноэтажных горнотехнических и промышленных зданий* наиболее широко применяют следующие типовые колонны:

прямоугольного сечения для зданий без кранового оборудования, но с возможностью устройства подвешного транспорта грузоподъемностью до 5 т включительно, с высотой здания от 3,6 до 9,6 м, пролетами 12, 18 и 24 м, шагом колонн (ШК) 6 или 12 м. Их номенклатура представлена на рис. 2.29, а;

прямоугольного сечения для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью до 20/5 т включительно, с высотой здания 8,4; 9,6 и 10,8 м, пролетами 12, 18 и 24 м, шагом колонн 6 или 12 м. Их номенклатура показана на рис. 2.29, б;

сквозные двухветвенные для зданий, оборудованных мостовыми электрическими кранами грузоподъемностью до 50/20 т включительно, с высотой зданий от 10,8 до 18 м, пролетами 18, 24 и 30 м, шагом колонн 6 или 12 м. Ветви колонн сквозного сечения связаны горизонтальными распорками — ригелями через 1,8 м. Номенклатура двухветвенных колонн представлена на рис. 2.29, в.

В колоннах имеются закладные детали для крепления стропильных конструкций, стеновых панелей, подкрановых балок и вертикальных связей. Для изготовления колонн используют бетон классов В15-В30 и ненапрягаемую арматуру из стали класса А-III.

Железобетонные колонны для многоэтажных зданий (рис. 2.30) в целях сокращения монтажных единиц и повышения надежности приняты двухэтажной разрезки. Для зданий с нечетным числом этажей предусмотрены дополнительные колонны верхнего этажа. Сечения колонн приняты площадью 400×400 мм и 600×400 мм и одинаковыми на всю высоту здания. На рис. 2.30 приведены типоразмеры колонн для высот этажей 3,6; 4,8 и 6 м для перекрытий с опиранием плит по верху ригелей. Колонны изготовляют из бетона классов В15-В35 и стержневой

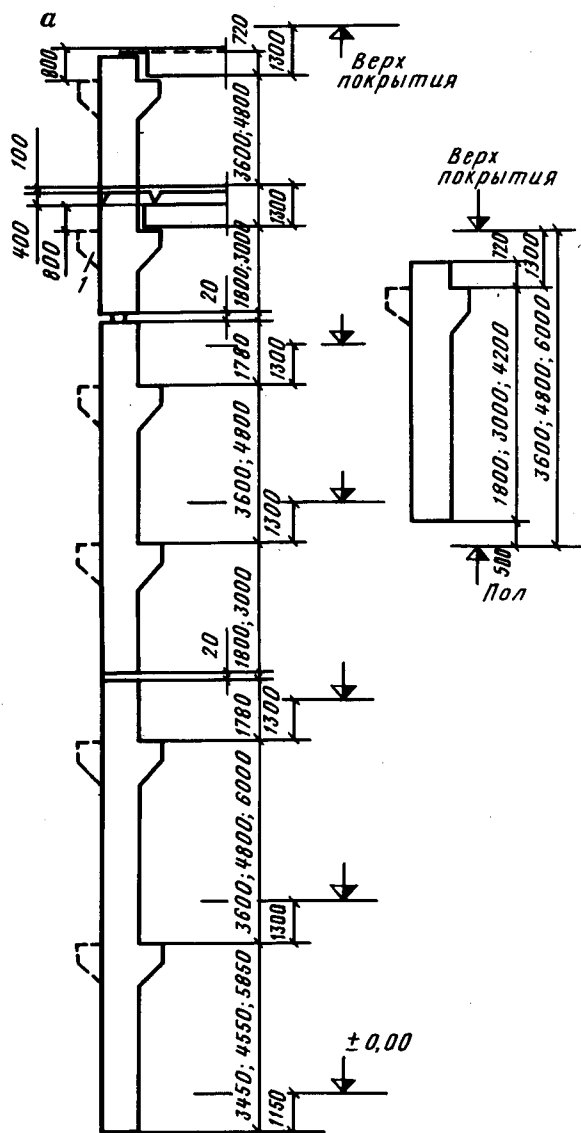


Рис. 2.30. Сборные железобетонные колонны многоэтажных промышленных зданий:

а — конструктивная схема колонн для зданий с четным числом этажей;
 б — дополнительные колонны для зданий с нечетным числом этажей

горячекатаной арматуры периодического профиля из стали класса А-III. Для среднего ряда колонн предусматриваются специальные консоли 1. Стыки колонн расположены на одной высоте от плит перекрытий и решаются в виде «сухого» стыка, при котором стальные оголовки колонн свариваются на монтаже с

помощью стержней арматуры. После этого стык оборачивается стальной сеткой и бетонируется.

Определение внутренних усилий в колоннах от нагрузок, передаваемых покрытием, подкрановой балкой и стеновыми панелями ограждений, производится методами строительной механики в зависимости от конструктивной схемы каркаса здания. Сечение колонны и необходимое количество арматуры определяются в результате расчета колонны как внецентренно-сжатого элемента с учетом влияния прогиба на эксцентриситет продольной силы. Расчетная длина l_0 сборных железобетонных колонн зданий с мостовыми кранами в плоскости поперечной рамы для подкрановой части принимается равной $1,5H_2$ (см. рис. 1.24), для надкрановой части $l_0 = 2H_1$ [5]. Без учета крановой нагрузки расчетная длина $l_0 = 1,5H_2$ и $1,2H_2$ — в подкрановой части соответственно для одно- и многопролетных зданий и $l_0 = 2,5H_1$ — для надкрановой части колонны.

При расчете колонн из плоскости поперечной рамы l_0 определяется на основании [5] и составляет $l_0 = 0,8H_2$ и $l_0 = 1,2H_2$ при наличии вертикальных связей в здании или их отсутствии соответственно. Аналогично для надкрановой части $l_0 = 1,5H_1$ и $l_0 = 2H_1$.

Расчетная длина сборных железобетонных колонн для однопролетных зданий без мостовых кранов составляет $l_0 = 1,5H$, а для многопролетных — $l_0 = 1,2H$.

Пример армирования внецентренно-сжатой колонны представлен на рис. 2.31. Колонна запроектирована с симметричным армированием по сжатой и растянутой зонам. В качестве рабочей продольной арматуры принята арматура класса А-III диаметром 20 мм, поперечная — класса А-I диаметром 6 мм и с шагом 300 мм. Консоли, поддерживающие подкрановые балки, заармированы хомутами и отгибами, воспринимающими усилие от мостового крана.

В последнее время в качестве колонн одноэтажных производственных зданий без мостовых кранов используются железобетонные центрифугированные колонны кольцевого сечения (рис. 2.32). Эти колонны могут быть также использованы для опор эстакад под технологические трубопроводы, опор транспортных и пешеходных галерей.

Колонны изготавливаются из бетона классов В25-В60, армируются сталью класса А-II. Высота центрифугированных колонн H составляет 3,6—19,2 м, наружный диаметр — 300—1000 мм, толщина стенки — 50—120 мм. Применение колонн кольцевого сечения позволяет сократить расход бетона на 40—50 %, арматурной стали — до 30 %, цемента — на 25—30 %, а также использовать высокопрочные бетоны.

В течение ряда лет в НИИЖБ Госстроя СССР проводятся исследования работы предварительно напряженных колонн с раз-

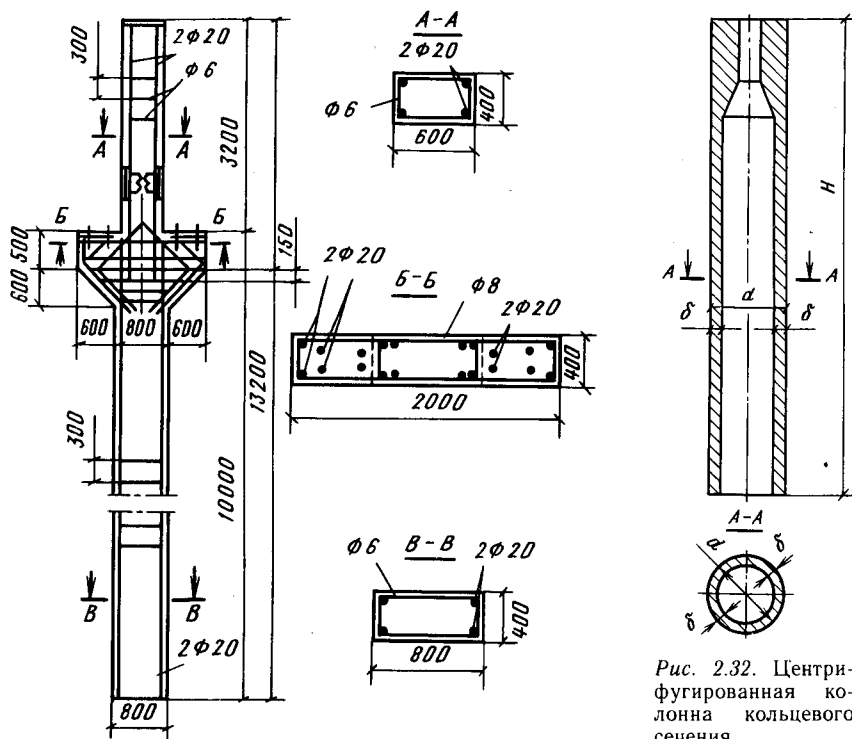


Рис. 2.31. Пример армирования колонны одноэтажного промышленного здания, оборудованного мостовым краном

Рис. 2.32. Центри-
фугированная ко-
лонна кольцевого
сечения

личными гибкостями и различными параметрами, характеризующими влияние предварительного напряжения. Исследованиями установлено, что предварительное напряжение продольной арматуры положительно влияет не только на трещиностойкость и жесткость колонн, но также на устойчивость и прочность гибких колонн по сравнению с обычными с ненапрягаемой арматурой. Предварительное напряжение железобетонных колонн позволяет снизить расход бетона на 25 %, арматурной стали на 30—40 %.

Основным направлением строительного проектирования железобетонных конструкций является снижение их материалоемкости. На 1000 м³ железобетона расходуется свыше 80 т проката металлов, а на армирование сборных и монолитных конструкций всех видов в СССР ежегодно расходуется более 12 млн. т стали. Это составляет около 30 % металлопродукции, выделяемой на нужды капитального строительства и почти в 2 раза превышает потребление стали на строительные стальные конструкции. Поэтому снижение материалоемкости железобетонных конструкций в усло-

виях массового капитального строительства является важной народнохозяйственной задачей. Ее реализация может быть обеспечена по следующим трем основным направлениям:

расширение применения в железобетонных конструкциях материалов с улучшенными характеристиками: высокопрочной арматуры и бетонов высоких классов, а также бетонов с пониженной объемной массой для ограждающих конструкций;

совершенствование решений железобетонных конструкций, включая создание новых, менее металлоемких конструкций и изделий с минимальными расходами конструктивной арматуры и закладных деталей на базе разработки новых и корректировки существующих методов расчета с более полным учетом неупругих свойств железобетона, изменчивости исходных материалов, условий прочности и особенностей деформирования железобетона при сложном напряженном состоянии, в том числе с применением методов оптимального проектирования;

совершенствование технологических процессов, опалубочных форм, оснастки и оборудования для изготовления конструкций.

Планомерная работа в указанных направлениях ведется головной организацией НИИЖБ Госстроя СССР в течение ряда лет и реализуется через нормы проектирования, типовое и экспериментальное проектирование, стандарты на изделия и исходные материалы, экспериментальное строительство, плановое внедрение и т. д.

2.5. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Железобетонные конструкции, работающие в условиях поперечного изгиба, представлены главным образом грузонесущими элементами покрытий и междуэтажных перекрытий. В настоящее время железобетонные перекрытия являются основными видами перекрытий в промышленном и гражданском строительстве.

Конструктивные особенности и монтажное исполнение основных железобетонных перекрытий рассмотрены в п. 2.4.

Более подробно рассмотрим конструктивные особенности и пример расчета монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами (см. рис. 1.20). Грузонесущими элементами таких перекрытий являются плита, работающая по короткому направлению, второстепенные и главные балки.

Особенность конструкции монолитного ребристого перекрытия заключается в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра. В ребрах сконцентрирована растянутая арматура, а полка ребер-плита работает на изгиб по пролету, равному расстоянию между второстепенными балками. Второстепенные балки опираются на

монократно связанные с ними главные балки. Последние опираются на колонны или на несущие наружные стены.

Толщину плиты по экономическим соображениям принимают как можно меньшей. Минимальные значения толщины плиты составляют 6 см для междуэтажных перекрытий промышленных зданий и 5 см для гражданских зданий. При значительных временных нагрузках (свыше 8 кН/м^2), что характерно для горнотехнических зданий, толщину плиты увеличивают до 8—10 см, исходя из условия экономичного армирования.

Второстепенные балки размещают таким образом, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны (см. рис. 1.20). Их шаг, а следовательно, и пролет плит рекомендуется принимать в пределах 1,7—2,7 м. Главные балки обычно располагают по двум схемам: продольной и поперечной относительно направления осей здания.

Расположение главных балок вдоль поперечной оси здания увеличивает его жесткость, обеспечивает передачу основной нагрузки только на простенки, которые в этом случае усиливаются пиллястрами, но ухудшает условия освещенности помещения.

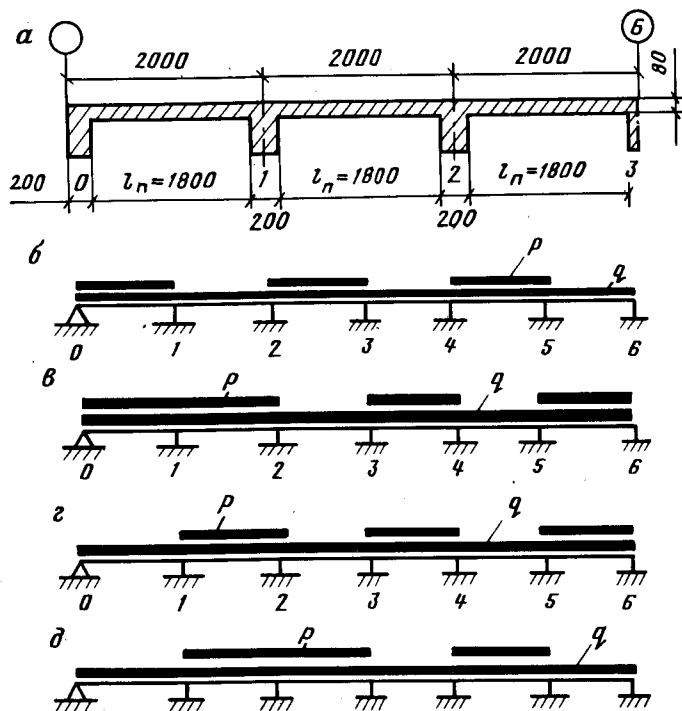


Рис. 2.33. Схема к расчету плиты монолитного ребристого перекрытия

Расположение главных балок вдоль продольной оси здания создает благоприятные условия для освещенности, но перегружает продольные стены здания.

Ширина второстепенных и главных балок рекомендуется равной $(0,3—0,6)h$, где h — высота балок, которая для второстепенных балок назначается равной $(1/12—1/20)$ пролета, а для главных балок — $(1/10—1/15)$ пролета.

Произведем расчет и конструирование монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами, показанного на рис. 1.15. Материал перекрытия: бетон класса В12,5 ($R_b=7,5$ МПа; $R_{bt}=0,66$ МПа; $E_b=2,1 \cdot 10^4$ МПа по табл. 2.1) арматура класса А-I ($R_s=225$ МПа, $R_{sw}=175$ МПа; $E_s=2,1 \cdot 10^5$ МПа) и А-II ($R_s=280$ МПа, $R_{sw}=225$ МПа, $E_s=2,1 \cdot 10^5$ МПа по табл. 2.2). Основные конструктивные размеры и сбор нагрузки на элементы перекрытия (балочную плиту, второстепенные балки и главные балки) были приведены ранее в п. 1.5.

Для расчета балочной плиты вырезаем в направлении, нормальном к второстепенным балкам, полосу шириной 1 м и рассматриваем ее как шестипролетную неразрезную балку (рис. 2.33), основные конструктивные размеры которой показаны на рис. 2.33, а. Расчетные изгибающие моменты в наиболее характерных сечениях плиты находим с учетом перераспределения усилий, суммируя моменты от равномерно распределенной по всем пролетам постоянной нагрузки $q = 3,05$ Па и моменты от наиболее невыгодного загрузения пролетов временной нагрузкой $p = 4,8$ Па.

Расчетный момент в первом пролете (рис. 2.33, б)

$$\begin{aligned} M_1^p &= M_1^p(q) + M_1^p(p) = \frac{ql_n^2}{11} + 0,1pl_n^2 = \\ &= \frac{3,05 \cdot 1,8^2}{11} + 0,1 \cdot 4,8 \cdot 1,8^2 = 2,45 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

расчетный момент на первой опоре (рис. 2.33, в)

$$\begin{aligned} M_1^n &= M_1^{on}(q) + M_1^{on}(p) = -\frac{ql_n^2}{11} - 0,12pl_n^2 = \\ &= -\frac{3,05 \cdot 1,8^2}{11} - 0,12 \cdot 4,8 \cdot 1,8^2 = -2,76 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

расчетный момент во втором и во всех остальных пролетах (рис. 2.33, г)

$$\begin{aligned} M_2^p &= M_2^p(q) + M_2^p(p) = \frac{1}{16}ql_n^2 + 0,079pl_n^2 = \\ &= \frac{3,05 \cdot 1,8^2}{16} + 0,079 \cdot 4,8 \cdot 1,8^2 = 1,85 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

расчетный момент на второй и на всех остальных средних опорах (рис. 2.33, д)

$$M_2^{\text{он}} = M_2^{\text{он}}(q) + M_2^{\text{он}}(q) = -\frac{1}{16} q l_n^2 - 0,111 p l_n^2 =$$

$$= (-1/16) \cdot 3,05 \cdot 1,8^2 - 0,111 \cdot 4,8 \cdot 1,8^2 = -2,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рабочую арматуру плиты подбираем, рассматривая площадь прямоугольного сечения плиты $b \cdot h = 100 \times 8$ см и полагая толщину защитного слоя $a = 1,5$ см, т. е. $h_0 = h_n - a = 6,5$ см.

Для первого (крайнего) пролета вычисляем параметр A_0 по формуле (2.64), положив в ней второй и третий члены правой части равными нулю, так как рассматривается прямоугольное сечение с одиночной арматурой:

$$A_0 = \frac{M_1^{\text{пп}}}{b h_0^2 R_b} = \frac{2,45 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,065^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,077.$$

Вычислив по формуле (2.23)

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 7,5 = 0,786$$

и по формуле (2.49)

$$\xi_R = \frac{0,786}{1 + \frac{225}{400} \left(1 - \frac{0,786}{1,1}\right)} = 0,677,$$

находим предельное значение параметра A_0 по формуле (2.67) $A_{0R} = 0,677(1 - 0,5 \cdot 0,677) = 0,448$ и убеждаемся, что расчетный параметр $A_0 < A_{0R}$. Далее по табл. 2.4 для $A_0 = 0,077$ определяем $\xi = 0,08$ и на основании формулы (2.65), положив второй и третий члены правой части равными нулю, вычисляем необходимое сечение рабочей арматуры

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,08 \cdot 100 \cdot 6,5 \cdot \frac{7,5}{225} = 1,73 \text{ см}^2/\text{м},$$

что обеспечивает коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{1,73}{100 \cdot 6,5} = 0,0027 > \mu_{\min} = 5 \cdot 10^{-4}.$$

Принимаем пять стержней диаметром 7А-I* с шагом 250 мм и с $A_s = 1,92 \text{ см}^2/\text{м}$.

Для сечений над первой опорой производим вычисления в аналогичной последовательности:

$$A_0 = \frac{2,76 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,065^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,087 < 0,448; \xi = 0,081;$$

$$A_s = 0,081 \cdot 100 \cdot 6,5 \cdot \frac{7,5}{225} = 1,76 \text{ см}^2/\text{м};$$

* В примерах расчета приводится сокращенная запись «диаметром 7А-I» вместо полной записи «диаметром 7 мм из стали класса А-I».

$$\mu = \frac{1,76}{100 \cdot 6,5} = 0,0027 > \mu_{\min} = 5 \cdot 10^{-4}$$

и принимаем пять стержней диаметром 7А-I с шагом 250 мм.

Для средних пролетов определяем:

$$A_0 = \frac{1,85 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,065^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,058 < 0,448; \xi = 0,06;$$

$$A_s = 0,06 \cdot 100 \cdot 6,5 \cdot \frac{7,5}{225} = 1,3 \text{ см}^2/\text{м};$$

$$\mu = \frac{1,3}{100 \cdot 6,5} = 0,002 > \mu_{\min} = 5 \cdot 10^{-4}$$

и принимаем пять стержней диаметром 6А-I с шагом 250 мм и с $A_s = 1,42 \text{ см}^2/\text{м}$.

Для сечений над средними опорами определяем:

$$A_0 = \frac{2,34 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,65^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,074 < 0,448; \xi = 0,073;$$

$$A_s = 0,073 \cdot 100 \cdot 6,5 \cdot \frac{7,5}{225} = 1,58 \text{ см}^2/\text{м};$$

$$\mu = \frac{1,58}{100 \cdot 6,5} = 0,00243 > \mu_{\min} = 5 \cdot 10^{-4}$$

и принимаем пять стержней диаметром 7А-I с шагом 250 мм.

Стержни рабочей арматуры размещаются в растянутой зоне соответствующих сечений плиты перпендикулярно к направлению второстепенных балок и соединяются распределительной арматурой, которая размещается вдоль второстепенных балок с шагом 350 мм. Арматурный чертеж плиты показан на рис. 2.34.

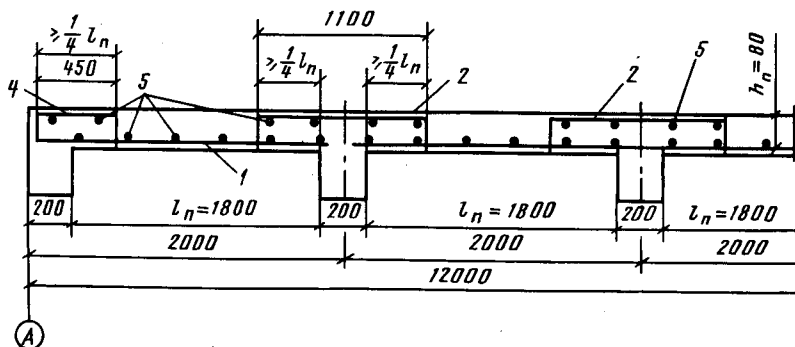


Рис. 2.34. Арматурный каркас плиты монолитного ребристого перекрытия:

1, 3 — соответственно рабочая продольная арматура крайнего и среднего пролетов; 2 — рабочая арматура над опорами; 4 — конструктивная продольная арматура над крайними опорами; 5 — распределительная арматура

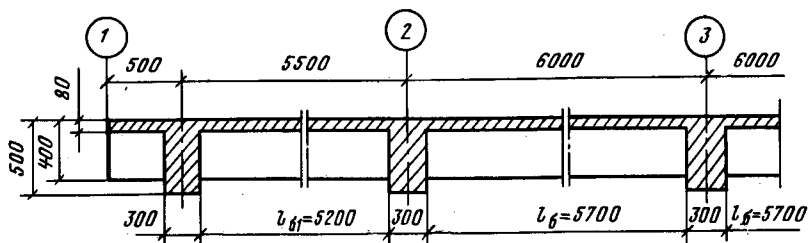


Рис. 2.35. Конструктивная схема к расчету второстепенных балок монолитного ребристого перекрытия

На чертеже не показана арматура, которая укладывается в местах сопряжения плиты с главными балками перпендикулярно к их направлению в виде стержней или сеток площадью не менее $1/3$ площади сечения рабочей арматуры соответствующего пролета с выпусками за грани ребер главной балки на длину не менее $1/4 l_n$.

Второстепенные балки перекрытия приняты площадью сечения $b \cdot h = 20 \times 40$ см и представляют собой пятипролетные конструкции, основные размеры которых показаны на рис. 2.35.

расчетный момент во втором и всех остальных средних про-
пределения усилий от равномерно-распределенной постоянной
нагрузки $q = 8,3$ кН/м и наиболее невыгодного распределения
временной нагрузки $p = 9,6$ кН/м (см. рис. 2.33).

Расчетный момент в первом пролете

$$M_1^p = \frac{ql_1^2}{11} + 0,1 pl_1^2 = \frac{8,3 \cdot 5,2^2}{11} + 0,1 \cdot 9,6 \cdot 5,2^2 = 46,36 \text{ кНм},$$

расчетный момент на первой опоре

$$M_1^n = -\frac{ql_1^2}{14} - 0,12 pl_1^2 = -\frac{8,3 \cdot 5,2^2}{14} - 0,12 \cdot 9,6 \times \\ \times 5,2^2 = -47,18 \text{ кНм},$$

Расчетный момент во втором и всех остальных средних про-
летах

$$M_2^p = \frac{ql_6^2}{16} + 0,079 pl_6^2 = \frac{8,3 \cdot 5,7^2}{16} + 0,079 \cdot 9,6 \cdot 5,7^2 = \\ = 41,49 \text{ кНм},$$

расчетный момент на второй и на всех остальных средних
опорах

$$M_2^n = -\frac{ql_6^2}{16} - 0,11 pl_6^2 = -\frac{8,3 \cdot 5,7^2}{16} - 0,111 \cdot 9,6 \cdot 5,7^2 = \\ = -51,48 \text{ кНм}.$$

Используя методы строительной механики вычисляем расчетные поперечные силы: по грани левой опоры в первом пролете

$$Q_0 = 0,4 (q + p) l_{01} = 0,4 (8,3 + 9,6) \cdot 5,2 = 37,23 \text{ кН};$$

по грани правой опоры в первом пролете

$$Q_1 = -0,6 (q + p) l_{01} = -0,6 (8,3 + 9,6) \cdot 5,2 = -55,85 \text{ кН};$$

по граням опор в средних пролетах

$$Q = \pm 0,5 (q + p) l_0 = \pm 0,5 (8,3 + 9,6) \cdot 5,7 = \pm 51,02 \text{ кН}.$$

Рабочую продольную арматуру второстепенной балки в пролетах принимаем класса А-II и подбираем, рассматривая тавровое сечение, имеющее высоту $h = 40$ см, ширину стенки $b = 20$ см, высоту полки $h_f' = 8$ см и ширину полки $b_f' = 200$ см (рис. 1.20, 2.33), равную расстоянию между второстепенными балками, так как $h_f'/h = 8/40 = 0,2 > 0,1$. Толщину защитного слоя принимаем $a = 3$ см. Тогда $h_0 = 40 - 3 = 37$ см.

Для первого пролета вначале по формуле (2.64), как для прямоугольного сечения с шириной $b = b_f' = 200$ см, вычисляем параметр

$$A_0 = \frac{46,36 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,37^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,0266$$

и находим по табл. 2.4 $\xi = 0,0226$.

Далее убеждаемся, что $\xi = 0,0226 < h_f'/h = 0,2$, что свидетельствует о прохождении нейтральной оси в пределах полки и расчет арматуры таврового сечения выполняем как для прямоугольного сечения шириной $b_f' = 200$ см на основании (2.65). В результате определяем

$$A_s = 0,0226 \cdot 200 \cdot 37 \cdot \frac{7,5}{280} = 4,48 \text{ см}^2,$$

что обеспечивает коэффициент армирования при ширине стенки $b = 20$ см

$$\mu = \frac{4,48}{20 \cdot 37} = 0,006 > \mu_{\min} = 5 \cdot 10^{-4},$$

и принимаем три стержня диаметром 14А-II ($A_s = 4,62 \text{ см}^2$, поз. I на рис. 2.36).

Для средних пролетов вычисляем аналогичным образом:

$$A_0 = \frac{41 \cdot 49 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,37^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,0202; \xi = 0,0202;$$

$$A_s = 0,0202 \cdot 200 \cdot 37 \cdot \frac{7,5}{280} = 4,0 \text{ см}^2$$

и принимаем также три стержня диаметром 14А-II.

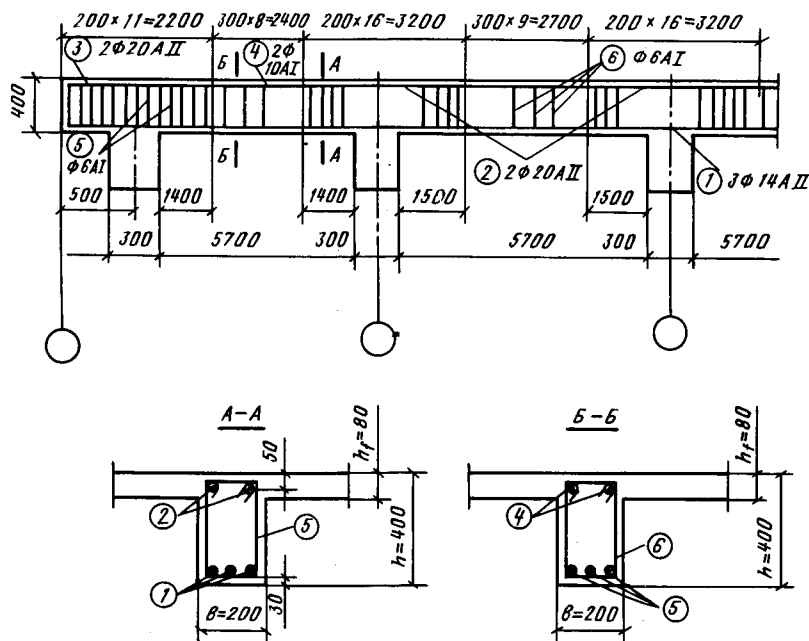


Рис. 2.36. Арматурный каркас второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия

Над опорами рабочую продольную арматуру второстепенной балки подбираем, рассматривая площадь сечения конструкции как прямоугольное размерами $b \times h = 20 \times 40$ см, т. к. тавровое сечение в данном случае находится в растянутой зоне. Принимаем защитный слой $a' = 5$ см, т. е. $h_0 = 40 - 5 = 35$ см.

Для сечений над первой опорой вычисляем

$$A_0 = \frac{47,18 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 0,35^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,257; \xi = 0,302.$$

По формуле (2.49) для арматуры класса А-II и бетона В12,5 находим предельное значение

$$\xi_R = \frac{0,786}{1 + \frac{280}{400} \left(1 - \frac{0,786}{1,1}\right)} = 0,655 > \xi = 0,302.$$

Вычисляем необходимую площадь рабочей арматуры на основании формулы (2.65)

$$A_s = 0,302 \cdot 20 \cdot 35 (7,5/280) = 5,66 \text{ см}^2$$

и принимаем два стержня диаметром 20А-II ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$, см. рис. 2.36, поз. 2, 3).

Для сечений второстепенной балки над средними опорами вычисляем аналогичным образом:

$$A_0 = \frac{51,48 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 0,35^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,279, \quad \xi = 0,335;$$

$$A_s = 0,335 \cdot 20 \cdot 35 \cdot \frac{7,5}{280} = 6,28 \text{ см}^2$$

и также принимаем два стержня диаметром 20А-II.

Рабочую продольную арматуру над опорами устанавливаем на расстоянии длиной $l_6/4$ в сторону каждого пролета (см. рис. 2.36, поз. 2, 3) и соединяем ее монтажной продольной арматурой из стержней диаметром 10А-I (см. рис. 2.36, поз. 4).

Определяем сечение рабочей поперечной арматуры второстепенной балки. Расчет производим на максимальное значение поперечной силы $Q_{\max} = |Q_1| = 55,87 \text{ кН}$, рассматривая сечение над опорами как прямоугольное размерами $b \times h_0 = 20 \times 35 \text{ см}$ на основании вышеуказанного [φ_f по (2.87) равно нулю]. Прежде всего проверяем условие (2.95) при $\varphi_n = 0$, т. к. нормальная сила в данном случае равна нулю:

$$Q_{\max} = 55,87 \text{ кН} > 0,6(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \times 0,35 = 27,72 \text{ кН},$$

что свидетельствует о необходимости установки поперечной арматуры по расчету.

Рабочую поперечную арматуру проектируем в виде хомутов

из стали класса А-I ($R_{sw} = 175 \text{ МПа}$, $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$).

Расстояние s между хомутами для приопорных участков длиной $l_6/4$ должно быть не более $h/2 = 40/2 = 20 \text{ см}$ при $h < 45 \text{ см}$ и для средней части пролета при $h > 30 \text{ см}$ с шагом не выше $(3/4) h = (3/4) 40 = 30 \text{ см}$. Принимаем двухсрезные хомуты (двухветьевые) с шагом $s = 20 \text{ см}$ на приопорных участках и $s = 30 \text{ см}$ в средней части пролетов. Предварительную площадь поперечного сечения хомута A_{sw} определяем исходя из условия, что диаметр стержня хомута d_{sw} должен быть не менее $1/4$ наибольшего диаметра рабочей продольной арматуры и не менее 5 мм , т. е. $d_{sw} \geq 20/4 = 5 \text{ мм}$. Принимаем для хомутов стержни диаметром 6 мм с площадью поперечного сечения $0,283 \text{ см}^2$ для одной ветви и с $A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ см}^2$ для принятого двухсрезного хомута. Вычисляя по (2.91')

$$q_{sw} = 175 \cdot 10^3 \cdot 0,566 \cdot 10^4 / 0,2 = 49,52 \text{ кН/м},$$

убеждаемся в выполнении условия (2.94) при $\varphi_f = 0$: $q_{sw} = 49,52 \text{ кН/м} > 0,3 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 0,2 = 39,6 \text{ кН/м}$.

Проверяем условие прочности (2.83) на действие поперечной

силы на наклонной полосе между наклонными трещинами, предварительно вычисляя по формуле (2.84):

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,1 \cdot 10^4} \cdot \frac{0,566}{20 \cdot 20} = 1,071 < 1,3.$$

Тогда

$$Q_{\max} = 55,87 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,071 (1 - 0,01 \cdot 7,5) \cdot 7,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \times \times 0,35 = 156,03 \text{ кН},$$

что свидетельствует о достаточной несущей способности по этому условию.

Далее проверяем прочность сечения по наклонной трещине по условию (2.85) при $Q_{s, inc} = 0$, т. к. поперечное армирование осуществляется только хомутами. По (2.93) вычисляем длину проекции c наиболее опасного наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2}{49,52}} = 0,808 \text{ м}$$

и убеждаемся, что $c = 0,808 \text{ м} > 2h_0 = 2 \cdot 0,35 = 0,7 \text{ м}$. Принимаем длину проекции $c = 2h_0 = 0,7 \text{ м}$ и по (2.86) определяем усилие Q_b , воспринимаемое бетоном,

$$Q_b = 2 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2 / 0,7 = 46,2 \text{ кН} > 0,6 \cdot 1 \cdot 0,66 \times \times 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,35 = 27,72 \text{ кН}.$$

На основании условия (2.86) принимаем величину $Q_b = 27,72 \text{ кН}$. Тогда с учетом (2.90) условие (2.85) сводится к следующему

$$Q_{\max} = 55,87 \text{ кН} < 27,72 + 49,52 \cdot 0,7 = 62,38 \text{ кН},$$

т. е. несущая способность по наклонной трещине для наиболее опасного сечения обеспечена. Окончательно принимаем рабочую поперечную арматуру для второстепенной балки в виде двухсрезных хомутов диаметром 6А-I с шагом $s = 20 \text{ см}$ на опорных участках (см. рис. 2.36, поз. 5) и с $s = 30 \text{ см}$ — в пролете балки (см. рис. 2.36, поз. 6). Арматурный каркас второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия представлен на рис. 2.36.

Главные балки монолитного ребристого перекрытия приняты сечением $b \times h = 30 \times 50 \text{ см}$ (см. рис. 2.35) и представляют собой двухпролетные неразрезные конструкции, показанные на рис. 2.37. Главные балки воспринимают постоянную равномерно-распределенную нагрузку от собственного веса $g = 4,13 \text{ кН/м}$ при плотности материала балки $2,5 \text{ т/м}^3$, постоянную сосредоточенную $G = 49,8 \text{ кН}$ и временную сосредоточенную $P = 57,6 \text{ кН}$ нагрузки, передаваемые второстепенными балками.

Расчетные изгибающие моменты определяем для наиболее

Рис. 2.37. Расчетные схемы сочетания постоянных и временных нагрузок на главную балку монолитного ребристого перекрытия

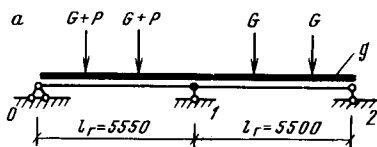
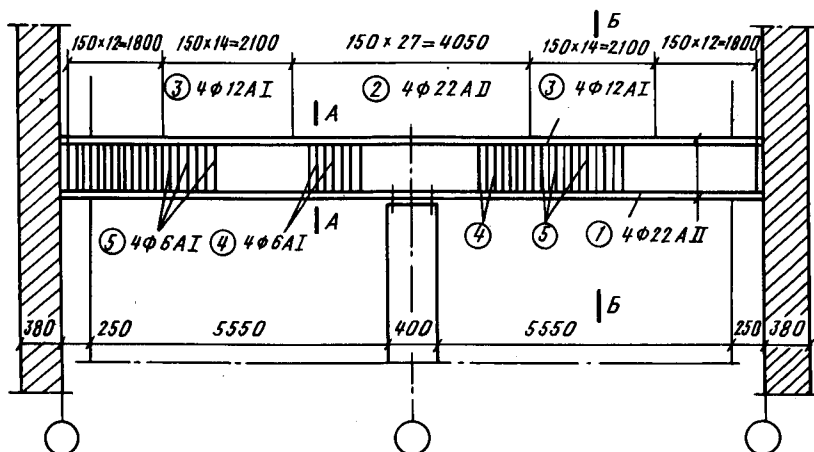
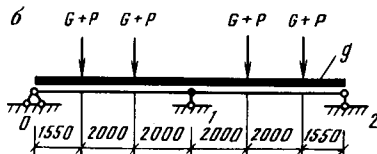


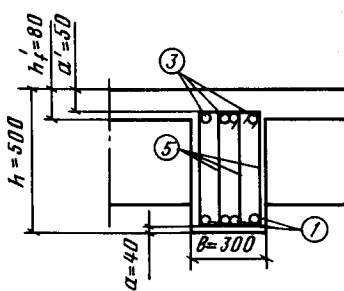
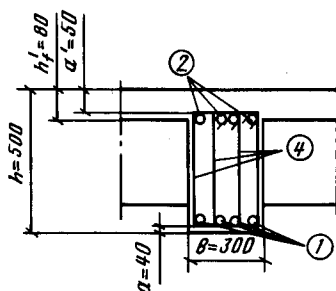
Рис. 2.38. Арматурный каркас главной балки монолитного ребристого перекрытия:

1, 2 — соответственно рабочая продольная арматура в пролетах и над опорами, 3 — продольная монтажная (в пролетах) или конструктивная (на крайних опорах) арматура; 4, 5 — рабочая поперечная арматура на приопорных участках и в пролетах соответственно



A-A

Б-Б



невыгодных распределений временной сосредоточенной нагрузки по пролетам с учетом перераспределения усилий.

Предварительно, используя данные [18], находим пролетные и опорные моменты для упругой стадии работы материала. В пролете при условии загрузки временной нагрузкой P только одного пролета (рис. 2.37, а)

$$M_1^{лр} = 0,222 G l_n + 0,07 g l_r^2 + 0,278 P l_r = 0,222 \cdot 49,8 \cdot 5,55 + + 0,07 \cdot 4,13 \cdot 5,55^2 + 0,278 \cdot 57,6 \cdot 5,55 = 159,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

на опоре при условии загрузки временной нагрузкой P двух пролетов (рис. 2.37, б)

$$M_1^{лн} = -0,333 G l_r - 0,125 g l_r^2 - 0,333 P l_r = 0,333 \cdot 49,8 \times \times 5,55 - 0,125 \cdot 4,13 \cdot 5,55^2 - 0,333 \cdot 57,6 \cdot 5,55 = -214,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Учитывая перераспределение усилий, получаем расчетный опорный момент

$$M_1^{он} = 0,7 M_1^{лн} = -0,7 \cdot 214,4 = -150,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

и расчетный пролетный момент

$$M_1^{пр} = M_1^{пр} + 1/2 (1 - 0,7) |M_1^{он}| = 159,1 + 0,15 \times 214,4 = = 191,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетное значение поперечной силы у грани средней опоры будет максимальным и, согласно работе [18], принимается равным

$$Q_{\max} = 0,625 g l_r + 1,334 (P + G) = 0,625 \cdot 4,13 \cdot 5,55 + + 1,334 (57,6 + 49,8) = 157,6 \text{ кН}.$$

Площадь сечения продольной арматуры класса А-II в пролёте определяем, рассматривая тавровое сечение главной балки (рис. 2.38) с шириной свесов полки $(b_f - b)/2$ не более $1/6$ пролета, так как $h_f/h = 8/50 = 0,16 > 0,1$, т. е. с шириной полки $b_f = 2 \cdot 1/6 \cdot l_r + b = 2 \cdot 1/6 \cdot 555 + 30 = 215 \text{ см}.$

Соответственно высота полки $h_f = 8 \text{ см}$, ширина стенки $b = 30 \text{ см}$, высота сечения $h = 50 \text{ см}$, толщина защитного слоя $a = 4 \text{ см}$, и $h_0 = h - a = 46 \text{ см}$. По формуле (2.64), принимая в первом члене $b = b_f$ и полагая второй и третий члены равными нулю, вычисляем параметр

$$A_0 = \frac{191,3 \cdot 10^3}{2,15 \cdot 0,46^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,056$$

и находим по табл. 2.4 $\xi = 0,057 < h_f/h = 0,16$, т. е. нейтральная ось проходит в пределах полки. Таким образом, рассмотрим прямоугольное сечение шириной $b_f = 215 \text{ см}$ на основании (2.65) и получим

$$A_s = 0,056 \cdot 215 \cdot 46 \cdot \frac{7,5}{280} = 14,84 \text{ см}^2.$$

Принимаем четыре стержня диаметром 22А-II ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$, см. рис. 2.38, поз. 1). Арматуру располагаем по всей длине балки.

Размер сечения рабочей продольной арматуры над средней опорой определяем, рассматривая площадь прямоугольного се-

чения $b \times h = 30 \times 50$ см и принимая защитный слой равным 5 см, т. е. $h_0 = 45$ см. По формуле (2.64) вычисляем параметр

$$A_0 = \frac{150,1 \cdot 10^3}{0,3 \cdot 0,45^2 \cdot 7,5 \cdot 10^6} = 0,329$$

и по табл. 2.4 находим $\xi = 0,415 < \xi_R = 0,655$. Тогда по (2.65) определяем

$$A_s = 0,415 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{7,5}{280} = 15,01 \text{ см}^2$$

и также принимаем четыре стержня диаметром 22А-III ($A_s = 15,2 \text{ см}^2$, рис. 2.38, поз. 2) на участке длиной $l_r/4$ в каждую сторону от граней средней опоры, а далее устанавливаем монтажную арматуру из четырех стержней диаметром 12А-I (см. рис. 2.38, поз. 3).

Подбор сечения рабочей поперечной арматуры главной балки производится в аналогичной последовательности, как и для восторженной балки на максимальную поперечную силу $Q_{\max} = 157,6 \text{ кН}$. Для главной балки приняты четырехсрезные хомуты диаметром 6 мм (см. рис. 2.38, поз. 4, 5) из стали класса А-I, что удовлетворяет конструктивным требованиям и условиям прочности (2.83) и (2.85). На опорных участках длиной не менее $l_r/4$ шаг хомутов s принят 15 см (см. рис. 2.38, поз. 4), что удовлетворяет условиям $s < 50$ см и $s < h/3 = 50/3 = 16,67$ см при $h > 45$ см. В средней части пролета шаг хомутов принимаем 15 см (см. рис. 2.38, поз. 5), так как в пролетах главной балки действуют сосредоточенные силы G и P . Рабочую и монтажную арматуру размещаем по длине и в сечении главной балки согласно опалубно-арматурному чертежу.

2.6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В условиях сжатия работают различные по назначению железобетонные конструкции: колонны; стойки; элементы стен, рам, ферм и арок покрытия; фундаменты; сваи и другие конструкции.

Железобетонные колонны промышленных и гражданских зданий при центральном сжатии и малых эксцентриситетах продольной силы проектируются квадратного сечения, при больших эксцентриситетах — прямоугольного или более сложного сечения. Поскольку бетон эффективно работает на сжатие, целесообразно применять в колоннах бетоны классов по прочности на сжатие не ниже В15, а в сильно нагруженных колоннах — не ниже В25. Продольную рабочую арматуру рекомендуется выполнять преимущественно из горячекатаной арматурной стали класса А-III диаметром 12—40 мм, а поперечную — из арматурной стали класса В-I, А-I.

В качестве примера произведем расчет и конструирование внецентренно сжатой колонны одноэтажного двухпролетного здания без мостового крана. Сечение колонны квадратное $b \times h = 40 \times 40$ см, высота $H = 6$ м, класс бетона В30 ($R_b = 17$ МПа, $E_s = 0,325 \cdot 10^5$ МПа по табл. 2.1), арматура класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа по табл. 2.2). Внутренние усилия в колонне от расчетной нагрузки: центральная продольная сила $N = 600$ кН, в том числе от длительно действующей части нагрузки $N_{дл} = 400$ кН, от кратковременно действующей части нагрузки $N_k = 200$ кН; изгибающий момент $M = 6 \cdot 10^3$ кН·см, в том числе $M_{дл} = 5 \cdot 10^3$ кН·см, $M_k = 10^3$ кН·см; соотношение нагрузок на колонну таково, что коэффициент условий работы для R_b равен 1.

Определяем расчетную длину колонны l_0 , которая согласно нормативам для одноэтажных двухпролетных зданий без мостового крана равна

$$l_0 = 1,2 H = 1,2 \cdot 600 = 720 \text{ см.}$$

Вычисляем начальный расчетный эксцентриситет из условий статического расчета

$$e_{0p} = M/N = 6 \cdot 10^3 / 600 = 10 \text{ см;}$$

случайный эксцентриситет

$$e_a = h/30 = 40/30 = 1,33 \text{ см} > l_0/600 = 720/600 = 1,2 \text{ см}$$

и начальный эксцентриситет

$$e_0 = e_{0p} + e_a = 10 + 1,33 = 11,33 \text{ см.}$$

Так как гибкость $l_0/i = 720 \cdot \sqrt{12}/40 = 62,3 > 14$, вычисляем коэффициент η по формуле (2.12), где N_{cr} определяем по формуле (2.77). Предварительно находим значения всех параметров, входящих в (2.77):

$$J = bh^3/12 = 40^4/12 = 213000 \text{ см}^4; l_0 = 720 \text{ см.}$$

При $l_0/i = 62,3$ задаемся коэффициентом симметричного армирования $\mu = (A_s)/(bh) = 0,002$ при $A_s = A'_s$. Вычисляем коэффициент приведения $E_s/E_b = 2,0 \cdot 10^5 / 0,325 \cdot 10^5 = 6,1$. Принимаем размеры защитного слоя бетона по сжатой и растянутой арматуре равными $a' = a = 3$ см, откуда $h_0 = h - a = 40 - 3 = 37$ см.

Определяем эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести арматуры A_s

$$e = e_0 + 0,5(h_0 - a') = 11,33 + 0,5(37 - 3) = 28,33 \text{ см}$$

и продольной силы $N_{дл}$ относительно того же центра тяжести

$$e_{дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}} + e_a + 0,5(h_0 - a') = \frac{5 \cdot 10^3}{4 \cdot 10^2} + 1,33 + 17,0 = 30,83 \text{ см.}$$

По формуле (2.14) вычисляем коэффициент

$$\varphi_l = 1 + \frac{N_{дл} e_{дл}}{N_e} = 1 + 1,0 \frac{4 \cdot 10^2 \cdot 30,83}{6 \cdot 10^2 \cdot 28,33} = 1,73.$$

Находим коэффициент $\delta_e = e_0/h = 11,33/4 = 0,284$, который должен быть не менее значения, вычисленного по формуле (2.15)

$$\delta_e = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{720}{40} - 0,01 \cdot 17 = 0,15 < 0,284.$$

По формуле (2.78) при $a = a'$ вычисляем момент инерции арматуры

$$J_s = 2 \frac{A_s}{bh} bh \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 2 \cdot 0,002 \cdot 40^2 \cdot (20 - 3)^2 = 1850 \text{ см}^4.$$

После подстановки всех найденных параметров в формулу (2.77) будем иметь

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 0,325 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}}{(7,2)^2 \cdot 10^4} \left[\frac{213 \cdot 10^3}{1,73} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,284} + 0,1 \right) + 6,1 \cdot 1850 \right] = 2,352 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

и по формуле (2.12) определим коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{6010^2}{2,352 \cdot 10^3}} = 1,34.$$

Эксцентриситет с учетом продольного изгиба

$$e_0 \eta = 11,33 \cdot 1,34 = 15,2 \text{ см.}$$

Чтобы выяснить соотношение между характеристикой высоты сжатой зоны ξ и ее предельным значением ξ_R , вычислим по формуле (2.72), имея в виду, что $A'_s = A_s$ и $R_s = R_{sc}$,

$$\xi = \frac{N}{bh_0 R_b} = \frac{600 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,37 \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,238$$

и по формуле (2.53) при $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа}$, $\sigma_{sc, u} = 400 \text{ МПа}$, $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,714$

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,714}{1,1} \right)} = 0,54,$$

т. е. $\xi < \xi_R$ и будем иметь случай больших эксцентриситетов.

Принимаем симметричное армирование колонны, и сечение арматуры определяем по формуле (2.75). Входящий в эту формулу эксцентриситет e будет равен

$$e = e_0 \eta + 0,5 (h_0 - a') = 15,2 + 0,5 (37 - 3) = 32,2 \text{ см.}$$

Тогда

$$A_s = A'_s = \frac{6 \cdot 10^2 (32,2 - 37 + 6 \cdot 10^2 / 2 \cdot 17 \cdot 10^{-1} \cdot 40)}{365 \cdot 10^{-1} (37 - 3)} < 0.$$

Поэтому принимаем минимальный коэффициент армирования $\mu = 0,002$ и находим необходимое сечение растянутой и сжатой арматуры

$$A_s = A'_s = 0,002 \cdot 40 \cdot 37 = 2,96 \text{ см}^2.$$

Окончательно, армируем колонну четырьмя стержнями диаметром 14 А-III ($A_s + A'_s = 6,16 \text{ см}^2$) по углам. Хомуты принимаем из арматурной проволоки класса В-I диаметром 5 мм и с шагом 200 мм по высоте колонны.

3. КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

Конструкции в виде кладки из природных и искусственных камней называются *каменными*. Для увеличения несущей способности, особенно в области растягивающих напряжений, их армируют продольными стальными стержнями (продольное армирование — рис. 3.1, а) или поперечными стальными сетками (сетчатое армирование — рис. 3.1, б), т. е. применяют так называемые *армокаменные* конструкции. В случае армирования каменной кладки железобетонными элементами конструкции называются *комплексными*.

Материалами для каменных конструкций являются природные камни (известняки, граниты, песчаники и др.), применяемые главным образом для облицовки и кладки фундаментов, искусственные камни (кирпич всех видов, керамические камни, бетонные камни и др.), блоки из бетонов, кирпича и других камней.

Марки камней устанавливаются по временному сопротивлению сжатию, а для кирпичей также и изгибу — 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 125, 200, 250, 300, 400, 600, 800 и 1000. По морозостойкости применяют марки каменных материалов МРЗ: 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 300. Марки растворов устанавливаются по временному сопротивлению сжатию — 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200.

Неармированные кладки в зависимости от марок камня и раствора, а также от вида кладки подразделяются на четыре группы. Частично эти нормативные данные приведены в табл. 3.1.

Для армирования каменных конструкций рекомендуется при-

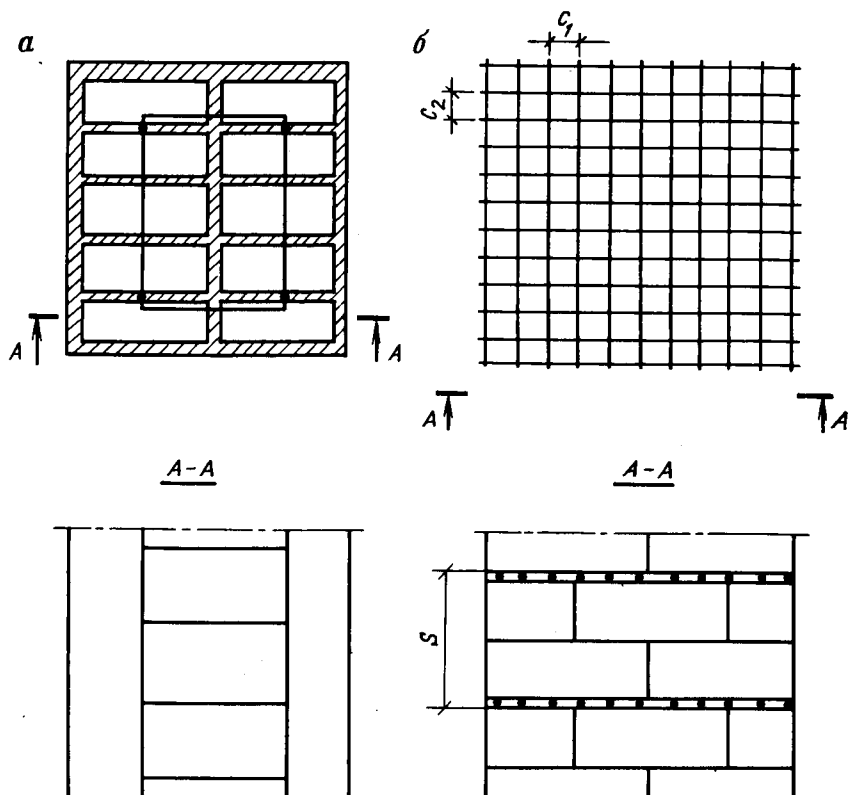


Рис. 3.1. Армирование каменных конструкций

Таблица 3.1

Вид кладки	Группы кладки			
	I	II	III	IV
Сплошная из кирпича или камней правильной формы марки:				
50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—	—
35 и 25	—	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—
15, 10, 7	—	—	На любом растворе	На любом растворе
4	—	—	—	—

Таблица 3.2

Марка кирпича или камня	R (МПа) при									
	марке раствора								прочности раство- ра на сжатие	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 МПа	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,6
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	—	—	—	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,5
35	—	—	—	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

менять арматурную сталь классов А-I, А-II, Вр-I. В качестве закладных деталей и соединительных накладок рекомендуется полосовая, листовая и фасонная сталь.

Механические (прочностные и деформационные) свойства каменных кладок нормированы в зависимости от вида кладки, марки камня и раствора и приведены в соответствующих нормах проектирования [8]. Прочностные свойства оцениваются расчетными сопротивлениями кладки при осевом сжатии, осевом растяжении, при изгибе и срезе. В качестве примера (табл. 3.2) приведены расчетные сопротивления R сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50—150 мм на тяжелых растворах.

Расчетные сопротивления в необходимых случаях рекомендуется умножать на нормированные коэффициенты. Например, расчетные сопротивления, указанные в табл. 3.2, следует умножить на коэффициенты условий работы γ_c : 0,85 — для кладки из силикатного кирпича на растворах с добавками поташа; 0,8 — при проверке прочности столбов и простенков площадью поперечного сечения 0,3 м² и менее.

Расчетные сопротивления R_s применяемой арматуры, анкеров и связей рекомендуется принимать в зависимости от вида армирования и класса арматурной стали [5]. В табл. 3.3 приведены коэффициенты условий работы γ_{cs} , на которые умножаются расчетные сопротивления арматуры соответствующих классов.

Расчетной характеристикой деформационных свойств кладки является начальный модуль деформации E_0 :

$$\text{для неармированной кладки } E_0 = \alpha R_u, \quad (3.1)$$

$$\text{для кладки с продольным армированием } E_0 = \alpha R_{sku}, \quad (3.2)$$

Т а б л и ц а 3.3

Вид армирования конструкции	γ_{cs} для арматурной стали классов		
	A-I	A-II	B-I
Сетчатое	0,75	—	0,6
Продольное в кладке и комплексных конструкциях:			
продольная арматура	1	1	1
растянутая			
сжатая	0,85	0,7	0,6
отогнутая арматура и хомуты	0,8	0,8	0,6

Т а б л и ц а 3.4

Вид кладки	α при марках раствора		
	200--25	10	4
Из тяжелых природных и бетонных камней, а также из крупных блоков, изготовленных из тяжелого бетона и тяжелого природного камня	1500	1000	750
Из глиняного кирпича, легких бетонных и природных камней; из крупных блоков, изготовленных из легкого бетона и легкого природного камня	1000	750	500
Из силикатного кирпича	750	500	350

для кладки с поперечным армированием E_0 равен E_0 неармированной кладки, где α — упругая характеристика кладки, принимаемая в зависимости от вида кладки и марки раствора (табл. 3.4); R_u — средний предел прочности сжатию кладки,

$$R_u = kR, \quad (3.3)$$

k — коэффициент, равный 2,25 для кладки из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов и 2 для всех остальных видов кладки; R — расчетное сопротивление кладки осевому сжатию, принимаемое по нормам проектирования с учетом необходимых коэффициентов; упругую характеристику кладки с продольным армированием рекомендуется принимать как для неармированной кладки.

Упругая характеристика кладки при сетчатом поперечном армировании

$$\alpha_{sk} = \alpha (R_u / R_{sku}), \quad (3.4)$$

R_{sku} — средний предел прочности сжатию армированной кладки из кирпича или керамических камней при высоте ряда не более 150 мм, входящий также в формулу (3.2) и определяемый для кладки:

с продольной арматурой

$$R_{sku} = kR + R_{sn}\mu/100, \quad (3.5)$$

с сетчатой арматурой

$$R_{sku} = kR + 2R_{sn}\mu/100, \quad (3.6)$$

R_{sn} — нормативные сопротивления арматуры, принимаемые согласно [5], причем для арматуры класса Вр-I с коэффициентом условий работ 0,6; μ — доля армирования кладки, %, равная для кладки с продольной арматурой

$$\mu = A_s/A_k 100, \quad (3.7)$$

для кладки с сетчатой арматурой

$$\mu = V_s/V_k 100, \quad (3.8)$$

а в случае сетки с прямоугольными ячейками

$$\mu = \frac{(c_1 + c_2) A_{st}}{c_1 c_2 s} 100; \quad (3.9)$$

A_s и A_k — площадь сечения соответственно арматуры и кладки; V_s и V_k — объемы соответственно арматуры и кладки; c_1 и c_2 — размеры сторон ячейки арматурной сетки; A_{st} — поперечное сечение одного арматурного стержня; s — расстояние между сетками по высоте элемента (см. рис. 3.1, б).

Коэффициенты линейного расширения α при изменении температуры: кладки из глиняного 0,000005; из силикатного кирпича 0,00001, из природных камней 0,000008.

Коэффициенты трения f кладки при сухом состоянии ее поверхности: по песку 0,6; по суглинку 0,55; по глине 0,5; при влажном состоянии ее поверхности соответственно 0,5; 0,4; 0,3.

3.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций выполняется по предельным состояниям первой (по несущей способности) и второй группы (по деформациям и по образованию и раскрытию трещин). Рассмотрим *расчеты по предельным состояниям первой группы*.

Несущая способность центрально-сжатых элементов каменных конструкций

$$N \leq m_d \varphi R A, \quad (3.10)$$

где N — расчетная продольная сила; m_d — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности от наличия прогиба сжатых элементов при длительно действующей нагрузке и равный 1 для элементов прямоугольного поперечного сечения с меньшим

Таблица 3.5

Гибкость		Коэффициент η для кладки при сечении продольного армирования (%)			
λ_h	λ_i	из глиняного кирпича, природных камней и крупных блоков из тяжелого бетона		из силикатного кирпича, камней и крупных блоков из легкого бетона	
		$\leq 0,1$	$\geq 0,3$	$\leq 0,1$	$\geq 0,3$
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19

радиусом инерции сечения $i \geq 8,7$ см или с меньшим размером сечения $h \geq 30$ см, а в остальных случаях

$$m_d = 1 - \eta (N_d / N); \quad (3.11)$$

N_d — расчетная продольная сила от длительно действующих нагрузок; η — коэффициент, принимаемый по табл. 3.5 в зависимости от гибкости элементов ($\lambda_h = l_0/h$ или $\lambda_i = l_0/i$); для неармированной кладки, как для кладки с армированием 0,1 % и менее; l_0 — расчетная длина элемента, зависящая от условий его опирания: при опирании на горизонтальные опоры $l_0 \geq 0,8 H$ для конструкций с частично защемленными опорами, $l_0 = H$ для конструкций с неподвижными шарнирными опорами; $l_0 = 2H$ для свободно стоящих конструкций; H — геометрическая длина конструкции или расстояние между перекрытиями; i — наименьший радиус инерции сечения элемента; A — площадь поперечного сечения элемента; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента и упругой характеристики кладки по табл. 3.6.

Таблица 3.6

Гибкость		Коэффициент φ при упругой характеристике кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	—
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	—
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	—
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	—

Центрально-сжатые элементы армокаменных конструкций с сетчатим армированием рассчитываются по формуле

$$N \leq m_d \varphi R_{sk} A, \quad (3.12)$$

где φ — находится из табл. 3.6 в зависимости от гибкости с заменой α на α_{sk} , определяемую по формуле (3.4); R_{sk} — расчетное сопротивление осевому сжатию армированной кладки, которое для кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами принимается равным

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R; \quad (3.13)$$

при проверке прочности кладки в процессе ее возведения, если кладка осуществляется на растворе марки менее 25

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \frac{R_1}{R_{25}}; \quad (3.14)$$

если кладка осуществляется на растворе марки более 25, следует принять $R_1/R_{25} = 1$; R_{25} — расчетное сопротивление осевому сжатию неармированной кладки на растворе марки 25; R_1 — расчетное сопротивление осевому сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора.

Центрально-сжатые армокаменные элементы с продольным армированием можно рассчитать по формуле

$$N \leq \varphi (0,85 m_d R A + R_{sc} A_s'), \quad (3.15)$$

где R_{sc} — расчетное сопротивление сжатой продольной арматуры, принимаемое с учетом коэффициентов γ_{cs} по табл. 3.3; A_s' — площадь сечения продольной сжатой арматуры.

Несущая способность внецентренно-сжатых элементов каменных конструкций (рис. 3.2) произвольного сечения проверяется по формуле

$$N \leq m_d \varphi_1 R A_c \omega, \quad (3.16)$$

где

$$m_d = 1 - \eta \frac{N_d}{N} \left(1 + \frac{1,2 e_{0d}}{h} \right); \quad (3.17)$$

e_{0d} — эксцентриситет от длительно действующих нагрузок относительно центра тяжести сечения; h — высота сечения в направлении действия изгибающего момента (рис. 3.2, а);

$$\varphi_1 = 0,5 (\varphi + \varphi_c); \quad (3.18)$$

φ — коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, который определяется по табл. 3.6 по расчетной длине элемента l_0 ; φ_c — коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения в плоскости дей-

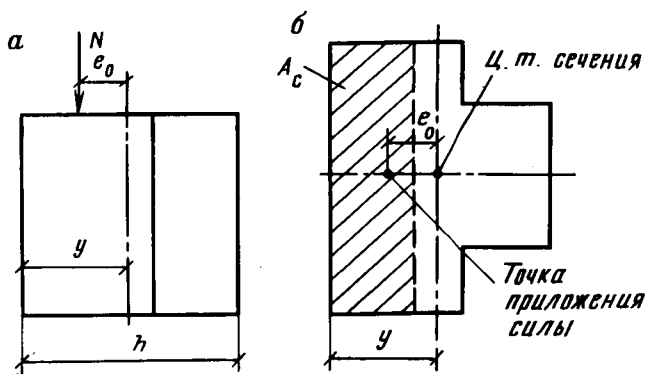


Рис. 3.2. Расчет внецентренно-сжатых каменных элементов

ствия изгибающего момента, который определяется по табл. 3.6 по фактической длине элемента H при гибкости $\lambda_{hc} = H/h_c$ или $\lambda_{ic} = H/i_c$; h_c — высота сжатой части сечения в плоскости действия изгибающего момента (рис. 3.2, б), которая для прямоугольного сечения равна $(h - 2e_0)$, для таврового сечения (рис. 3.2, б) при $e_0 > 0,45y$ приближенно равна $2(y - e_0)$; e_0 — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести сечения; A_c — площадь сжатой части сечения элемента (рис. 3.2, б), имеющего общую площадь A , которая определяется в предположении прямоугольной эпюры напряжений сжатия, имеет центр тяжести в точке приложения силы N и границу, построенную из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести; в случае прямоугольного сечения

$$A_c = A(1 - 2e_0/h); \quad (3.19)$$

ω — коэффициент, который принимается равным 1 для кладки из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов, и кладки из природных камней, а во всех остальных случаях по формуле

$$\omega = 1 + e_0/2y \leq 1,45; \quad (3.20)$$

y — расстояние от центра тяжести до края сечения в сторону эксцентриситета (см. рис. 3.2), которое при $y < 0,5h$ и в случае прямоугольных сечений следует принимать равным $0,5h$.

При этом для внецентренно-сжатых элементов каменных конструкций без продольной арматуры в растянутой зоне наибольшая величина эксцентриситета e_0 не должна превышать $0,9y$ для основных сочетаний нагрузок, $0,95y$ для особых сочетаний нагрузок, а в стенах толщиной 25 см и менее с учетом случайного эксцентриситета — соответственно $0,8y$ и $0,85y$. Рекомендуемая ве-

личина случайного эксцентриситета для несущих стен указанной толщины составляет 2 см, а для самонесущих стен — 1 см.

Внецентренно-сжатые элементы каменных конструкций, армированных сетками, при малых эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e_0 \leq \leq 0,17h$), рассчитываются по аналогичной формуле

$$N \leq m_d \varphi_1 R_{skb} A_c \omega, \quad (3.21)$$

где m_d — вычисляется по формуле (3.17); φ_1 — по формуле (3.18) при φ , найденном с учетом α_{sk} ; R_{skb} — расчетное сопротивление внецентренному сжатию армированной кладки;

при растворе марки 50 и выше

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} (1 - 2e_0/y) \leq 2R; \quad (3.22)$$

при растворе марки менее 25 для проверки прочности кладки в процессе ее возведения

$$R_{skb} = R_1 + (2\mu R_s/100)(R_1/R_{25})(1 - 2e_0/y) \leq 2R. \quad (3.23)$$

Если эксцентриситет выходит за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений $e_0 > 0,17h$), а также при $\lambda_i \geq 53$ или $\lambda_h > 15$ сетчатое армирование использовать не рекомендуется.

Внецентренно-сжатые элементы, армированные продольной арматурой, можно рассчитывать по формулам, аналогичным формулам, применяемым для расчета железобетонных конструкций.

Несущая способность изгибаемых элементов каменных конструкций проверяется по формулам:

$$M \leq R_{tb} W; \quad (3.24)$$

$$Q \leq R_{tw} b z, \quad (3.25)$$

где M и Q — соответственно изгибающий момент и поперечная сила; R_{tb} — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению, определяемое по нормам проектирования; R_{tw} — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжением при изгибе, принимаемое также по нормам проектирования; W — момент сопротивления сечения кладки при условии упругой ее работы; b — ширина сечения; z — плечо внутренней пары сил;

для прямоугольного сечения

$$z = 2/3h. \quad (3.26)$$

Несущая способность элементов каменных конструкций на срез проверяется по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8nf\sigma_0)A, \quad (3.27)$$

где R_{sq} — расчетное сопротивление кладки срезу, принимаемое по нормам проектирования; n — коэффициент, равный 1 для кладки

из сплошного кирпича и камней и равный 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами; f — коэффициент трения по шву кладки (для кирпича и камней правильной формы $f = 0,7$); σ_0 — среднее напряжение сжатия в кладке от наименьшей расчетной продольной нагрузки с коэффициентом перегрузки 0,9.

Расчеты по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям) производятся для внецентренно-сжатых элементов каменных конструкций, если величина эксцентриситета $e_0 > 0,7y$, где y — расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края (рис. 3.2, б). Кроме того, расчеты производятся для смежных элементов кладки из материалов с различной деформативностью (сопряжения стен, облицовка и основная кладка и т. п.), для самонесущих стен каркасных зданий, работающих на поперечный изгиб, для продольно армированных емкостей при условии их непроницаемости и для других элементов каменных конструкций, в которых трещинообразование недопустимо или ограничено.

Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно-сжатых элементов каменных конструкций рекомендуется производить по формуле

$$N \leq \frac{\gamma_p R_{tb} A J}{A(h - y)e_0 - J}, \quad (3.28)$$

где γ_p — коэффициент условий работы кладки по раскрытию трещин, равный для неармированной, внецентренно-нагруженной и растянутой кладки при сроке службы конструкций 100 лет — 1,5; 50 лет — 2; 25 лет — 3; для той же кладки, но с декоративной отделкой и повышенными архитектурными требованиями, при сроке службы конструкций 100 и 50 лет — 1,2; J — момент инерции сечения в направлении изгибающего момента; R_{tb} — расчетное сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению [8].

Расчетная формула (3.28) построена в предположении, что действуют расчетные нагрузки при основных сочетаниях воздействий, напряжения распределяются по сечению как для упругого материала и оценка раскрытия трещин (швов кладки) в растянутой зоне производится по условному краевому напряжению растяжения.

Сжатые элементы каменных конструкций (стены, столбы), независимо от результатов расчета по предельным состояниям должны удовлетворять условию

$$N \leq k\beta h, \quad (3.29)$$

где H — высота этажа; h — толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба (для сложных сечений $h = 3,5i$); β — значение предельного отношения H/h , которое для

Таблица 3.7

Марка раствора	Значение β при группе кладки			
	I	II	III	IV
≥ 50	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4	—	15	14	13

стен без проемов из камней и блоков правильной формы, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены (расстояния между связанными по стеной поперечными устойчивыми конструкциями) $l \leq 2,5H$ определяется по табл. 3.7; k — коэффициент, который вводится для условий, отличных от тех, которые указаны в табл. 3.7, и определяется по нормам проектирования [8]: например, для стен и перегородок, не несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, $k = 1,2$ при $h \geq 25$ см и $k = 1,8$ при $h \leq 10$ см; для стен и перегородок при $3,5H \geq l > 2,5H$ рекомендуется $k = 0,9$, при $l > 3,5H$ — $k = 0,8$; при бутовой кладке $k = 0,8$; для перегородок с проемами $k = 0,9$, для стен с проемами $k = \sqrt{A_n/A_b}$, где A_n и A_b — площади соответственно нетто и брутто, которые определяются по горизонтальному сечению стены; для столбов, если кладка выполнена из камней правильной формы, $k = 0,75$ при меньшем размере поперечного сечения $h \geq 90$ см, $k = 0,7$ при $h = 70 \div 89$ см, $k = 0,65$ при $h = 50 \div 69$ см, $k = 0,6$ при $h < 50$ см. Кроме того, при $2H \geq l \geq H$ должно соблюдаться условие: $H + l \leq 3k\beta h$. При расчете свободно стоящих стен, перегородок и столбов следует снижать на 30% рекомендуемые выше предельные отношения β .

3.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Каменные и армокаменные конструкции применяют при возведении стен зданий и сооружений, фундаментов, подпорных стен, столбов, а также ограждающих конструкций. Более подробно остановимся на конструкциях грузонесущих и самонесущих стен (рис. 3.3) зданий и сооружений как на основном виде каменных и армокаменных конструкций. Стены зданий и сооружений обеспечивают сохранение нормального температурно-влажностного режима в помещениях, заданного технологическим процессом и комфортабельными условиями труда.

Несущие стены, воспринимающие как полезные нагрузки от перекрытия, так и нагрузки от собственного веса строительных конструкций, применяются в бескаркасных зданиях или зданиях

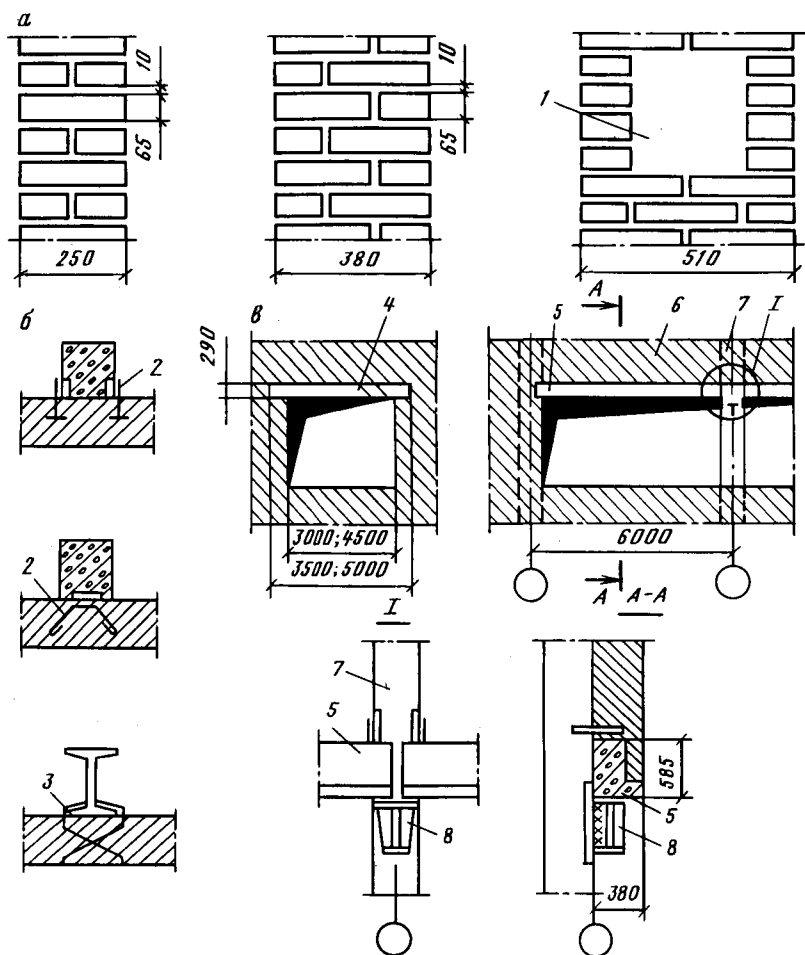


Рис. 3.3. Несущие каменные стены:

а — виды кирпичной кладки; *б* — крепление каменных стен к колоннам; *в* — конструкции проемов

с неполными каркасами. Толщина кирпичных стен (рис. 3.3, *а*), исходя из размеров кирпича $250 \times 120 \times 65$ мм, принимается равной 250 (один кирпич), 380 (полтора кирпича), 510 (два кирпича), 640, 770 мм и т. д. Выбор толщины стен *1* определяется, с одной стороны, теплотехническим расчетом, т. е. необходимостью обеспечения заданного перепада расчетных наружных и внутренних температур, и с другой стороны, расчетом на прочность и устойчивость под воздействием эксплуатационных, ветровых и других нагрузок. Кладка стен из кирпича на цементно-песчаном растворе производится с перевязкой вертикальных

швов по фасаду здания в зависимости от последующей отделки стены: в подрезку (при последующей окраске), в пустошовку (при последующей штукатурке), с расшивкой швов.

Для улучшения внешнего вида зданий кладка часто ведется с применением лицевого керамического кирпича с расшивкой швов. Проемы в стенах (рис. 3.3, в) из кирпича перекрывают сборными железобетонными перемычками 4, которые опираются на кладку, или обвязочными балками, которые опираются на колонны при ленточном остеклении. Стены из кирпича характеризуются высокой огнестойкостью и долговечностью, но вместе с тем отличаются трудоемкостью и неиндустриальностью возведения.

Самонесущие стены применяются в каркасных зданиях и воспринимают только нагрузку от собственного веса стены, которая передается затем на фундаментную балку (см. разд. 4.3), и ветровую нагрузку. Последняя передается на колонны каркасы здания, с которыми самонесущие стены гибко связываются (рис. 3.3, б). При возведении самонесущих стен из кирпича они крепятся к колоннам анкерами 2 или хомутами 3 через 1,2 м. При наличии ленточного остекления для восприятия нагрузки от надколонной части кирпичной стены б в каркас здания вводят обвязочные балки 5. Железобетонные обвязочные балки (см. рис. 3.3, в) имеют длину, кратную шагу колонн (обычно 6 м), и опираются на стальные столики 8, приваренные к наружным колоннам 7.

Стены и столбы имеют опоры в виде междуэтажных перекрытий, покрытий и поперечных конструкций, которые при деформировании в горизонтальном направлении подразделяются на жесткие и упругие. Жесткими опорами считаются: поперечные стены и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки; монолитные перекрытия и покрытия, если расстояния между устойчивыми конструкциями не более 54, 42 и 30 м соответственно при I, II и III группе кладки; сборные перекрытия и покрытия, если указанные расстояния не более 42, 36 и 24 м соответственно при I, II и III группе кладки. В остальных случаях опоры можно считать упругими. При отсутствии связей стен и столбов с перекрытиями они рассматриваются как консоли.

Каменные конструкции армируются по конструктивным соображениям и по расчету. При этом учитываемое расчетом количество поперечной (сетчатой) и продольной сжатой арматуры должно быть не менее 0,1 % кладки, а диаметр сетчатой арматуры принимается не менее 3 мм, продольной сжатой — не менее 8 мм. Сетки рекомендуется проектировать с размером ячейки от 4 до 12 мм и укладывать не реже чем через пять рядов кирпичной кладки.

3.4. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Изложенные нормативные рекомендации проиллюстрируем примерами проектирования. Рассмотрим проектирование кирпичного столба одноэтажного производственного здания (рис. 3.4, а). Соответствующая расчетная схема показана на рис. 3.4, б. Столб высотой $H = 7,2$ м работает в условиях центрального сжатия расчетной нагрузкой 300 кН, включающей длительную нагрузку $N_d = 200$ кН и кратковременную 100 кН. Кладка выполняется из кирпича марки 100 на растворе марки 25.

Принимаем квадратное сечение столба (51×51) см², т. е. с размером стороны в два кирпича ($h = 51$ см). Проверяем это сечение по условию предельной гибкости (3.29). Кирпичная кладка столба согласно табл. 3.1 относится к I группе, для которой из табл. 3.7 при марке раствора 25 находим значение предельного отношения $\beta = 22$. При $h = 51$ см, лежащем в интервале $h = 70 \div 89$ см, коэффициент $k = 0,65$. После подстановки в условие (3.29) будем иметь

$$k_{\beta} h = 0,65 \cdot 22 \cdot 0,51 = 7,3 > H = 7,2 \text{ м,}$$

т. е. условие предельной гибкости столба соблюдается. Из условий продольного изгиба расчетное поперечное сечение столба находится на высоте $H/2 = 3,6$ м. Тогда расчетная нагрузка от собственного веса столба в этом сечении составляет при плотности кладки $\gamma = 1,8$ т/м³ и коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$

$$G = 0,51^2 \cdot 3,6 \cdot 1,8 \cdot 1,1 \cdot 10 = 18,5 \text{ кН,}$$

а расчетная продольная сила

$$N = 300 + 18,5 = 318,5 \text{ кН.}$$

Несущую способность столба проверяем по формуле (3.10).

При $h = 51$ см > 30 см коэффициент $m_d = 1$. Для определения коэффициента φ предварительно в соответствии с расчетной схемой (рис. 3.4, б) находим расчетную длину $l_0 = 0,8H$, гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{0,8 \cdot 7,2}{0,51} = 11,3$$

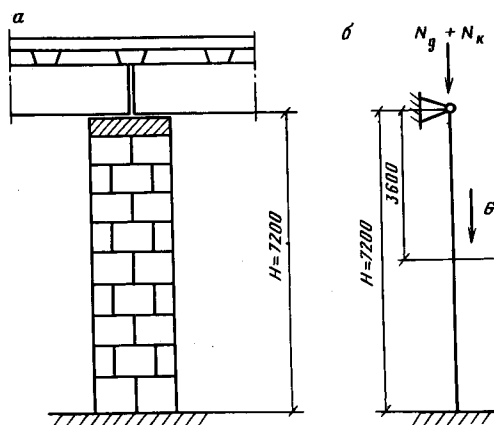


Рис. 3.4. Схема к расчету кирпичного столба одноэтажного производственного здания:

а — конструкция столба; б — расчетная схема

и упругую характеристику кирпичной кладки на растворе марки 25 по табл. 3.4 $\alpha = 1000$. По табл. 3.6 определяем $\varphi = 0,85$.

Расчетное сопротивление кладки сжатию R принимаем по табл. 3.2 при марке кирпича 100 и марке раствора 25, т. е. 1,3 МПа, а затем умножаем на коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,8$, при сечении столба $A = (0,51 \text{ м})^2 = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2$. В результате получаем

$$R = 1,3 \cdot 0,8 = 1,04 \text{ МПа.}$$

Проверяем несущую способность столба согласно (3.10):

$$m_d \varphi R A = 1 \cdot 0,85 \cdot 1,04 \cdot 10^3 \cdot 0,26 = 230 \text{ кН} < N = 318,5 \text{ кН,}$$

т. е. прочность столба не обеспечивается. Необходимо увеличить поперечное сечение столба или выполнить его армирование поперечными сетками.

Принимаем поперечное армирование сетками из арматуры класса А-I диаметром 6 мм ($A_{st} = 0,283 \text{ см}^2$) с размером стороны ячейки $c_1 = c_2 = 7,5 \text{ см}$ через пять рядов кладки, т. е. $s = 5 \cdot 7,5 = 37,5$. Тогда по формуле (3.9) процент армирования

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c_1 s} = \frac{2 \cdot 0,283}{7,5 \cdot 37,5} 100 = 0,2 \text{ \%}.$$

Затем, предварительно определив из работы [5] с учетом коэффициента $\gamma_{cs} = 0,75$ из табл. 3.3 расчетное сопротивление арматуры $R_s = 150 \text{ МПа}$, вычислим по формуле (3.13) расчетное сопротивление армированной кладки осевому сжатию

$$R_{sk} = 1,04 + \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 150}{100} = 1,64 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 1,04 = 2,08 \text{ МПа.}$$

Используя выражение (3.4), находим упругую характеристику армированной кладки α_{sk} . Предварительно по формуле (3.3) при $k = 2$ вычисляем средний предел прочности сжатию кладки $R_u = 2 \cdot 1,04 = 2,08 \text{ МПа}$, а по формуле (3.6) при $k = 2$ и $R_{sn} = 240 \text{ МПа}$ (арматура А-I) — средний предел прочности сжатию армированной кладки

$$R_{sku} = 2 \cdot 1,04 + \frac{2 \cdot 240 \cdot 0,2}{100} = 3,04 \text{ МПа.}$$

Тогда из выражения (3.4) при $\alpha = 1000$ получаем

$$\alpha_{sk} = 1000 \frac{2,08}{3,04} = 685.$$

В зависимости от $\lambda_h = 11,3$ и $\alpha_{sk} = 685$ из табл. 3.6 определяем коэффициент продольного изгиба армированной кладки $\varphi = 0,8$.

Наконец, подставив $\varphi = 0,8$ и $R_{sk} = 1,64 \text{ МПа}$ в формулу (3.12) и приняв для остальных параметров те же значения,

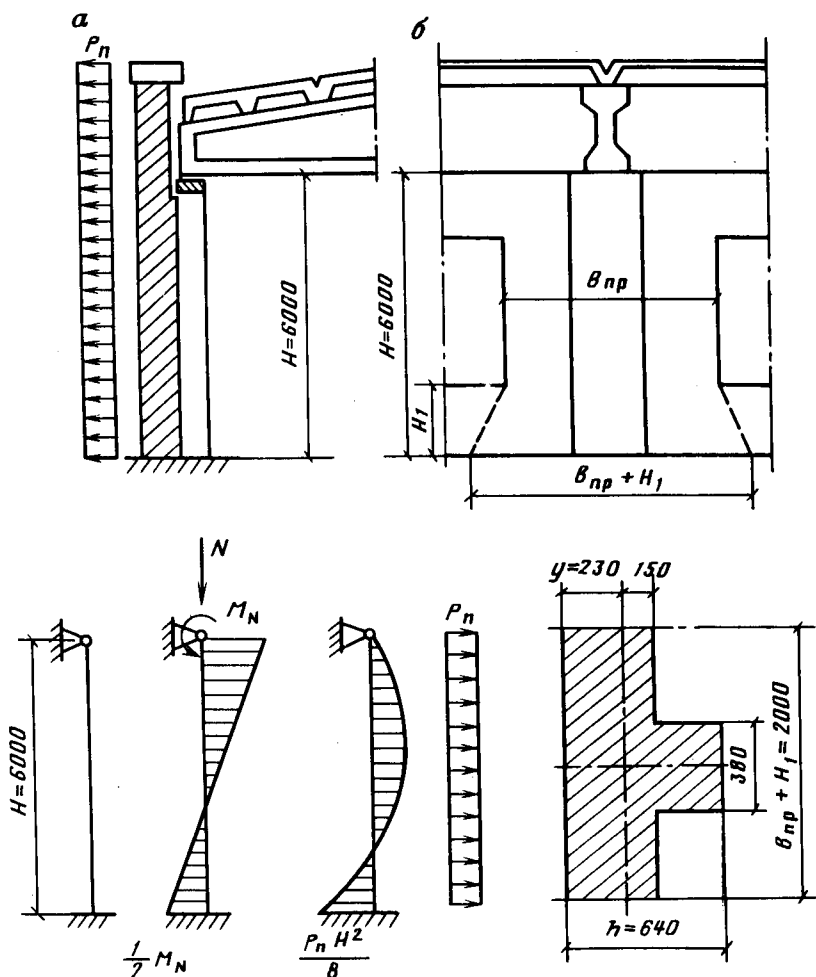


Рис. 3.5. Схема к расчету каменных несущих стен с пилястрами одноэтажного производственного здания:

a — поперечный разрез; *б* — продольный разрез внизу слева направо соответственно расчетная схема, распределение изгибающих моментов под действием нагрузки от перекрытия, распределение изгибающих моментов под действием ветрового отсоса, расчетное поперечное сечение стены с пилястрами

что и при расчете неармированного столба, проверяем несущую способность армированного столба

$$m_d \varphi R_{sk} A = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,64 \cdot 10^3 \cdot 0,26 = 340 \text{ кН} > N = 318,5 \text{ кН},$$

т. е. несущая способность армокаменного столба обеспечивается.

В качестве другого примера рассмотрим проектирование несущих каменных стен с пилястрами (рис. 3.5, б) одноэтажно-

го производственного здания с высотой помещения $H=6$ м. Соответствующая расчетная схема показана на рис. 3.5 внизу.

Стены воспринимают внецентренную продольную расчетную нагрузку 300 кН от несущих конструкций покрытия, которая складывается из длительной нагрузки 200 кН и кратковременной нагрузки 100 кН, а также поперечную равномерно распределенную нагрузку ветрового откоса P_n (рис. 3.5, а). Наиболее опасным является нижнее сечение стены, где действует продольная сила N , изгибающий момент $M_N/2$ от внецентренного приложения силы N и момент $(P_n H^2)/8$ от нагрузки P_n ветрового откоса. Суммарный изгибающий момент в нижнем сечении стены

$$M = M_N/2 + (P_n H^2)/8 = 60 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Кладка выполняется из кирпича марки 150 на растворе марки 50. Принятое сечение стены с пилястрами показано на рис. 3.5. Расчетная ширина сечения стены с проемами (рис. 3.5, б) равна $b_{np} + H_1 = 2$ м. Тогда расчетная нагрузка от собственного веса при плотности материала конструкции $1,8 \text{ т/м}^3$ и коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ составляет

$$G = (2,0 \cdot 0,38 + 0,38 \cdot 0,26) \cdot 6,0 \cdot 1,8 \cdot 10 \cdot 1,1 = 100 \text{ кН},$$

а расчетная продольная сила

$$N = 300 + 100 = 400 \text{ кН}.$$

Несущую способность внецентренно сжатой стены проверяем по формуле (3.16). Для определения гибкости стены предварительно вычисляем: координату y центра тяжести сечения (рис. 3.5, е)

$$y = \Sigma S / \Sigma F = \frac{0,38 \cdot 0,64 \cdot 0,32 + (2,0 - 0,38) \cdot 0,38 \cdot 0,19}{0,38 \cdot 0,64 + (2,0 - 0,38) \cdot 0,38} = 0,23 \text{ м};$$

площадь поперечного сечения

$$A = 2,0 \cdot 0,38 + 0,38 \cdot 0,26 = 0,859^2;$$

момент инерции сечения относительно продольной оси стены

$$J = \Sigma \frac{b_i h_i^3}{3} = \frac{2,0 \cdot 0,23^3}{3} + \frac{0,38(0,64 - 0,23)^3}{3} + \frac{(2,0 - 0,38)(0,38 - 0,23)^3}{3} = 0,0188 \text{ м}^4;$$

радиус инерции сечения

$$i = \sqrt{J/A} = \sqrt{\frac{0,0188}{0,859}} = 0,148 \text{ м}.$$

В соответствии с расчетной схемой находим расчетную длину $l_0 = 0,8H$ и определяем гибкость

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{0,8 \cdot 6}{0,148} = 32,4.$$

Проверяем сечение стены по условию предельной гибкости (3.29). Так как кирпичная кладка стены согласно табл. 3.1 относится к I группе, из табл. 3.7 при марке раствора 50 и свободной длине стены $l < 2,5H$ находим $\beta = 25$. В соответствии с указаниями к формуле (3.29) определяем

$$h = 3,5i = 3,5 \cdot 0,148 = 0,52 \text{ м}$$

и для рассматриваемой стены с проемами вычисляем коэффициент $k = \sqrt{A_n/A_b} = 0,7$. Тогда, подставив все величины в условие (3.29), выясняем

$$k\beta h = 0,7 \cdot 25 \cdot 0,52 = 9,1 \text{ м} > H = 6 \text{ м},$$

т. е. условие предельной гибкости стены соблюдается.

Так как радиус инерции сечения $i = 0,148 \text{ м} > 0,087 \text{ м}$, то коэффициент $m_n = 1$.

Найденному значению гибкости $\lambda_i = 32,4$ и упругой характеристики кладки $\alpha = 1000$, взятой из табл. 3.4, соответствует коэффициент $\varphi = 0,895$ по табл. 3.6.

Определяем эксцентриситет продольной нагрузки относительно центра тяжести стены

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{400} = 0,15 \text{ м},$$

что удовлетворяет условию

$$e_0 = 0,15 \text{ м} + 0,02 \text{ м} < 0,9y = 0,9 \cdot 0,23 = 0,207 \text{ м},$$

при котором допускается проектирование внецентренно сжатых каменных конструкций без продольной арматуры в растянутой зоне. Кроме того, $e_0 = 0,15 \text{ м} < 0,7y = 0,7 \cdot 0,23 = 0,161 \text{ м}$ и поэтому не требуется производить расчет стены по раскрытию трещин (швов кладки), т. е. по предельным состояниям второй группы.

Вычисляем коэффициент φ_1 по формуле (3.18), имея в виду, что $\varphi = 0,895$ при $\alpha = 1000$ и $\lambda_i = 32,4$, а $\varphi_c = 0,33$ по табл. 3.6 при $\alpha = 1000$ и $\lambda_{hc} = H/h_c = 6,0/0,16 = 37,5$, где $h_c = 2(y - e_0) = 2(0,23 - 0,15) = 0,16 \text{ м}$ при $e_0 > 0,45y = 0,45 \cdot 0,23 = 0,104 \text{ м}$. Тогда по формуле (3.18)

$$\varphi_1 = 0,5(0,895 + 0,33) = 0,612.$$

По формуле (3.19) находим $A_c = 0,859(1 - 2 \cdot 0,15/0,52) = 0,36 \text{ м}^2$.

Коэффициент ω определяем по формуле (3.20), положив $y = 0,5h$, так как $y < 0,5h = 0,26$ м

$$\omega = 1 + \frac{0,15}{0,52} = 1,29 \leq 1,45.$$

По формуле (3.16), принимая из табл. 3.2 $R = 1,8$ МПа для кладки из кирпича марки 150 на растворе марки 50, проверяем несущую способность стены

$$m_d \varphi_1 R A_s \omega = 1,0 \cdot 0,612 \cdot 1,8 \cdot 10^3 \cdot 0,36 \cdot 1,29 = 512 \text{ кН} > N = 400t \text{ кН},$$

т. е. принятое сечение стены обеспечивает ее несущую способность.

4. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

4.1. ВИДЫ ЕСТЕСТВЕННЫХ И ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

Фундаменты передают нагрузку на основание, несущая способность и деформативность которого определяет конструктивное решение фундаментов, а в отдельных случаях и конструкцию самого здания или сооружения. Если нагрузку от фундамента воспринимает грунтовый массив природного сложения, основание называется *естественным*. В случае уплотнения или укрепления грунтового массива основание называется *искусственным*. Согласно действующим нормам проектирования [10], грунты основания подразделяются на скальные (грунты с жесткими связями) и нескальные (грунты без жестких связей).

В классе скальных грунтов выделяют магматические, метаморфические и осадочные породы в виде сплошного или трещиноватого массива. Прочностные свойства скальных грунтов характеризуются пределом прочности R_c (МПа) на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии. В зависимости от величины R_c скальные грунты подразделяют на очень прочные ($R_c > 120$), прочные ($50 < R_c \leq 120$), средней прочности ($15 < R_c \leq 50$), малопрочные ($5 < R_c \leq 15$), пониженной прочности ($3 < R_c \leq 5$), низкой прочности ($1 \leq R_c \leq 3$) и весьма низкой прочности ($R_c < 1$). К скальным грунтам, прочность которых в водонасыщенном состоянии менее 5 МПа (полускальные грунты), относятся глинистые сланцы, песчаники с глинистым цементом, алевролиты, аргиллиты, мергели, мелы.

Нескальные грунты подразделяют на крупнообломочные, песчаные и пылеватоглинистые.

Крупнообломочные (содержание более 50 % по весу частиц крупнее 2 мм) и песчаные грунты (содержащие менее 50 % по весу частиц крупнее 2 мм) подразделяются по зерновому составу

и степени влажности. Кроме того, песчаные грунты подразделяются на плотные, средней плотности и рыхлые в зависимости от величины коэффициента пористости, равного отношению объема пор к объему минерального скелета. С уменьшением коэффициента пористости несущая способность песчаных грунтов увеличивается.

Пылеватоглинистыми называют грунты с примесью органических веществ при их относительном содержании $0,5 < J_{от} \leq 0,1$, а также обладающие свойством пластичности и текучести в увлажненном и водонасыщенном состоянии ($J_{от}$ — показатель относительного содержания органического вещества).

Число пластичности J_p представляет выраженную в долях единицы разность влажностей, соответствующих состояниям глинистого грунта на границе текучести и границе раскатывания (пластичности). Показатель текучести J_L характеризует состояние пылевато-глинистых грунтов в естественном состоянии и определяется из выражения

$$J_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}, \quad (4.1)$$

где ω — природная влажность грунта в долях единицы; ω_p — весовая влажность грунта (в долях единицы) на границе пластичности, разграничивающей пластичное и твердое состояние пылевато-глинистого грунта; ω_L — весовая влажность на границе текучести, разграничивающей текучее и пластичное состояние грунта.

Пылевато-глинистые грунты в зависимости от числа пластичности J_p подразделяются на супеси ($0,01 \leq J_p \leq 0,07$), суглинки ($0,07 < J_p \leq 0,17$) и глины ($J_p > 0,17$). О принадлежности пылевато-глинистых грунтов к тому или иному виду судят также по содержанию в них глинистых частиц, имеющих размеры менее $5 \cdot 10^{-3}$ мм. Так, к супесям относят грунты, содержащие 3—10 % глинистых частиц от веса сухого грунта, к суглинкам — грунты, содержащие от 10 до 30 % и к глинам — свыше 30 % глинистых частиц.

Среди пылевато-глинистых грунтов следует выделять грунты, проявляющие специфические неблагоприятные свойства при замачивании давая значительные просадки (просадочные грунты) и увеличение в объеме при увлажнении (набухающие грунты). К просадочным относятся грунты, которые под воздействием внешней нагрузки или собственного веса при замачивании водой дают осадку, а к набухающим, — которые при замачивании водой или химическими растворами увеличиваются в объеме.

Такие же свойства наблюдаются при переходе мерзлых грунтов в талое состояние и при замораживании увлажненных грунтов в результате таяния и образования ледяных включений. Следует отметить, что изучение строительных свойств мерзлых грунтов представляется особенно важным, так как около поло-

вины территории СССР находится в условиях вечной мерзлоты (вечномерзлые грунты) и сезонного промерзания (мерзлые грунты).

Основные параметры механических свойств грунтов, определяющие их несущую способность и деформативность, представлены в виде нормативных характеристик: угла внутреннего трения φ_n , удельного сцепления C_n , модуля деформации E , коэффициента пористости e , показателя текучести I_L , сопротивления грунтов R_0 , предназначенного для предварительного определения размеров фундаментов. Эти характеристики определяются на основании непосредственных испытаний в лабораторных или полевых условиях, либо на основании рекомендаций [10].

Строительные свойства грунтов в естественном состоянии очень часто не удовлетворяют требованиям несущей способности и деформативности. В таких случаях здания и сооружения возводятся на искусственных основаниях. Искусственные основания с проектными характеристиками могут быть созданы механическими способами в результате поверхностного уплотнения укаткой или трамбованием (для лёссовидных просадочных насыпных грунтов), глубинного уплотнения «песчаными сваями» (для илистых, рыхлых и насыпных грунтов), замены слабых грунтов гравелистыми или песчаными подушками (насыпные грунты).

При возведении искусственных оснований применяется также закрепление грунтов за счет создания более прочных структурных связей между минеральными частицами. Применяют различные способы закрепления: силикатизацию, смолизацию, цементацию, битумизацию, глинизацию, термическое закрепление и др.

В настоящее время в промышленном строительстве широкое применение находит возведение фундаментов на сваях, так называемых свайных фундаментах [11]. По характеру работы и передаче нагрузки на грунт сваи подразделяются на сваи-стойки, передающие нагрузку нижним концом на практически несжимаемые грунты (силы трения на боковой поверхности свай-стоек в расчетах их несущей способности не учитываются), и висячие сваи, передающие нагрузку на окружающие грунты по своей боковой поверхности и нижним концом. В зависимости от применяемого материала сваи подразделяют на деревянные, металлические, железобетонные, комбинированные (стальная оболочка с бетонным заполнением).

По способу возведения сваи подразделяются на две группы: изготовленные заранее до погружения (первая группа) и изготавливаемые в грунте (вторая группа). Сваи первой группы делятся на забивные (деревянные, металлические, железобетонные сплошного сечения и полые цилиндрические); винтовые

(металлические или железобетонные со стальными сердечниками); буроопускные в виде железобетонных элементов, погружаемых в заранее пробуренные скважины. Сваи второй группы подразделяются на набивные, изготавливаемые забивкой инвентарных труб с последующим заполнением их бетонной смесью и ее трамбованием при одновременном выдергивании труб; буронабивные, изготавливаемые бурением скважин и последующим заполнением их бетоном по трубам, который в необходимых случаях армируется заранее приготовленными каркасами; буронабивные с уширенной пятой, которая устраивается с помощью сердечника, забиваемого в бетон, уложенный на дне скважины, с помощью специального уширителя или с помощью камуфлетного взрыва.

Железобетонные забивные сваи-стойки (рис. 4.1) выполняются из бетона класса не ниже В25 и армируют продольными стержнями диаметром не менее 12 мм и поперечными — не менее 5 мм. Эти сваи применяются для устройства фундаментов промышленных зданий, а также фундаментов под технологическое оборудование. Сваи длиной свыше 12 м состоят из отдельных элементов — нижнего и среднего. Их соединение производится в процессе погружения свай. Нижний элемент изготавливается с острием и имеет в верхней части анкерную деталь (замок) для соединения. Средняя и верхняя части имеют анкерные детали на обоих концах. Общая длина свай может составлять до 40 м. Поперечное армирование выполняется в виде спирали или хомутов.

Забивные призматические железобетонные сваи трапециевидного (рис. 4.2, а) и прямоугольного (рис. 4.2, б) сечения применяются для фундаментов любых зданий и сооружений только как висячие, погружаемые в пески, супеси пластичной и текучей кон-

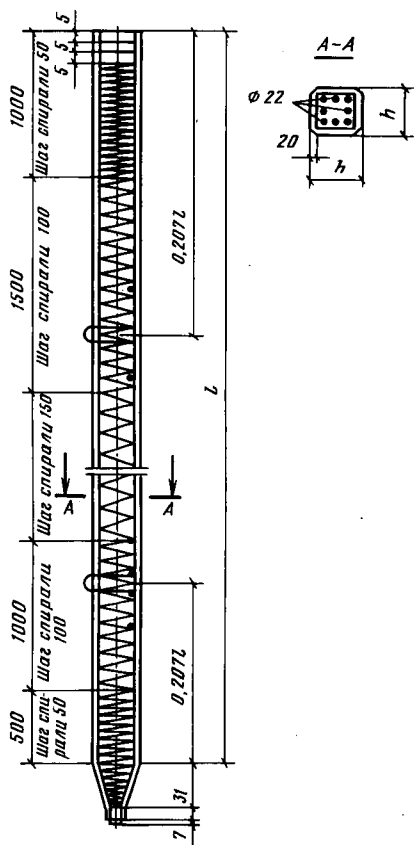


Рис. 4.1. Конструктивное решение забивной сваи-стойки квадратного сечения

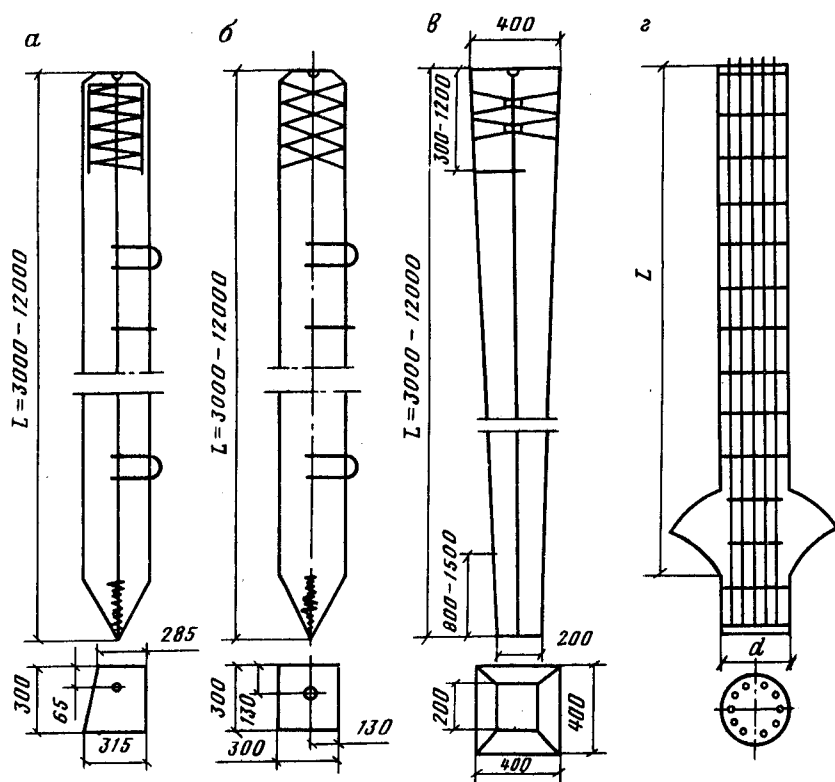


Рис. 4.2. Основные типы висячих железобетонных свай:

а, б — соответственно забивные висячие сваи трапециевидного и прямоугольного сечения; в — пирамидальная забивная висячая свая; г — буронабивная висячая или свая-стойка с уширенной пятой

систенции. Сваи армируют предварительно-напряженной продольной арматурой классов Вр-II, А-IV, А-V, которая располагается в центре сечения. Головная часть сваи укрепляется либо спиральным (рис. 4.2, а), либо сетчатым (рис. 4.2, б) косвенным армированием, нижняя часть — спиралью. Поперечная арматура при этом отсутствует. Сваи сечением 200×200 , 250×250 и 300×300 мм изготавливаются из бетона класса В25.

Пирамидальные сваи (рис. 4.2, в) применяются как висячие для фундаментов промышленных и гражданских зданий. Их армирование осуществляется по аналогии с призматическими сваями. Пирамидальность свай позволяет увеличить их несущую способность в 1,3—2 раза за счет распорного эффекта в грунте.

Буронабивные сваи длиной L (рис. 4.2, г) применяются для зданий и сооружений любого назначения, а также на площадках

со сложными геологическими условиями строительства. По характеру работы в грунте они могут быть какисячими, так и сваями-стойками. Бурунабивные сваи имеют диаметр ствола d 40—170 см с уширением нижней части (рис. 4.2, $г$) до 350 см. Железобетонные бурунабивные сваи изготавливаются из бетона класса В15 и армируются либо на всю глубину, либо укороченными каркасами.

4.2. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Естественные и искусственные основания, согласно нормам проектирования [10], рекомендуется рассчитывать по двум группам предельных состояний: по первой группе — несущей способности, по второй группе — деформациям, создающим препятствия для нормальной эксплуатации зданий и сооружений. Расчет по несущей способности производится в случае передачи на основание значительных горизонтальных нагрузок, расположения фундаментов на бровке откоса, в случае, если основание сложено скальными грунтами, а также водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами. По деформациям рассчитываются основания, сложенные нескальными грунтами. Расчет по деформациям выполняется на основное сочетание нагрузок, а по несущей способности — на основное и особое сочетание нагрузок (при наличии особых нагрузок). Все расчеты выполняются с использованием расчетных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов.

При этом коэффициент надежности по грунту γ_g принимается равным $\gamma_g = 1$ при расчете оснований по деформациям, а при расчете по первой группе — $\gamma_{g(c)} = 1,5$ для удельного сцепления c , $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$ для угла внутреннего трения песчаных грунтов и $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$ — пылевато-глинистых.

Расчет оснований по деформациям производится из условия совместной работы здания или сооружения и основания и обычно начинается с проверки следующих неравенств:

$$p_{cp} < R, \quad p_{max} < 1,2R, \quad (4.2)$$

где p_{cp} и p_{max} — соответственно среднее и максимальное краевое давление на основание под подошвой фундамента; R — расчетное давление на основание, которое определяется по нормам проектирования [10] в зависимости от размеров фундамента, глубины его заложения, расчетных значений удельного сцепления, угла внутреннего трения и плотности грунта. Для бесподвальных помещений величина R определяется по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (4.3)$$

где $\gamma_{c1} = 1,1 - 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1,0 \div 1,4$ — коэффициенты условий работы, учитывающие тип грунтов основания и конструктивную схему сооружения [10]; k — коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по нормативам [10]; M_γ , M_q , M_c — коэффициенты, принимаемые [10] в зависимости от угла внутреннего трения φ ; k_z — коэффициент, принимаемый равным 1 при ширине подошвы фундамента $b < 10$ м и $k_z = (8/b) + 0,2$ при $b \geq 10$ м; γ_{II} — осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м³; γ'_{II} — то же, залегающих выше подошвы фундамента; c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d_1 — глубина заложения фундамента от уровня планировки.

Предварительно размеры подошвы фундамента могут быть приняты из условий (4.2), где значение расчетного давления R заменяется значением расчетного сопротивления R_0 , которое принимается в зависимости от типа грунтов по рекомендациям [10].

Если условия (4.2) выполняются, дальнейший расчет по деформациям предусматривает проверку условия

$$s \leq s_u, \quad (4.4)$$

где s — величина совместной деформации основания здания или сооружения; s_u — предельно допустимая величина совместной деформации основания и зданий или сооружений, нормированная в зависимости от типа сооружения и его конструктивной схемы (например, для многоэтажных зданий с несущими стенами $s_u = 10$ см, каркасной конструкции с железобетонными рамами $s_u = 8$ см, со стальными рамами $s_u = 12$ см, для отдельно стоящих силосов монолитной конструкции $s_u = 40$ см).

Расчетная величина деформации основания s для фундаментов шириной или диаметром менее 10 м определяется по расчетной схеме линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи основания, а для фундаментов с размерами более 10 м и модулем деформации грунтов $E \leq 10$ МПа или с меньшими размерами, но при наличии грунта с модулем $E \geq 100$ МПа — по расчетной схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

В соответствии с первой расчетной схемой (рис. 4.3), которая используется чаще всего при проектировании фундаментов, расчетная величина деформации основания вычисляется методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

По этой расчетной схеме предполагается, что осадка осно-

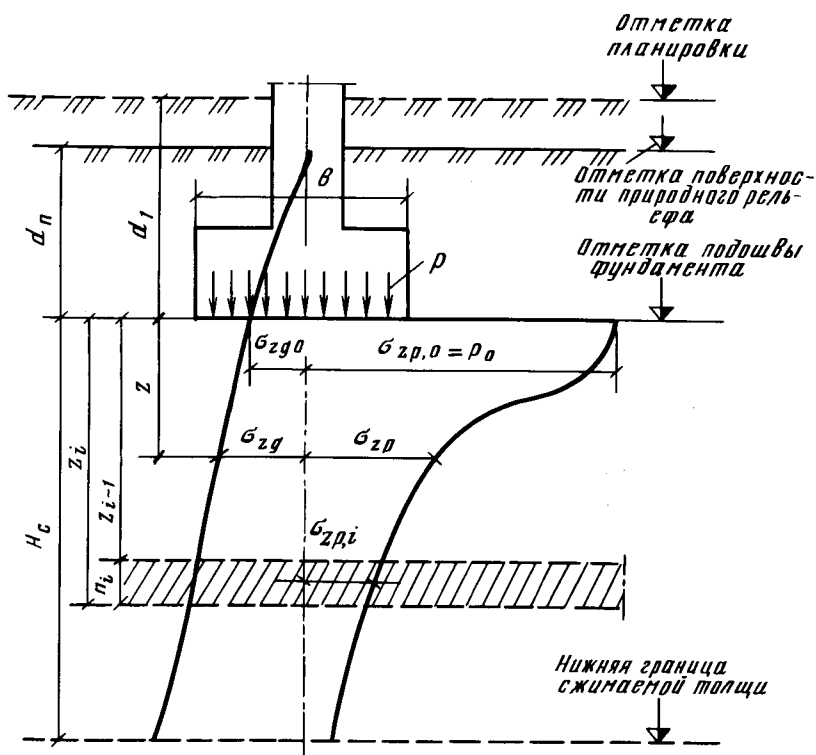


Рис. 4.3. Расчетная схема к определению осадок основания

вания вызывается избыточным давлением P_0 , равным полному давлению под подошвой фундамента P за вычетом бытового давления от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента σ_{zg0} , т. е.

$$P_0 = P - \sigma_{zg, 0}. \quad (4.5)$$

При планировке срезкой (рис. 4.3) принимается

$$\sigma_{zg, 0} = \gamma'_1 d_1, \quad (4.6)$$

а при ее отсутствии и при планировке подсыпкой

$$\sigma_{zg, 0} = \gamma'_1 d_n, \quad (4.7)$$

где d_1 и d_n — глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и природного рельефа.

Распределение по глубине дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от избыточного давления P_0 принимается по теории

линейно-деформируемой среды как в однородном массиве по выражению

$$\sigma_{zp} = \alpha P_0, \quad (4.8)$$

где α — коэффициент, нормированный в зависимости от глубины z , формы и размеров подошвы фундамента. При этом начало отсчета координаты z при вычислении σ_{zp} совпадает с отметкой подошвы фундамента.

Осадка основания s методом послойного суммирования (рис. 4.3) определяется по формуле

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (4.9)$$

где n — число расчетных слоев в пределах сжимаемой толщи H_c , размеры которой для песчаных и глинистых грунтов принимаются от подошвы фундамента до глубины, где дополнительное давление σ_{zp} , передаваемое фундаментом, составляет 0,2 от природного давления σ_{zg} , а для грунтов с $E < 5$ МПа — 0,1 этой величины; h_i — мощность i -го расчетного слоя грунта, которая принимается не более 0,4 ширины подошвы фундамента; $\sigma_{zp,i}$ — среднее дополнительное давление в пределах i -го слоя, равное полусумме дополнительных давлений на верхней и нижней границах i -го слоя; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

Расчет деформаций основания можно не производить, если $R > R_0$, а грунтовые условия соответствуют грунтам, приведенным в [10].

Расчет деформаций свайных фундаментов на висячих сваях выполняется также по формуле (4.9) с той лишь разницей, что учитываются размеры условного фундамента, по глубине ограниченные размерами грунтового массива H , включающего сваи, сверху — поверхностью планировки грунта, а с боков — вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии $H \tan \varphi_{cp} / 4$, где φ_{cp} — средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунта по отдельным слоям в пределах глубины H .

Помимо вертикальных деформаций основания, определяемых выражением (4.9), которые называются осадками, происходящими в результате уплотнения грунта и не сопровождающимися коренным изменением его структуры, наблюдаются просадки основания (например, при замачивании лёссовых грунтов, при оттаивании мерзлых грунтов и т. п.), набухания и усадки основания (например, в набухающих грунтах, при морозном пучении грунтов и т. п.), оседания основания, связанные с деформациями земной поверхности (например, при производстве подземных горных работ).

В нормах проектирования приводятся особенности проектирования зданий и сооружений, возводимых на просадочных,

набухающих, водонасыщенных заторфованных, эллювиальных, засоленных, насыпных грунтах, на илах, на подрабатываемых территориях и в сейсмических районах. Особенности проектирования оснований и фундаментов на вечномёрзлых грунтах изложены в специальных нормах проектирования. Поскольку эксплуатация поверхностного комплекса подземных сооружений сопряжена с деформациями земной поверхности при производстве горных работ, остановимся на особенностях проектирования оснований в этих условиях.

Деформации оснований на подрабатываемых территориях (кривизна поверхности, ее оседание, горизонтальное перемещение, наклон и т. д.) определяются по рекомендациям специальной главы норм проектирования и учитываются при проектировании оснований, фундаментов и вышележащих конструкций. Прочностные и деформационные характеристики грунтов основания рекомендуется оценивать их нормативными значениями. При определении расчетного давления R на основание по формуле (4.3) рекомендуется вводить коэффициент условий работы $\gamma_{c2} = 1,0 \div 2,5$ здания во взаимодействии с основанием, принимаемый согласно [10], в зависимости от грунтовых условий и конструктивной схемы здания или сооружения. Краевое давление $p_{\max}$ под подошвой плитных фундаментов сооружений башенного типа (например, башенных копров) не должно превышать $1,4R$.

На подрабатываемых территориях рекомендуется применять фундаменты жесткой, податливой или комбинированной конструктивной схемы в зависимости от ожидаемых деформаций земной поверхности, жесткости самого сооружения и деформативности грунтов основания. При модуле деформации грунтов $E < 10$ МПа рекомендуется применять свайные или плитные фундаменты.

Для снижения влияния деформаций земной поверхности рекомендуется: уменьшение глубины заложения фундаментов; уменьшение поверхности фундаментов, контактирующей с грунтом; заложение фундаментов на одном уровне; устройство грунтовых подушек из несжимаемых грунтов; засыпка пазух котлованов грунтами, снижающими трение на контакте с поверхностью фундаментов; отрывка временных компенсационных траншей по периметру сооружений.

Для уменьшения деформаций земной поверхности по согласованию с горнодобывающим предприятием могут применяться специальные защитные мероприятия зданий или сооружений, например, закладка выработанного пространства породой, применение специальных способов отработки полезного ископаемого и т. д.

При проектировании оснований необходимо осуществлять мероприятия по уменьшению их деформаций и влияния этих осе-

док на напряженно-деформированное состояние здания или сооружения [19]. Выбор какого-либо мероприятия или комплекса мероприятий производится с учетом технико-экономического сравнения возможных вариантов.

К мероприятиям, предохраняющим грунты от ухудшения их строительных свойств, относятся, например, защита грунтов от химически активных жидкостей, способных привести к просадкам, набуханию, повышению агрессивности подземных вод и т. п.; водозащитные мероприятия на площадках, сложенных грунтами, чувствительными к изменению влажности (устройство дренажей, противofильтрационных завес и экранов, прокладка водоводов в специальных каналах или размещение их на безопасных расстояниях от сооружений, контроль за возможными утечками воды и т. д.); ограничение источников воздействий (например, вибраций); предохранительные мероприятия, осуществляемые в процессе строительства сооружений (сохранение природной структуры и влажности грунтов; соблюдение технологии устройства оснований, фундаментов, подземных коммуникаций, не допускающей изменения принятой в проекте схемы передачи нагрузок и т. д.).

Конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность сооружений к деформациям основания, включают: рациональную компоновку сооружения в плане и по высоте; повышение прочности и пространственной жесткости сооружений, достигаемое усилением конструкций в соответствии с результатами расчета сооружений во взаимодействии с основанием (устройство железобетонных или армокаменных поясов, разрезка сооружений на отсеки и т. д.); увеличение податливости сооружений за счет применения гибких или разрезных конструкций.

Расчет оснований по первой группе предельных состояний, т. е. по несущей способности, сводится к определению предельной нагрузки, при которой: 1) у зданий или сооружений, передающих основанию доминирующую сдвигающую нагрузку, происходит сдвиг, связанный с резко развивающимися прогрессирующими горизонтальными перемещениями; 2) у сооружений, опирающихся на фундаменты мелкого заложения и передающих основанию доминирующую вертикальную нагрузку, происходит выпирание грунта основания из-под фундамента и связанное с этим резкое нарастание вертикальных перемещений; 3) у сооружений, имеющих фундаменты глубокого заложения, нарастание осадок происходит одновременно с увеличением нагрузки.

Расчет несущей способности основания производится из условия

$$N \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (4.10)$$

где N — расчетная нагрузка на основание (вертикальная или горизонтальная сдвигающая); F_u — сила предельного сопротив-

ления основания (при действии вертикальной или горизонтальной сдвигающей нагрузки), определяемая на основании рекомендаций норм проектирования; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый: для песков (кроме пылеватых) равным 1; для песков пылеватых и глинистых грунтов в стабилизированном состоянии — 0,9; для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии — 0,85; для скальных грунтов неветрелых и слабоветрелых — 1,0; ветрелых — 0,9; сильно ветрелых — 0,8; γ_n — коэффициент надежности, зависящий от класса капитальности здания или сооружения и принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для классов капитальности I, II и III.

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента.

Следует отметить, что при проектировании оснований в сейсмических районах в правую часть расчетного неравенства (4.10) вводится в качестве сомножителя сейсмический коэффициент условий работы $\gamma_{c, \text{ег}}$, принимаемый равным 1; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам.

4.3. КОНСТРУКЦИИ СБОРНЫХ И МОНОЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Фундаментом называется часть здания или сооружения, которая воспринимает нагрузки от сооружения и передает их на естественное или искусственное основание, сложенное грунтами. Фундаменты могут быть мелкого и глубокого заложения.

Отличительными особенностями фундаментов мелкого заложения являются следующие: нагрузка на основание передается преимущественно через подошву фундамента; соотношение высоты h_f и ширины b не превышает 4, что позволяет рассматривать такие фундаменты как жесткие конструкции, при повороте которых в работу включается боковая поверхность конструкции; фундаменты устраивают в открытых котлованах или в полостях заданной формы, создаваемых в массиве грунта. Фундаменты мелкого заложения могут применяться для любых сооружений и любых инженерно-геологических условий.

Фундаменты глубокого заложения проектируют, как правило, в виде опускных колодцев, которые представляют собой открытую сверху и снизу полую конструкцию любого очертания в плане. Такие колодцы по мере разработки грунта погружаются под действием собственного веса или дополнительной пригрузки. В горнорудной промышленности опускные колодцы применяются для подземных частей дробильно-сортировочных и дробильно-обогачительных фабрик, насосных станций свежей и оборотной воды, башенных копров и т. д. Фундаменты глубокого заложения

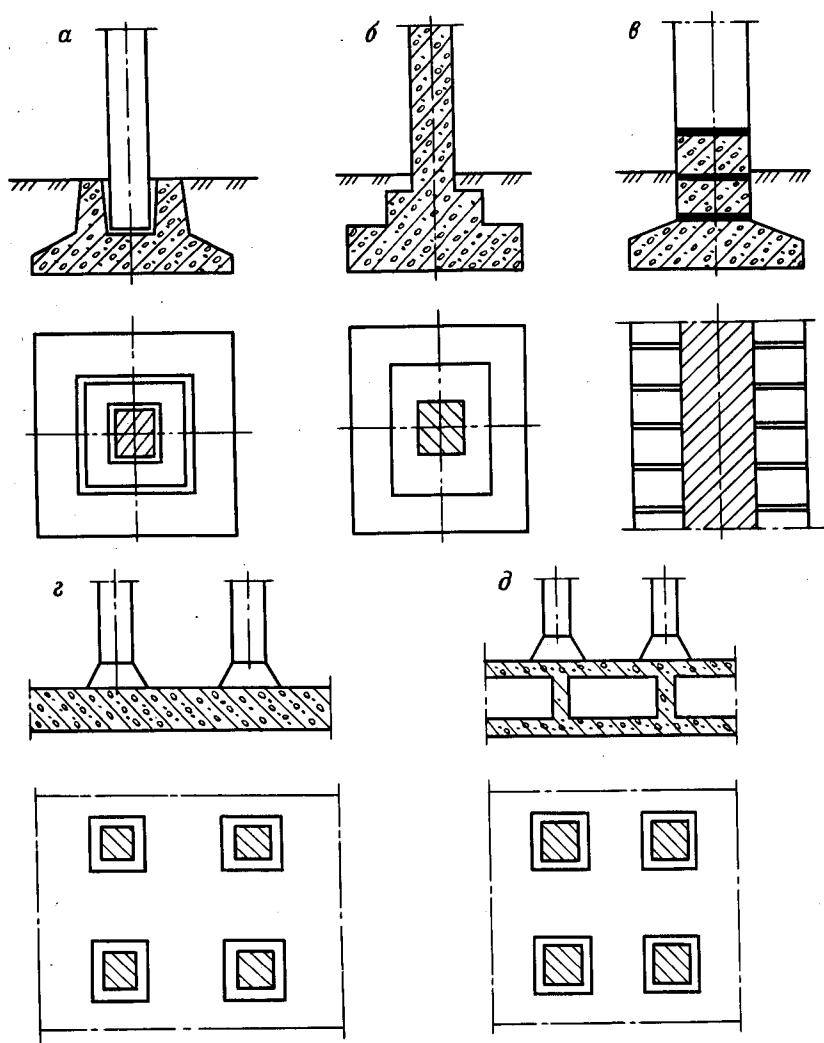


Рис. 4.4. Конструкции фундаментов:

а — стаканного типа, *б* — монолитный столбчатый, *в* — сборный ленточный, *г* — плитный, *д* — коробчатый

ния выполняют также в виде забивных свай большой длины, свай-оболочек, буровых свай.

Материалы фундаментов выбирают в соответствии с материалами основных конструкций сооружения. Кроме прочности материал фундаментов должен обладать необходимой морозостойкостью. В качестве материала фундаментов применяют железобетон, бетон, кирпич, бут, блоки из природных камней.

В строительстве горнотехнических зданий и сооружений широко применение получили железобетонные фундаменты мелкого заложения. Фундаменты оказывают существенное влияние на стоимость здания, так как трудоемкость их возведения достигает 10—20 %, а расход железобетона — 20 % общего объема. Железобетонные фундаменты проектируют трех типов: отдельно стоящие под каждой колонной (рис. 4.4, а, б), ленточные под рядами колонн, а также под несущими стенами (рис. 4.3, в), сплошные под всем зданием или сооружением (рис. 4.4, г, д).

Под железобетонные колонны каркаса здания или сооружения обычно предусматриваются отдельно стоящие *монолитные столбчатые фундаменты* с подколонниками стаканного или пенькового типа (рис. 4.5, а, б).

Размеры подколонников 2 фундаментов стаканного типа определяются из условия заделки типовых колонн 1: для колонн прямоугольного и двухветвевого сечений от 400×400 до 600×1900 мм размеры подколонников в плане принимаются от 900×900 до 1200×2700 мм (рис. 4.5, в, г). Между торцом колонны и дном стакана предусмотрен зазор в 50 мм для рихтовки колонн по вертикали. Заполнение стакана до проектной отметки низа колонн осуществляется жестким бетоном на мелком гравии с учетом фактической длины колонны. После установки колонны стакан заполняется бетоном класса не ниже В25 на мелком щебне или гравии. Под фундаментом устраивается бетонная или уплотненная песчано-гравийная подготовка 4.

Фундаменты пенькового типа (рис. 4.5, б) выполняют под железобетонные колонны больших сечений (например, на главных корпусах ТЭЦ) либо под стальные колонны. Такие фундаменты предусматривают специальный тип сопряжения 3 с колонной.

При опирании на фундамент металлической колонны отметка верхнего среза фундамента устанавливается в зависимости от высоты базы колонны. В тело фундамента закладываются анкерные болты. При монтаже башмаки колонн раскрепляются клиньями, с помощью которых осуществляется рихтовка колонн. После этого щель под башмаком зачеканивают цементным раствором, а подземную часть стальной колонны с базой бетонируют во избежание коррозии. В качестве материала для железобетонных фундаментов применяют, как правило, бетон класса В12,5-В20 и арматуру из стали А-I и А-II.

Устройство сборного столбчатого фундамента (рис. 4.6) требует его членения на отдельные монтажные единицы, например, собственно подколонник 2 и опорные фундаментные плиты 3. Сборные фундаментные плиты располагают на выравнивающем слое песка по утрамбованному щебню грунту. Подколонник должен быть установлен на плиты по слою цементно-песчаного раствора. Такое монтажное соединение элементов сборного фун-

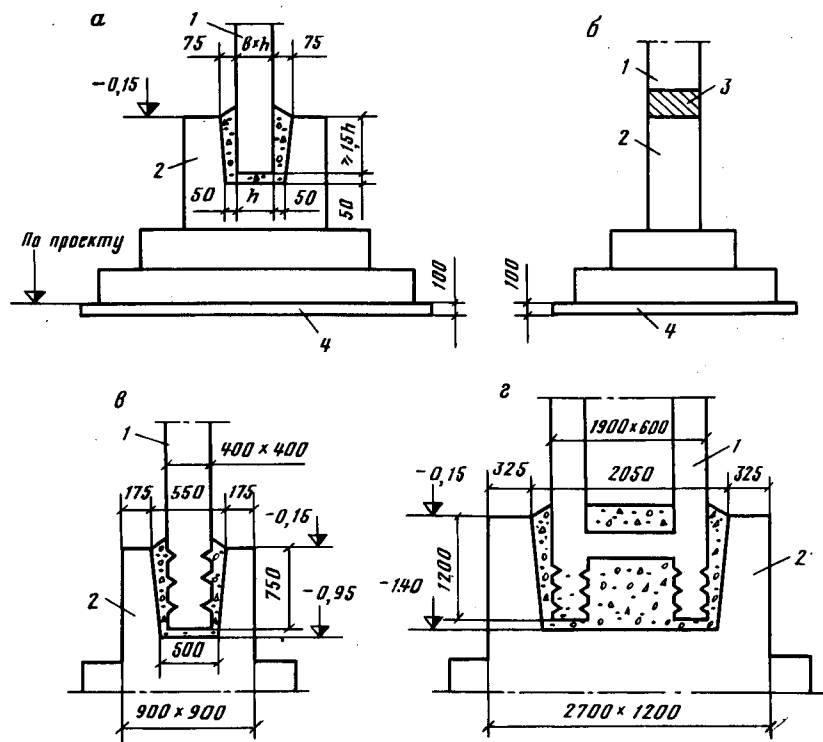


Рис. 4.5. Конструкции сопряжений колонн с фундаментами:

а — стаканного типа; б — пенькового типа; в, г — детали сопряжений

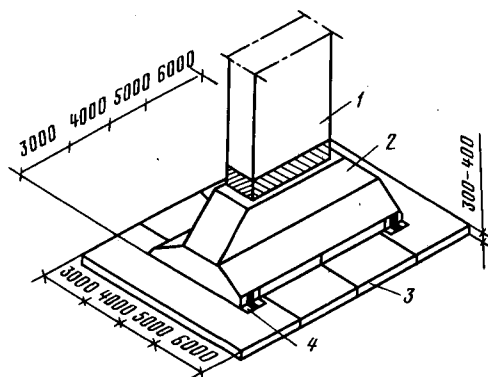


Рис. 4.6. Элементы сборного железобетонного фундамента

дамента возможно лишь при незначительных моментах, передающихся от колонны 1. В противном случае может произойти отрыв подколонника от опорных плит, так как раствор плохо работает на растяжение. Чтобы обеспечить совместную работу отдельных элементов сборного фундамента, применяют сварное

Рис. 4.7. Сборно-монолитный фундамент-оболочка на сваях

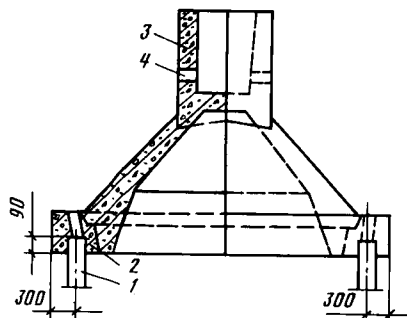
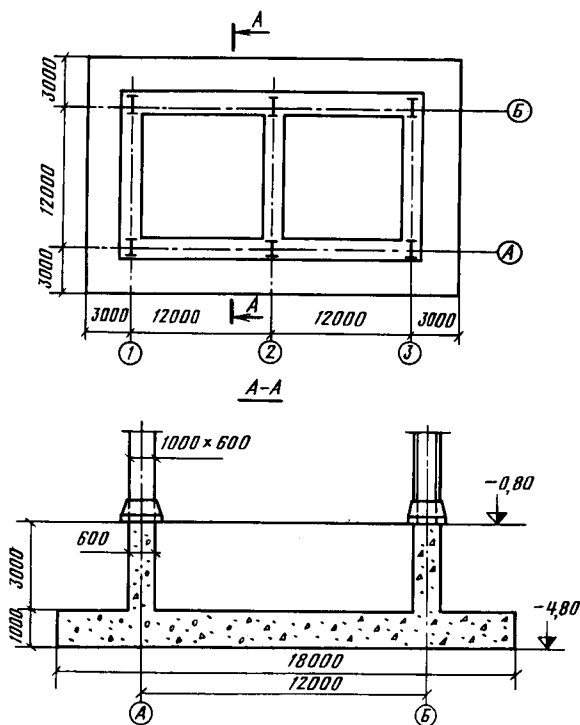


Рис. 4.8. Конструкция плитного фундамента под здание учебно-лабораторного корпуса Московского горного института



соединение подколонника с плитами через закладные элементы 4 с последующей их защитой бетоном от коррозии. Применение сборных фундаментов может быть целесообразным при небольшом числе типоразмеров, производстве работ в зимнее время или высоком уровне грунтовых вод, когда бетонирование монолитных фундаментов сложно.

Сборно-монолитные фундаменты-оболочки на сваях 1 (рис. 4.7) применяются для одноэтажных горнотехнических зданий с

колоннами прямоугольного сечения. Фундаменты состоят из монолитного кольца 2, сборной части 3 в виде оболочки и подколонника стаканного типа. Соединение фундамента-оболочки со сборной частью осуществляется при помощи закладных деталей 4. В зависимости от грунтовых условий высота фундаментов-оболочек составляет от 1,65 до 2,7 м, а диаметр подошвы сборной части — $1,8 \div 3$ м. Для изготовления фундаментов-оболочек применяется бетон классов В15-В30 и арматурная сталь А-I — А-III. Подколонник фундамента армируется пространственным каркасом и поперечными сварными сетками в стаканной части. Конус оболочки армируется конусообразным каркасом, а монолитное кольцо — тремя — пятью кольцевыми сетками.

Фундаменты в виде сплошной железобетонной плиты (рис. 4.4, г) под все здание в промышленном строительстве применяются редко, прежде всего под многоэтажные здания. Такой фундамент позволяет передать на основание значительные нагрузки и обеспечить нормальную эксплуатацию здания даже в случае неоднородных, сильно сжимаемых и водонасыщенных грунтов. Плитные фундаменты были использованы, в частности, при строительстве ряда зданий в Москве (Госбанк СССР, Мингазпром, ЦНИИТМАШ, вычислительные центры Госбанка и ЦСУ, учебный корпус Московского горного института и другие здания, а также ряд жилых 16- и 12-этажных домов). В качестве примера на рис. 4.8 представлен плитный фундамент под новый многоэтажный корпус Московского горного института (зона А₁).

Свайные фундаменты (основания) в последние годы широко применяются в различных областях строительства, прежде всего ввиду роста пролетов и шага колонн, а следовательно, нагрузок. В этих условиях применение традиционных столбчатых фундаментов приводит к значительному перерасходу бетона и стали и повышению трудоемкости возведения, особенно при высоком уровне грунтовых вод при необходимости постоянного водопонижения и производстве работ в зимнее время (необходимость разработки мерзлых грунтов). Наиболее широко применяют забивные, трубчатые и буронабивные сваи. Утверждены в качестве типовых забивные сваи сплошного квадратного сечения из сборного железобетона с ненапрягаемой и предварительно-напряженной арматурой. В качестве напрягаемой принимают арматуру как стержневую, так и из высокопрочной проволоки. Номенклатура свай с обычной арматурой включает марки от С8-25 (первая цифра — длина сваи в метрах, вторая — сторона поперечного сечения в см) до С16-40. Номенклатура свай с напрягаемой электротермическим способом стержневой арматурой из стали класса А-IV включает марки от СН9-30 до СН20-40.

Ленточные сборные фундаменты (рис. 4.9, а) применяют для несущих стен 3 из кирпича или бетонных блоков. Фундамент

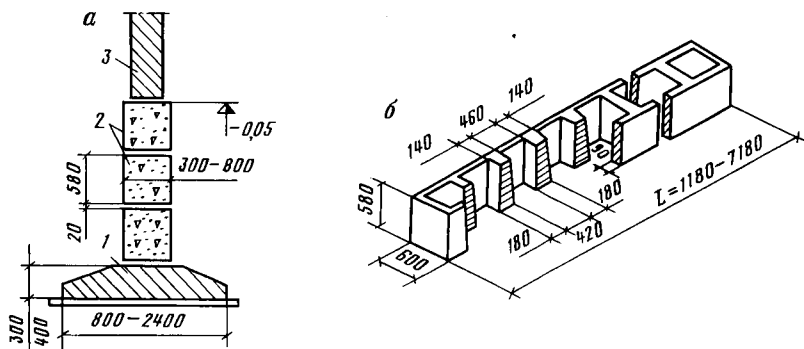


Рис. 4.9. Сборные ленточные фундаменты

выполняется из блоков двух типов: стеновых бетонных 2 и фундаментных железобетонных блоков-подушек 1. Стеновые блоки выпускают сплошного сечения и с пустотами, они имеют номинальную высоту 600 мм, длину 1200 мм и толщины 300, 400, 500, 600, 800 мм. Фундаментные блоки выпускаются шириной от 0,8 до 2,4 м, длиной 1,2 и 2,4 м.

Сборные железобетонные унифицированные дырчатые фундаментные блоки (рис. 4.9, б) предназначены для фундаментов под оборудование со статическими и динамическими нагрузками, а также для ленточных ростверков свайных фундаментов и подпорных стенок различного назначения. Блоки изготавливаются из бетона класса В15 и армируются пространственными каркасами из арматуры классов А-I — А-III. Совместная работа блоков в конструкциях обеспечивается заполнением монолитным бетоном вертикальных пустот, образуемых при укладке дырчатых блоков друг на друга.

Панельные стены каркасных зданий опираются на фундаментные балки (рандбалки), наличие которых облегчает устройство под стенами различных подземных коммуникаций (каналов, тоннелей и т. п.).

На рис. 4.10 представлены монтажные схемы и опалубочные размеры типовых фундаментных балок. Конструктивная длина балок зависит от шага колонн (6 или 12 м) и отметки верхнего обреза фундаментов колонн. Если считают целесообразным завершить работу нулевого цикла до монтажа колонн, верх фундаментов устанавливают на отм. — 0,15 м, чтобы он находился как можно ближе к поверхности земли. Фундаментные балки 1 не могут быть уложены на верхний обрез фундаментов, поэтому их опирают на бетонные столбики 2 необходимой высоты, бетонируемые на уступе фундаментов 3, а длина в этом случае диктуется расстоянием в свету между смежными фундаментами

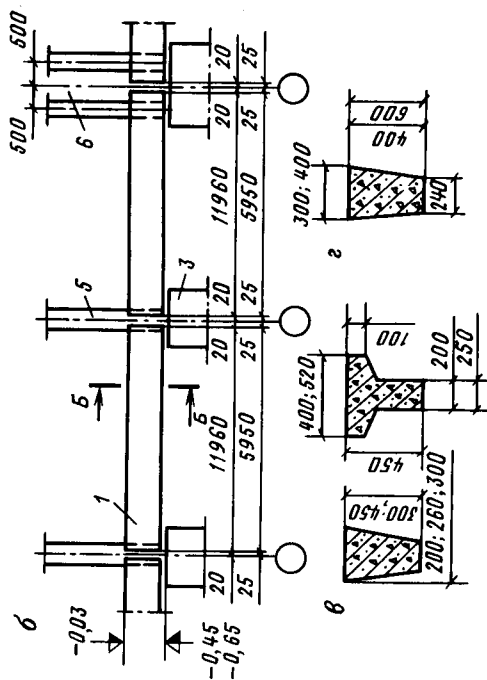
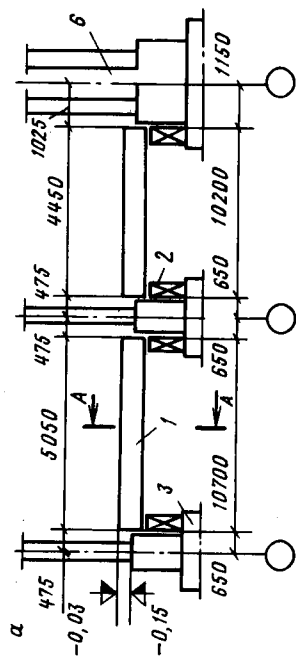
колонн 5. На рис. 4.10, а показана монтажная схема таких балок длиной 5050 мм для шага колонн 6 м и длиной 10700 мм для шага колонн 12 м. В ячейках, соседних с температурным швом 6, где колонны сдвинуты на 500 мм в обе стороны от оси, устанавливают укороченные балки длиной 4450 мм для шага колонн 6 м и длиной 10200 мм для шага колонн 12 м.

В тех случаях, когда габариты внутрицеховых подземных коммуникаций, подвальных помещений, фундаментов под технологическое оборудование не позволяют вывести верх фундамента до отм. —0,15 м, фундаментные балки опирают на верхние обрезы фундаментов или бетонные столбики, а номинальная длина балок равна шагу колонн. На рис. 4.10, б представлена монтажная схема таких балок длиной 5950 и 11960 мм. Типовые балки разработаны для самонесущих кирпичных стен, стен из крупных блоков и с навесными панелями 4, рассчитаны они на нагрузку от кирпичных стен высотой до 15 м. Балки запроектированы из бетона классов В15-В25 с ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов для шага колонн 6 м и из бетона класса В30 с предварительно-напряженной стержневой арматурой для шага колонн 12 м. Их поперечные сечения для шага колонн 6 и 12 м представлены на рис. 4.10, в, г.

Между стенами и рандбалками устраивается гидроизоляция из жирного цементного раствора либо один-два слоя рубероида на мастике, поэтому верх балок принимают за 30 мм ниже уровня пола 7, чтобы не нарушать модульную разбивку стеновых панелей от нулевой отметки. Снизу и сбоку балок предусматривают подсыпку из шлака 8 для предохранения от морозного пучения грунтов под полом. По периметру здания устраивают отмостку шириной 0,9—1,5 м с уклоном 3—5 % от здания.

Железобетонные фундаменты глубокого заложения в виде опускных колодцев по форме в плане могут быть круглыми, прямоугольными и смешанной формы (например, прямоугольными с закругленными торцевыми стенами). Форма такой конструкции определяется конфигурацией проектируемого объекта с условием обеспечения требований технологии. Наиболее предпочтительна круглая форма фундаментов глубокого заложения, так как она обеспечивает более благоприятные условия при опускании в грунтовый массив и в дальнейшем при эксплуатации как несущей конструкции. Железобетонные фундаменты-колодцы применяются в основном трех типов: монолитные, сборно-монолитные и сборные.

В оболочках монолитных фундаментов-колодцев различают две основные части: ножевую и собственно оболочку. Толщина стен монолитных железобетонных фундаментов-колодцев назначается из условия создания необходимого веса для преодоления сил трения, возникающих при опускании, и достигает 2—2,5 м и более. Несмотря на широкое распространение, опускные фун-



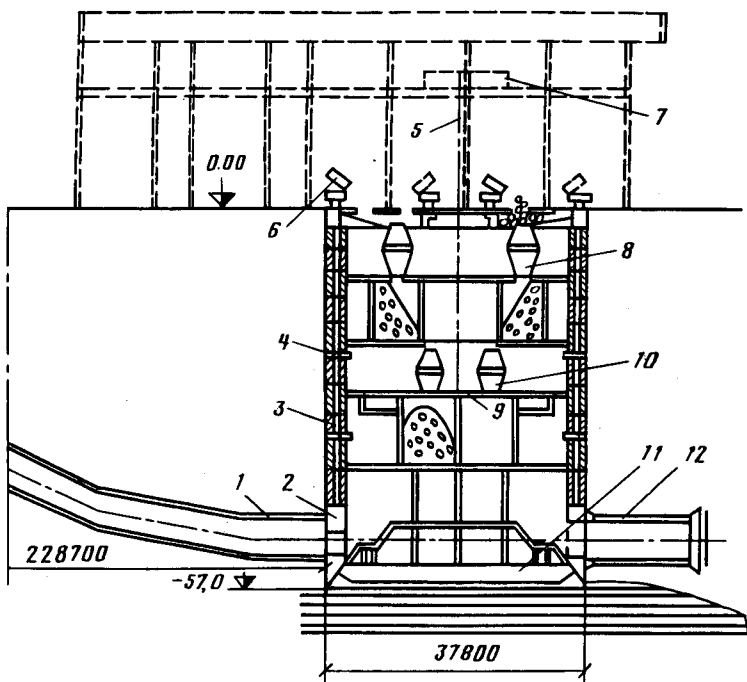


Рис. 4.11. Фундамент-колодец глубокого заложения для подземной части корпуса крупного дробления горнорудного предприятия:

1 — галерея для транспортеров; 2 — ножевая часть колодца-фундамента; 3 — стена опускного колодца из сборных железобетонных блоков; 4 — монолитные железобетонные пояса; 5 — ось опускного колодца диаметром 378 м; 6 — железнодорожные вагоны; 7 — мостовой кран; 8 — дробилка крупного дробления руды; 9 — перекрытия; 10 — конусные дробилки; 11 — днище фундамента-колодца; 12 — галереи для натяжной станции

даменты-колодцы из монолитного железобетона имеют существенные недостатки, основными из которых являются большой расход материалов и значительная трудоемкость, так как они полностью изготавливаются на строительной площадке.

Сборно-монолитные фундаменты-колодцы в последние годы применяют, в основном двух типов: из пустотелых прямоугольных блоков, соединяемых между собой с помощью петлевых стыков, и из вертикальных панелей, соединяемых либо с помощью петлевых стыков, либо сваркой с использованием металлических накладок. В последующем стыки, укрепленные вертикальной арматурой, омоноличивают бетоном. Кроме того, по высоте конструкции через определенные расстояния устраивают по ее периметру монолитные пояса. Замоноличенный и непрерывный по высоте стык фундамента-колодца представляет собой, по существу, колонну каркаса.

Сборные фундаменты-колодцы (диаметром до 60 м и глуби-

ной опускания до 20 м) выполняют из плоских панелей сплошного сечения длиной, равной глубине заложения колодца. Между собой панели соединяют с помощью петлевых стыков. Такое конструктивное решение нашло применение при строительстве объектов малых и средних размеров.

В качестве примера конструктивного решения фундамента колодца глубокого заложения на рис. 4.11 приведена подземная часть корпуса крупного дробления горнорудного предприятия, выполненная из сборно-монолитных элементов.

4.4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ

Целью расчета фундаментов является определение глубины их заложения, размеров подошвы, общей высоты или высоты отдельных элементов (уступов), а также подбор рабочей арматуры. При этом железобетонные конструкции фундаментов проектируются в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций на воздействие реактивного отпора грунта основания от нагрузок, передаваемых зданием или сооружением с учетом нагрузок от фундаментов и грунта, лежащего на уступах.

Глубина заложения фундаментов в грунтовом массиве d_1 , исчисляемая от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента, определяется в соответствии с рекомендациями [10] и должна обеспечивать надежную работу основания из условия его расчета по предельным состояниям. Кроме того, глубина заложения фундаментов должна исключать возможность промерзания грунта под их подошвой, т. е. глубина заложения d_1 должна быть больше глубины местного сезонного промерзания грунтов. При этом нормативная глубина сезонного промерзания грунтов d_{fn} принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин их сезонного промерзания по данным наблюдений за период не менее 10 лет на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке. При отсутствии данных многолетних наблюдений величину d_{fn} следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4.11)$$

где M_t — безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе строительства, которые определяются по СНиП 2.01.01—82 «Строительная климатология»; d_0 — глубина промерзания (м) при температуре минус 1 °С, принимаемая равной: для суглинков и глин — 0,23; супесей, песков

мелких и пылеватых — 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности — 0,30; крупнообломочных грунтов — 0,34.

Для грунтов неоднородного сложения значение d_{fn} определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания грунта. Расчетная глубина промерзания грунта d_f зависит от теплового режима здания или сооружения и определяется из выражения

$$d_f = d_{fn} k_h, \quad (4.12)$$

где k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима, например, для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой; для наружных фундаментов отапливаемых зданий $k_h = 1-0,4$ в зависимости от конструкции пола и среднесуточной температуры воздуха помещений, примыкающих к этим фундаментам.

При строительстве на естественно-мерзлых грунтах, занимающих огромные территории в северных и восточных районах СССР, указанное условие определения глубины заложения фундаментов практически невыполнимо и проектирование фундаментов выполняется по особым нормативам [12]. В этих условиях

строительство осуществляется следующими способами: строительство с сохранением мерзлого состояния грунтов в результате устройства проветриваемых подполий и применения свайных или столбчатых фундаментов, опирающихся ниже деятельного слоя грунта (рис. 4.12); строительство без учета мерзлого состояния грунтов, если после оттаивания мерзлых грунтов под нагрузкой не наступает предельное состояние основания согласно выражению (4.2) или (4.4); строительство с учетом оттаивания мерзлых грунтов после возведения сооружения в процессе его эксплуатации; строительство с производством предпостроечного оттаивания мерзлых грунтов.

Размеры подошвы отдельно стоящих фундаментов назначают согласно нормативным рекомендациям [10], рассчитывая основания по деформациям и несущей способности. Предварительные размеры подошвы фундаментов, как отмечалось выше, определяются из условия, чтобы среднее давление на ос-

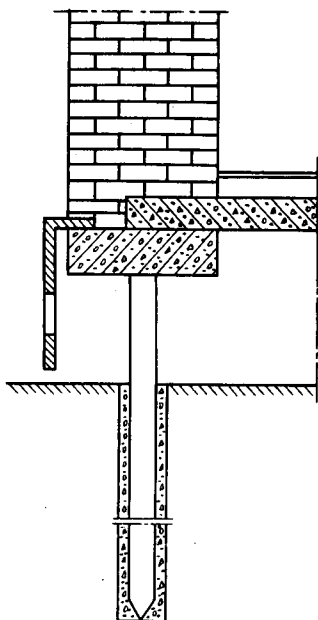


Рис. 4.12. Конструкция свайного фундамента в районах вечной мерзлоты

нование под их подошвой не превышало расчетного сопротивления R_0 . Расчетное сопротивление принимают по результатам инженерно-геологических изысканий на площадке строительства и по указаниям норм, где учитывается, что R_0 зависит от вида и состояния грунта.

Предварительная площадь подошвы фундамента определяется из выражения

$$A = lb = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} d_1}, \quad (4.13)$$

где N — расчетное значение продольной силы, передаваемой на фундамент при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $\gamma_{cp} \approx 20 \text{ кН/м}^3$ — усредненная нагрузка от веса единицы объема фундамента и грунта на его уступах; d_1 — глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундаменты выполняют, как правило, квадратными в плане или близкими к этой форме.

Внецентренно нагруженные фундаменты целесообразно выполнять с прямоугольной подошвой в плоскости действия момента. Предварительно крайевые давления под подошвой фундамента $p_{\max}$ и $p_{\min}$ (рис. 4.13, а) в случае одноосного внецентренного нагружения определяют в предположении линейного распределения давления по грунту в направлении действия момента по формуле

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N + \gamma_{cp} d_1 lb}{lb} \pm \frac{6(M + Qh_f)}{l^2 b}, \quad (4.14)$$

где M и Q — расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы, передаваемые на фундамент при $\gamma_f = 1,0$; h_f и d_1 — соответственно высота фундамента и глубина его заложения.

Допустимая степень неравномерности крайевых давлений зависит от характера конструкций, опирающихся на фундамент. В одноэтажных зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью более 75 т, и в открытых эстакадах по опыту проектирования принимают $p_{\min} \geq 0,25 p_{\max}$ (рис. 4.13, б); в зданиях с кранами грузоподъемностью менее 75 т допустима эпюра давления, показана на рис. 4.13, в; в бескрановых зданиях возможна эпюра (рис. 4.13, г) с выключением из работы не более 1/4 подошвы фундамента ($y = 3/4 l$). При подборе размеров подошвы фундаментов с учетом перечисленных условий можно использовать следующие выражения [15]:

для эпюры давлений по рис. 4.13, б

$$l = \frac{M + Qh_f}{N} (2 + \sqrt{1,055k - 2,5}), \quad (4.15)$$

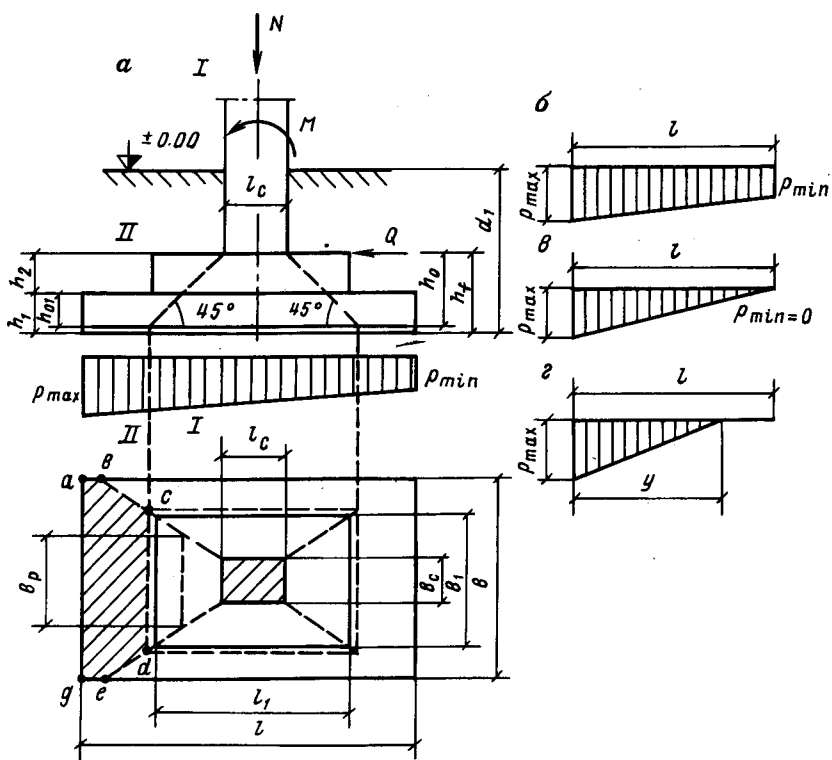


Рис. 4.13. Схема расчета фундамента на продавливание

где

$$k = \frac{N^3}{(1,2R_0 - \gamma_{cp}d_1)m(M + Qh_f)^2}; \quad m = \frac{b}{l} < 1;$$

для эпюры давлений по рис. 4.13, в

$$\left. \begin{aligned} l &= 6 \frac{M + Qh_f}{N} \left(1 - \frac{\gamma_{cp}d_1}{0,5R_0} \right); \\ b &= \frac{N}{l(0,6R_0 - \gamma_{cp}d_1)}; \end{aligned} \right\} \quad (4.16)$$

для эпюры давлений по рис. 4.13, г

$$\left. \begin{aligned} l &= 5 \frac{M + Qh_f}{N} \cdot \frac{0,6R_0\alpha - \gamma_{cp}d_1}{R_0\alpha(1,5 - \alpha)}; \\ b &= \frac{N}{l(0,6R_0\alpha - \gamma_{cp}d_1)}; \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

где $\alpha = y/l$.

Окончательную площадь подошвы фундаментов принимают по значению расчетного давления на грунт R , добиваясь выполнения условий (4.2).

Минимальная высота фундамента определяется из условия его прочности против продавливания в предположении, что боковые границы поверхности пирамиды продавливания наклонены под углом 45° (см. рис. 4.13, а). Для многоступенчатых фундаментов расчет на продавливание производится как для нижней плиты, так и для остальных плитных частей.

Расчет на продавливание производится на расчетные нагрузки при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$. При этом давление на грунт $p_{\max}$ определяют без учета массы фундамента и засыпки на нем, т. е. полагая в выражении (4.14) $\gamma_{cp} d_1 l b = 0$.

Прочность на продавливание для железобетонных фундаментов считается обеспеченной, если выполняется условие [19]

$$F \leq R_{bt} b_p h_0, \quad (4.18)$$

где F — расчетная продавливающая сила, создаваемая отпором грунта:

$$F = A_0 p_{\max}, \quad (4.19)$$

A_0 — площадь части подошвы фундамента, на которой действует продавливающая сила (рис. 4.13, а):

$$A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_0) - 0,25(b - b_c - 2h_0)^2; \quad (4.20)$$

b_p — среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, образующейся в пределах рабочей высоты сечения h_0 :

$$b_p = b_c + h_0, \quad (4.21)$$

l_c и b_c — размеры подколоники фундамента.

Если

$$b - b_c < 2h_0, \quad (4.22)$$

то

$$b_p = 0,5(b - b_c), \quad (4.23)$$

тогда

$$A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_0). \quad (4.24)$$

При проверке прочности на продавливание нижней плиты фундамента (рис. 4.13, а) в выражении (4.18) — (4.24) вместо величин l_c , b_c и h_0 подставляются соответственно значения l_1 , b_1 и h_{01} .

Полную высоту фундамента и размеры верхних ступеней назначают с учетом конструктивных требований.

Внешние части фундамента под воздействием реактивного давления грунта снизу работают, подобно консолям, заделанным в массиве фундамента. Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям I-I и II-II (рис. 4.13, а). Значения расчетных изгибающих моментов в сечениях I-I и II-II в направлении большего размера подошвы l определяются из выражения

$$M_i = \frac{c_i(2p_{\max} + p_i)}{6} b, \quad (4.25)$$

где M_i — изгибающий момент в рассматриваемом сечении консольного выступа (по грани подлокотника или по граням ступеней); $p_{\max}$ — максимальное краевое давление на грунт, вычисляемое по (4.14); p_i — давление на грунт в рассматриваемом сечении; c_i — длина консоли от края фундамента (рис. 4.13, а) до расчетного сечения

$$c_1 = (l - l_c)/2; \quad c_2 = (l - l_1)/2.$$

Площадь сечения рабочей арматуры A_s на всю ширину фундамента определяется из выражения

$$\begin{aligned} A_{s1} &= M_1 / (0,9h_0R_s), \\ A_{s2} &= M_2 / (0,9h_{01}R_s). \end{aligned} \quad (4.26)$$

Из двух значений сечений арматуры принимают большее. Аналогичным образом определяются изгибающие моменты и площадь сечения рабочей арматуры в направлении меньшего размера подошвы фундамента b .

Ленточные фундаменты рассчитывают с учетом их жесткости как балки на упругом основании. В задачу расчета ленточного фундамента входит определение давления грунта по его подошве из расчета совместного деформирования с основанием; определение внутренних усилий, действующих в фундаменте; установление размеров поперечного сечения ленты и необходимости ее армирования. Ленточные фундаменты и их основания работают под нагрузкой совместно, образуя единую систему. Результатом их взаимодействия является давление грунта, развивающееся по подошве. При расчете различают абсолютно жесткие ленточные фундаменты, перемещения которых малы по сравнению с перемещениями основания, и гибкие, или деформируемые, перемещения которых соизмеримы с перемещениями основания [15].

Сплошные фундаменты рассчитывают как плиту на упругом основании. Под воздействием реактивного давления грунта сплошной фундамент работает подобно перевернутому железобетонному перекрытию, в котором колонны выполняют роль опор, а элементы конструкции фундамента испытывают изгиб под действием давления грунта снизу. Конфигурацию и размеры

сплошного фундамента в плане устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила примерно в центре подошвы. Армируют сплошные фундаменты сварными сетками и каркасами.

Расчет свайных фундаментов по первому предельному состоянию сводится к проверке условия

$$N \leq P, \quad (4.27)$$

где N — расчетная нагрузка на сваю; P — несущая способность сваи, которая определяется как наименьшее из значений по несущей способности материала и сопротивлению окружающего грунта. При определении несущей способности сваи по условию сопротивления материала свая рассматривается как сжатый элемент с расчетной длиной, равной свободной длине сваи. Несущую способность сваи-стойки по сопротивлению окружающего грунта определяют с учетом площади ее поперечного сечения и расчетного сопротивления грунта под нижним концом сваи. Для висячих свай, кроме этого, учитывается расчетное сопротивление грунта по их боковой поверхности.

4.5. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТА

В качестве примера рассмотрим проектирование отдельно стоящего фундамента стаканного типа под колонну одноэтажного промышленного здания II класса капитальности при следующих исходных данных: усилия, передаваемые колонной от нагрузок при $\gamma_f = 1$, представлены: $N = 500$ кН; $M = 50$ кН·м; $Q = 20$ кН; отметка планировки — 15 см, глубина заложения фундамента от уровня планировки $d_1 = 185$ см (рис. 4.14). Основание сложено мелкими маловлажными песками средней плотности с коэффициентом пористости $e = 0,65$ и осредненным удельным весом $\gamma_{п1} = 18$ кН/м³. Из [10] для мелких песков при $e = 0,65$ находим нормативные значения удельного сцепления $c_n = 2$ кПа и угла внутреннего трения $\varphi_n = 32^\circ$. Для заданного класса капитальности согласно [10] принимаем расчетные характеристики, равные нормативным.

Предварительно размеры подошвы фундамента для заданных грунтов основания определим из условия (4.13), приняв $R_0 = 300$ кПа согласно [10]:

$$A = l \cdot b = \frac{500 \cdot 10^3}{300 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,85 \cdot 10^3} = 1,9 \text{ м}^2.$$

Принимаем фундамент с размерами подошвы в плане $l = 2$ м и $b = 1$ м, т. е. $A = 2$ м².

Далее вычисляем расчетное давление на основание по формуле (4.2), предварительно определяя по [10] следующие коэффици-

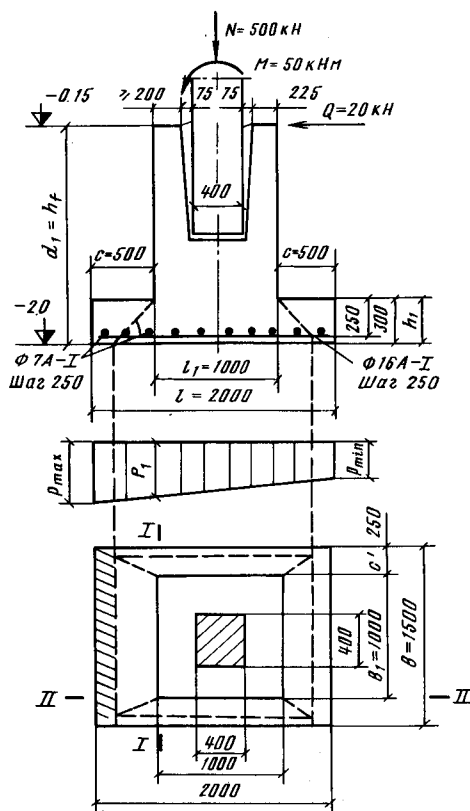


Рис. 4.14. Конструкция отдельно стоящего фундамента под колонну и схема к его расчету

нinem расчет в вышеприведенной последовательности: $R = 0,313$ МПа, $p_{\max} = 0,291$ МПа $< 1,2R = 0,376$ МПа, $p_{\text{ср}} = 0,204$ МПа $< R = 0,313$ МПа, т. е. условия (4.1) удовлетворяются. Кроме того, расчет осадок из условий (4.4) — (4.9) можно не производить, так как согласно [10] проектируемое здание и грунты основания соответствуют необходимым требованиям и $R > R_0$. Таким образом, расчет по второй группе предельных состояний считается законченным. Что касается расчета основания по первой группе предельных состояний, т. е. по несущей способности, то он может не производиться согласно [10].

Следующим этапом расчета является проверка прочности фундамента на продавливание. Задаемся высотой нижней опорной плиты $h_1 = 30$ см. Так как ширина нижней ступени должна быть не более $2h_1 = 60$ см, можно ограничиться одной нижней

циенты: $k = 1,1$; для заданных грунтов $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1$ как для сооружения с гибкой конструктивной схемой; при $\varphi = 32^\circ$, $M_\gamma = 1,34$, $M_q = 6,34$, $M_c = 8,55$, $k_z = 1$, так как $b < 10$ м. Тогда

$$R = \frac{1,3 \cdot 1}{1,1} [1,34 \cdot 1 \cdot 1,18 + 6,34 \cdot 1,85 \cdot 18 + 8,55 \cdot 2] = 298 \text{ кПа} = 0,298 \text{ МПа}.$$

Определяем по (4.14) $p_{\max}$ и $p_{\min}$ под подошвой внецентренно-нагруженного фундамента при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ и $h_f = d_1 = 1,85$ м: $p_{\max} = 0,391$ МПа, $p_{\min} = 0,183$ МПа, $p_{\text{ср}} = (p_{\max} + p_{\min})/2 = 0,287$ МПа и проверяем выполнение условий (4.2)

$$p_{\text{ср}} = 0,287 \text{ МПа} < R = 0,298 \text{ МПа}, \\ p_{\max} = 0,391 \text{ МПа} > 1,2R = 0,36 \text{ МПа}.$$

Следовательно, второе из условий не удовлетворяется. Поэтому увеличиваем ширину подошвы фундамента до $b = 1,5$ м и вторично выпол-

ступенью. С другой стороны, толщина стенок стакана должна приниматься не менее 20 см, а зазор между стаканом и колонной поверху — 7,5 см. Окончательно, учитывая размеры сечения колонны 40×40 см, принимаем ширину нижних ступеней $c = 50$ см (см. рис. 4.14).

Расчетная продавливающая сила F создается расчетным отпором грунта $p_{\max}$ при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ без учета массы фундамента и грунта на нем. Принимаем $\gamma_f = 1,2$ и вычисляем $p_{\max}$ по выражению (4.14):

$$p_{\max} = \gamma_f \left(\frac{N}{F_1} + \frac{M + Qh}{W} \right) = 1,2 \left[\frac{500 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 2} + \frac{6(50 \cdot 10^3 + 20 \cdot 10^3 \cdot 1,85)}{1,5 \cdot 2^2} \right] = 0,304 \text{ МПа.}$$

Принимаем для фундамента площадью F_1 бетон класса В12,5 с $R_{bt} = 0,66$ МПа, толщину защитного слоя по рабочей арматуре нижней плиты $a = 5$ см, т. е. $h_{01} = h_1 - a = 25$ см, и проверяем на продавливание нижнюю плиту, так как призма продавливания по грани колонны выходит за пределы фундамента при принятых его конструктивных размерах. На основании изложенного в п. 4.4 для данного случая (см. рис. 4.13—4.14) имеем $l_c = l_1 = 1$ м, $b_c = b_1 = 1$ м, $h_0 = h_{01} = 0,25$ м. Поскольку условие (4.22)

$$b - b_c = 1,5 - 1 = 0,5 \text{ м} = 2h_0 = 0,5 \text{ м}$$

не выполняется, то параметры A_0 и b_p определяем по (4.20) и (4.21):

$$A_0 = 0,5 \cdot 1,5 (2 - 1 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 (1,5 - 1 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,375 \text{ м}^2,$$

$$b_p = 1 + 0,25 = 1,25 \text{ м.}$$

Далее по (4.19) определяем продавливающую силу $F = 0,375 \times 0,304 \cdot 10^6 = 114$ кН и проверяем выполнение условия (4.18)

$$114 \text{ кН} < 0,66 \cdot 10^6 \cdot 1,25 \cdot 0,25 = 206,25 \text{ кН.}$$

Убеждаемся, что прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Подбираем сечение продольной рабочей арматуры в плоскости действия изгибающего момента, т. е. в направлении большего размера l . Принимаем коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ и определяем по (4.14) расчетные максимальное и минимальное давления грунта на подошву фундамента с учетом массы фундамента и грунта на нем (см. рис. 4.14): $p_{\max} = 0,349$ МПа, $p_{\min} = 0,14$ МПа. Тогда расчетное давление грунта p_1 при $c_i = c = 0,5$ м будет

$$p_1 = p_{\min} + (p_{\max} - p_{\min}) \frac{l - c}{l} = 0,14 + (0,349 - 0,14) \cdot \frac{2 - 0,5}{2} = 0,297 \text{ МПа,}$$

а изгибающий момент M_I в этом же сечении в расчете на 1 м ширины подошвы фундамента по (4.25) будет равен

$$M_I = \frac{(0,5^2(2 \cdot 0,349 + 0,297) \cdot 10^6)}{6} \cdot 1 = 41,46 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем пять стержней диаметром 16А-1 с шагом 20 см = 225 МПа, определяем ее необходимую площадь сечения в расчете на 1 м ширины фундамента по формуле (4.26)

$$A_s = \frac{M_I}{0,9h_{01}R_s} = \frac{41,46 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,25 \cdot 225 \cdot 10^6} = 8,19 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,19 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять стержней диаметром 16А-1 с шагом 20 см (см. рис. 4.14), что обеспечивает площадь сечения арматуры на 1 м ширины подошвы фундамента $A_s = 10,05 \text{ см}^2$.

Определение площади сечения рабочей арматуры из плоскости действия изгибающего момента, т. е. в направлении меньшего размера, производится на среднее давление грунта $p_{cp} = (p_{max} + p_{min})/2 = 0,244 \text{ МПа}$. Соответствующий изгибающий момент M_{II} в расчете на 1 м длины подошвы фундамента при $c_i = c' = 0,25 \text{ м}$ (см. рис. 4.14) будет равен

$$M_{II} = \frac{0,25(2 \cdot 0,244 + 0,244) \cdot 10^6}{6} \cdot 1 = 7,62 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

а площадь A_s рабочей арматуры в расчете на 1 м длины подошвы фундамента

$$A_s = \frac{M_{II}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{7,62 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,25 \cdot 225 \cdot 10^6} = 1,51 \cdot 10^{-4} \text{ см}^2 = 1,51 \text{ см}^2.$$

Принимаем вдоль короткой стороны фундамента 5 стержней диаметром 7А-1 с шагом 20 см (см. рис. 4.14), что обеспечивает площадь сечения арматуры $A_s = 1,92 \text{ см}^2$ на 1 м длины подошвы фундамента.

5. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

Металлические конструкции широко применяются в промышленном строительстве и разделяются на стальные конструкции и конструкции из алюминиевых сплавов (листы и специальные профили), представленные главным образом конструкциями из прокатной стали, а также стальными и чугунными отливками.

Основное преимущество металлических конструкций по сравнению с железобетонными — это меньший собственный вес при одинаковой несущей способности, особенно при работе на растя-

жение. Кроме того, металл более однородный материал, чем бетон, что позволяет проектировать металлические конструкции с необходимой надежностью. Наконец, металлические конструкции более индустриальны при изготовлении и монтаже.

Основные недостатки металлических конструкций — их относительно высокая стоимость, низкая коррозионная стойкость и огнестойкость по сравнению с железобетонными конструкциями. Конструкции из алюминиевых сплавов обладают малым собственным весом и стойкостью против коррозии, но стоимость их выше по сравнению с металлическими конструкциями и они в большей степени подвержены тепловому воздействию и более деформативны.

Учитывая высокую стоимость металла по сравнению с другими видами строительных материалов, существующие нормативные документы [6] требуют строгого соблюдения технических правил по экономному расходованию его при проектировании. Для снижения веса металлических конструкций и увеличения их несущей способности рекомендуется шире применять такие прогрессивные конструкции, как предварительно напряженные, вантовые, тонколистовые и конструкции из высокопрочных сталей. Рекомендуется также выполнять нормативные требования по защите металлических конструкций от коррозии, которая в определенных условиях приобретает угрожающие размеры. Так, на поверхности соляных рудников интенсивность коррозионного износа часто составляет более 0,1 мм/год.

Значительная экономия металла может быть достигнута в результате совершенствования расчетных схем конструкций и учета неупругих деформаций стали. Нормами проектирования рекомендуется при расчете внутренних усилий в статически неопределимых конструкциях учитывать их неупругие деформации.

Для *стальных конструкций*, эксплуатируемых в определенных условиях, рекомендуются соответствующие марки стали. С этой целью в нормах проектирования [6] стальные конструкции разделены на четыре группы в зависимости от эксплуатационных условий и степени ответственности: I — включает сварные конструкции с тяжелым динамическим режимом работы (подкрановые балки, конструкции бункерных и разгрузочных эстакад и т. п.); II — сварные конструкции, воспринимающие статическую нагрузку (фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и т. п.); III — сварные конструкции, воспринимающие статическую нагрузку (колонны, стойки, опорные плиты и т. п.); IV — вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, элементы фахверка, лестницы и т. п.). В пределах каждой группы выбор марок сталей производится в зависимости от расчетной величины отрицательной температуры на основании технико-экономических расчетов. В качестве строительной стали применяется сталь углеродистая обыкновенного качества, термически

обработанная сталь, низколегированная сталь различных марок и др.

Прочностные свойства строительных сталей характеризуются *нормативными сопротивлениями*, которые приняты равными минимальным значениям предела текучести сталей R_{yn} или временным сопротивлениям сталей разрыву R_{un} для конструкций, работающих за пределом текучести, которые приводятся в государственных стандартах или технических условиях.

Расчетные сопротивления строительных сталей определяются по нормативным сопротивлениям R_{yn} или R_{un} с учетом коэффициента надежности по материалу γ_m в зависимости от вида напряженного состояния:

растяжение, сжатие, изгиб

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

сдвиг

$$R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad (5.2)$$

смятие торцевой поверхности при наличии пригонки

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}, \quad (5.3)$$

где коэффициент γ_m нормирован [6] в интервале 1,025—1,15 для соответствующих государственных стандартов и технических условий на сталь.

В табл. 5.1 приведены нормативные (R_{yn} , R_{un}) и расчетные (R_y , R_u) сопротивления для стального проката, который наиболее широко применяется при изготовлении стальных конструкций зданий и сооружений.

Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали и серого чугуна, а также болтовых соединений приведены в соответствующих таблицах норм проектирования [6].

Расчетные сопротивления стыковых сварных соединений в условиях сжатия, растяжения, изгиба (R_{wy} или R_{wu}) и в условиях сдвига R_{ws} принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям R_y , R_u и R_s соединяемых элементов (см. табл. 5.1). Расчетные сопротивления стыковых сварных соединений в условиях растяжения и изгиба при сварке без физического контроля качества шва принимаются по пределу текучести материала соединяемых элементов следующим образом: $R_{wy} = 0,85R_y$.

Расчетные сопротивления угловых сварных соединений, работающих в условиях среза угловых швов, принимаются равными величине расчетного сопротивления швов по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45R_{un}$ и по металлу шва $R_{wf} = 0,55 R_{wun}/\gamma_{wn}$, где R_{wun} и γ_{wn} — соответственно нормативное сопротивление

Таблица 5.1

Марка стали	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа		Расчетное сопротивление, МПа	
			R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
ВСт3кп2	Лист	4—20	225	365	215	350
	Фасон	4—20	235	365	225	350
	Лист	21—40	215	365	205	350
	Фасон	41—100	205	365	195	350
		Св. 100	185	365	175	350
ВСт3кп2-1	Лист	4—10	225	355	220	345
		11—20	215	345	210	335
	Фасон	4—10	235	365	230	355
		11—20	225	355	220	345
		21—30	215	345	210	335
ВСт3пс6-1	Лист	4—10	235	365	230	355
		11—20	235	355	230	345
	Фасон	4—10	245	370	240	360
		11—20	245	365	240	355
		21—31	225	355	220	345
ВСт3пс6-2	Лист	4—10	275	370	270	360
		11—20	265	365	260	355
	Фасон	4—10	275	380	270	370
		11—20	275	370	270	360
		21—30	245	365	240	355
ВСт3сп5-1 ВСт3Гпс5-1	Лист	4—10	245	365	240	355
		11—20	235	365	230	355
	Фасон	4—10	255	380	250	370
		11—20	245	370	240	360
		21—30	235	365	230	355
ВСт3сп5-2	Лист	4—10	275	380	270	370
		11—20	265	370	260	360
	Фасон	4—10	285	390	280	380
		11—20	275	380	270	370
		21—32	295	440	280	420
09Г2	Лист	4—20	305	440	290	420
	Фасон	21—32	295	440	280	420
09Г2С	Лист	4—9	345	490	330	465
	Фасон	10—20	325	470	310	450

Примечание. За толщину фасонного проката (уголка, швеллера, двутавра и т. д.) принимается толщина полки.

металла шва и коэффициент надежности по материалу шва, величины которых нормированы [6].

Расчетные сопротивления растяжению стальных канатов принимаются равными частному от деления разрывных усилий, установленных государственными стандартами и техническими условиями, на коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,6$.

В необходимых случаях рекомендуется умножать расчетные сопротивления на коэффициенты надежности по назначению γ_n , коэффициент надежности $\gamma_u = 1,3$ при расчете на прочность по временному сопротивлению, коэффициенты условий работы γ_c и

коэффициенты условий работы соединений γ_b , величины которых также приведены в нормах проектирования [6].

Нормированные физические характеристики строительных сталей: плотность — 7850 кг/м^3 , модуль упругости прокатной стали $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона — $0,3$, коэффициент линейного расширения — $0,12 \cdot 10^{-4} \text{ градус}^{-1}$.

Алюминиевые сплавы, применяемые для изготовления строительных конструкций, представлены следующим образом: магнии (сплавы алюминия с магнием) марки АМг61-М и др., авиали (сплавы алюминия с магнием, кремнием и медью) марки АВ-Т1 и др., дюралюмины (сплавы алюминия с медью и магнием) марок Д1-Т и Д16-Т. Физические характеристики алюминиевых сплавов: плотность — 2700 кг/м^3 , модуль упругости $71\,000 \text{ МПа}$, коэффициент линейного расширения — $0,23 \cdot 10^{-4} \text{ градус}^{-1}$. Расчетные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу R указанных сплавов приведены ниже.

Марка сплава	АМг61-М	АВ-Т1	Д1-Т	Д16-Т
R , МПа	180	170	180	250

Сопоставляя физические характеристики и расчетные сопротивления строительных сталей и алюминиевых сплавов, легко видеть, что последние, имея почти такие же прочностные свойства, обладают значительно меньшей объемной массой.

Дюралюмины и авиали применяются главным образом в клепаных конструкциях, а магнии — в сварных. Проектирование конструкций из алюминиевых сплавов осуществляется по специальным указаниям.

В настоящей главе рассматриваются нормативные расчеты и примеры расчетов стальных конструкций, наиболее широко применяемых в промышленном строительстве.

5.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В соответствии с нормами проектирования [6] стальные конструкции рассчитываются по предельным состояниям первой и второй групп. Отдельно нормированы расчеты элементов и соединений элементов стальных конструкций. Рассмотрим вначале расчеты элементов стальных конструкций по предельным состояниям первой группы.

Прочность центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов (колонны, стержни ферм и т. п.) проверяется по формуле

$$N/A_n \leq R_y \gamma_c. \quad (5.4)$$

Если растянутые элементы могут эксплуатироваться после достижения металлом предела текучести и выполнены из стали с расчетным сопротивлением по временному сопротивлению раз-

рыву $R_u > 1,3R_y$, их прочность проверяется с учетом неупругих деформаций по формуле

$$N/A_n \leq \frac{R_u \gamma_c}{1,3}. \quad (5.5)$$

Устойчивость центрально-сжатых сплошностенчатых элементов проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.6)$$

где N — продольная растягивающая или сжимающая сила; A_n и A — соответственно площадь поперечного сечения элемента нетто (с учетом ослаблений) и брутто (без учета ослаблений); φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по нормам проектирования в зависимости от условной гибкости элемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}; \quad (5.7)$$

λ — гибкость элемента;

$$\lambda = l_{ef}/i; \quad (5.8)$$

l_{ef} и i — соответственно расчетная длина и радиус инерции сечения элемента, назначаемые в соответствии с указаниями норм проектирования, E — модуль упругости стали; при $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2(51 - \bar{\lambda})}. \quad (5.9)$$

Центрально-сжатые стержни выполняют из одиночных прокатных и сварных профилей (сплошностенчатые стержни) или составными (сквозные стержни), представляющими несколько параллельных ветвей, которые соединены планками или решетками (рис. 5.1, а). На рис. 5.1 б, в, г показаны часто применяемые сечения составных стержней, где l — расстояние между центрами планок, b — расстояние между осями ветвей.

При расчете составных стержней сквозного сечения коэффициент продольного изгиба φ относительно свободной оси, которая перпендикулярна плоскости планок или решеток (ось y на рис. 5.1 б, г, оси y и x на рис. 5.1, в), определяется по тем же нормативным рекомендациям с заменой условной гибкости $\bar{\lambda}$ на условную приведенную гибкость стержня сквозного сечения

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}. \quad (5.10)$$

Приведенная гибкость λ_{ef} для стержней с планками, удовлетворяющих условию $(I_s l)/(I_b b) \geq 5$, где I_s — наибольший центральный момент инерции сечения одной планки; I_b — момент инерции сечения ветви относительно центральной оси $I—I$ опре-

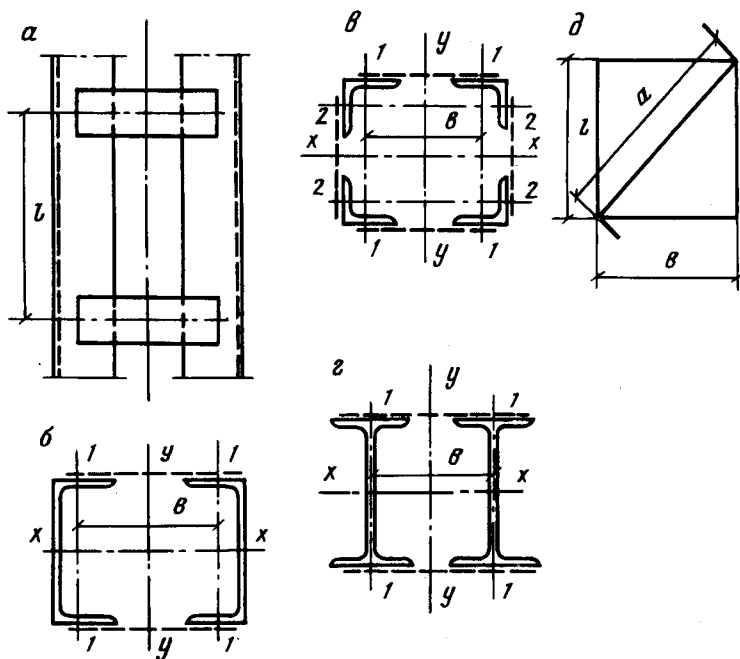


Рис. 5.1. Составная металлическая колонна (стержень):

x, y — центральные оси сечения колонны; 1, 2 — центральные оси сечений отдельных ветвей колонны (пунктирными линиями показаны соединительные планки)

деляется следующим образом: для сечений с одной свободной осью (см. рис. 5.1, б, г)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (5.11)$$

для сечений с двумя свободными осями (см. рис. 5.1, в)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}. \quad (5.12)$$

Приведенная гибкость λ_{ef} для составных стержней с решеткой (см. рис. 5.1, д) определяется по следующим формулам:

для сечений с одной свободной осью

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (5.13)$$

для сечений с двумя свободными осями

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}} + \alpha_2 \frac{A}{A_{d2}}}, \quad (5.14)$$

где λ_y — гибкость составного стержня относительно свободной оси y ; λ — наибольшая гибкость составного стержня относитель-

но свободной оси (y или x); λ_1 и λ_2 гибкость отдельных ветвей относительно осей 1 и 2 на участках между планками, которая не должна превышать 40; A — площадь поперечного сечения составного стержня; A_{d1} и A_{d2} — площади поперечного сечения раскосов соединительных решеток, плоскости которых перпендикулярны соответственно осям 1 и 2; α_1 и α_2 — коэффициенты, зависящие от величины угла между ветвью и раскосом, имеющим длину a , и равные:

$$\alpha_1(\alpha_2) = 10 \frac{a^3}{b^2 l}. \quad (5.15)$$

Стенки центрально-сжатых элементов должны удовлетворять условиям местной устойчивости. Эти условия обеспечиваются, если отношение расчетной высоты стенки h_{ef} (в сварных элементах — полная высота стенки, в прокатных — расстояние между полками в свету, в элементах с поясными соединениями на высокопрочных болтах — расстояние между ближайшими к оси элемента краями поясных уголков, в гнутых — расстояние между краями выкружек) к ее толщине t на более значений, приведенных в нормах проектирования [6].

Соединительные элементы (планки или решетки) в составных стержнях рассчитываются на условную поперечную силу Q_{fic} , которая распределяется поровну между всеми системами соединительных элементов и принимается равной

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} A E \beta \left(2330 \frac{R_y}{E} - 1 \right), \quad (5.16)$$

где коэффициент β принимается равным меньшему из двух значений $N/(A\varphi R_y)$ или $\varphi_{\min}/\varphi$; $\varphi_{\min}$ — меньший из коэффициентов продольного изгиба составного стержня; φ — коэффициент продольного изгиба составного стержня в плоскости соединительных элементов.

При этом соединительные решетки рассчитываются как решетки ферм, а соединительные планки рассчитываются как элементы безраскосных ферм на срезающую силу (см. рис. 5.1, а).

$$F = \frac{Q_s l}{b} \quad (5.17)$$

и изгибающий момент в плоскости планки

$$M_1 = \frac{Q_s l}{2}, \quad (5.18)$$

где Q_s — часть условной поперечной силы, приходящаяся на систему расположенных в одной плоскости планок; (для сечений, показанных на рис. 5.1, б, г, $Q_s = 0,5 Q_{fic}$), l — расстояние между центрами соседних планок в одной системе (см. рис. 5.1, а); b — расстояние между осями ветвей (см. рис. 5.1, б, в, г).

Прочность изгибаемых элементов, кроме балок с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок, в случае изгиба в одной из главных плоскостей оценивается по нормальным и касательным напряжениям следующим образом:

$$\frac{M}{W_{n, \min}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.19)$$

$$\frac{QS}{It} \leq R_s \gamma_c, \quad (5.20)$$

где M и Q — соответственно изгибающий момент и поперечная сила в рассматриваемом сечении элемента; $W_{n, \min}$ — момент сопротивления (нетто) сечения; S — статический момент (брутто) сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; t — толщина стенки элемента; I — момент инерции (брутто) сечения.

В случаях изгиба в двух главных плоскостях проверка прочности по нормальным напряжениям производится следующим образом:

$$\frac{M_{xy}}{I_{xn}} \pm \frac{M_{yx}}{I_{yn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.21)$$

где M_x и M_y — абсолютные значения изгибающих моментов относительно главных осей сечения соответственно x и y , I_{xn} и I_{yn} — моменты инерции (нетто) сечения относительно указанных осей; x и y — координаты точки сечения (относительно тех же осей), в которой производится проверка прочности стали.

В некоторых случаях при расчете изгибаемых элементов допускается учитывать развитие пластических деформаций стали. К таким элементам относятся разрезные балки сплошного сечения, выполненные из стали с пределом текучести до 580 МПа, воспринимающие статическую нагрузку и гарантированные от потери общей устойчивости. При этом прочность изгибаемых элементов (кроме опорных сечений) проверяется по формулам, аналогичным (5.19) и (5.20):

при касательном напряжении $\tau \leq 0,9R_c$

$$\frac{M}{W_{n, \min}^{pe}} \leq R_y \gamma_c,$$

при касательном напряжении $\tau \leq 0,5R_s$,

$$\frac{M_x}{W_{xn, \min}^{pe}} + \frac{M_y}{W_{yn, \min}^{pl}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.22)$$

где $W_{n, \min}^{pl}$, $W_{xn, \min}^{pl}$, $W_{yn, \min}^{pl}$ — соответствующие пластические моменты сопротивления сечения (нетто), определяемые по рекомендациям [6]. В опорных сечениях прочность проверяется из условия $\tau \leq R_s \gamma_c$.

При расчете неразрезных и защемленных балок постоянного

двутаверового сечения, изгибаемых под воздействием статической нагрузки, можно использовать формулы (5.22), в которых расчетный изгибающий момент M определяется с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов, т. е.

$$M = \frac{M_{\max} + M_{ef}}{2}, \quad (5.23)$$

где $M_{\max}$ — максимальный изгибающий момент в пролете или на опоре балки при упругом деформировании материала; M_{ef} — условный изгибающий, принимаемый в зависимости от расчетной схемы балки:

в балках с одним защемленным и другим свободно опертым концом, как максимум выражения

$$M_{ef} = \max \left\{ \frac{M_1}{1 + (a/l)} \right\}; \quad (5.24)$$

в неразрезных балках со свободно опертыми концами, как большее из двух значений (5.24) и $M_{ef} = 0,5M_2$; в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами $M_{ef} = 0,5M_3$; M_1 и M_2 вычисляются по расчетной схеме однопролетной свободно опертой балки и равны соответственно изгибающему моменту в крайнем пролете и максимальному изгибающему моменту в промежуточном пролете; a — расстояние от сечения с моментом M_1 до крайней опоры; l — длина крайнего пролета; M_3 — максимальный из пролетных моментов в предположении шарнирного опирания.

При расчете изгибаемых элементов без учета пластических деформаций рекомендуется проверять прочность стенок изгибаемых элементов по формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad \tau_{xy} \leq R_s\gamma_c, \quad (5.25)$$

где σ_x , σ_y , τ_{xy} — соответственно нормальные напряжения, параллельные и перпендикулярные к продольной оси элемента, и касательные напряжения в стенке, в том числе от местного смятия.

Прочность стенок изгибаемых элементов проверяется на местное смятие под сосредоточенными нагрузками (от колеса крана, поперечной балки и т. п.) или в опорном сечении, не укрепленном ребрами жесткости, по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{tl_{ef}} \leq R_y\gamma_c, \quad (5.26)$$

где F — расчетная сосредоточенная нагрузка с учетом коэффициента динамичности, или реакция опоры; t — толщина стенки элемента; l_{ef} — условная длина участка распределения нагрузки при неподвижной нагрузке

$$l_{ef} = b + 2t_f, \quad (5.27)$$

при подвижной нагрузке

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{\frac{I_{lf}}{t}}, \quad (5.28)$$

b — действительная длина участка распределения нагрузки (ширина поперечной балки, длина опорного участка и т. д.); t_f — толщина верхнего пояса сварного изгибаемого элемента (балки) или расстояние от наружной грани полки прокатного элемента до начала внутреннего закругления его стенки; c — коэффициент, равный 3,25 для сварных и прокатных элементов и 4,5 для элементов на высокопрочных болтах; I_{lf} — сумма моментов инерции кранового рельса и верхнего пояса элемента (допускается вычислять I_{lf} как общий момент инерции рельса и пояса, если обеспечивается их совместная работа).

Общая устойчивость изгибаемых элементов, т. е. способность сопротивляться боковому выпучиванию сжатого пояса проверяется по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.29)$$

где M — изгибающий момент в плоскости наибольшей жесткости элемента; W_c — момент сопротивления для сжатого пояса сечения при изгибе в указанной плоскости; φ_b — коэффициент, определяемый следующим образом.

Для изгибаемых элементов двутаврового сечения с двумя осями симметрии:

$$\varphi_b = \varphi_1 \text{ при } \varphi_1 \leq 0,85 \text{ и } \varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 \text{ при } \varphi_1 > 0,85, \quad (5.30)$$

но не более 1,

где

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (5.31)$$

ψ — коэффициент, принимаемый по нормам проектирования [6] в зависимости от наличия закреплений в пролете, вида нагрузки, места ее приложения и величины параметра α :

для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{I_x}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \quad (5.32)$$

для двутавров, сваренных из трех листов или сконструированных с поясными соединениями на высокопрочных болтах

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{0,5 h t_f^3}{b_f t_f^3} \right), \quad (5.33)$$

I_x , I_y , I_z — соответственно осевые моменты инерции и момент инерции сечения при кручении; h — полная высота сечения прокатного элемента или расстояние между осями поясов для свар-

ных двутавров; l_{ef} — расчетная длина изгибаемого элемента, равная расстоянию между точками крепления поперечных связей сжатого пояса или длине элемента при отсутствии поперечных связей; b_f и t_f — соответственно ширина и толщина пояса балки.

Для изгибаемых конструкций двутаврового сечения с одной осью симметрии при менее развитом сжатом поясе (рис. 5.2) значение φ_b определяется аналогичным образом по формулам (5.30), где параметр φ_1 следует заменить на параметр φ_2 , который находится из следующего выражения

$$\varphi_2 = D(B + \sqrt{B^2 + C}) \frac{I_y}{I_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R}; \quad (5.34)$$

h_2 — расстояние от центра тяжести сечения до оси менее развитого сжатого пояса; D , B , C — коэффициенты, принимаемые по нормам проектирования [6] в зависимости от геометрических характеристик сечения, вида и места приложения нагрузки.

В случае передачи распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, а также для сварных элементов симметричного двутаврового сечения или с более развитым сжатым поясом при отношениях l_{ef}/b_f , где b_f — ширина сжатого пояса, не превышающих величин, указанных в [6], проверка общей устойчивости может не производиться.

Стенки и поясные листы (полки) сжатого пояса изгибаемых элементов могут выпучиваться при недостаточной толщине. Поэтому в процессе проектирования они проверяются на местную устойчивость.

Для обеспечения *местной устойчивости* стенки изгибаемых элементов укрепляются поперечными ребрами жесткости, которые устанавливаются обычно на всю высоту стенки (основные поперечные ребра, показанные на рис. 5.3), реже на часть стенки в сжатой зоне при наличии продольных ребер жесткости. Поперечные ребра рекомендуется ставить, если условная гибкость стенки изгибаемого элемента

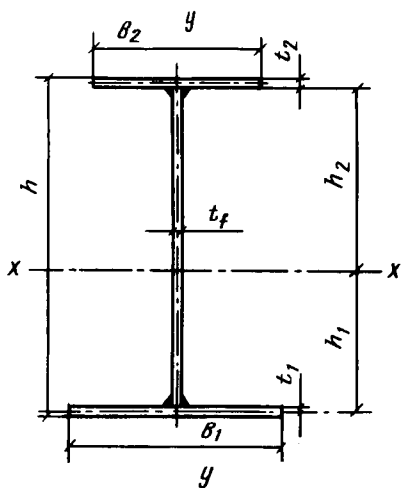


Рис. 5.2. Поперечное сечение сварной двутавровой балки и ее основные размеры

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 2,2 \quad (5.35)$$

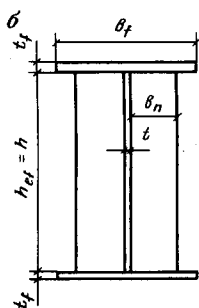
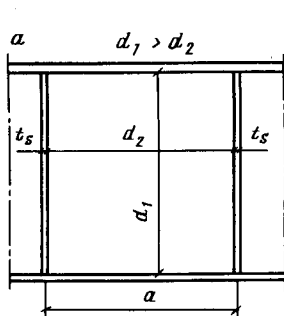
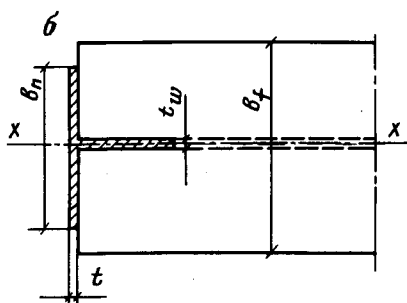
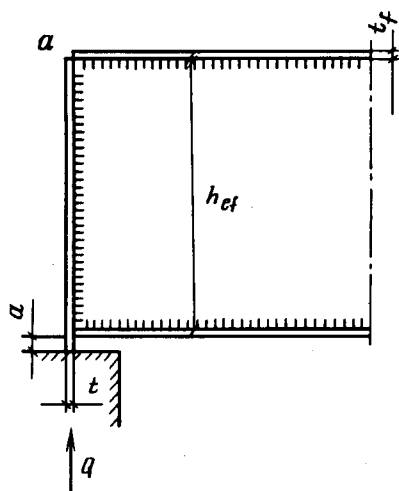


Рис. 5.3. Схема к расчету местной устойчивости стенок изгибаемых конструкций

Рис. 5.4. Конструкция опорного ребра жесткости балки:

а — вид балки сбоку; б — продольный разрез по балке



при действии подвижной нагрузки на поясе элемента и, если

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 3,2 \quad (5.36)$$

при отсутствии подвижной нагрузки на поясе элемента, где h_{ef} — расчетная высота стенки изгибаемого элемента, определяемая по рекомендациям, указанным выше для центрально-сжатых элементов; t — толщина стенки. Расстояния a между осями основных поперечных ребер следует проектировать из условий: $a \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda} \leq 3,2$. При этом следует принимать ширину парного симметричного поперечного ребра при отсутствии других ребер жесткости из условия

$$b_n \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}$$

и толщину ребра $t_s \geq 2b_n \sqrt{R_y/E}$.

Поперечные ребра жесткости устанавливаются также в местах

приложения неподвижной сосредоточенной нагрузки и на опорах. Опорные ребра жесткости (на рис. 5.4 показан вариант опорного ребра в торце балки), включая участки стенки элемента по $0,65 \times \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра, рассчитываются на продольный изгиб от воздействия опорной реакции как стойки с расчетной длиной, равной высоте стенки. Кроме того, нижние сечения опорных ребер проверяются на смятие: напряжения сжатия σ в этих сечениях для ребер на торце (рис. 5.4) при $a \leq 1,5t$ не должны превышать расчетного сопротивления прокатной стали смятию R_p , при $a > 1,5t$ — расчетного сопротивления сжатию R_y ; для ребер, удаленных от торца, должно выполняться условие $\sigma \leq R_p$.

Проверка местной устойчивости стенок изгибаемых элементов сводится к проверке устойчивости отсеков стенок (пластинок), заключенных между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости (см. рис. 5.3). В расчете учитываются нормальные σ и касательные τ напряжения от изгиба, а также местные напряжения смятия σ_{loc} .

При отсутствии местного напряжения σ_{loc} проверка местной устойчивости стенок балок с двусторонними поясными швами, укрепленных основными поперечными ребрами жесткости, не требуется, если выполняется условие (5.25) и условная гибкость стенки (5.35)

$$\bar{\lambda}_w \leq 3,5, \quad (5.37)$$

а при наличии местного напряжения σ_{loc} в тех же балках проверка местной устойчивости стенок не требуется, если выполняются условия (5.25) и

$$\bar{\lambda}_w \leq 2,5. \quad (5.38)$$

При $\sigma_{loc} = 0$ и $\bar{\lambda}_w < 6$ проверка местной устойчивости стенок элементов симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, производится из условия

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (5.39)$$

где $\sigma = (M \cdot y) / J_x$ — краевое сжимающее нормальное напряжение в стенке у границы отсека с координатой y ; M — расчетный изгибающий момент, равный среднему значению изгибающего момента в пределах отсека, если $a \leq h_{ef}$, и равный среднему значению изгибающего момента для наиболее напряженного участка длиной h_{ef} , если $a > h_{ef}$; $\tau = Q / ht$ — среднее касательное напряжение в стенке; Q — расчетная поперечная сила, принимаемая так же, как и расчетный изгибающий момент M ; h — полная высота стенки; σ_{cr} — предельное нормальное напряжение, определяемое выражением

$$\sigma_{cr} = C_{cr} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2}; \quad (5.40)$$

C_{cr} — коэффициент, который принимается равным 33,3 для элементов на высокопрочных болтах, а для сварных элементов назначается в зависимости от параметра δ следующим образом.

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

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3; \quad (5.41)$$

β — коэффициент, равный ∞ в случае непрерывного опирания жесткого настила или сварного соединения кранового рельса с верхним поясом балки, равный 2 при отсутствии сварного соединения кранового рельса с верхним поясом и равный 0,8 во всех остальных случаях; b_f и t_f — ширина и толщина сжатого пояса элемента; $\bar{\lambda}_w$ — гибкость стенки (5.35), где в качестве расчетной высоты принимается меньшая d_2 из сторон проверяемой на устойчивость пластинки (см. рис. 5.3, а, $d_1 > d_2$) τ_{cr} — предельное касательное напряжение, равное

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + 0,76 \frac{d_2^3}{d_1^3} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2}; \quad (5.42)$$

d_1 и d_2 — размеры соответственно большей и меньшей сторон отсека стенки (см. рис. 5.3); в формуле (5.42) $\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки, определяемая по формуле (5.35), где в качестве расчетной высоты h_{ef} принимается меньшая d_2 из сторон проверяемой на устойчивость пластинки.

При $\sigma_{loc} \neq 0$ проверка местной устойчивости стенок элементов симметричного сечения, укрепленных только основными поперечными ребрами жесткости, производится из условия

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq \gamma_c, \quad (5.43)$$

где σ , τ — определяются так же, как и в формуле (5.39); σ_{loc} — определяется по формуле (5.26), τ_{cr} — определяется по формуле (5.42); σ_{cr} — определяется по формуле (5.40), где при $a/h_{ef} > 0,8$ и σ_{loc}/σ больше предельных значений, указанных в [6], следует заменить коэффициент C_{cr} коэффициентом C_2 , который принимается в зависимости от отношения:

a/h_{ef}	$\dots$	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
C_2	$\dots$	37	39,2	45,2	52,8	62	72,6	84,7

$$\sigma_{loc,cr} = C_1 \frac{R}{\bar{\lambda}_w^2}; \quad (5.44)$$

$\bar{\lambda}_w$ — гибкость, определяемая по формуле (5.35), где в качестве расчетной высоты h_{ef} принимается расстояние a между поперечными основными ребрами жесткости; C_1 — коэффициент, определяемый по нормам [6] в зависимости от отношения a/h_{ef} и величины δ , вычисляемой по формуле (5.41) для сварных балок и принимаемой равной 10 для балок на высокопрочных болтах (причем

в случае σ_{loc}/σ больше предельных значений и $a/h_{ef} > 2$ следует принимать $a = 2h_{ef}$, а в случае σ_{loc}/σ не больше предельных значений и $a/h_{ef} > 0,8$ следует принимать $a/2$ вместо a).

Проверка местной устойчивости стенок, укрепленных продольными ребрами жесткости, и стенок элементов асимметричного сечения выполняется в соответствии с нормами проектирования.

Прочность сплошностенчатых внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) и внецентренно-растянутых (растянуто-изогнутых) элементов стальных конструкций проверяется по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_{xy}}{I_{xn}} \pm \frac{M_{yx}}{I_{yn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.45)$$

а при отсутствии динамических нагрузок на элементы из стали с пределом текучести до 580 МПа допускается производить проверку их прочности с учетом развития пластических деформаций.

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения в плоскости, которая одновременно является плоскостью действия момента и плоскостью симметрии сечения, проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.46)$$

где φ_e — коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии, определяемый по нормам проектирования.

Входными параметрами в таблице норм проектирования при расчете сплошноступенчатых стержней являются условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ и приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m$; η — коэффициент влияния формы сечения, принимаемый по нормам; m — относительный эксцентриситет

$$m = e \frac{A}{W_c}; \quad (5.47)$$

$e = M/N$ — эксцентриситет; M — расчетное значение изгибающего момента, равное максимальному моменту в пределах длины колонны постоянного сечения или в пределах длины участка постоянного сечения ступенчатой колонны, равное моменту в заделке консоли, а для стержней с шарнирно опертыми концами равное значениям, указанным в нормах.

W_c — момент сопротивления стержня для наиболее сжатого волокна. Расчет на устойчивость можно не производить, если $m_{ef} > 20$.

Входными параметрами в таблицу норм при расчете сквозных стержней являются условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$ и относительный эксцентриситет m , который для сквозных стержней, имеющих плоскость изгиба, параллельную плоскостям соединительных планок или решеток, равен

$$m = m_x = e_x \frac{A y_1}{I_x}, \quad (5.48)$$

или

$$m = m_y = e_y \frac{Ax_1}{I_y}, \quad (5.49)$$

где $e_x = M_x/N$, $e_y = M_y/N$ — эксцентриситет в соответствующих плоскостях изгиба; M_x , M_y — расчетные значения изгибающего момента относительно оси x или y , принимаемые согласно изложенным выше указаниям; y_1 , x_1 — расстояния от главной оси x или y сечения сквозного стержня до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки этой ветви. Расчет на устойчивость не требуется, если $m > 20$.

При оценке устойчивости сквозных стержней следует также производить проверку устойчивости ветвей (см. рис. 5.1). Если в качестве соединительных элементов применяют решетку, расчетная продольная сила в каждой из параллельных ветвей сквозного стержня при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси y — y , увеличивается на величину M/b для сечений (см. рис. 5.1, б, з) и на величину $M/2b$ для сечений (см. рис. 5.1, в), где b — расстояние между осями ветвей. Если ветви соединяются планками, следует учитывать местный изгиб ветвей от фактической или условной поперечной силы. Сами соединительные элементы рассчитываются на фактическую поперечную силу или условную поперечную силу Q_{fic} (на большее из этих двух значений).

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов из плоскости действия момента, а также при наличии внецентренного сжатия элементов в обеих главных плоскостях проверяют согласно [6].

Для обеспечения местной устойчивости стенок внецентренно-сжатых элементов двутаврового и трубчатого прямоугольного сечений, общая устойчивость которых проверяется по формуле (5.46) в плоскости действия момента, отношение h_{ef}/t должно быть не более значений, приведенных в нормах проектирования.

Для обеспечения местной устойчивости стенок внецентренно-сжатых элементов того же сечения, общая устойчивость которых проверяется из плоскости действия момента, отношение h_{ef}/t должно быть не более значений, указанных в [6], если $\alpha \leq 0,5$, где $\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma$; σ — наибольшее напряжение сжатия у расчетной границы стенки без учета коэффициентов продольного изгиба; σ_1 — напряжение у противоположной расчетной границы стенки. В случае $\alpha \geq 1$ расчетная высота стенок h_{ef} должна удовлетворять условию

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.50)$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\frac{\tau}{\sigma}$, τ — среднее касательное напряжение в сечении.

При расчете сечений, отличных от двутавровых и трубчатых прямоугольных (кроме тавровых), расчетное отношение h_{ef}/t умножается на 0,75. Для значений α , лежащих в интервале $0,5 < \alpha < 1$, предельные величины h_{ef} назначаются линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$.

Расчет элементов стальных конструкций по предельным состояниям второй группы производится в результате сопоставления расчетных деформаций элементов с их предельными значениями, которые нормированы в зависимости от длины элементов, их эксплуатационного назначения и условий работы, т. е.

$$f_{tot} \leq f_{lim}, \quad (5.51)$$

где f_{tot} — полные расчетные деформации; f_{lim} — предельные деформации.

Расчетные прогибы изгибаемых элементов определяются от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности по сечению элементов брутто. Вычисленные таким образом вертикальные прогибы должны быть не более предельных нормативных прогибов, заданных в долях пролета элемента и приведенных ниже для некоторых стальных конструкций.

Балки покрытий и чердачных перекрытий:	
главные балки и фермы	1/250
прогоны	1/200
Балки междуэтажных перекрытий:	
главные	1/400
прочие	1/250
Балки рабочих площадок производственных зданий:	
при наличии ширококолейных путей	1/600
при наличии узкоколейных путей и главные балки при отсутствии рельсовых путей	1/400
прочие балки при отсутствии рельсовых путей	1/250
Подкрановые балки и фермы:	
легкого режима работы	1/400
среднего режима работы	1/500
тяжелого и весьма тяжелого режимов работы	1/600

Горизонтальные прогибы тормозных конструкций подкрановых балок для кранов особого режима работы не должны превышать 1/2000 пролета.

Горизонтальные поперечные и продольные смещения колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок от воздействия поперечных и продольных сил торможения ограничены величинами предельных смещений, которые представлены ниже и выражаются в долях высоты колонны от низа ее башмака до головки кранового рельса.

Предельные продольные смещения	1/4000
Предельные поперечные смещения:	
в открытых подкрановых эстакадах при плоской расчетной схеме,	

а также в зданиях и сооружениях с кранами «особого» режима работы при пространственной расчетной схеме	1/4000
в зданиях и сооружениях с кранами «особого» режима работы при плоской расчетной схеме	1/2500

Горизонтальные поперечные смещения опор транспортных галерей ограничены предельными смещениями, составляющими 1/250 часть от высоты опор. Такие же величины предельных горизонтальных смещений могут быть рекомендованы для стальных надшахтных копров.

5.3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет сварных и болтовых соединений стальных конструкций осуществляется по предельным состояниям первой группы из условия их прочности.

Сварные соединения выполняются в виде стыковых (рис. 5.5, а) или угловых сварных швов (рис. 5.5, б). Стыковые швы обеспечивают более равномерную передачу усилий по всей площади шва, но сложнее в изготовлении, так как часто требуется специальная обработка кромок свариваемых элементов. При толщине свариваемых элементов более 8 мм их кромки обрабатываются в виде скосов с одной или двух сторон для обеспечения полного провара. Скосы устраиваются также в более толстых элементах при соединении элементов разной толщины, если разница в толщинах превышает 4 мм, а величина уступа на стыке более $1/8t$

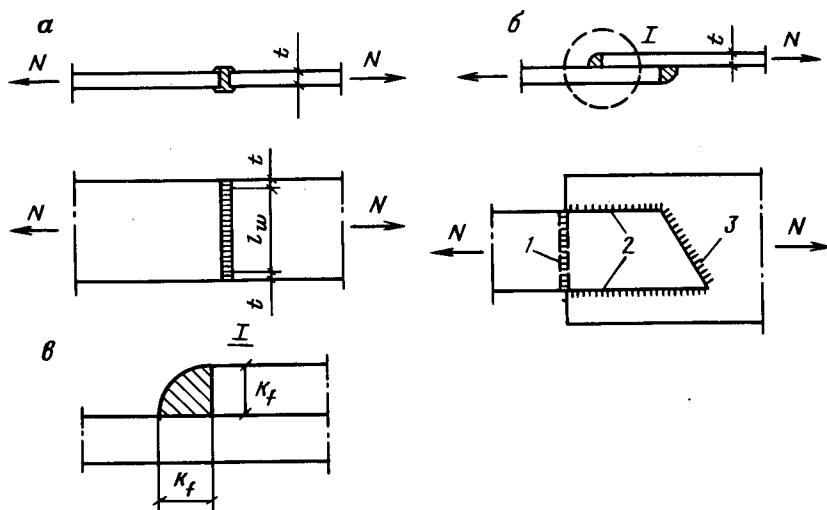


Рис. 5.5. Различные виды сварных соединений стальных элементов

(t — толщина более тонкого листа). Выступы стыковых швов над поверхностью соединяемых элементов должны быть не более 2—3 мм.

Расчет стыковых швов на центральное растяжение и сжатие производится по следующей формуле в предположении равномерного распределения напряжений по длине шва:

$$N/(tl_w) \leq R_{wy}\gamma_c, \quad (5.52)$$

где N — расчетная продольная сила в соединении; l_w — расчетная длина шва, которая принимается равной его полной длине, если обеспечивается вывод за пределы стыка (например, с помощью подкладок), или равной его полной длине за вычетом $2t$ (см. рис. 5.5, а); R_{wy} — расчетные сопротивления сварного стыкового соединения.

Расчет стыковых соединений, одновременно воспринимающих нормальные и касательные напряжения, выполняется по формуле (5.25), где σ_x , σ_y , τ_{xy} — соответственно нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям и касательное напряжение в сварном соединении.

Угловые швы, применяемые для соединений элементов стальных конструкций внахлестку или в тавр, просты в изготовлении по сравнению со стыковыми швами, но создают местную концентрацию напряжений и внецентренную передачу нагрузки. В зависимости от ориентации угловых швов по отношению к внешним нагрузкам (см. рис. 5.5, б) их подразделяют на лобовые 1, фланговые 2 и косые 3.

Геометрические характеристики угловых швов должны удовлетворять следующим конструктивным требованиям. Толщина угловых швов k_f принимается равной катету вписанного равнобедренного треугольника (см. рис. 5.5, в), определяется расчетом и должна быть не более $1,2t$ (t — наименьшая толщина соединяемых элементов).

Минимальная величина k_f зависит от характеристик свариваемых элементов и вида сварки и принимается от 4 до 10 мм [6]. При этом рекомендуется принимать соотношение размеров катетов, как правило, 1:1. Расчетная длина углового шва l_w принимается равной его полной длине за вычетом 10 мм, должна быть не менее 40 мм и не менее $4k_f$. Кроме того, расчетная длина флангового углового шва не должна превышать $85\beta_f k_f$, где β_f — коэффициент, зависящий от вида сварки, положения шва, размеров катетов k_f и принимаемый при сварке элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа от 0,7 до 1,1, и равный 0,7 для стали с пределом текучести свыше 580 МПа (в соединениях, где усилия возникают по всей длине флангового шва, его расчетная длина не ограничивается). В соединениях внахлестку величина напуска рекомендуется не менее $5t$. Для снижения местной концентрации напряжений в конструкциях, вос-

принимающих динамические нагрузки или работающих при температуре ниже -40°C , угловые швы рекомендуется выполнять с плавным переходом к основному металлу.

В соединениях внахлестку лобовые и косые швы воспринимают нормальные напряжения и напряжения от среза, фланговые швы — напряжения от среза. При этом полагают, что усилия равномерно распределяются между швами и все они работают только на условный срез. Тогда их прочность проверяется по формулам:

из условия среза по металлу шва

$$N/(\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (5.53)$$

из условия среза по металлу границы сплавления

$$N/(\beta_z k_f l_w) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (5.54)$$

где β_z — коэффициент, зависящий от вида сварки и принимаемый от 1—1,15 для стали с пределом текучести до 580 МПа, а для стали с пределом текучести свыше 580 МПа равным 1; R_{wf} , R_{wz} — расчетные сопротивления углового сварного шва соответственно при расчете по металлу шва и по металлу границы сплавления (см. п. 5.1); γ_{wf} , γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1, за исключением особых климатических условий.

Сварное соединение с угловыми швами, работающее на изгиб в плоскости, перпендикулярной к плоскости расположения швов, проверяется на прочность:

по металлу шва

$$M/W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (5.55)$$

по металлу границы сплавления

$$M/W_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (5.56)$$

где W_f , W_z — моменты сопротивления сечения соответственно при расчете по металлу шва и по металлу границы сплавления.

Сварное соединение с угловыми швами, работающее на изгиб в плоскости швов, проверяется на прочность:

по металлу шва

$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{I_{fx} + I_{fy}} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (5.57)$$

и по металлу границы сплавления

$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{I_{zx} + I_{zy}} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (5.58)$$

где I_{fx} и I_{fy} , I_{zx} и I_{zy} — моменты инерции сечения соответственно при расчете по металлу шва и по металлу границы сплавления

относительно его главных осей; x и y — координаты расчетной точки шва.

В сварных двутавровых балках пояса и стенки соединяются обычно двусторонними угловыми швами (см. рис. 5.2), которые при неподвижной нагрузке рассчитываются по формулам:

$$\frac{QS}{2\beta_f k_f l} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (5.59)$$

$$\frac{QS}{2\beta_z k_z l} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (5.60)$$

а при подвижной сосредоточенной нагрузке — по формулам:

$$\sqrt{\left(\frac{QS}{l}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_l F}{l_{ef}}\right)^2} / (2\beta_f k_f) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (5.61)$$

$$\sqrt{\left(\frac{QS}{l}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_l E}{l_{ef}}\right)^2} / (2\beta_z k_z) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (5.62)$$

где Q — максимальная поперечная сила в данном сечении; S — статический момент (брутто) провариваемого пояса относительно нейтральной оси сечения; I — момент инерции (брутто) сечения сварной балки; F , l_{ef} — те же значения, что и в формуле (5.26); γ_f — коэффициент, принимаемый согласно [6].

Болтовые соединения выполняют на болтах грубой, нормальной и повышенной точности, а также на высокопрочных болтах, причем соединения в конструкциях, воспринимающих нагрузки от железнодорожных составов и кранов «особого» режима работы, рекомендуется выполнять на высокопрочных болтах.

Размещение болтов в соединениях должно удовлетворять следующим конструктивным требованиям. Расстояние s_1 между центрами болтов в любом направлении должно составлять: в крайних рядах соединений, работающих на сжатие и растяжение, при отсутствии окаймляющих угольников $2,5d \leq s_1 \leq 8d(12t)$; в крайних рядах при наличии окаймляющих угольников и в средних рядах соединений, работающих на сжатие $2,5d \leq s_1 \leq 12d(18t)$ и растяжение $2,5d \leq s_1 \leq 16d(24t)$, где d — диаметр отверстия под болт; t — толщина наиболее тонкого наружного элемента (в соединениях из стали с пределом текучести свыше 380 МПа минимальное расстояние s_1 следует принимать равным $3d$). Расстояние s_2 от центра болта до края элемента следует принимать: в направлении вдоль усилия $2d \leq s_2 \leq 4d(8t)$; в направлении поперек усилия при обрешных кромках — $1,5d \leq s_2 \leq 4d(8t)$, при прокатных кромках — $1,2d \leq s_2 \leq 4d(8t)$. Для высокопрочных болтов минимальное расстояние s_2 во всех случаях рекомендуется принимать равным $1,3d$.

Число болтов грубой, нормальной и повышенной точности определяется расчетом в предположении равномерного распре-

деления между болтами расчетного усилия N , проходящего через центр тяжести соединения. Число болтов n принимается максимальным из следующих трех условий прочности:

из условия прочности болтов на срез

$$N \leq n n_s \frac{\pi d^2}{4} R_{bs} \gamma_b \gamma_c, \quad (5.63)$$

из условия прочности болтов на растяжение

$$N \leq n A_{bn} R_{bt} \gamma_c, \quad (5.64)$$

из условия прочности на смятие стенок отверстий в соединяемых элементах

$$N \leq n d (\sum t) R_{bp} \gamma_b \gamma_c, \quad (5.65)$$

где n_s — число расчетных плоскостей среза одного болта; d — наружный диаметр стержня болта; A_{bn} — площадь поперечного сечения болта нетто; $\sum t$ — наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, которые подвергаются смятию в одном направлении; R_{bs} , R_{bt} , R_{bp} — расчетные сопротивления соответственно на срез, растяжение болтов и смятие соединяемых элементов [6]; γ_b — коэффициент условий работы соединения, который для многоболтовых соединений на болтах повышенной точности принимается равным 1, грубости нормальной точности — 0,9.

При действии изгибающего момента на соединение расчетные усилия на болты рекомендуется принимать пропорциональными расстояниями от центра тяжести соединения до рассчитываемых болтов.

Болтовые соединения на высокопрочных болтах рассчитываются из условия передачи расчетного усилия N через трение по рабочим плоскостям соединяемых элементов при натяжении болтов (распределение расчетного усилия N между болтами предполагается равномерным). Число высокопрочных болтов n определяется из условия:

$$N \leq n n_f R_{bh} A_{bn} \mu \frac{\gamma_b \gamma_c}{\gamma_h}, \quad (5.66)$$

где n_f — число рабочих плоскостей трения соединяемых элементов; $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ — расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов; R_{bun} — наименьшее временное сопротивление болта разрыву [6]; A_{bn} — площадь поперечного сечения одного болта нетто; μ — коэффициент трения по рабочим поверхностям, принимаемый согласно [6] и равный 0,58 при пескоструйной обработке соединяемых поверхностей и 0,25 при соединении поверхностей без обработки; $\gamma_b = 0,9$ — коэффициент условий работы болтового соединения, зависящий от необходимого числа болтов и равный 0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 \leq n < 10$;

1 при $n \geq 10$; γ_h — коэффициент надежности, принимаемый в интервале от 1,02 до 1,7 в зависимости от вида нагрузки, разности номинальных размеров отверстий и болтов, способа регулирования натяжения болтов. При этом натяжение высокопрочного болта рекомендуется производить усилием, равным $R_{bh}A_{bn}$.

В составных балках поясные соединения на высокопрочных болтах рассчитываются в зависимости от характера нагрузки: при неподвижной нагрузке по формуле

$$a \frac{QS}{I} \leq n_f R_{bh} A_{bn} \mu \frac{\gamma_b \gamma_c}{\gamma_h}, \quad (5.67)$$

при подвижной сосредоточенной нагрузке по формуле

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + \left(\frac{\alpha \gamma_f F}{l_{ef}}\right)^2} < n_f R_{bh} A_{bn} \mu \frac{\gamma_b \gamma_c}{\gamma_h}, \quad (5.68)$$

где a — шаг поясных высокопрочных болтов; $Q, S, l_{ef}, I, \gamma_f, F$ — имеют те же значения, что и в формулах (5.59), (6.62), α — коэффициент, равный 0,4 при нагружении верхнего пояса и наличии пристрожки стенки к поясу и равный 1 при отсутствии пристрожки стенки к поясу, а также при нагружении нижнего пояса.

5.4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Металлические конструкции занимают ведущее место в инженерных сооружениях. В горнотехнических зданиях и сооружениях металлические конструкции применяют в виде стержневых систем, основными элементами которых являются балки, фермы, колонны, или сплошных (листовых) систем.

На поверхности шахт и рудников стержневые системы применяют для каркасов зданий блока главного ствола, башенных копров, главных корпусов обогатительных фабрик, надшахтных четырехстоечных копров, транспортных галерей, опор канатных дорог и т. д. Сплошные системы применяются в бункерах для хранения и перегрузки полезного ископаемого.

По сравнению с бетонными, железобетонными, каменными и армокаменными конструкциями, металлические конструкции обладают существенным достоинством: при одинаковой несущей способности, особенно на растяжение, они имеют наименьший собственный вес. Отсюда область их рационального применения — фермы, несущие конструкции покрытий (балки, арки, фермы, оболочки) для большепролетных сооружений, конструкции высотных сооружений (надшахтные копры, дымовые трубы), емкости для жидких и газообразных продуктов, а также кон-

струкции, воспринимающие значительные динамические нагрузки (подкрановые балки, конструкции мостов, эстакад, галерей, перегружателей и т. д.).

Стальной каркас одноэтажных зданий включает в себя комплекс конструктивных элементов — колонн, ферм, подкрановых балок, связей и т. д., образующих вместе геометрически неизменяемую систему. Поперечные рамы одноэтажных зданий, как правило, состоят из жестко заделанных в фундаменте колонн и шарнирно связанных с ними ферм покрытия. Современным способом соединения элементов стального каркаса является сварка. Соединение на заклепках применяют только при наличии значительных динамических нагрузок, например, в подкрановых балках для кранов большой грузоподъемности.

Типовые стальные колонны постоянного сечения для крайнего (рис. 5.6, а) и среднего (рис. 5.6, б) рядов колонн выполняют из одного элемента — сварного двутавра с высотой стенки 630 мм. Они предназначены для зданий высотой 8,4 и 9,6 м пролетом 18 и 24 м с шагом средних колонн 12 м и с мостовыми кранами грузоподъемностью 10, 15 и 20 т.

Для зданий высотой 10,8—18 м с пролетами 24, 30 и 36 м разработаны унифицированные стальные двухветвевые колонны (для крайнего ряда колонн — рис. 5.6, в, для среднего ряда — рис. 5.6, г), рассчитанные на мостовые краны грузоподъемностью до 125 т.

Стальные колонны состоят из надкрановой части 1, на которую опирается ферма покрытия 7, подкрановой консоли 2, на которой располагается подкрановая балка 8, подкрановой ветви 3, базы 4, предназначенной для увеличения площади опирания колонн и стыковки с фундаментом 6. Сопряжение колонн с фундаментом 6 осуществляется через цементную подливку 5 толщиной 100 мм. Надкрановая часть двухветвевых колонн выполняется из сварного двутавра с высотой стенки 500—630 мм. Подкрановая часть состоит из наружной и подкрановой ветвей, которые соединяются между собой решеткой из уголков или швеллеров. Решетки конструируются в виде раскосов и горизонтальных стержней (только для крайних колонн). Наружная ветвь выполняется из прокатных или гнутых швеллеров, подкрановая — из прокатных или сварных двутавров.

Комплекс подкрановых конструкций включает в себя подкрановые балки, крепление балок к колоннам, тормозные балки, крановый рельс с деталями крепления и крановые упоры — амортизаторы в торцах здания. Основные несущие элементы подкрановых конструкций — подкрановые балки — по конструкции подразделяются на *разрезные* (рис. 5.7, а) и *неразрезные* (рис. 5.7, б), которые стыкуются в пролетах по монтажной схеме, показанной на рис. 5.7, в. В соответствии с

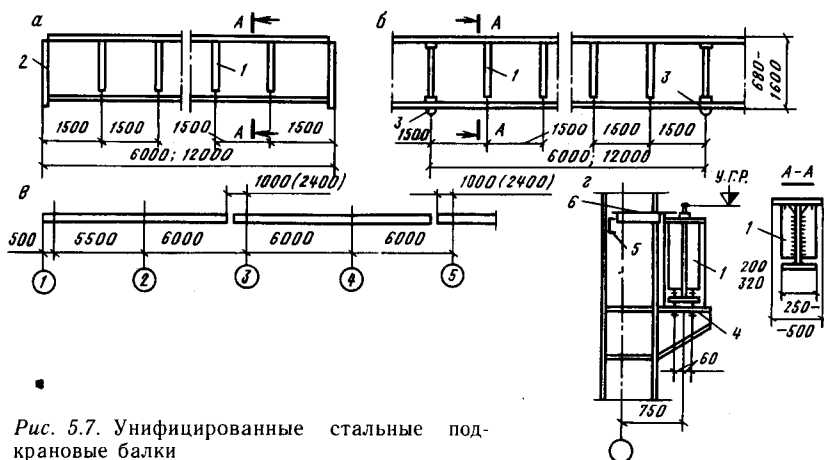


Рис. 5.7. Унифицированные стальные подкрановые балки

основными шагами колонн горнотехнических и промышленных зданий их длина принимается обычно 6 или 12 м.

Унифицированные стальные подкрановые балки разработаны под электрические мостовые краны грузоподъемностью от 5 до 75 т. Они имеют двутавровое сплошное сварное сечение, сваренное из вертикали (стенки) балки от 620×6 до 1590×14 мм, верхнего развитого пояса из листов от 250×10 до 500×18 мм и нижнего пояса сечением от 200×10 до 320×14 мм. В качестве материала балок приняты сталь Ст3 и низколегированная сталь. Для кранов, начиная с грузоподъемности 20 т и более, пояса балок, опорные ребра 2 и опорные планки 3 выполняются из низколегированной стали, а стенки и ребра жесткости 1 — из стали марки Ст3. Ребра жесткости 1 для укрепления стенки от местной потери устойчивости располагаются через 1500 мм.

Разрезные подкрановые балки опираются на консоли колонн строганой нижней кромкой опорных ребер 2 и притягиваются к колонне двумя анкерными болтами 4. Неразрезные балки опираются на консоли колонн через опорные центрирующие планки 3.

Неразрезные балки на 12—15 % легче разрезных, однако более трудоемки при монтаже, и при осадке опор в них возникают большие дополнительные напряжения. Стыки неразрезных балок выполняются на высокопрочных болтах и располагаются на расстоянии 1000 мм от оси колонн — при их шаге 6 м и на расстоянии 2400 мм — при шаге 12 м.

Тормозная балка подкрановой конструкции состоит из швеллерной балки 5 и рифленой стали 6 толщиной 6 мм. Рифленая сталь является стенкой тормозной балки и одновременно служит настилом для прохода вдоль крановых путей. При применении

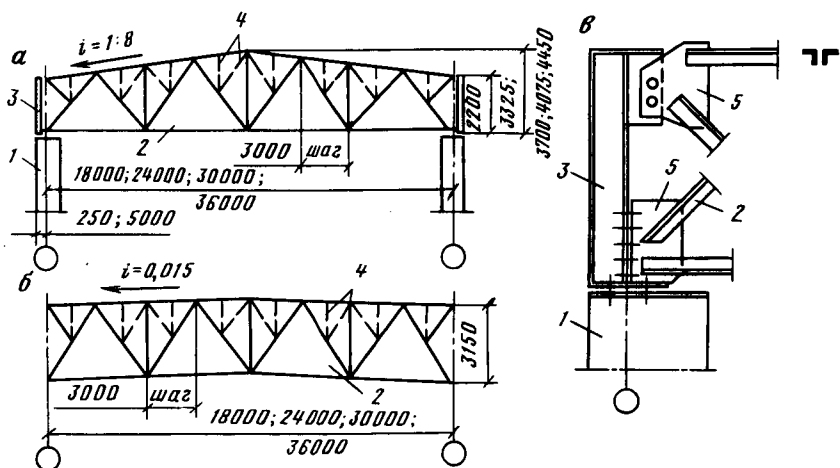


Рис. 5.8. Стальные стропильные фермы

кранов грузоподъемностью более 75 т и двенадцатиметровом шаге колонн вместо балок используются тормозные фермы, по которым для прохода также укладывается рифленый настил.

Крановые пути прокладываются из железнодорожных рельсов типа Р-38 и Р-43 для кранов грузоподъемностью 5—20 т и из крановых рельсов специального профиля при большей грузоподъемности мостовых кранов.

Стальные стропильные фермы по очертанию поясов выполняют обычно трех типов — трапециевидные, треугольные и фермы с параллельными поясами. Выбор очертания поясов определяется назначением ферм, материалом кровли, системой водоотвода, экономическими соображениями. В горнотехнических зданиях и сооружениях при рулонной кровле наибольшее распространение получили трапециевидные фермы и фермы с параллельными поясами.

На рис. 5.8, а представлены трапециевидные стропильные фермы 2 для пролетов зданий 18—36 м при шаге колонн 6 и 12 м. По несущей способности они рассчитаны на нагрузки от покрытия до $7,2 \text{ кН/м}^2$, выполнены из парных уголков из стали марки Ст3, либо пояса из низколегированной стали, а остальные элементы — из стали Ст3. Размеры панелей верхнего пояса 3 м; при использовании железобетонных крупнопанельных плит покрытия шириной 1,5 м для их опирания устраивается шпренгельная решетка 4. Сопряжение решетки с поясами ферм — на сварке через фасонки 5 из листовой стали, сопряжение с колоннами 1 — шарнирное через надопорные стойки 3 (рис. 5.8, в).

Стропильные фермы 2 с параллельными поясами (рис. 5.8, б)

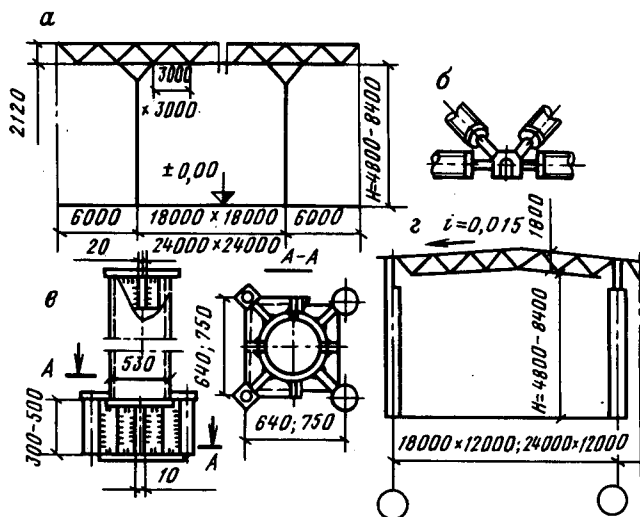


Рис. 5.9. Структурные конструкции покрытия одноэтажных промышленных зданий для залного и пролетного типов

для пролетов 18—36 м имеют единую высоту на опоре 3150 мм и выполнены из парных прокатных равнобоких уголков, соединенных в узлах фасонками 5. Фермы запроектированы с поясами из низколегированной стали и решеткой из стали СтЗ.

Новым эффективным видом несущих конструкций для производственных зданий различного назначения являются пространственные решетчатые системы покрытия — структуры типа «Берлин», «ЦНИИСК», «Кисловодск», МАрХИ» и др. (рис. 5.9). Эти системы в последнее время успешно развиваются как у нас в стране, так и за рубежом. В номенклатуру зданий и сооружений предприятий угольной промышленности, подлежащих выполнению в легких металлических конструкциях комплектной поставки, входят такие объекты, как блоки вспомогательных цехов, надбункерные части погрузочных бункеров, компрессорные станции, здания подъемных машин, вентиляторных и компрессорных установок и др. С 1979 г. в проектах на строительство зданий и сооружений Экибастузского и Канско-Ачинского топливно-энергетических комплексов предусмотрено применение аналогичных конструкций. Площадь таких одно- и многопролетных зданий намечено довести до 40—50 % общей площади промышленной застройки комплексов.

В легких металлических конструкциях удачно сочетаются высокая индустриальность, обусловленная повышенной завод-

ской готовностью монтажных элементов и максимальным сокращением «мокрых» отделочных процессов; рациональное использование прочностных свойств стали в пространственных несущих конструкциях. Опыт их применения в промышленном строительстве показывает, что по сравнению с традиционными методами строительства в 2—3 раза сокращаются сроки возведения зданий, в 3—4 раза снижается трудоемкость монтажных работ, на 30—40 % повышается производительность труда. Общая масса зданий, построенных из легких конструкций, снижается в 2,5—3 раза, а суммарный экономический эффект от их внедрения оценивается в 35—40 руб. на 1 м² общей площади зданий при снижении трудозатрат на 0,5 чел.-дней на 1 м² [20]. Намечено расширить объемы легких металлических конструкций до 25—30 млн. м² в год, а также номенклатуру их применения.

Покрытия типа «Берлин», «Кисловодск», «МАрхИ» и др. представляют собой пространственную конструкцию с ортогональной сеткой верхнего и нижнего поясов, выполняемых из стальных электросварных или горячекатаных труб диаметром 120—150 мм. Трубчатое сечение является наиболее рациональным профилем, так как имеет наилучший радиус инерции по сравнению с другими сечениями. Структуры собираются из элементов в виде четырехугольных пирамид с основанием 3×3 м и высотой 2,12 м (рис. 5.9, а). Для соединения стержней служат муфты из шестигранника с резьбовыми отверстиями по направлению сходящихся в узле поясов и раскосов (рис. 5.9, б). Последние имеют в торцах приваренные пластины с высокопрочными болтами.

Колонны для пространственных конструкций типа «Кисловодск», «МАрхИ» выполняют трубчатыми (рис. 5.9, в) с жесткой заделкой в фундамент. Колонны для покрытий типа «Берлин» запроектированы из сварных и прокатных двутавров.

Структурные покрытия типа «ЦНИИСК» выполнены из прокатных профилей. Конструкции разработаны для одно- или многопролетных зданий с пролетами 18 и 24 м при шаге колонн 12 м. Покрытие каждого пролета двускатное с уклоном кровли 1,5 % (рис. 5.9, г).

Рамные конструкции коробчатого сечения типа «Плауен», «Канск» (рис. 5.10) разработаны и включены в каталог унифицированных стальных конструкций для применения в одноэтажных зданиях универсального назначения небольшой высоты с пролетами 18 и 24 м. По сравнению с традиционным решением каркаса, выполненным из стальных жестко заделанных в фундаменты колонн с шарнирным опиранием кровельных балок, рамные конструкции коробчатого сечения позволяют снизить сметную стоимость покрытия на 1—5 руб/м². Плоская рама при шаге 6 м состоит из четырех элементов: двух стоек и двух полуригелей, имеющих по концам фланцы с отверстиями для болто-

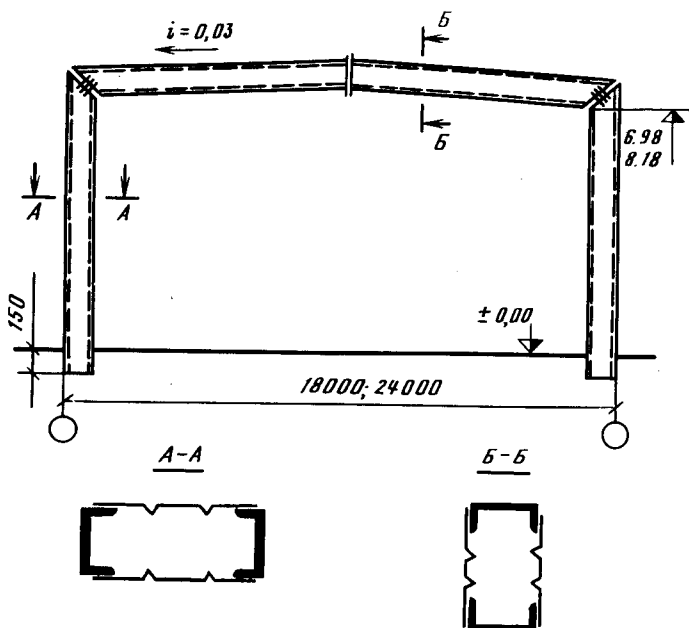


Рис. 5.10. Рамные конструкции коробчатого сечения для каркасов одноэтажных промышленных зданий

вых соединений. Поперечное сечение каждого элемента рамы коробчатое, образованное из двух прокатных швеллеров, соединенных двумя стенками толщиной 2—4 мм с продольными гофрами.

Профилированный стальной настил для покрытий производственных зданий применяют в последние годы все более широко, прежде всего за счет своего малого веса.

Гофрированные профили выполняют из стального оцинкованного или покрытого слезом пластика (против коррозии) листа толщиной 0,8—1 мм. На рис. 5.11 представлены сортамент кровельного стального настила с высотой гофра 79 мм (а) и 60 мм (б), а на рис. 5.11, в — его крепление к прогонам. Профили применяют в зависимости от величины снегового покрова, укладывают с расчетным пролетом 3 м и крепят к стальным прогонам самонарезающими болтами диаметром 6 мм.

Металлические стеновые панели различной конструкции достаточно широко применяют в строительстве, особенно в северных и труднодоступных районах, благодаря появлению сравнительно недорогих пенопластов и надежных спо-

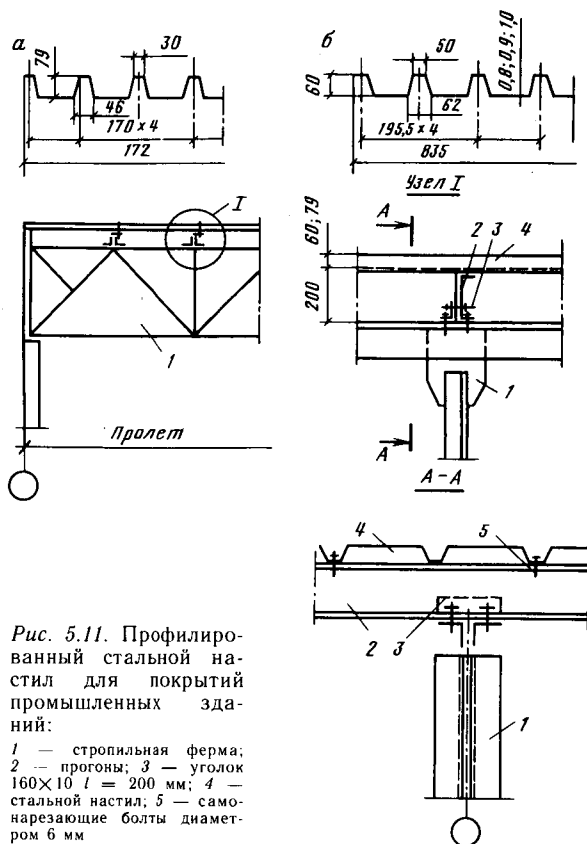


Рис. 5.11. Профилированный стальной настил для покрытий промышленных зданий:

1 — стропильная ферма; 2 — прогоны; 3 — уголок 160×10 $l = 200$ мм; 4 — стальной настил; 5 — самонарезающие болты диаметром 6 мм

способов защиты тонколистовой стали от коррозии. Наиболее широкое применение в последнее время получили бескаркасные трехслойные стеновые панели типа «сэндвич» (рис. 5.12). Эти панели имеют наружные слои из алюминиевых листов толщиной 1—1,5 мм или листовой стали толщиной 0,8 мм, гладкой или профилированной, оцинкованной или с антикоррозийным покрытием. Средний слой 2 (см. рис. 5.12) выполняется из эффективных синтетических утеплителей типа пенополиуретан, пенополистирол, пенопласт и других с объемной массой 25—60 кг/м³. Номинальная ширина всех панелей принята 1 м, а толщина 35—80 мм. Максимальная их длина доходит до 15 м, а минимальная — 2,4 м. Стены компонуют из вертикально устанавливаемых панелей. Скрытые вертикальные швы в «шпунт» обжимаются при монтаже упругими прокладками. Панели крепят к фахверку стены с помощью оцинкованных болтов. В качестве фахверка принимаются ригели из гнутых швеллеров

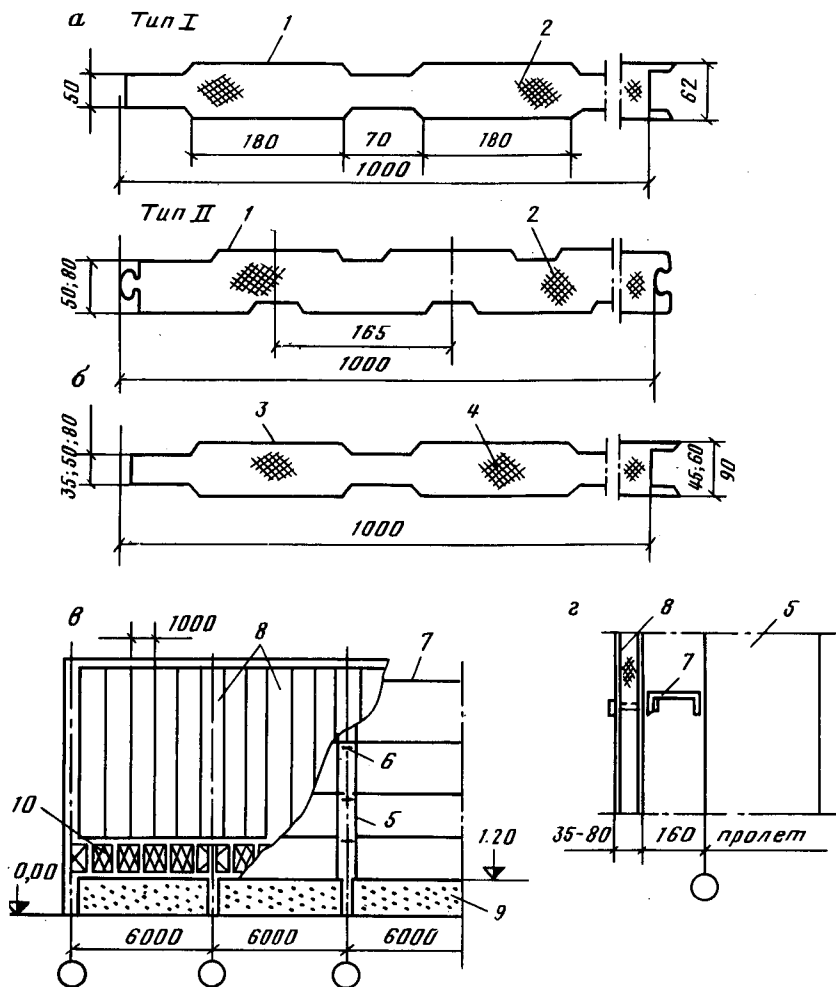


Рис. 5.12. Металлические стеновые панели типа «сэндвич»:

а, б — номенклатура соответственно стальных и алюминиевых панелей; в — схема стены; г — деталь крепления панелей к ригелям фахверка; 1 — стальная обшивка толщиной 0,8 мм; 2, 4 — утеплитель; 3 — алюминиевые листы из сплава АМг-2; 5 — колонна; 6 — столик; 7 — ригель; 8 — панели типа «сэндвич»; 9 — цокольная легкобетонная панель; 10 — ленточное остекление

($160 \times 160 \times 3$ мм), которые устанавливаются с шагом 2,4—3,6 м по высоте стены на столики, приваренные к основным колоннам каркаса.

Применение металлических панелей типа «сэндвич» позволяет значительно уменьшить массу строительных конструкций (масса 1 м^2 стены из алюминиевых панелей составляет 10—12 кг, из стальных панелей — 29—34 кг против 200—360 кг из легкобе-

тонных панелей), сократить трудоемкость транспортирования и монтажа.

В многоэтажных горнотехнических и производственных зданиях стальной каркас находит широкое применение. Его главным преимуществом является высокая прочность материала.

Колонны, применяемые в надшахтных зданиях и обогатительных фабриках, обычно сварные, двутавровые. Двутавровое сварное сечение получило широкое распространение в практике многоэтажного строительства прежде всего благодаря технологичности изготовления с применением автоматической сварки и удобству примыкания балок. Колонны проектируются двухэтажной разрезки с размещением стыков на 0,5—1 м выше уровня междуэтажных перекрытий. Стыки устраиваются на стяжных болтах с передачей нагрузки на все поперечное сечение, для чего торцы колонн фрезеруются, а после монтажа колонны в местах стыковки обвариваются. Базы колонн, как и стыки, проектируют с фрезерованными торцами, передающими давление на фундамент через опорную плиту. Опорные плиты устанавливают на фундаменте точно в проектное положение с помощью установочных винтов, подливают цементным раствором и заанкеривают. Такое устройство стыка колонн с фундаментом обеспечивает безвыверочный монтаж колонн первого яруса. Башни копров монтируются обычно плоскими блоками, состоящими из двух стоек и связей между ними. Блоки укрупняются на площадке в стороне от ствола.

Балки перекрытий в многоэтажных зданиях обычно проектируют двутаврового сечения из прокатных или сварных профилей. Главные балки опирают на колонны и располагают вдоль больших расстояний между ними. Расстояние между вспомогательными балками определяется несущей способностью настила. Элементы балочной клетки сопрягаются в одном уровне, чтобы уменьшить строительную высоту перекрытий. При этом шаг вспомогательных балок принимают 2—3,5 м кратно пролету главной балки. Сопряжение балок со стальными колоннами может быть шарнирным или жестким.

5.5. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В условиях поперечного изгиба работают стальные балки перекрытий, горизонтальные элементы стального каркаса зданий, прогоны перекрытий, подкрановые балки и другие стальные конструкции. Изгибаемые элементы проектируются, как правило, двутаврового, швеллерного, коробчатого сечений и выполняются из стального проката, сварными, реже клепаными.

В качестве примера рассмотрим проектирование сварной подкрановой балки. Главными особенностями работы подкрановых балок являются восприятие подвижной вертикальной нагрузки от крана, воздействие сравнительно больших сосредоточенных давлений от колес крана, передающиеся через проясные соединения на стенки балок, а также наличие поперечных тормозных боковых сил, вызывающих изгиб верхнего пояса балок в горизонтальной плоскости.

При наличии в здании нескольких мостовых кранов расчетные моменты и поперечные силы от крановой нагрузки определяются путем построения эпюр моментов и поперечных сил от невыгоднейшей установки двух мостовых кранов. Для определения наибольшего изгибающего момента следует установить два крана таким образом, чтобы середина балки находилась на одинаковом расстоянии от равнодействующей всех грузов и от ближайшего к ней груза, под которым и действует максимальный момент. Для определения максимальной поперечной силы (опорной реакции) необходимо установить один из кранов над опорой, а другой — как можно ближе к ней.

Горнотехнические здания, как правило, имеют один мостовой кран. В этом случае в зависимости от пролета подкрановой балки рассматривается наиболее неблагоприятное расположение мостового крана по ее длине, которое дает максимальный изгибающий момент. Для определения максимальной поперечной силы мостовой кран располагается над опорой.

Запроектируем подкрановую балку пролетом $L = 12$ м под мостовой электрический кран здания подъемных машин. Грузоподъемность крана, оборудованного двумя крюками, $Q = 50/10$ т, режим работы — средний. На рис. 5.13, б показано сечение подкрановой балки 1, тормозной конструкции 2 и кранового рельса 3. Для принятого мостового крана база крана, т. е. расстояние между осями колес, $k = 525$ см; максимальное давление на подкрановый рельс при пролете крана $L_k = 22,5$ м составляет 465 кН; тип кранового рельса — КР-80; масса тележки 18 т.

Крановые нагрузки, передаваемые колесами тележки на подкрановую балку, схематически показаны на рис. 5.13, в, где P — расчетная вертикальная нагрузка; T — расчетная горизонтальная нагрузка, возникающая при торможении крана и направленная поперек кранового пути. Нормативная вертикальная нагрузка, передаваемая одним колесом тележки, равна $P_n = 465$ кН. С учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и коэффициента динамичности, равного 1 [4], определяем соответствующую расчетную вертикальную нагрузку $P = 465 \times 1,1 \times 1 = 511,5$ кН.

Горизонтальная нагрузка возникает при эксплуатации крана. Ее нормативная величина определяется на основании рекомен-

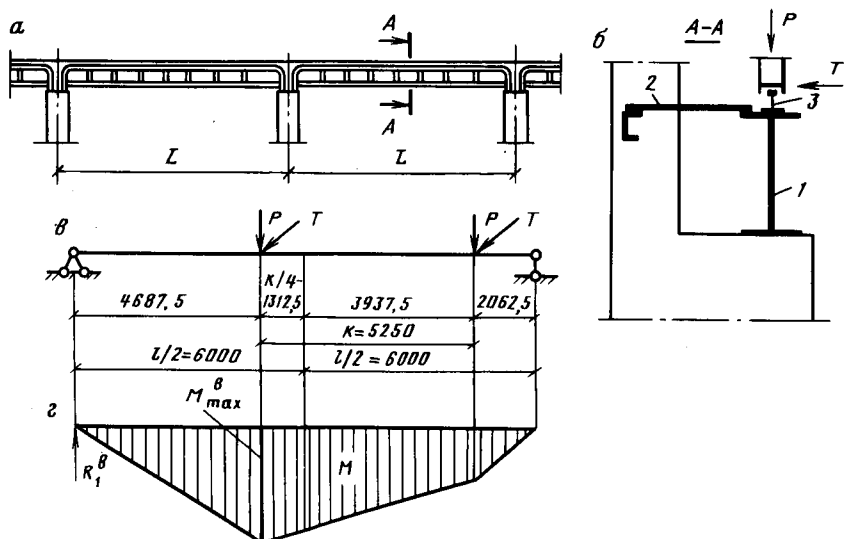


Рис. 5.13. Схема к расчету подкрановой балки

даций [4]. Для кранов с гибким подвесом груза она составляет 5 % от суммы грузоподъемности крана и веса тележки, а для кранов с жестким подвесом — 10 % той же величины. Принимая кран с гибким подвесом груза, будем иметь $T_n = 0,05(Q + G) = 0,05(500 + 180) = 34$ кН. С учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ расчетная горизонтальная нагрузка $T = 34 \cdot 1,1 = 37,4$ кН.

Определяем внутренние усилия в подкрановой балке как в однопролетной балке от расчетных нагрузок в случае наиболее невыгодного их приложения при движении тележки. При определении изгибающих моментов наиболее невыгодное положение тележки в пролете подкрановой балки показано на рис. 5.13, в и принимается тогда, когда середина пролета балки $L/2$ находится между осями тележки, а расстояние до ближайшей оси тележки составляет одну четверть базы крана $k/4$. В указанном положении тележки вертикальная реакция на левой опоре

$$R_1^B = \frac{511,5}{1200} (731,25 + 206,25) = 400 \text{ кН},$$

а максимальный изгибающий момент от вертикальной нагрузки будет в сечении под левой осью тележки, т. е. на расстоянии 468,75 см от левой опоры

$$M_{\max}^B = 400 \cdot 4,6875 = 1875 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Соответственно горизонтальная реакция на левой опоре и максимальный изгибающий момент от горизонтальной нагрузки

$$R_1^r = \frac{37,4}{1200} (731,25 + 206,25) = 29,2 \text{ кН},$$

$$M_{\max}^r = 29,2 \cdot 4,6875 = 136,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При определении поперечных сил наиболее невыгодное положение тележки соответствует положению одной оси на опоре, а другой оси в пролете. При этом максимальная поперечная сила от вертикальной нагрузки

$$Q_{\max} = P \left(1 + \frac{675}{1200} \right) = 799,2 \text{ кН}.$$

Собственный вес подкрановой и тормозной балок, а также временная нагрузка на тормозной балке учитываются введением поправочных коэффициентов, которые принимаются в зависимости от расчетного пролета подкрановой балки (табл. 5.2).

Т а б л и ц а 5.2

Поправочные коэффициенты при определении	Расчетный пролет балки, м	
	6	12
Изгибающего момента β_1	1,03	1,05
Поперечной силы β_2	1,02	1,04

Тогда расчетные значения внутренних усилий:

$$M_x = M_{\max}^p \cdot \beta_1 = 1875 \cdot 1,05 = 1968,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = M_{\max}^r = 136,9 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q = Q_{\max} \cdot \beta_2 = 799,2 \cdot 1,04 = 831,2 \text{ кН}.$$

Подбираем сечение сварной подкрановой балки. По сортаменту типовых подкрановых балок геометрические характеристики сечения должны удовлетворять следующим соотношениям:

$$\text{расчетная высота стенки } h_{ef} \approx (1/8 \div 1/12)L;$$

$$\text{толщина стенки } t_w \approx (1/60 \div 1/100)h_{ef};$$

$$\text{толщина полок } t_f \approx (1,5 \div 2,5)t_w;$$

$$\text{ширина полок } b_f \approx (20 \div 25)t_f.$$

Принятое сечение подкрановой балки, удовлетворяющее указанным соотношениям, показано на рис. 5.14. Там же показано сечение тормозной балки. Материал — листовая сталь марки ВСИЗкп2 с расчетным сопротивлением $R_y=215$ МПа по табл. 5.1, сдвигу $R_s=0,58$ $R_y=122$ МПа по формуле (5.2). На основании [6] принимаем $\gamma_c = 0,95$.

Определяем геометрические характеристики принятого сече-

ния. Вычисляем момент инерции сечения балки относительно оси x :

$$I_{xn} = \frac{0,16 \cdot 10^6}{12} + 2 \left(\frac{48 \cdot 2^3}{12} + 48 \times \right. \\ \left. \times 2,0 \times 51^2 \right) = 0,633 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

В расчете ширина полки принята $50 - 2 = 48$ см за счет ослабления ее отверстиями. Затем вычисляем момент инерции суммарного сечения верхнего пояса подкрановой балки и тормозной конструкции (по сортаменту для швеллерного профиля № 16 имеем $F = 18,1 \text{ см}^2$, $I_{y1} = 63,3 \text{ см}^4$, $z_0 = 1,8 \text{ см}$) относительно оси y_0 . Предварительно находим расстояние b_1 от центра тяжести указанного сечения до оси y

$$l_1 = \frac{18,1(100 - 1,8) + 80 \cdot 0,6 \cdot 60}{18,1 + 80 \cdot 0,6 + 48 \cdot 2} = 28,73 \text{ см},$$

и вычисляем

$$I_{yon} = 63,3 + 18,1(100 - 28,73 - 1,8)^2 + \frac{0,6 \cdot 80^3}{12} + \\ + 0,6 \cdot 80 \cdot (60 - 28,73)^2 + \frac{2 \cdot 48^3}{12} + 2,0 \cdot 48 \cdot 28,73^2 = \\ = 0,258 \cdot 10^6 \text{ см}^4 = 0,258 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Проверяем прочность и устойчивость подкрановой балки, т. е. производим расчет по предельным состояниям первой группы. Прочность по нормальным напряжениям в наиболее удаленной от главных осей точке верхнего пояса с координатами $x = b_1 + 0,5b_f = 53,73 \text{ см}$, $y = 0,5h_{ef} + t_f = 52 \text{ см}$ проверяем по формуле (5.21)

$$\frac{M_x}{I_{xn}} y + \frac{M_y}{I_{yon}} x = \frac{1968,8 \cdot 10^3 \cdot 0,52}{0,633 \cdot 10^{-2}} + \frac{136,9 \cdot 10^3 \cdot 0,54}{0,258 \cdot 10^{-2}} = \\ = 190,4 \text{ МПа} < R_{y\gamma_c} = 199,5 \text{ МПа}.$$

Прочность по касательным напряжениям в стенке для опорного сечения проверяем по формуле (5.20), что в данном случае обеспечивает также выполнение условия прочности (5.25). С этой целью вычисляем статический момент полусечения относительно оси x (см. рис. 5.14):

$$S_x = 50 \cdot 2 \cdot 51 + (51 - 1)^2 \cdot 1,6/2 = 7100 \text{ см}^3 = 0,71 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3.$$

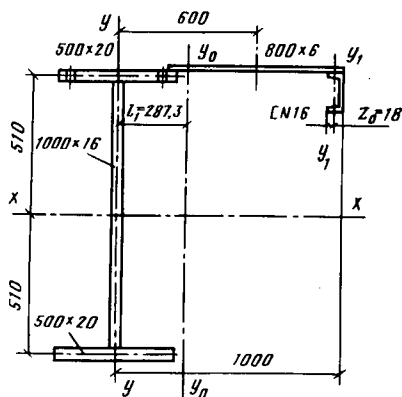


Рис. 5.14. Расчетное поперечное сечение подкрановой балки и тормозной конструкции

Тогда

$$\frac{QS_x}{I_{xn}t_w} = \frac{831,2 \cdot 10^3 \cdot 0,71 \cdot 10^{-2}}{0,633 \cdot 10^{-2} \cdot 0,016} = 58,3 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 115,9 \text{ МПа}.$$

Прочность стенки при местном смятии под колесами тележки оцениваем по формуле (5.26), где следует положить $F = P = 511,5 \text{ кН}$, $t = t_w = 1,6 \text{ см}$. Прежде всего по формуле (5.28) определяем условную длину участка распределения нагрузки l_{ef} , положив $c = 3,25$, $I_{lf} = 1547 + 33,3 = 1580,3 \text{ см}^4$ — сумма момента инерции кранового рельса $I_{кр 80} = 1547 \text{ см}^4$ и момента инерции верхнего пояса подкрановой балки

$$I_{bn} = (b_f \cdot t_f^3)/12 = 50 \cdot 2^3/12 = 33,3 \text{ см}^4;$$

$$l_{ef} = 3,25 \sqrt[3]{\frac{1580,3}{1,6}} = 32,4 \text{ см}.$$

После подстановки расчетных параметров в формулу (5.26) производим проверку:

$$\frac{F}{tl_{ef}} = \frac{511,5 \cdot 10^3}{0,324 \cdot 0,016} = 98,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 199,5 \text{ МПа}.$$

Расчет подкрановой балки на выносливость не требуется, так как явление усталостного разрушения металла может возникнуть лишь в подкрановых балках под краны «особого» режима работы. Вместе с тем верхние поясные швы подкрановой балки должны выполняться с проваром на всю толщину стенки, и в этом случае они считаются равнопрочными со стенкой.

Общая устойчивость подкрановой балки при изгибе может не проверяться, поскольку при наличии тормозной балки, препятствующей боковому выпучиванию сжатого пояса по всей длине пролета (см. рис. 5.13), расчетная длина l_{ef} изгибаемого элемента, входящая в формулу (5.31), равна нулю.

Местная устойчивость стенки подкрановой балки при изгибе также может не проверяться, так как выполняется условие (5.38), где следует положить $h_{ef} = 100 \text{ см}$, $t = t_w = 1,6 \text{ см}$, т. е.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{100}{1,6} \sqrt{\frac{210}{2,1 \cdot 10^5}} = 1,98 < 2,5.$$

Кроме того, поскольку выполняется условие (5.35), т. е. $\bar{\lambda}_w < 2,2$, то подкрановую балку можно не укреплять ребрами жесткости для обеспечения местной устойчивости стенки.

Производим расчет подкрановой балки на прогиб, т. е. по предельным состояниям второй группы. Максимальный прогиб от нормативной нагрузки

$$f_{tot} = \frac{M_x^2 L^2}{10E \cdot I_x} = \frac{1790 \cdot 10^3 \cdot 12^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,654 \cdot 10^{-2}} = 0,0188 \text{ м},$$

где M_x^n — максимальный изгибающий момент от нормативной нагрузки, равный $M_x/\gamma_f = 1968,8/1,1 = 1790$ кНм;

I_x — момент инерции брутто подкрановой балки относительно оси x , равный

$$I_x = 0,633 \cdot 10^6 + 2(50 - 48) \cdot 2 \cdot 51^2 = 0,654 \cdot 10^6 \text{ см}^4 = 0,654 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Тогда относительный прогиб $f = f_{tot}/L = 0,0188/12 = 1/638$, что при нормированном предельном прогибе $f_{lim} = 1/600$ подкрановых балок для электрических кранов грузоподъемностью $Q \leq 50$ т удовлетворяет условию (5.51), т. е. $1/638 < 1/600$.

Рассчитываем сварные поясные швы подкрановой балки. Как отмечалось выше, верхние поясные швы выполняются с проваром на всю толщину стенки, считаются равнопрочными с основным металлом и расчету не подлежат, прочность нижних поясных швов проверяется по формулам (5.61) — (5.62), где следует положить: $S = S_n = 50 \cdot 2 \cdot 51 = 5100 \text{ см}^3$; $I = I_x = 0,654 \cdot 10^6 \text{ см}^4$; $\beta_f = \beta_z = 0,9$ как для полуавтоматической сварки и при нижнем положении шва; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1,0$; $Q = 832,2$ кН; $F = P = 511,5$ кН; $l_{ef} = 32,4$ см.

Используя [6], находим расчетное сопротивление $R_{wf} = 180$ МПа по металлу шва, расчетное сопротивление $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 335 = 150$ МПа по металлу границы сплавления, где R_{un} — временное сопротивление стали разрыву. Поскольку $R_{wz} < R_{wf}$, расчет сварных поясных швов следует производить по условию (5.62), т. е. исходя из обеспечения условия прочности металла границы сплавления. Величина катета шва k_f должна быть не менее 6 мм и не более $1,2 t_w = 19,2$ мм. Принимая $k_f = 0,6$ см, в итоге получим

$$\frac{1}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 10^{-2}} \sqrt{\left(\frac{832,2 \cdot 10^3 \cdot 5,1 \cdot 10^{-3}}{0,654 \cdot 10^{-2}} \right) + \left(\frac{1,1 \cdot 511,5 \cdot 10^3}{0,324} \right)^2} = 171,76 \text{ МПа} > R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 150 \cdot 1 \cdot 0,95 = 142,5 \text{ МПа}.$$

Принимаем $k_f = 8$ мм, что обеспечивает прочность сварных швов ($128,8 \text{ МПа} < 142,5 \text{ МПа}$).

Опорное сечение подкрановой балки укрепляется ребром жесткости на торце, как это показано на рис. 5.4. Причем нижнее сечение ребра пристрагивается в опоре. Принимаем опорное ребро сечением $b_h \times t_w = (40 \times 1,6) \text{ см}^2$, где b_h — ширина выступающей части ребра, t_w — его ширина с выпуском за нижнюю полку $a = 2,4$ см. Проверяем прочность опорного ребра, рассматривая его как стойку таврового сечения, имеющего расчетную длину $l_{of} = h_{ef} = 100$ см и сжатую опорной реакцией $N = Q = 831,2$ кН. При этом ширина полосы стенки должна быть не менее $0,65 t \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{2,1 \cdot 10^5/210} = 32,9$ см. Принимаем ширину полосы стенки равной 33 см (см. рис. 5.4).

Расчет производим по формуле (5.6). Предварительно вычисляем:

площадь расчетного таврового сечения

$$A = 40 \cdot 1,6 + 33 \cdot 1,6 = 116,8 \text{ см}^2;$$

момент инерции расчетного сечения относительно оси x

$$I_x = \frac{1,6 \cdot 40^3}{12} + \frac{33 \cdot 1,6^3}{12} = 8,54 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

соответствующий радиус инерции

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{8,54 \cdot 10^3}{116,8}} = 8,55 \text{ см};$$

по формуле (5.8) гибкость опорного ребра

$$\lambda = e_{ef}/i_x = h_{ef}/i_x = 100/8,55 = 11,7,$$

по табл. 72 [6] находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,984$.

Подставив расчетные параметры в формулу (5.6), получим:

$$\frac{831,2 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 1,168 \cdot 10^{-2}} = 70,5 \text{ МПа} < 210 \cdot 0,95 = 199,5 \text{ МПа}.$$

Нижнее сечение опорного ребра площадью $A_p = b_h \times t = 64 \text{ см}^2$ проверяем на смятие торцевой поверхности при воздействии опорной реакции. По работе [6] находим $R_p = 314 \text{ МПа}$, тогда

$$N = 831,2 \text{ кН} < A_p R_p \gamma_c = 0,64 \cdot 10^{-2} \cdot 314 \cdot 10^6 \cdot 0,95 = 1909 \text{ кН}.$$

Следовательно, принятое сечение опорного ребра удовлетворяет нормативным условиям прочности.

5.6. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Стальные конструкции, работающие в условиях сжатия, представлены главным образом колоннами и сжатыми элементами ферм, а в условиях растяжения — элементами вантовых систем и растянутыми элементами ферм. Сечения сжатых и растянутых стальных конструкций проектируются сплошными или чаще всего составными из прокатных профилей.

Рассмотрим в качестве примера проектирования центрально-сжатой конструкции стальную колонну (рис. 5.15) рабочей площадки, воспринимающей расчетную продольную силу $N = 1000 \text{ кН}$. Расчетная длина колонны $l_{ef} = 5 \text{ м}$. Материал колонны — сталь марки ВСТЗкп2-1 с $R_y = 210 \text{ МПа}$, $R_s = 0,58$ $R_y = 122 \text{ МПа}$, коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$ на осно-

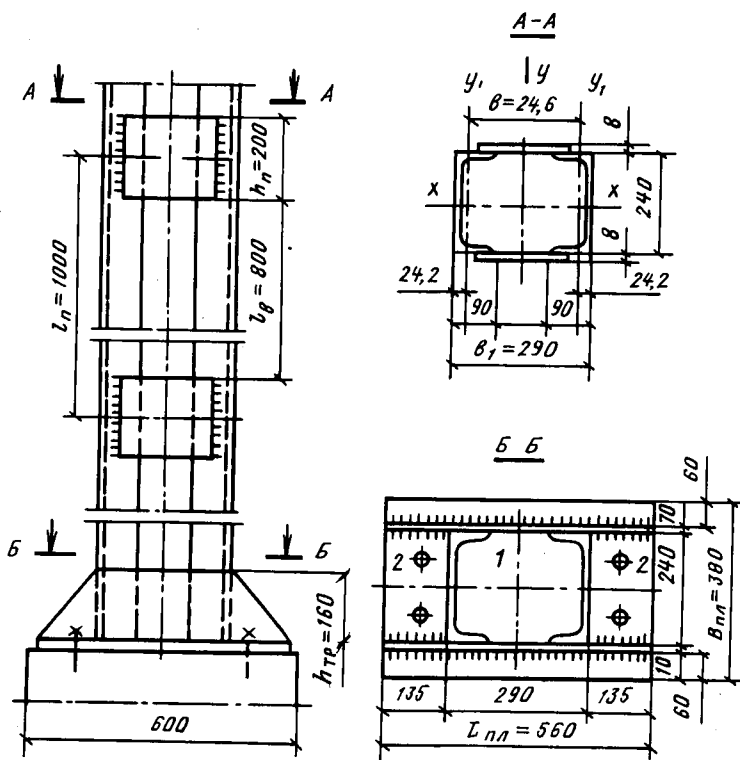


Рис. 5.15. Схема к расчету центральносжатой стальной колонны

вании [6]. Колонну проектируем составного сечения с соединением ветвей планками.

Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 60$, которой согласно [6] соответствует коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,827$, и по формулам (5.6) и (5.8) определяем необходимую площадь поперечного сечения A и радиус инерции сечения i колонны:

$$A = \frac{N}{\varphi \gamma_c R_y} = \frac{100 \cdot 10^3}{0,827 \cdot 0,95 \cdot 210 \cdot 10^6} = 60,61 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 60,61 \text{ см}^2;$$

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{500}{60} = 8,33 \text{ см.}$$

Принимаем сечение из двух швеллеров № 24, как это показано на рис. 5.15. Геометрические характеристики швеллера: площадь поперечного сечения $A_1 = 30,6 \text{ см}^2$, высота профиля $h = 24 \text{ см}$, ширина полки $b_1 = 9 \text{ см}$, $z_0 = 2,42 \text{ см}$, $I_{y1} = 208 \text{ см}^4$, радиусы инерции $i_{y1} = 2,6 \text{ см}$, $i_{x1} = 9,73 \text{ см}$. Проектируемое сечение будет иметь следующие геометрические характеристики:

площадь поперечного сечения $A = 2 \cdot 30,6 = 61,2 \text{ см}^2$, радиус инерции $i_x = i_{x1} = 9,73 \text{ см}$.

Тогда гибкость колонны относительно оси x равна

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{500}{9,73} = 51,4,$$

которой согласно [6] соответствует $\varphi = 0,86$. Проверяем напряжения в колонне (5.6) в случае потери устойчивости относительно оси x :

$$\frac{N}{A\varphi} = \frac{1000 \cdot 10^3}{61,2 \cdot 10^{-4} \cdot 0,86} = 190 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 210 \cdot 0,95 = 199,5 \text{ МПа}.$$

Кроме того, гибкость $\lambda_x < [\lambda] = 120$, что удовлетворяет условиям предельной гибкости.

Расстояние между ветвями колонны b_1 назначаем из условия равноустойчивости колонны относительно оси x и относительно оси y , т. е. приведенная гибкость колонны относительно оси y должна быть равна

$$\lambda_{efy} = \lambda_x.$$

Гибкость каждой ветви λ_1 относительно оси y_1 на участке между планками не должна превышать 40. Поэтому конструктивно принимаем $\lambda_1 = 30$. Тогда из формулы (5.11), используя условие равноустойчивости, находим гибкость двух ветвей колонны

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{51,4^2 - 30^2} = 41,7.$$

Соответствующий радиус инерции

$$i_y = \frac{l_{ef}}{\lambda_y}.$$

С другой стороны, тот же радиус инерции определяется соотношением

$$i_y = \sqrt{\frac{z_{y1} + A_1 \cdot \frac{b^2}{4}}{A_1}} = \sqrt{i_{y1}^2 + \frac{b^2}{4}},$$

где b — расстояние между осями ветвей колонны (см. рис. 5.15).

Приравняв эти два выражения, находим

$$b = 2\sqrt{\frac{l_{ef}^2}{\lambda_y^2} - i_{y1}^2} = 2\sqrt{\frac{500^2}{41,7^2} - 2,6^2} = 23,4 \text{ см}.$$

Принимаем $b = 24 \text{ см}$, что соответствует расстоянию между стенками ветвей колонны $b_1 = b + 2z_0 = 24 + 2 \cdot 2,42 = 28,4 \text{ см}$, которое принимаем равным 29 см (см. рис. 5.15).

Находим расчетную длину ветви l_b из условия

$$l_b = \lambda_1 \cdot i_{y1} = 30 \cdot 2,6 = 78 \text{ см}.$$

Принимаем $l_b = 80$ см (см. рис. 5.15), что обеспечивает $\lambda_1 = l_b/i_{y1} = 30,8$.

Оценим напряжения в колонне по формуле (5.6) в случае потери устойчивости относительно оси y . Предварительно вычисляем: момент инерции I_y принятого сечения

$$I_y = 2 \left[208 + 30,6 \left(\frac{29}{2} - 2,42 \right)^2 \right] = 9347 \text{ см}^4$$

и соответствующую гибкость

$$\lambda_y = l_{ef}/\sqrt{I_y/A} = 500/\sqrt{9347/61,2} = 40,5.$$

Далее находим: приведенную гибкость сечения относительно оси y по формуле (5.11)

$$\lambda_{efy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{40,5^2 + 30,8^2} = 50,9,$$

соответствующий коэффициент $\varphi = 0,865$ согласно [6] и определяем напряжения по формуле (5.6)

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{1000 \cdot 10^3}{0,865 \cdot 61,2 \cdot 10^{-4}} = 188,9 \text{ МПа} < \gamma_c R_y = 199,5 \text{ МПа},$$

которые не превышают расчетного сопротивления стали.

Соединение ветвей колонны осуществляем с помощью поперечных соединительных планок. Ширину соединительных планок принимаем из условия

$$h_n = 0,7 b_1 = 0,7 \cdot 29 = 20 \text{ см},$$

толщину планок назначаем $t_n = 0,8$ см. При расчетной длине ветви $b = 80$ см расстояние между центрами соседних планок составляет $l = l_b + h_n = 80 + 20 = 100$ см (см. рис. 5.15). Соединительные планки рассчитываются на условную поперечную силу, которая определяется по выражению (5.16)

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} AE \beta \left(2330 \frac{R_y}{E} - 1 \right) = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot 61,2 \times \\ \times 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 0,99 \left(2330 \frac{210}{2,1 \cdot 10^5} - 1 \right) = 12100 \text{ Н},$$

где $\beta = 0,99$ — коэффициент, принимаемый равным меньшему из двух значений $\varphi_{\min}/\varphi - 0,86/0,865 = 0,99$ или $\sigma/\varphi R = 188,9/0,865 \cdot 210 = 1,04$.

Условная поперечная сила распределяется поровну между двумя системами планок колонны, т. е.

$$Q_s = 0,5 Q_{fic} = 6050 \text{ Н}.$$

Внутренние усилия в соединительных планках (срезающая

сила F и изгибающий момент в плоскости планки M_1) определяются, как в элементах безраскосных ферм (см. рис. 5.15), соответственно по формулам (5.17) и (5.18):

$$F = \frac{Q_s l}{b} = \frac{6050 \cdot 100}{(29 - 2 \cdot 2,42)} = 25,04 \text{ кН},$$

$$M_1 = \frac{Q_s l}{2} = \frac{6050 \cdot 100}{2} = 3,025 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По вычисленным внутренним усилиям целесообразно вначале проверить прочность угловых сварных швов, соединяющих планки с ветвями колонны, как показано на рис. 5.15. Принимаем толщину швов $k_f = t_n = 0,8$ см. Кроме того, для соединения ветвей колонны планками принимаем ручную сварку. По нормам [6] находим $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1,0$ и сравниваем

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ МПа} < \beta_z \cdot R_{wz} = 110 \cdot 150 = 150 \text{ МПа}.$$

Следовательно, прочность сварных швов в данном случае следует проверять по металлу шва. Тогда расчетная площадь углового шва будет равна

$$A_{\text{ш}} = \beta_f \cdot k_f l_w = \beta_f \cdot k_f (h_n -) = 10,64 \text{ см}^2,$$

где l_w — длина сварного углового шва, а расчетный момент сопротивления шва

$$W_{\text{ш}} = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,8 (20 - 1)^2}{6} = 33,7 \text{ см}^3.$$

Прочность сварных швов проверяем при $\gamma_{wz} = 1$ по формуле

$$\begin{aligned} \sqrt{\left(\frac{M_1}{W_{\text{ш}}}\right)^2 + \left(\frac{F}{A_{\text{ш}}}\right)^2} &= \sqrt{\left(\frac{3,025 \cdot 10^3}{33,7 \cdot 10^{-6}}\right)^2 +} \\ &+ \left(\frac{25,04 \cdot 10^3}{10,64 \cdot 10^{-4}}\right)^2 = 92,8 \text{ МПа} < \gamma_c \gamma_{wz} R_{wf} = 0,95 \cdot 1 \cdot 18 = \\ &= 171 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Легко видеть, что прочность самих соединительных планок, имеющих толщину $t_n = 0,8$ см и ширину $h_n = 20$ см, заведомо обеспечивается.

Рассчитаем и сконструируем башмак колонны, опирающийся на фундамент площадью $40 \times 60 \text{ см}^2$ из бетона класса В 7,5, для которого $R_b = 4,5 \text{ МПа}$. Необходимую площадь опорной плиты $A_{\text{пл}}$ определяем из условия расчета бетонного фундамента на местное смятие

$$\begin{aligned} A_{\text{пл}} &= \sqrt{\frac{N^3}{A_{\text{ф}} R_b^3}} = \sqrt{\frac{(10^6)^3}{2,4 \cdot 10^{-1} (4,5 \cdot 10^6)^3}} = \\ &= 0,2138 \text{ м}^2 = 2138 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Т а б л и ц а 5.3

Опираение по четырем сторонам		Опираение по трем сторонам		Опираение по четырем сторонам		Опираение по трем сторонам	
b_1/a_1	α_1	b_2/a_2	α_2	b_1/a_1	α_1	b_2/a_2	α_2
1	0,048	0,5	0,06	1,6	0,086	1,2	0,12
1,1	0,055	0,6	0,074	1,7	0,091	1,4	0,126
1,2	0,063	0,7	0,088	1,8	0,094	2	0,132
1,3	0,069	0,8	0,097	1,9	0,098	—	—
1,4	0,075	0,9	0,107	2	0,100	—	—
1,5	0,081	1	0,112	2	0,125	—	—

Ширину плиты назначаем с учетом свесов плиты (см. рис. 5.15), выступающих за полки швеллеров на 7 см, т. е.

$$B_{\text{пл}} = h + 2 \cdot 7 = 38 \text{ см.}$$

Тогда длина плиты

$$L_{\text{пл}} = \frac{A_{\text{пл}}}{B_{\text{пл}}} = \frac{2138}{38} = 56 \text{ см}$$

и свесы соответственно равны $0,5 (56 - 29) = 13,5 \text{ см.}$

Башмак колонны конструируем с траверсами, имеющими толщину $t_{\text{тр}} = 1 \text{ см}$, как это показано на рис. 5.15. Судя по рисунку, сечение колонны и траверсы делят площадь плиты на участки, различные по условиям закрепления и обозначенные цифрами 1 и 2. Для определения толщины опорной плиты необходимо вычислить максимальные изгибающие моменты для полосы плиты шириной 1 см в пределах указанных участков.

Эти моменты находят, используя таблицы, составленные акад. Б. Г. Галеркиным (табл. 5.3).

В табл. 5.3 приведены следующие условные обозначения: a_1 и b_1 — размеры участка плиты, защемленного по четырем сторонам (a_1 — меньший размер); a_2 и b_2 — размеры участка плиты, опертого по трем сторонам (a_2 — размер свободной стороны).

На участке 1, где плита опирается по четырем граням, по отношению $29/24 = 1,21$ из табл. 5.3 находим $\alpha_1 = 0,0636$, а на участке 2, где плита опирается по трем граням, по отношению $13,5/24 = 0,56$ из табл. 5.3 находим $\alpha_2 = 0,0686$.

Реактивное давление на фундамент составляет

$$\sigma_{\text{ф}} = N/A_{\text{пл}} = \frac{1000 \cdot 10^3}{0,38 \cdot 0,56} = 4,7 \text{ МПа.}$$

Тогда изгибающие моменты в опорной плите будут равны на участке 1, защемленном по четырем сторонам,

$$M_1 = \alpha_1 \sigma_{\text{ф}} a_1^2 = 0,0636 \cdot 4,7 \cdot 10^6 \cdot 0,24^2 = 17,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где a_1 — размер меньшей стороны участка;

на участке 2, защемленном по трем сторонам,

$$M_2 = \alpha_2 \sigma_{\phi} a_2^2 = 0,0686 \cdot 4,7 \cdot 10^6 \cdot 0,24^2 = 18,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где a_2 — размер свободной стороны участка;

на консольном участке 3 при его ширине $a_3 = 6 \text{ см}$

$$M_3 = 0,5 \sigma_{\phi} a_3^2 = 0,5 \cdot 4,7 \cdot 10^6 \cdot 0,06^2 = 8,46 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, максимальный момент $M_2 = 18,41 \text{ кНм}$ возникает на участке 2, защемленном по трем сторонам.

Толщину плиты $t_{\text{пл}}$ определяем из условия прочности (5.19) при $M_{\text{max}} = M_2$:

$$\frac{M_2}{W_{\text{п}}} = \frac{6M_2}{t_{\text{пл}}^2} = \gamma_c R_y,$$

откуда

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_2}{\gamma_c R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 18,41 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 210 \cdot 10^6}} = 0,0235 \text{ м}.$$

Принимаем $t_{\text{пл}} = 3 \text{ см}$.

Рассчитываем сварные соединения элементов башмака колонны. Ветви колонны привариваем к опорной плите по наружным граням стенок швеллеров (см. рис. 5.15). Длина сварного углового шва составляет $l_w = 2(24 - 1) = 46 \text{ см}$. Толщину шва принимаем $k_f = 1 \text{ см}$. Тогда усилие, воспринимаемое этим сварным соединением, определяем по формуле (5.53):

$$N_1 = \beta_f \cdot l_w \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 0,46 \cdot 0,01 \cdot 0,95 \cdot 150 \cdot 10^6 = 550,6 \text{ кН}.$$

Листы траверс привариваем к полкам швеллерных балок четырьмя угловыми швами толщиной $k_f = 1 \text{ см}$, которые должны воспринимать усилие $N_2 = N - N_1 = 1000 - 550,6 = 449,4 \text{ кН}$. Требуемая расчетная длина каждого шва будет равна

$$l_w = N_2 / (4\beta_f k_f \gamma_c R_{wf}) = 449,4 \cdot 10^3 / 4 \cdot 0,7 \cdot 0,01 \cdot 180 \cdot 10^6 = 0,089 \text{ м}.$$

Принимаем длину шва 9 см, что определяет высоту траверс $h_{\text{тр}} = 10 \text{ см}$. Листы траверс привариваем к опорной плите, как это показано на рис. 5.15. Общая расчетная длина этих швов

$$l_w = 2(56 - 1) + 4(13,5 - 1) = 160 \text{ см},$$

а необходимая толщина швов

$$k_f = \frac{N_2}{\beta_f l_w \gamma_c R_{wf}} = \frac{449,4 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 1,6 \cdot 0,95 \cdot 180 \cdot 10^6} = 2,34 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Принимаем $k_f = 0,8 \text{ см}$, что удовлетворяет требованиям [6].

Проверяем прочность траверс на изгиб. С этой целью вычисля-

ем реактивную нагрузку фундамента, приходящуюся на единицу длины каждой ветви траверсы:

$$q_{\text{тр}} = \frac{\sigma_{\text{ф}} B_{\text{пл}}}{2} = \frac{4,7 \cdot 10^6 \cdot 0,38}{2} = 893 \text{ кН/м}$$

и определяем расчетный изгибающий момент в сечении траверсы, примыкающем к стенке швеллера.

$$M_{\text{тр}} = 893 \cdot 0,135^2 / 2 = 8,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность траверс проверяем по формуле (5.19), полагая, что они работают независимо от опорной плиты:

$$M_{\text{тр}} / W_{\text{п}} = 6 M_{\text{тр}} / (t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2) = \frac{6 \cdot 8,14 \cdot 10^3}{0,01 \cdot 0,1^2} = 488,4 \text{ МПа} > \gamma_c R_y = 199,5 \text{ МПа},$$

что свидетельствует о недостаточной несущей способности сечения траверсы по условию прочности. Увеличиваем высоту траверс $h_{\text{тр}}$ до 16 см и убеждаемся, что их несущая способность в данном случае обеспечена ($190 \text{ МПа} < 199,5 \text{ МПа}$).

Диаметр анкерных монтажных болтов принимаем 20 мм (см. рис. 5.15).

Рассмотрим проектирование стальной стропильной фермы промышленного здания, перекрывающей пролет $L = 18 \text{ м}$ с шагом колонн $S = 6 \text{ м}$ и воспринимающей суммарную распределенную расчетную нагрузку от собственного веса покрытия и снега интенсивностью $q = 5 \text{ Н/м}$, а также нагрузку от подвешенного крана грузоподъемностью $Q = 5 \text{ т}$. Материал фермы — сталь марки ВСт3 кп2-1, имеющая $R_y = 210 \text{ МПа}$, $R_s = 122 \text{ МПа}$. Схема фермы и схема приложения нагрузки в узлах фермы показаны на рис. 5.16.

Производим сбор нагрузки в узлах фермы. Расчетная нагруз-

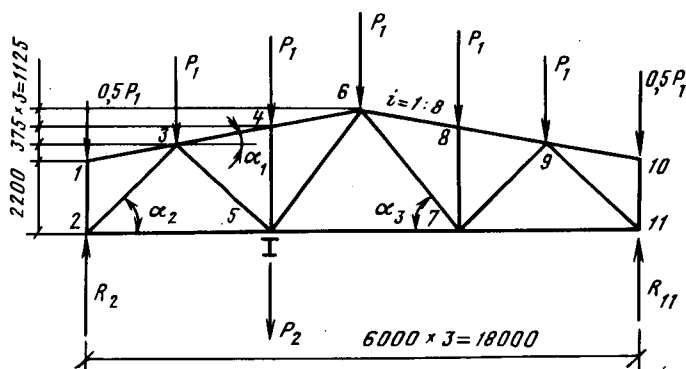


Рис. 5.16. Схема к расчету стальной фермы

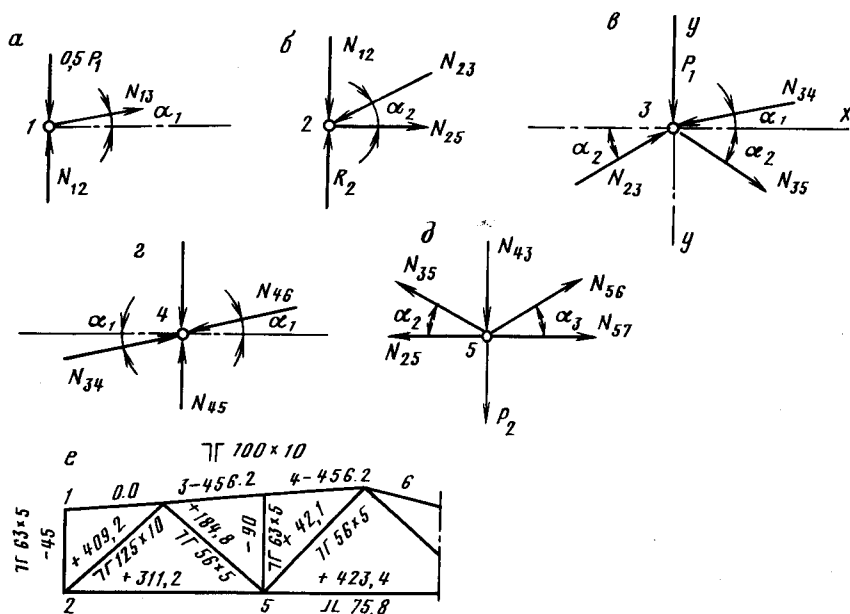


Рис. 5.17. Схема к определению внутренних усилий в элементах стальной фермы и рекомендуемые их сечения

ка в узлах верхнего пояса при размере его панели $l = 3$ м составляет

$$P_1 = qsl = 5 \cdot 6 \cdot 3 = 90 \text{ кН},$$

а в узле нижнего пояса расчетная нагрузка с учетом собственного веса монорельса и тали равна

$$P_2 = 1,1 \cdot 5 \cdot 10 + 1,1 \cdot 0,486 \cdot 6 + 1,1 \cdot 2,7 = 61,3 \text{ кН},$$

где 1,1 — коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок и собственного веса балки, монорельса, тали и кошки подвесного крана; 0,486 кН и 2,7 кН — нормативные значения собственных весов монорельса из двутаврового профиля № 36 и тали с кошкой соответственно.

Вычисляем углы наклона стержней фермы (см. рис. 5.16)

$$\alpha_1 = \arctg \frac{375}{3000} = 7^\circ; \quad \alpha_2 = \arctg \frac{2575}{3000} = 40^\circ 30';$$

$$\alpha_3 = \arctg \frac{3325}{3000} = 48^\circ.$$

Определяем продольные усилия в наиболее нагруженных стержнях фермы, используя метод вырезания узлов. При этом

усилия в стержнях, направленные к узлу, считаем сжимающими, а от узла растягивающими. Применяя уравнения статики, в результате расчетов для левой части фермы (узлы 1—5) имеем (рис. 5.17):

опорная реакция в опорном узле 2

$$R_2 = 3P_1 + P_2 \frac{12}{18} = 3 \cdot 90 + 61,3 \frac{12}{18} = 311 \text{ кН};$$

вырезаем узел 1 (рис. 5.17, а) и вычисляем усилия в стержнях, сходящихся в этом узле,

$$N_{12} = 0,5 P_1 = 45 \text{ кН}, N_{13} = 0;$$

вырезаем опорный узел 2 (рис. 5.17, б)

$$N_{23} = \frac{R_2 - N_{12}}{\sin \alpha_2} = \frac{311 - 45}{0,65} = 409,2 \text{ кН};$$

вырезаем узел 3 (рис. 5.17, в) и проектируем усилия на оси x и y , составляя уравнения равновесия $\Sigma x = 0$, $\Sigma y = 0$:

$$\left. \begin{aligned} N_{34} \cos \alpha_1 - (N_{23} + N_{35}) \cos \alpha_2 &= 0, \\ P_1 + N_{34} \sin \alpha_1 + N_{35} \sin \alpha_2 - N_{23} \sin \alpha_2 &= 0, \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} 0,99 N_{34} - 0,76 N_{35} &= 311,2, \\ 0,122 N_{34} + 0,65 N_{35} &= 175,8, \end{aligned} \right\}$$

и в результате решения системы находим $N_{34} = 456,2 \text{ кН}$, $N_{35} = 184,8 \text{ кН}$;

вырезаем узел 4 (рис. 5.17, г)

$$N_{46} = N_{34} = 456,2 \text{ кН}, N_{45} = P_1 = 90 \text{ кН};$$

вырезаем узел 5 (рис. 5.17, д), проектируем усилия на ось y и составляем уравнение равновесия $\Sigma Y = 0$:

$$\begin{aligned} -N_{56} \sin \alpha_3 - N_{35} \sin \alpha_2 + N_{45} + P_2 &= 0, \\ -0,74 N_{56} - 184,8 \cdot 0,65 + 90 + 61,3 &= 0, \\ N_{56} &= 42,1 \text{ кН}; \end{aligned}$$

проектируем усилия на ось x и составляем уравнение равновесия $\Sigma X = 0$:

$$\begin{aligned} -N_{57} - N_{56} \cos \alpha_3 + N_{35} \cos \alpha_2 + N_{25} &= 0, \\ -N_{57} - 42,1 \cdot 0,67 + 184,8 \cdot 0,76 + 311,2 &= 0, \\ N_{57} &= 423,4 \text{ кН}. \end{aligned}$$

На рис. 5.17, е схематически показано распределение расчетных усилий (кН) в стержнях фермы: со знаком «плюс» — растягивающие усилия, со знаком «минус» — сжимающие усилия.

Элементы фермы проектируем составного таврового сечения из уголков, производя расчеты из условий прочности по формуле (5.4) и устойчивости по формуле (5.6). При этом на осно-

вании [6] принимаем $\gamma_c = 0,9$ при расчетах по условию прочности опорных стоек и раскосов, $\gamma_c = 0,8$ при расчете по этому же условию сжатых средних стоек и раскосов, если $\lambda \geq 60$, и $\gamma_c = 0,95$ при расчете элементов фермы по условию устойчивости. Для верхнего пояса фермы из условия прочности имеем

$$A_n \geq \frac{N_{34}}{\gamma_c R_y} = \frac{456,2 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 210 \cdot 10^6} = 0,24 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Принимаем сечение из двух равнобоких уголков 100×10 мм, что дает $A = 2 \cdot 19,2 = 38,4 \text{ см}^2$, $i = 3,05$ см. Проверяем сечение по условию устойчивости, предварительно вычислив по формуле (5.8) гибкость стержней верхнего пояса при их расчетной длине $l_{ef} = 300 / \cos \alpha_1 = 302$ см:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{302}{3,05} = 99,0 < [\lambda] = 120,$$

где предельная гибкость $[\lambda] = 120$ принята согласно [6].

Тогда по нормам при $\lambda = 99$ находим коэффициент $\varphi = 0,61$ и производим проверку устойчивости:

$$N_{34} = 456,2 \text{ кН} < 0,95 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 38,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0,61 = 467,3 \text{ кН}.$$

Для опорного раскоса 2—3, воспринимающего усилие сжатия $N_{23} = 409,2 \text{ кН}$, имеющего расчетную длину $l_{ef} = 300 / \cos \alpha_2 = 395$ см, значительно превышающую длину стержней верхнего пояса, принимаем сечение из двух равнобоких уголков 125×8 мм, обеспечивающее $A = 2 \cdot 19,7 = 39,4 \text{ см}^2$ и $i = 3,77$ см. Далее находим $\lambda = 395 / 3,77 = 117,2 < [\lambda] = 120$, $\varphi = 0,495$, производим проверку

$$N_{23} = 409,2 \text{ кН} > 0,95 \cdot 0,495 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 39,4 \cdot 10^{-4} = 389,1 \text{ кН},$$

что свидетельствует о недостаточной несущей способности принятого сечения раскосов по условию устойчивости. Принимая сечение опорных раскосов из двух равнобоких уголков 125×10 с $A = 2 \cdot 24,3 = 48,6 \text{ см}^2$, $i = 3,85$ см и выполняя расчеты в аналогичной последовательности, убеждаемся, что условие (5.6) выполняется.

Для средних стоек 4—5 фермы при $\gamma_c = 0,8$ из условия прочности имеем

$$A_n \geq N_{45} / \gamma_c R_y = \frac{90 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 210 \cdot 10^6} = 5,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Принимаем сечение из двух равнобоких уголков 63×5 мм, имеющее $A = 2 \cdot 6,13 = 12,26 \text{ см}^2$, $i = 1,94$ см. На основании [6] расчетная длина средних стоек $l_{ef} = 0,8(220 + 2 \cdot 37,5) = 236$ см, гибкость $\lambda = 236 / 1,94 = 121,6 < [\lambda] = 150$ и коэффициент $\varphi = 0,47$. Проверяем по (5.6) устойчивость средних стоек:

$$N_{45} = 90 \text{ кН} < \gamma_c R_y A \varphi = 0,95 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 12,26 \cdot 10^{-4} \cdot 0,47 = 115 \text{ кН}.$$

Опорные стойки 1—2, воспринимающие усилия сжатия $N_{12} = 45$ кН и имеющие расчетную длину $l_{ef} = 220$ см, проектируем также из двух равнобоких уголков 63×5 мм.

Для нижнего пояса фермы из условия прочности

$$A_n \geq N_{57} / (\gamma_c R_y) = \frac{423,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 210 \cdot 10^6} = 22,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

принимая сечение из двух равнобоких уголков 75×8 мм, обеспечивающее $A = 2 \cdot 11,5 = 23 \text{ см}^2$ и $i = 2,28$ см. При расчетной длине $l_{ef} = 30$ см вычисляем гибкость стержней нижнего пояса и проверяем из условия предельной гибкости $[\lambda] = 250$ согласно [6]: $\lambda = 300 / 2,28 = 131,6 < [\lambda] = 250$.

Средние раскосы, воспринимающие растягивающее усилие $N_{35} = 184,8$ кН, по условию прочности

$$A_n \geq N_{35} / (\gamma_c R_y) = \frac{184,8 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 210 \cdot 10^6} = 9,8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

проектируем из двух равнобоких уголков 56×5 мм, обеспечивающих $A = 2 \cdot 5,41 = 10,82 \text{ см}^2$ и $i = 1,72$ см. Расчетная длина раскосов $l_{ef} = 0,8 \cdot 395 = 316$ см и принятое сечение удовлетворяют условию предельной гибкости:

$$\lambda = 316 / 1,72 = 183,7 < [\lambda] = 350.$$

Средние раскосы, имеющие расчетную длину $l_{ef} = 0,8 \times 300 / \cos \alpha_3 = 359$ см и воспринимающие растягивающее усилие $N_{56} = 42,1$ кН, также проектируем из уголков 56×5 мм. На рис. 5.17, е указаны проектируемые сечения элементов фермы.

Рассмотренные элементы фермы рассчитаны как сплошностенчатые, что допустимо при наличии соединительных прокладок между полками уголков, которые устанавливаются на расстоянии не более $40 i$ по длине сжатых элементов и не более $80 i$ по длине растянутых элементов (i — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости прокладок). При этом по длине сжатого элемента должно быть установлено не менее двух прокладок. Соединительные прокладки проектируем следующим образом: для верхнего пояса ($i = 3,05$ см) высотой по 10 — 15 мм с каждой стороны, шириной 60 мм по длине элемента и толщиной 10 мм с расстоянием между осями прокладок $120 \text{ см} < 40 \cdot 3,05 = 122 \text{ см}$; для опорного раскоса ($i = 3,85$ см) сечением $150 \times 60 \times 10$ мм с шагом $120 \text{ см} < 40 \cdot 3,85 = 154 \text{ см}$; для стоек ($i = 1,94$ см) сечением $90 \times 60 \times 10$ мм с шагом $75 \text{ см} < 40 \cdot 1,94 = 78 \text{ см}$; для нижнего пояса ($i = 2,28$ см) сечением $100 \times 60 \times 10$ мм с шагом $150 \text{ см} < 80 \cdot 2,28 = 182 \text{ см}$; для средних раскосов ($i = 1,72$ см) сечением $80 \times 60 \times 10$ мм с шагом $120 \text{ см} < 80 \cdot 1,72 = 138 \text{ см}$. Прокладки приваривают к уголкам парными угловыми швами ($k_f = 0,6$ см) по обушкам и перьям уголков.

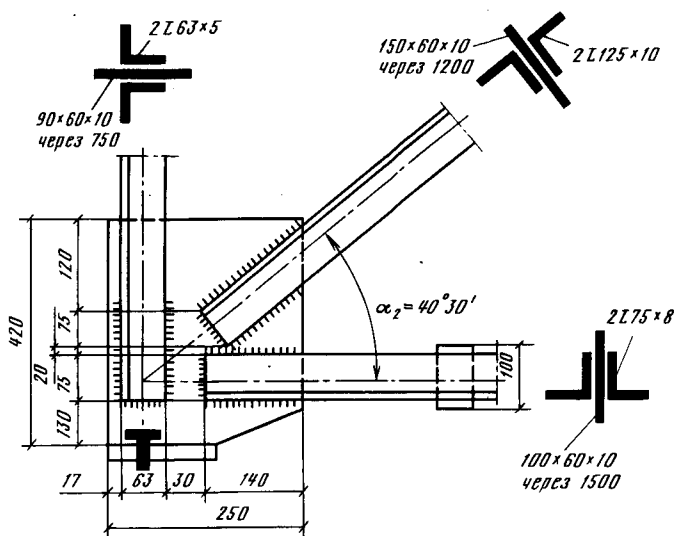


Рис. 5.18. Конструкция опорного узла стальной фермы

Производим расчет соединений элементов в узлах фермы. Соединение элементов в узлах проектируем с помощью фасонки из листовой стали толщиной 10 мм, к которым привариваются угловыми швами парные уголки элементов. На рис. 5.18 показана конструкция опорного узла, состоящая из опорной плиты и фасонки с приваренными к ней уголками опорной стойки, опорного раскоса и нижнего пояса фермы. В других конструкциях для увеличения жесткости опорного узла к фасонке приваривается парное вертикальное ребро жесткости.

Для соединения уголков с фасонкой используем фланговые швы по обушкам и перьям, продолжая их на торцы уголков на длину около 20 мм. Тогда суммарная расчетная длина фланговых швов для одного уголка опорной стойки в случае применения полуавтоматической сварки ($\beta_f = \beta_z = 0,9$) определяется по формуле (5.54) при $R_{wz} = 150$ МПа и $\gamma_{wz} = 1$;

$$\begin{aligned} \sum l_w &= N_{12} / (2\beta_z k_f \gamma_c R_{wz}) = \\ &= 45 \cdot 10^3 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 10^{-2} \cdot 0,95 \cdot 150 \cdot 10^6) = 0,031 \cdot 10^{-2} \text{ м,} \end{aligned}$$

где катет углового шва k_f принят из условия $k_f = 1,2t = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6$ см; $t = 0,5$ см — толщина стенки уголка, т. е. наименьшая толщина соединяемых элементов. Чтобы обеспечить центральное положение равнодействующих усилий во фланговых швах, их длина по обушкам проектируемых равнобоких уголков должна составлять $l_{wоб} = 0,7 \sum l_w = 0,7 \cdot 3,1 = 2,2$ см, а перья уголков $l_{wп} = 0,3 \sum l_w = 0,3 \cdot 3,1 = 0,93$ см.

$$L_{\omega_{06}}=0,7 \cdot 16,1=11,3 \text{ см}, L_{\omega_{\Pi}}=0,3 \cdot 16,1=4,8 \text{ см}.$$

В первом от опоры промежуточном узле верхнего пояса соединяются два раскоса и верхний пояс фермы (рис. 5.19). Соединительная фасонка выпускается за обушки поясных уголков, а в месте опирания плит покрытия имеется вырез. Поясные уголки привариваются парными фланговыми швами по обушкам и перьям, а на участке опирания плиты втопленным швом, который в расчете не учитывается. Сварные швы рассчитываются на разность усилий в смежных элементах пояса $N = N_{34} - N_{13}$ и узловую нагрузку P_1 . В других узлах верхнего пояса фасонка не выпускается за обушки уголков, соединяется с уголками втопленным швом, служащим для предотвращения температурных деформаций, и фланговыми швами по перьям уголков, которые рассчитываются на разность усилий в смежных элементах пояса N , изгибающий момент от внецентренного приложения усилия N по отношению к сечению шва и узловую нагрузку P_1 . В промежуточных узлах нижнего пояса фасонки выпускаются за обушки поясных уголков, и свар-

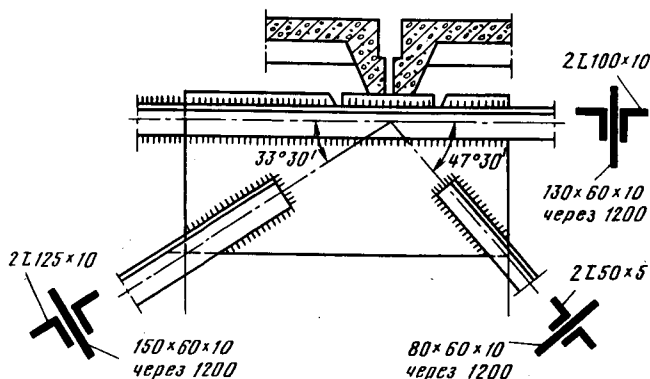


Рис. 5.19. Конструкция узла верхнего пояса стальной фермы

ные швы рассчитываются на разность усилий в смежных элементах нижнего пояса и узловую нагрузку.

В качестве примера произведем расчет узла. Суммарная расчетная длина фланговых швов толщиной $k_f = 0,8$ см для одного уголка верхнего пояса определяется по равнодействующей расчетных усилий $\sqrt{(N_{34} - N_{31})^2 + P_1^2}$ на основании формулы (5.54):

$$\begin{aligned} \Sigma l_w &= \sqrt{(N_{34} - N_{13})^2 + P_1^2} / 2\beta_z k_f \gamma_c R_{wz} = \\ &= \frac{\sqrt{(456,2 \cdot 10^3 - 0)^2 + (90 \cdot 10^3)^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 0,9 \cdot 150 \cdot 10^6} = 0,24 \text{ м.} \end{aligned}$$

Длина швов для крепления одного уголка опорного раскоса была определена выше и составляет $\Sigma l_w = 21$ см, $l_{wоб} = 14,7$ см, $l_{wп} = 6,3$ см. Длина швов крепления одного уголка среднего раскоса при катете шва $k_f = 1,2t = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6$ см равна $\Sigma l_w = 184,8 \cdot 10^3 / 2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 10^{-2} \cdot 0,9 \cdot 150 \cdot 10^6 = 0,13$ м,

$$l_{wоб} = 0,7 \cdot 13 = 9,1 \text{ см, } l_{wп} = 0,3 \cdot 13 = 3,9 \text{ см.}$$

Принятая конструкция узла показана на рис. 5.19.

6. ДЕРЕВЯННЫЕ И ПЛАСТМАССОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

6.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

Деревянные конструкции применяются в качестве несущих и ограждающих при строительстве производственных и складских зданий, преимущественно одноэтажных. Их широкому использованию, особенно в районах, где древесина является местным материалом, способствуют относительно большая прочность при незначительной плотности, высокие теплоизоляционные свойства, низкий коэффициент термического расширения, относительная устойчивость против химической агрессии. Удельная, т. е. отнесенная к объемной массе материала, прочность древесины примерно равна удельной прочности обычной углеродистой стали.

При проектировании деревянных конструкций с целью повышения их долговечности особое внимание следует уделять защитным мероприятиям от возгорания, загнивания и увлажнения древесины. По экономическим и технологическим соображениям целесообразно заводское изготовление деревянных конструкций в виде монтажных блоков минимального числа типоразмеров. Индустриальные методы изготовления расширяют перспективы применения таких прогрессивных материалов из древесины, как водостойкие фанеры, древесно-стружечные и древесно-волоконные плиты, древесно-волоконные пластики и др.

Особенно перспективными являются изготавливаемые промышленным способом клееные деревянные конструкции, которые отличаются долговечностью, достаточной надежностью при пожаре и значительной химической стойкостью.

Температурно-влажностные условия, которые в конечном итоге определяют долговечность деревянных конструкций, в соответствии с нормами проектирования [9] подразделяются на группы: А1, А2, А3 — условия эксплуатации конструкций внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 °С с относительной влажностью воздуха соответственно $W \leq 60\%$, $61\% < W \leq 75\%$ и $75\% < W \leq 95\%$; В1, В2, В3 — внутри неотапливаемых помещений; В1, В2, В3 — на открытом воздухе; Г1 — при соприкосновении с грунтом (в том числе крепи горных выработок) и в грунте; Д1, Д2 — соответственно при постоянном увлажнении и в воде. Для каждой из указанных групп определены максимальные влажности клееной и неклееной древесины конструкций.

Несущие деревянные конструкции рекомендуется изготавливать преимущественно из древесины хвойных пород (сосна, ель, лиственница, кедр, пихта). Древесина мягких лиственных пород (осина, тополь, ольха, липа) рекомендуется для изготовления временных конструкций, а древесина твердых лиственных пород (дуб, бук, береза, ясень, клен, граб и др.) — преимущественно для изготовления ответственных элементов и деталей соединений (подушек, шпонок, колодок, нагелей и др.).

Древесина несущих конструкций должна удовлетворять требованиям 1, 2 и 3-го сорта по ГОСТу. Нормативные сопротивления $R^н$ древесины с обеспеченностью 0,95 определяются по формуле:

$$R^н = R^{вп}(1 - 1,65v), \quad (6.1)$$

где $R^{вп}$ — среднее значение временного сопротивления древесины при стандартных испытаниях в условиях заданного напряженного состояния; v — коэффициент вариации, равный $0,15 \div 0,25$ в зависимости от вида напряженного состояния и сорта древесины. Величины нормативных сопротивлений $R^н$, дифференцированные по виду напряженного состояния и сортам древесины, приведены в нормах проектирования [9].

Расчетные сопротивления древесины

$$R = R^н / \gamma_m, \quad (6.2)$$

где γ_m — коэффициент надежности по материалу, который в зависимости от вида напряженного состояния и сорта древесины изменяется в интервале от 0,11 до 1,6.

Ниже приведены основные расчетные сопротивления R (МПа) древесины сосны и ели 1-го сорта, дифференцированные по виду напряженного состояния, направлению действующего

усилия по отношению к волокнам древесины и характеристикам элементов.

1. Изгиб $R_{из}$, сжатие R_c и смятие вдоль волокон $R_{см}$:
 элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см 16
 элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см 15
 прочих элементов прямоугольного сечения при высоте до 50 см 14
2. Растяжение вдоль волокон R_p :
 элементов клееных 12
 элементов неклееных 10
3. Сжатие и смятие поперек волокон по всей поверхности $R_{с90}$, $R_{см90}$ 1,8
4. Смятие поперек волокон местное $R_{см90}$:
 в опорных плоскостях конструкций и в лобовых врубках 3
 под шайбами при углах смятия $60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ 4
5. Скалывание вдоль волокон $R_{ск}$:
 при изгибе неклееных элементов 1,8
 при изгибе клееных элементов 1,6
 в лобовых врубках для максимального напряжения 2,4
6. Скалывание поперек волокон $R_{ск90}$:
 в соединениях неклееных элементов 1,0
 в соединениях клееных элементов 0,7

В случае смятия поперек волокон при условиях, не указанных в п. 4, расчетное сопротивление рекомендуется определять по формуле

$$R_{см90} = \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right) R_{с90}, \quad (6.3)$$

где $l_{см}$ — длина площадки смятия, которая не более длины незагруженных участков. При смятии и скалывании под углом к направлению волокон расчетные сопротивления определяются соответственно из соотношений:

$$\frac{R_{см}}{R_{с\alpha}} = 1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha, \quad (6.4)$$

$$\frac{R_{ск}}{R_{ск\alpha}} = 1 + \left(\frac{R_{ск}}{R_{ск90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha. \quad (6.5)$$

Расчетные сопротивления, приведенные выше, в необходимых случаях умножаются на переходные коэффициенты и коэффициенты условий работы, величины которых нормированы [9]. Для древесины, отличной от древесины сосны и ели, вводятся переходные коэффициенты m_n , например, равные для лиственных 1,2 при определении R_p , $R_{из}$, R_c , $R_{см}$, $R_{см90}$, $R_{с90}$ и 1 при определении $R_{ск}$, $R_{ск90}$; для сибирского кедра 0,9 и для пихты 0,8 при определении всех расчетных сопротивлений.

В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации конструкций вводится коэффициент условий работы $m_{цв}$, величины которого равны для условий: А1, А2, Б1, Б2—1; А3, Б3, В1—0,9; В2, В3, Г1—0,85; Г2, Г3—0,75. Кроме того,

для конструкций, эксплуатируемых при температуре от 35 — до —50 °С, вводится коэффициент условий работы $m_t = 0,8$. Для конструкций, воспринимающих более 80 % постоянной и временной длительной нагрузок, учитывается коэффициент условий работы $m_d = 0,8$. При расчете на ветровую и монтажную нагрузки все расчетные сопротивления умножаются на коэффициент условий работы $m_n = 1,2$, кроме $R_{см90}$, которое умножается на $m_n = 1,4$, при расчете на сейсмическую нагрузку соответственно $m_n = 1,4$ и $m_n = 1,6$. Для растянутых и изгибаемых элементов с ослаблениями в расчетном сечении принимается коэффициент $m_0 = 0,8$. Дополнительные коэффициенты условий работы вводятся при расчете клееных элементов: m_δ — в зависимости от высоты сечения, $m_{сл}$ — в зависимости от толщины слоев.

Деформационные характеристики древесины, необходимые при расчете деревянных конструкций по предельным состояниям второй группы, рекомендуется принимать следующим образом: модуль упругости вдоль волокон $E_0 = 10\,000$ МПа; модуль упругости поперек волокон $E_{0,90} = 400$ МПа; модуль сдвига $G_{0,90} = 500$ МПа; коэффициент Пуассона поперек волокон при деформировании вдоль волокон $\nu_{90,0} = 0,5$; коэффициент Пуассона вдоль волокон при деформировании поперек волокон $\nu_{0,90} = 0,2$.

Пластмассовые конструкции относятся к перспективным строительным конструкциям. Область их рационального применения будет постепенно расширяться по мере развития химической промышленности и снижения стоимости пластмасс. Пластмассы легко обрабатываются, устойчивы против коррозии, некоторые их виды обладают высокой механической прочностью, тепло-звукоизоляционными, диэлектрическими, адгезионными и другими положительными свойствами. В настоящее время пластмассы используются в строительстве главным образом как конструкционный, отделочный, тепло- и звукоизоляционный материал.

Конструкционные пластмассы, выпускаемые отечественной промышленностью, представлены главным образом полиэфирными стеклопластиками, древесно-слоистыми пластиками, винипластом, органическим стеклом. Стеклопластики являются одним из основных видов конструкционных пластмасс в строительстве и применяются для изготовления легких пространственных конструкций покрытий, фонарей и обшивки панелей стен и покрытий. Наряду с высокой прочностью стеклопластики обладают высокой химической стойкостью и успешно эксплуатируются в химически агрессивных средах. Древесно-слоистые пластики используются для несущих и навесных панелей стен и покрытий, а также в качестве деталей узловых соединений деревянных конструкций, успешно заменяя металлические элементы соединений. Винипласт применяется для обшивки стеновых панелей и в конструкциях покрытий, для изготовления химически стойкого технологического и санитарно-технического оборудования. Органическое

стекло используется при конструировании фонарей, светопропускаемых панелей стен и покрытий.

Тепло- и звукоизоляционные материалы из пластмасс, представленные пенопластом, пенополистиролом, пенополиуретаном, пенополивинилхлоридом, обычно применяются при изготовлении панелей стен и покрытий в качестве промежуточных слоев.

Синтетические ткани и пленки используются для пневматических или надувных строительных конструкций, область применения которых расширяется с каждым годом благодаря их высокой сборности и транспортабельности.

Пластмассовые материалы в конструкциях соединяют с помощью сварки и главным образом посредством склеивания.

6.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет деревянных конструкций производится по предельным состояниям первой группы на воздействие расчетных нагрузок и второй группы на воздействие нормативных нагрузок, причем отдельно нормированы расчет элементов и расчет соединений.

Рассмотрим расчет элементов деревянных конструкций по предельным состояниям первой группы в зависимости от вида напряженного состояния.

В условиях центрального сжатия работают колонны, стойки, в условиях центрального сжатия и растяжения — элементы ферм (в предположении шарнирного центрального соединения элементов в узлах ферм).

Сжатые элементы деревянных конструкций выполняются цельными и составными с прокладками (рис. 6.1) и без прокладок. Соединение отдельных ветвей составных элементов осуществляется на гвоздях, стальных и дубовых нагелях, на клею. Предполагается, что соединения на гвоздях и нагелях обладают конструктивной податливостью, а клеевое соединение является жестким.

Прочность центрально-растянутых и центрально-сжатых цельных и составных элементов проверяется соответственно по формулам

$$N \leq R_p F_{нт}, \quad N \leq R_c F_{нт}, \quad (6.6)$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок; $F_{нт}$ — площадь поперечного сечения нетто (ослабления, расположенные на участке вдоль продольной оси не более 20 см, условно совмещаются в одном сечении).

Центрально-сжатые цельные и составные элементы, кроме того, проверяют на устойчивость по формуле

$$N \leq R_c F_{расч} \varphi, \quad (6.7)$$

где $F_{расч}$ — расчетная площадь поперечного сечения, которая

при отсутствии ослаблений или ослаблениях, выходящих на ребро и занимающих площадь не более 25 % $F_{бр}$, принимается равной $F_{бр}$, а при тех же ослаблениях, но площадью более 25 % $F_{бр}$, равной $4/3 F_{нт}$, при симметричных ослаблениях, выходящих на ребро, — равной $F_{нт}$ (элементы с выходящими на ребро несимметричными ослаблениями рекомендуется рассчитывать как внецентренно сжатые); $F_{бр}$ — площадь поперечного сечения брутто; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый при гибкости элемента $\lambda \leq 70$ по формуле

$$\varphi = 1 - \alpha \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (6.8)$$

а при гибкости $\lambda > 70$ по формуле

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}; \quad (6.9)$$

λ — наибольшая гибкость элемента относительно главных осей сечения: a — коэффициент, равный 0,8 для древесины и 1 для фанеры; A — коэффициент, равный 3000 для древесины и 2500 для фанеры. Гибкость цельных элементов (в том числе сплошных клееных элементов)

$$\lambda = l_0 / \sqrt{J_{бр} / F_{бр}} \quad (6.10)$$

и не должна превышать 120 для колонн, опорных раскосов, стоек и поясов, 150 для прочих элементов и 200 для связей; l_0 — расчетная длина элемента, $l_0 = \mu_0 l$; l — действительная свободная длина элемента; μ_0 — коэффициент, зависящий от условий закрепления концов элемента и равный: 1 — при шарнирном закреплении обоих концов; 2,2 — при защемлении одного и свободном нагружении другого конца; 0,8 — при защемлении одного и шарнирном закреплении другого конца; 0,65 — при защемлении обоих концов; $J_{бр}$ — момент инерции площади поперечного сечения брутто.

Гибкость составных элементов на податливых соединениях с равномерно нагруженными ветвями относительно оси y , параллельной плоскостям сдвига (см. рис. 6.1), определяется как приведенная по формуле

$$\lambda = \sqrt{\lambda_1^2 + (\mu_y \lambda_y)^2}, \quad (6.11)$$

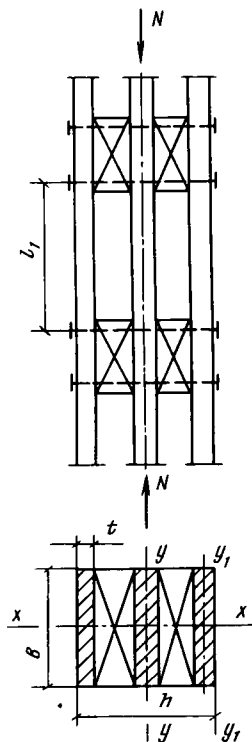


Рис. 6.1. Деревянная колонна составного сечения с прокладками

где λ_1 — гибкость отдельной ветви относительно оси y_1 при расчетной длине l_1 (при отсутствии прокладок и в случае $l_1 < 7t$ можно положить $\lambda_1 = 0$); λ_y — гибкость составного элемента относительно оси y при расчетной длине l_0 без учета податливости соединений; μ_y — коэффициент приведения гибкости:

$$\mu_y = \sqrt{1 + \frac{bhn_{\text{ш}}k_c}{l_0^2 n_c}}; \quad (6.12)$$

b, h — соответственно ширина и высота сечения составного элемента (см. рис. 6.1); $n_{\text{ш}}$ — расчетное число швов сдвига в составном элементе; n_c — расчетное число срезов связей в одном шве на 1 м элемента; k_c — коэффициент податливости соединений, принимаемый по нормативным рекомендациям [9], например, для клеевых соединений равным 0, для соединений на гвоздях центрально-сжатых элементов — $0,1/d^2$, внецентренно-сжатых — $0,2/d^2$; d — диаметр гвоздей, см.

Гибкость составных элементов с равномерно нагруженными ветвями относительно оси x , нормальной к плоскостям сдвига (см. рис. 6.1), определяется как для цельных элементов при расчетной длине l_0 , т. е. без учета податливости соединений.

В условиях внецентренного сжатия и растяжения работают колонны, стойки, элементы ферм с пониженной относительной высотой и элементы ферм, эксцентрично соединенные в узлах. Кроме того, арки и своды рекомендуется рассчитывать как внецентренно-сжатые прямолинейные элементы с расчетной длиной l_0 , равной: $0,58s$ — для трехшарнирных арок и сводов при симметричной и несимметричной нагрузках; $0,5s$ — для трехшарнирных стрельчатых и треугольных арок с углом перелома в ключе $\alpha > 10^\circ$ при любой нагрузке; $0,35s$ — для двухшарнирных арок и сводов при симметричной нагрузке (s — длина дуги арки или свода).

Расчет на прочность внецентренно-растянутых (растянуто-изгибаемых) и внецентренно-сжатых (сжатоизгибаемых) элементов конструкций производится соответственно по формулам:

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M}{W_{\text{расч}}} \cdot \frac{R_p}{R_{\text{и}}} \leq R_p; \quad (6.13)$$

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{расч}}} \leq R_c; \quad (6.14)$$

где N и M — продольная сила и изгибающий момент от расчетных нагрузок (M/ξ — изгибающий момент от расчетных нагрузок, определяемый по деформированной схеме, т. е. с учетом дополнительного момента от поперечного прогиба элемента);

$W_{\text{расч}}$ — расчетный момент сопротивления, принимаемый: для цельных элементов равным $W_{\text{нт}}$ (причем ослабления, расположенные на участке вдоль продольной оси не более 20 см, условно совмещаются в одном сечении); для составных элементов на

Т а б л и ц а 6.1

Число слоев	Значения коэффициентов $k_w(k_{ж})$ при длине элемента, м			
	2	4	6	≥ 9
2	0,7 (0,45)	0,85 (0,65)	0,9 (0,75)	0,9 (0,8)
3	0,6 (0,25)	0,8 (0,5)	0,85 (0,6)	0,9 (0,7)
10	0,4 (0,07)	0,7 (0,2)	0,8 (0,3)	0,85 (0,4)

податливых соединениях равным $k_w W_{нт}$ при значениях коэффициента k_w по табл. 6.1 (если элементы составлены из одинаковых слоев); ξ — коэффициент, изменяющийся в интервале $1 \geq \xi > 0$ и учитывающий снижение несущей способности внецентренно-сжатых элементов в результате появления дополнительного момента от продольной силы N при поперечных деформациях элементов и равный

$$\xi = 1 - \frac{N\lambda^2}{(AR_c F_{бр})}; \quad (6.15)$$

λ , A — определяются по формулам (6.8) и (6.9).

Устойчивость *сжатоизгибаемых* составных элементов в плоскости, нормальной плоскости изгиба, рекомендуется проверять по формуле (6.7) без учета изгибающего момента.

При расчете сжатоизгибаемых составных элементов, если расчетная длина наиболее напряженной ветви $l_1 > 7t$ (см. рис. 6.1) следует проверить ее устойчивость по формуле

$$N/F_{бр} + M/(\xi W_{бр}) \leq \varphi_1 R_c, \quad (6.16)$$

где $F_{бр}$, $W_{бр}$ — геометрические характеристики брутто поперечного сечения составного элемента; φ_1 — коэффициент продольного изгиба для рассматриваемой ветви при ее расчетной длине l_1 .

Число срезов связей n_c , равномерно расставленных в каждом шве составного *сжатоизгибаемого* элемента на участке с однозначной эпюрой поперечных сил, должно обеспечивать несущую способность шва на сдвиг:

$$n_c \geq \frac{1,5MS_{бр}}{\xi J_{бр}T}, \quad (6.17)$$

где $S_{бр}$ и $J_{бр}$ — соответственно статический момент сдвигаемой части сечения брутто и момент инерции всего сечения брутто

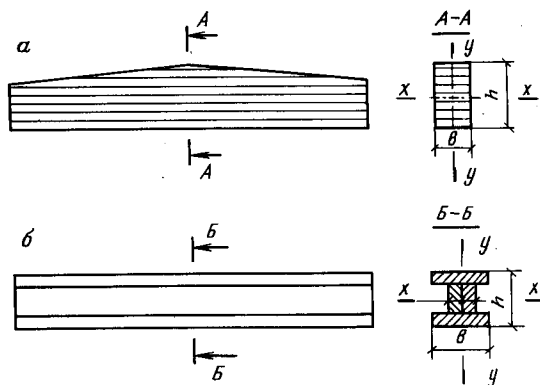


Рис. 6.2. Деревянные клеенные балки, составленные из нескольких элементов по сечению

относительно нейтральной оси; T — несущая способность одной связи в рассматриваемом шве.

В условиях поперечного изгиба работают такие деревянные конструкции, как балки, прогоны, панели, настилы, обрешетка. Применение балок и прогонов, цельных как по сечению, так и по длине, ограничено сортаментом лесоматериалов. Составные по сечению балки и прогоны выполняются на клею и пластинчатых нагелях.

Составные балки на пластинчатых нагелях, перекрывающие пролеты от 4 до 6 м, сплавиваются не более чем из трех брусьев, им придется строительный подъем, превышающий расчетный прогиб в полтора раза.

Клееные балки, перекрывающие пролеты от 9 до 18 м, рекомендуется проектировать прямоугольного сечения (рис. 6.2, а), реже двутаврового (рис. 6.2, б) и коробчатого сечения. Клееным балкам с шарнирным опиранием следует придавать строительный подъем, равный $l/200$.

Прочность элементов цельного сечения по нормальным напряжениям в случае косоугольного изгиба, т. е. изгиба в плоскости, не совпадающей с главной плоскостью сечения, проверяется по формуле:

$$M_x/W_x + M_y/W_y \leq R_n, \quad (6.18)$$

где M_x и M_y — изгибающие моменты от расчетных нагрузок относительно соответствующих главных осей x и y ; W_x и W_y — моменты сопротивления сечения нетто относительно тех же осей x и y .

В случае изгиба в одной из главных плоскостей сечения расчет цельных и составных элементов из условия прочности по нормальным напряжениям выполняется согласно выражению

$$M/W_{\text{расч}} \leq R_n, \quad (6.19)$$

где M — изгибающий момент от расчетных нагрузок; $W_{расч}$ — расчетный момент сопротивления сечения, принимаемый для цельных и составных изгибаемых элементов в соответствии с изложенными выше указаниями для внецентренно-нагруженных элементов.

Расчет цельных и составных элементов из условия прочности по касательным напряжениям (по скалыванию) производится по формуле

$$QS_{бр}/(J_{бр}b_{расч}) \leq R_{ск}, \quad (6.20)$$

где Q — поперечная сила от расчетных нагрузок; $S_{бр}$ и $J_{бр}$ — соответственно статический момент скалываемой части сечения брутто и момент инерции всего сечения брутто относительно нейтральной оси; $b_{расч}$ — расчетная ширина сечения элемента.

Кроме того, в составных изгибаемых элементах число срезов связей, равномерно расставленных в каждом шве элемента на участке с однозначной эпюрой поперечных сил, находится из условия (6.17), где M — разность изгибающих моментов в конечном и начальном сечениях рассматриваемого участка.

Расчет элементов деревянных конструкций по предельным состояниям второй группы, т. е. по деформациям, рекомендуется производить с учетом сдвига и податливости соединений, величину которой при исчерпании несущей способности следует определять следующим образом: при соединении на лобовых врубках и торец в торец — 1,5 мм; на нагелях всех видов — 2 мм; в при-мыканиях поперек волокон — 3 мм; в клеевых соединениях — 0. При неполном исчерпании несущей способности соединения податливость принимается пропорционально действующему усилию. Расчет изгибаемых элементов сводится к проверке неравенства

$$f_{tot} < f_{lim}, \quad (6.21)$$

где f_{tot} — максимальный прогиб, вычисленный по правилам строительной механики в предположении упругой работы материалов по моменту инерции сечения брутто $J_{бр}$ для цельных элементов и по моменту инерции $k_{ж} J_{бр}$ для составных элементов при коэффициентах $k_{ж}$, приведенных в табл. 6.1 в зависимости от числа слоев и длины (пролета) элементов; f_{lim} — предельный прогиб, который нормирован в долях пролета l в зависимости от назначения конструкций: обрешетка, настилы и консольные балки покрытий — $l/150$; прогоны и стропильные ноги покрытий, а также балки чердачных перекрытий — $l/200$; плиты покрытий, навесные панели стен и балки междуэтажных перекрытий — $l/250$; фермы, основные клееные балки покрытий — $l/300$; несущие элементы ендовы — $l/400$.

Максимальный прогиб шарнирно-опертых и консольных из-

гибаемых элементов постоянного сечения следует определять с учетом деформаций сдвига по формуле

$$f_{tot} = f_0[1 + c(h/l)^2], \quad (6.22)$$

где f_0 — прогиб без учета деформаций сдвига; c — коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы и определяемый по нормам 4 [9]; h — высота сечения; l — пролет элемента.

Максимальный прогиб сжатоизгибаемых шарнирно-опертых симметрично нагруженных и консольных элементов следует определять в результате деления прогиба (6.22) на коэффициент, вычисленный по формуле (6.15).

6.3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Соединения элементов деревянных конструкций рекомендуется выполнять клеевыми, на врубках, на нагелях (стальных и дубовых цилиндрических, на гвоздях, шурупах) и на связях растяжения (болтах, хомутах и др.).

Расчет соединений по предельным состояниям первой группы сводится к проверке выполнения условия

$$N \leq T, \quad (6.23)$$

где N — расчетное усилие, действующее на соединение или отдельную связь; T — расчетная несущая способность соединения или отдельной связи, определяемая в зависимости от их конструкции и рассматриваемого напряженного состояния (смятие, скалывание, изгиб, выдергивание).

При расчете клеевых соединений не учитывается ослабление сечений элементов, т. е. сечения элементов рассчитываются как цельные по приведенным выше формулам. Клеевые соединения рекомендуется использовать: для сращивания по длине пиломатериалов и листов фанеры на зубчатом соединении и «на ус»; для образования сплошного сечения (пакетов) путем сплачивания слоев по высоте и ширине сечения; для стыкования клеевых пакетов, сопрягаемых под углом на зубчатый шип (с длиной зубьев 50 мм) по всей высоте сечения (рис. 6.3, а).

Последнее соединение применяется при сопряжении элементов под углом α к волокнам в пределах $0 \leq \alpha \leq 38^\circ$ при действии сжимающей силы N и изгибающего момента M , который вызывает сжатие внутреннего волокна, как это показано на рис. 6.3, а. Несущая способность соединения проверяется из условия (6.23) по биссектрисному сечению:

для внутренней кромки элемента вдоль оси x под углом α к волокнам

$$\frac{MF_6}{\xi k_1 W_6} + N \leq F_6 R_{сма\alpha}, \quad (6.24)$$

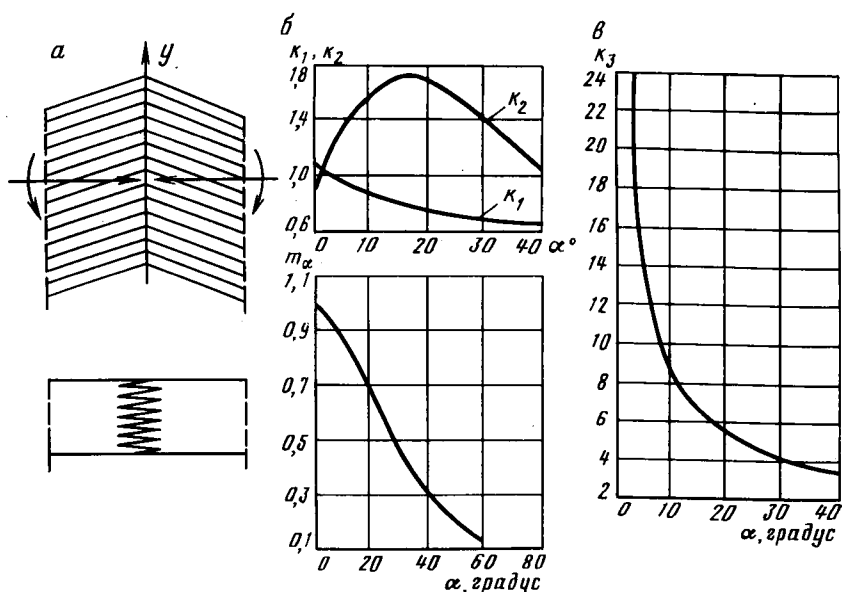


Рис. 6.3. К расчету клеевых соединений:
а — стыковка клеевых пакетов под углом на зубчатый шип; б, в — графики для определения коэффициентов k_1, k_2, k_3, m_α

для внешней кромки элемента вдоль оси x под углом α к волокнам

$$\frac{MF_6}{\xi k_2 W_6} - N \leq F_6 R_n m_\alpha, \quad (6.25)$$

для сжатия вдоль оси y под углом β к волокнам

$$\frac{M}{\xi k_3 W_6} \leq R_{см\beta}, \quad (6.26)$$

где ξ — определяется по рекомендациям формулы (6.15); F_6, W_6 — соответственно площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения; k_1, k_2, k_3, m_α — коэффициенты, принимаемые соответственно по графикам на рис. 6.3, б, в; $R_n, R_{см\alpha}, R_{см\beta}$ — расчетные сопротивления изгибу и смятию под углами α и β , определяемые без учета коэффициентов условий работы m_6 и $m_{сл}$.

Склеиваемые пиломатериалы должны иметь влажность не выше 15 %. Различие склеиваемых слоев древесины по температурно-влажностным деформациям является причиной значительных внутренних напряжений в соединении. Поэтому изготовление клеевых соединений требует качественного выполнения технологических операций и заводских испытаний.

Соединения на врубках рекомендуется выполнять в виде

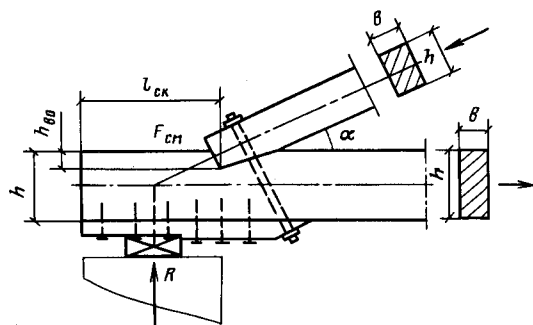


Рис. 6.4. Конструкция опорного узла на лобовой врубке с одним зубом

лобовых врубок или непосредственным упором сопрягаемых сжатых элементов. Лобовые врубки используются главным образом для соединения элементов деревянных ферм малых пролетов из брусьев и бревен. Их рекомендуется выполнять с одним зубом. На рис. 6.4 показана конструкция опорного узла треугольной фермы, где примыкание верхнего пояса к нижнему выполнено на лобовой врубке с одним зубом.

Расчет лобовых врубок производится на смятие согласно (6.23) по плоскости, которая конструктивно выполняется нормальной к оси сжатого сминающего элемента. Несущая способность врубки смятию

$$T = F_{cm} R_{cm\alpha}, \quad (6.27)$$

где F_{cm} — расчетная площадь смятия; $R_{cm\alpha}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон, которое при проверке несущей способности сминающего элемента равно R_{cm} (смятие вдоль волокон), а при проверке несущей способности сминаемого элемента принимается по формуле (6.4) в зависимости от угла примыкания α .

При конструктивном исполнении требуемых по расчету площадок смятия необходимо иметь в виду, что минимальная глубина лобовых врубок h_1 в брусьях и досках составляет 2 см, в бревнах — 3 см, а максимальная — $h/4$ в промежуточных узлах сквозных конструкций и $h/3$ в остальных случаях, например, в опорных узлах (см. рис. 6.4), где h — высота сечения элемента, в котором производится врубка.

Расчет лобовых врубок на скалывание древесины нижнего пояса, растянутого усилием N , производится из условия прочности (6.23), где несущая способность лобовых врубок на скалывание

$$T = F_{ck} R_{ck}^{cp}, \quad (6.28)$$

где F_{ck} — расчетная площадь скалывания, равная $l_{ck}b$ (l_{ck} — расчетная длина плоскости скалывания, b — ширина сечения ска-

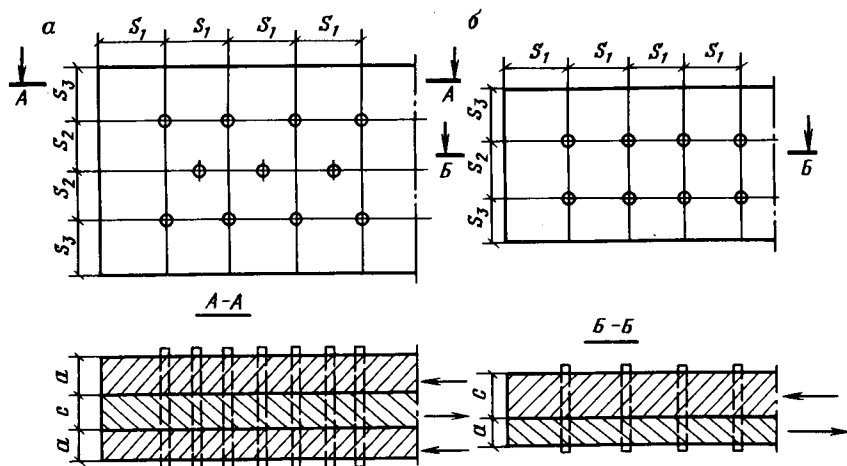


Рис. 6.5. Конструкции соединений деревянных элементов на нагелях, винтах и гвоздях

лываемого элемента на уровне плоскости скалывания); $R_{\text{ск}}^{\text{р}}$ — расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, усредненное по плоскости скалывания и определяемое выражением

$$R_{\text{ск}}^{\text{р}} = R_{\text{ск}} / (1 + \beta \frac{l_{\text{ск}}}{e}); \quad (6.29)$$

β — коэффициент, принимаемый равным 0,25 при расчете растянутых элементов соединений и равным 0,125 при расчете сжатых элементов соединений с промежуточным расположением площадки скалывания при обязательном условии обжатия по скалываемым плоскостям; e — плечо сил скалывания, принимаемое равным $0,5h$ при несимметричной врубке без зазора и равным $0,25h$ при симметричной врубке. При конструктивном исполнении лобовых врубок следует соблюдать условие $1,5h \leq l_{\text{ск}} \leq 10h_1$ и условие $l_{\text{ск}} \geq 3e$.

Соединения на дубовых и стальных цилиндрических нагелях (рис. 6.5) работают на сдвиг. Нагели располагаются в соединении не менее чем в два продольных ряда в шахматном порядке (рис. 6.5, а) или по прямой схеме (рис. 6.5, б) с минимальными расстояниями между нагелями в каждом ряду вдоль древесины (s_1), поперек волокон (s_2) и поперек волокон от кромки элемента (s_3), которые при толщине соединяемого пакета элементов меньше $10d$ (диаметр нагеля) принимают равными:

Минимальное расстояние между нагелями	s_1	s_2	s_3
Нагели			
стальные	$6d$	$3d$	$2,5d$
дубовые	$4d$	$2,5d$	$2,5d$

При толщине пакета $10d$ и более принимают следующие расстояния:

Минимальное расстояние между нагелями	s_1	s_2	s_3
Нагели			
стальные	$7d$	$3,5d$	$3d$
дубовые	$5d$	$3d$	$2,5d$

Гвозди, работающие на сдвиг, располагают прямыми, косыми рядами и в шахматном порядке. При этом принимаются следующие минимальные расстояния между гвоздями: для пробиваемых элементов $s_1 = 15d$ при их толщине не менее 10 диаметров гвоздя $s_1 = 25d$ при их толщине $4d$ (диаметр гвоздя не должен превышать $1/4$ толщины элемента), а в остальных случаях по интерполяции; для непробиваемых элементов $s_1 \geq 15d$; $s_2 = 4d$ при расстановке гвоздей прямыми рядами и $s_2 = 3d$ при шахматной расстановке и косыми рядами под углом не более 45° ; $s_3 = 4d$. При определении расчетной длины гвоздей, работающих на сдвиг, не учитывается заостренная часть гвоздя длиной 1,5д и 2 мм его длины на каждый шов соединяемых элементов, кроме того, расчетная длина защемления гвоздя должна быть не менее $4d$.

Расчетная длина защемления *гвоздя, работающего на выдергивание*, должна быть не менее двух толщин пробиваемого элемента и не менее $10d$. Для гвоздей $d > 6$ мм рекомендуется предварительное рассверливание гнезд диаметром 0,9д.

Несущая способность соединения на нагелях или гвоздях, работающего на сдвиг (в том числе и винтового), при выполнении указанных выше конструктивных требований определяется выражением

$$T = n_{\text{ш}} n_{\text{н}} T_1, \quad (6.30)$$

где $n_{\text{ш}}$ — число плоскостей среза или швов на один нагель; $n_{\text{н}}$ — число нагелей в соединении; T_1 — расчетная несущая способность одного нагеля (кН) на один срез, которая для стальных и дубовых цилиндрических нагелей, работающих вдоль волокон, и для гвоздей, работающих под любым углом к волокнам, в конструкциях из сосны и ели нормирована и приведена ниже.

Нагель	Стальной	Дубовый
Смятие средних элементов симметричных соединений (рис. 6.5, а)	$0,5cd$	$0,3cd$
Смятие во всех элементах равной толщины и в более толстых элементах при одном срезе несимметричных соединений (рис. 6.5, б)	$0,35cd$	$0,2cd$
Смятие в крайних элементах симметричных соединений и в более тонких край-		

них элементах несимметричных соединений (рис. 6.5, а, б)	$0,8ad$	$0,5ad$
Изгиб нагеля	$1,8d^2+0,02a^2\leq$ $\leq 2,5d^2$	$0,45d^2+0,02a^2\leq$ $\leq 0,65d^2$
Изгиб гвоздя	$2,5d^2+0,01a^2\leq$ $\leq 4d^2$	—

Имеется в виду, что в нагельном соединении деревянные элементы работают на смятие, а нагели или гвозди — на изгиб. Причем в качестве расчетной несущей способности T_1 принимается наименьшее значение из условия изгиба нагеля или гвоздя и условия смятия двух элементов, прилегающих к расчетной плоскости среза. При вычислении T_1 (кН) по табличным формулам величины a , c , d принимаются в сантиметрах (см. рис. 6.5). Если нагели работают под углом α к волокнам элементов, расчетная несущая способность T_1 умножается на коэффициент k_α при расчете на смятие древесины и на $\sqrt{k_\alpha}$ при расчете на изгиб нагеля. Величины k_α при наибольшем угле α для соединяемых элементов приведены в табл. 6.2.

Несущая способность соединения на гвоздях и шурупах, работающих на выдергивание:

$$T = nT_1, \quad (6.31)$$

где n — число гвоздей или шурупов в соединении; T_1 — расчетная несущая способность на выдергивание одного гвоздя, забитого поперек волокон, или шурупа, завинченного поперек волокон, равная

$$T_1 = R_b \pi d l_1 \quad (6.32)$$

R_b — расчетное сопротивление выдергиванию гвоздя на единицу поверхности контакта с древесиной, равное 0,3 МПа для воздушно-сухой древесины, и шурупа на единицу поверхности контакта его нарезной части с древесиной, равное 1 МПа; d — диаметр гвоздя или наружный диаметр нарезной части шурупа; l_1 — расчетная длина защемленной части гвоздя или длина нарезной части винта, сопротивляющейся выдергиванию.

Т а б л и ц а 6.2

Угол, градус	Для стальных нагелей, с d , равным, см				Для дубовых нагелей всех диаметров
	1,2	1,6	2	2,4	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1,0
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,70	0,6	0,55	0,5	0,7

Соединения на связях растяжения рассчитываются по несущей способности связей (болтов, хомутов и др.) и также из условия смятия и скалывания древесины под опорными элементами этих связей (шайбами, подкладками).

Расчет соединений по предельным состояниям второй группы специально не выполняется, но учитывается указанная выше податливость соединений при расчете элементов деревянных конструкций по деформациям.

6.4. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПЛАСТМАССОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Несущие конструкции с применением пластмасс представлены главным образом трехслойными панелями стен и покрытий. Отечественной промышленностью выпускаются три вида таких панелей: с несущим обрамлением по контуру, часторебристые и со сплошным заполнением при защитном обрамлении.

В качестве примера на рис. 6.6, а представлено сечение трехслойной стеновой панели размером 600×140 см и толщиной 140 см с несущим обрамлением по контуру, впервые использованной на обогатительных фабриках Якутии и состоящей из алюминиевых внешних обшивок 1, среднего слоя из пенопласта 2, обрамляющих несущих ребер из бакелизированной фанеры 3 и соединительных алюминиевых уголков 4. На рис. 6.6, б показано сечение трехслойной плиты покрытия размером 300×150 см, состоящей из асбоцементных листов внешней обшивки 1, среднего слоя из пенопласта 2, защитного асбоцементного обрамления по контуру 3 и ребер жесткости 4.

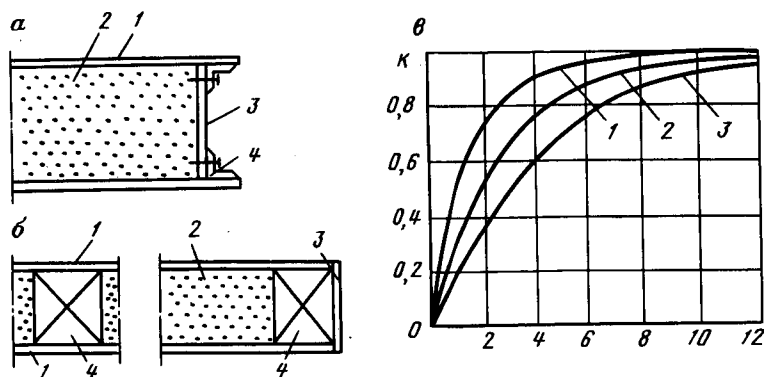


Рис. 6.6. Конструкции с применением пластмасс:

а — конструкция стеновой панели ограждения; б — конструкция плиты покрытия, в — график для определения коэффициента k

Такие конструкции рассчитывают по несущей способности и по деформациям с учетом снижения расчетных сопротивлений и модулей упругости полимерных материалов при эксплуатации в условиях повышенной влажности и температуры. Так как полимерные материалы обладают низким модулем упругости при относительно высоких расчетных сопротивлениях, расчеты по деформациям часто являются определяющими.

Наиболее широко применяемые в строительстве трехслойные панели с несущим обрамлением по контуру рассчитываются на изгиб с учетом неравномерности распределения нормальных напряжений в обшивке и концентрации их в обрамляющих несущих ребрах. В расчет вводится приведенная ширина сечения панели

$$b_{\text{пр}} = kb, \quad (6.33)$$

где k — коэффициент неравномерности, определяемый по графику на рис. 6.6, b в зависимости от величины отношения пролета панели l к расстоянию между несущими ребрами b и материала обшивки панели (1 — алюминий и асбоцемент; 2 — стеклопластик; 3 — фанера). Далее с учетом приведенной ширины сечения $b_{\text{пр}}$ вычисляются приведенные геометрические характеристики: момент инерции $I_{\text{пр}}$, момент сопротивления $W_{\text{пр}}$, статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси $S_{\text{пр}}$.

Расчет по предельным состояниям первой группы из условия прочности выполняется по максимальным нормальным напряжениям в обшивке

$$M/W_{\text{пр}} \leq R_{\text{и}} \quad (6.34)$$

и касательным напряжениям в несущем обрамлении с толщиной стенок t

$$QS_{\text{пр}}/(I_{\text{пр}}2t) \leq R_{\text{ср}}, \quad (6.35)$$

где M , Q — расчетные изгибающий момент и поперечная сила; $R_{\text{и}}$, $R_{\text{ср}}$ — расчетные сопротивления материала обшивки при изгибе и несущего обрамления при срезе.

Расчет по предельным состояниям второй группы из условия прогибов панелей при равномерно распределенной нагрузке q выполняется по формуле

$$\frac{5ql^4}{384EI_{\text{пр}}} \leq f_{\text{lim}}, \quad (6.36)$$

где E — расчетный модуль упругости материала обшивки; f_{lim} — допускаемый предельный прогиб, который для панелей покрытий принимается равным $(1/125)l$.

Кроме того, обшивка панелей проверяется на местный изгиб под действием сосредоточенной нагрузки в 1 кН с коэффициентом надежности по нагрузке 1,2.

6.5. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В строительстве деревянные конструкции применяют в виде плоских сплошных, плоских сквозных и пространственных конструкций.

К *плоским сплошным конструкциям* относятся стойки и колонны цельного или составного сечения (см. рис. 6.1), сплошные или составные балки, трех- и двухшарнирные арки, рамы.

Простейшие деревянные конструкции в виде балок цельного сечения, применяемые в виде несущих конструкций покрытий и перекрытий, из-за ограниченной длины и сечения лесоматериала могут перекрывать пролеты не более 6—9 м. При пролетах, превышающих естественную длину лесоматериала (6—9 м), а также при меньших пролетах, но больших нагрузках, при которых элементы цельного сечения не могут обеспечить требуемую несущую способность, применяют конструкции, составленные из нескольких элементов как по сечению (см. рис. 6.1), так и по длине (рис. 6.7). Клееные балки покрытий (см. рис. 6.2) пролетом 6—12 м изготавливают из пакетов клееных досок. Высоту балок в середине пролета принимают не менее $1/10$ — $1/12$ от его величины. Для обеспечения устойчивости из плоскости балок отношение высоты сечения к его ширине принимают не более 6. Клеефанерные балки применяют как несущие конструкции покрытий для зданий пролетом 6—15 м. В таких балках стенки выполняют из клееной или бакелизированной фанеры толщиной не менее 10 мм, а пояса — из двух слоев досок или брусков с каждой

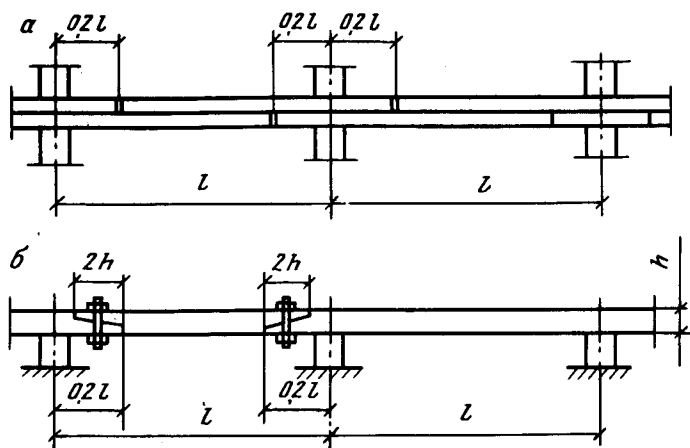


Рис. 6.7. Деревянные прогоны (балки) покрытий, составленные из нескольких элементов по длине в виде:

а — спаренных конструкций из досок на ребро; б — конструкций из брусьев или окантованных бревен

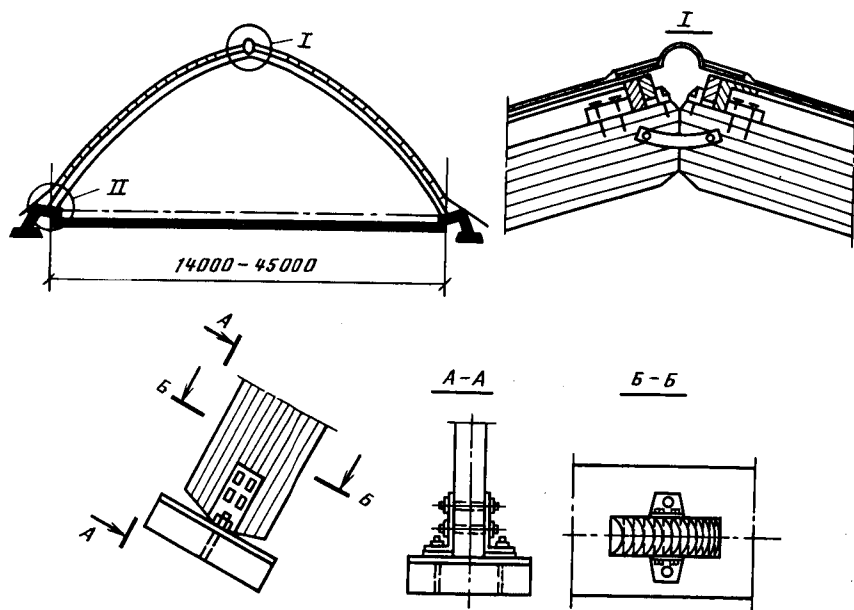


Рис. 6.8. Деревянная трехшарнирная арка криволинейного очертания из клееных пакетов досок

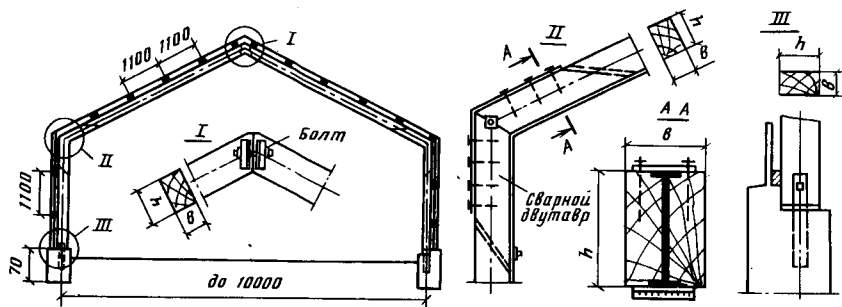


Рис. 6.9. Деревянная рама полигонального очертания из прямолинейных элементов цельного сечения

стороны. Для обеспечения устойчивости фанерной стенки по длине балок устанавливают дощатые ребра жесткости с шагом $1/8-1/9$ от пролета балки.

Клееные арки конструируют по трехшарнирной схеме треугольного или криволинейного очертания (рис. 6.8), а также по двухшарнирной — параболического или кругового очертания. Арки изготовляют из пакетов досок, склеенных водостойким клеем. Сечение арок принимают прямоугольным с отношением высо-

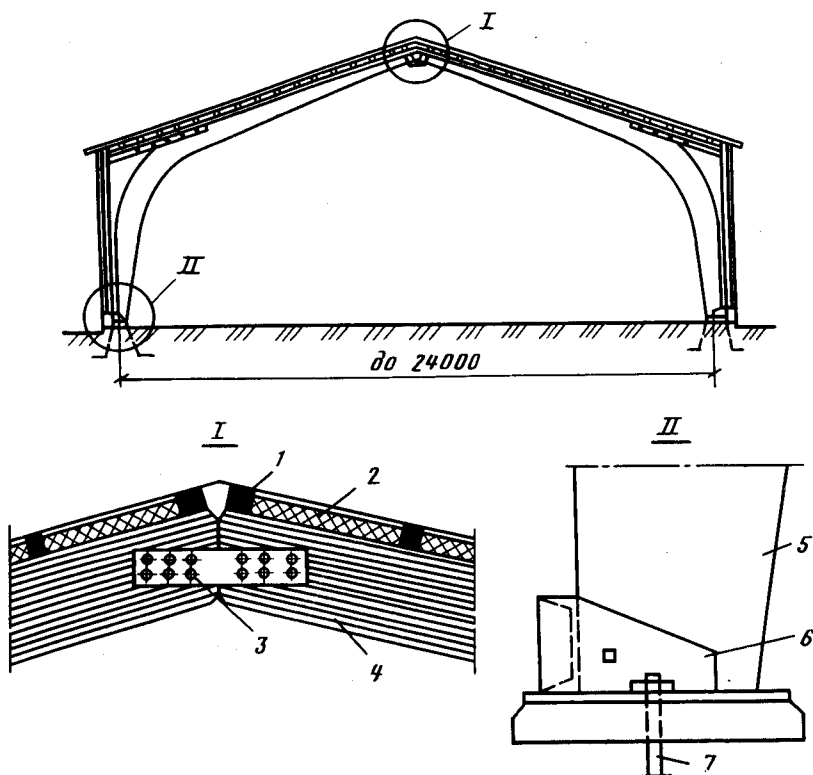


Рис. 6.10. Деревянная гнутоклееная рама:

1 — прогоны; 2 — утеплитель; 3 — болты; 4 — наклонные ригели; 5 — стойки; 6 — косынка; 7 — анкерные болты

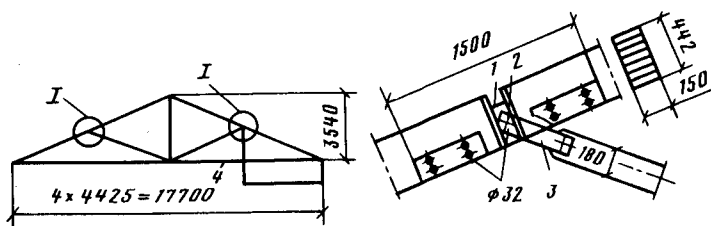


Рис. 6.11. Металлодеревянная треугольная ферма конструкции ЦНИИСК:

1 — металлический вкладыш; 2 — узловой болт; 3 — металлическая накладка; 4 — нижний пояс фермы из швеллера № 14а

ты сечения к его ширине не более 4—5. Отношение стрелы подъема к пролету должно быть не менее $1/6$ и может достигать $1/2$ в арках стрельчатого очертания. В практике строительства пролет клееных деревянных арок принимается 12—24 м, достигая иногда 75 м.

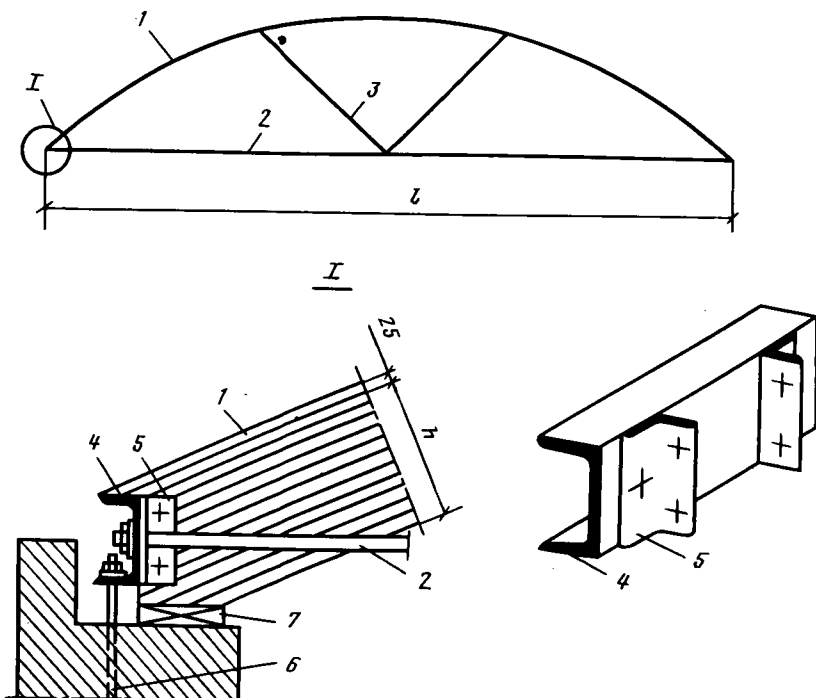


Рис. 6.12. Трехпанельная деревянная ферма кругового очертания с верхним поясом из клееных элементов и нижним поясом из круглой стали:

1 — верхний пояс фермы; 2 — металлический тяз; 3 — раскосы; 4, 5 — закладные детали из швеллера и уголка соответственно; 6 — анкерный болт; 7 — опорная подушка

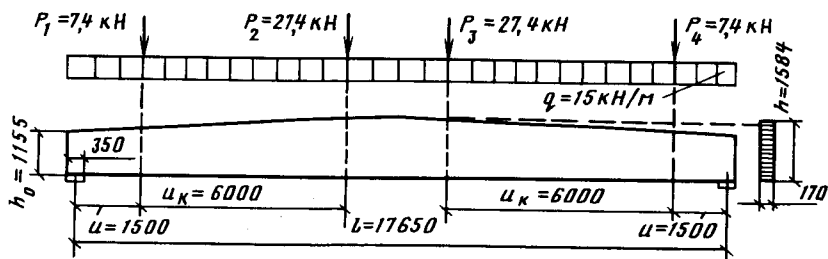


Рис. 6.13. К расчету дощатоклееной двускатной балки покрытия

Деревянные рамы полигонального очертания выполняют по трехшарнирной схеме из прямолинейных элементов цельного сечения (рис. 6.9) или клееных, а также в виде гнутоклееных конструкций (рис. 6.10) пролетом до 24 м, которые могут эффективно использоваться для временных и постоянных зданий производственного, административно-бытового и складского назначе-

ний. Для удобства транспортирования и монтажа рамы рекомендуется расчленять на монтажные элементы с последующей укрупнительной сборкой.

К плоским сквозным деревянным конструкциям относятся фермы, перекрывающие пролеты до 30 м и состоящие из верхнего, нижнего пояса и решетки между ними. Деревянные фермы проектируют однопролетными, разрезными, внешне статически определимыми с шарнирным креплением в узлах. При узловой передаче внешних нагрузок стержни ферм работают на сжатие или растяжение. Для несущих конструкций покрытий промышленных зданий применяют металлодеревянные брусчатые фермы (рис. 6.11) с верхним поясом различного очертания и фермы с клееным верхним поясом преимущественно кругового очертания (рис. 6.12), близкого к кривой давления от равномерно распределенной нагрузки, что облегчает работу элементов конструкции. Металлодеревянные фермы характеризуются небольшим числом элементов решетки, отсутствием врубок и простотой сборки. При этом расход древесины на фермы примерно пропорционален величине пролета. На фермы из брусчатых элементов древесины расходуется больше, чем на клееные фермы.

Расход металла на фермы пролетом 12 м составляет 2,35—4,12 кг/м², а на фермы пролетом 24 м — 2,55—4,38 кг/м². Расход стали на стальные фермы пролетом 12—24 м, рассчитанных на такую же нагрузку, как и металлодеревянные, составляет 9—15 кг/м² и на связи — 4,5—5 кг/м². Следовательно, расход стали только на связи стальных ферм примерно равен расходу на наиболее металлоемкие металлодеревянные конструкции. Таким образом, применение металлодеревянных конструкций дает ощутимую экономию металла по сравнению с цельнометаллическими фермами.

Пространственные деревянные конструкции представлены в виде распорных сводов, сводов-оболочек, складок, которыми перекрывают прямоугольные в плане здания, и куполов-оболочек, используемых для перекрытия зданий, имеющих в плане круг или правильный многоугольник. Монтаж таких конструкций осуществляется из клееных и клеефанерных блоков, изготовленных в заводских условиях.

6.6. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В качестве несущих деревянных конструкций покрытий зданий и сооружений широко применяются клееные балки и металлодеревянные фермы заводского изготовления (см. рис. 6.2, 6.11 и 6.12).

Дошатоклееные балки, рекомендуемые для пролетов до 18 м, изготавливают, как правило, в виде односкатных и двускатных

прямолинейных и гнутоклееных конструкций прямоугольного поперечного сечения. Доштокклееные двускатные балки (см. рис. 6.2) имеют переменную высоту сечения с углом наклона $i \leq 20$ под рулонную кровлю. В поперечном сечении балок допускается сочетать древесину разных сортов и пород, используя в крайних зонах поверхностного сечения более высокие сорта древесины на высоту $0,15 h$ или более прочные породы древесины на высоту $0,2 h$, где h — полная высота сечения [9]. Толщину склеиваемых досок рекомендуется принимать на менее 33 мм.

Рассмотрим пример проектирования доштокклееной двускатной балки прямоугольного поперечного сечения, которая является несущей конструкцией покрытия склада готовой продукции на калийном руднике и перекрывает пролет 18 м (см. рис. 6.13). Расчетный пролет l при ширине опорных площадок $C = 0,35$ м равен 17,65 м. Балка воспринимает нагрузку: равномерно распределенную расчетную $q = 15$ кН/м, нормативную $q^H = 11$ кН/м; сосредоточенную расчетную $P_1 = P_4 = 7,4$ кН и $P_2 = P_3 = 27,4$ кН, нормативную $P_1^H = P_4^H = 6,2$ кН и $P_2^H = P_3^H = 22,8$ кН от двух однопролетных подвесных электрических кранов грузоподъемной силой 10 кН, как показано на рис. 6.13. Помещение неотапливаемое, сухое, что соответствует температурно-влажностным условиям эксплуатации Б1.

Балка изготавливается из сухих сосновых досок толщиной 33 мм. Крайние зоны толщиной $0,15 h$ — из досок второго сорта, средняя зона толщиной $0,7 h$ — из досок третьего сорта, где h — максимальная высота сечения двускатной балки в середине пролета. Принимаем $h = 1584$ мм и высоту сечения на опоре $h_0 = 1155$ мм, что соответствует $h/l = 1/11,1$ при рекомендуемом соотношении $h/l = 1/10 \div 1/12$ и углу наклона кровли $i = 1/20,5 < 1/20$. Ширину сечения балки принимаем $b = 170$ мм.

Определяем положение расчетного сечения x , т. е. расстояние его от опоры, которое при действии равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузки на балку переменного поперечного сечения, как показано на рис. 6.13, находится по формуле

$$x = k_0 l,$$

где величину коэффициента k_0 рекомендуется определять следующим образом [21]. Вычисляется относительная координата положения сосредоточенных нагрузок P_1 и P_4 :

$$\alpha = U/l,$$

где U — расстояние от опоры до ближайшей сосредоточенной силы P_1 или P_4 , и относительное расстояние между сосредоточенными силами P_1 и P_2 или P_3 и P_4 :

$$\alpha_k = U_k/l,$$

где U_k — расстояние между силами P_1 и P_2 или P_3 и P_4 . Далее вычисляется относительная величина сосредоточенных сил:

$$m_i = P_i/(ql) \quad (i = 1, 2, 3, 4)$$

и определяются величины параметров:

$$\gamma = 2(h/h_0 - 1),$$

$$A = 0,5 + m_2 - \alpha(m_1 + m_2 - m_3 - m_4) - \alpha_k(m_2 - m_3).$$

Коэффициент k_0 находим по формулам

$$k_0 = \frac{A + m_1}{1 + \gamma(A + m_1)} \quad \text{при } 0 \leq k_0 \leq \alpha;$$

$$k_0 = \frac{A - 2\gamma\alpha m_1}{1 + \gamma A} \quad \text{при } \alpha \leq k_0 < \alpha + \alpha_k;$$

$$k_0 = \frac{A - m_2 - 2\gamma[(\alpha m_1 + m_2) + \alpha_k m_2]}{1 + \gamma(A - m_2)} \quad \text{при } \alpha + \alpha_k \leq k_0 \leq 0,5.$$

Производим вычисления по указанным формулам для данного примера расчета:

$$\alpha = 1,5/17,65 = 0,085; \quad \alpha_k = 6,0/17,65 = 0,34;$$

$$m_1 = m_4 = 7,4(15 \cdot 17,65) = 0,028; \quad m_2 = m_3 = 27,4/(15 \times 17,65) = 0,103;$$

$$\gamma = 2\left(\frac{1,584}{1,155} - 1\right) = 0,743; \quad A = 0,5 + 0,103 = 0,603;$$

$$k_0 = \frac{0,603 + 0,028}{1 + 0,743(0,603 + 0,028)} = 0,429 > \alpha = 0,085,$$

т. е. расчетное сечение лежит за пределами участка $0 \leq k_0 \leq \alpha$ и вычисление производим по следующей формуле

$$k_0 = \frac{0,603 - 2 \cdot 0,743 \cdot 0,085 \cdot 0,028}{1 + 0,743 \cdot 0,603} = 0,414 < \alpha + \alpha_k = 0,085 + 0,34 = 0,425,$$

т.е. расчетное сечение находится на участке между силами P_1 и P_2 или P_3 и P_4 , на расстоянии от опоры

$$x = k_0 l = 0,414 \cdot 17,65 = 7,31 \text{ м.}$$

Высота балки в этом сечении

$$h_x = h_0 + ix = 1,155 + (1/20,5) 7,31 = 1,512 \text{ м.}$$

Выполняем расчет балки по предельным состояниям первой группы — по несущей способности. Момент сопротивления расчетного сечения

$$W_x = (bh_x^2)/6 = (0,17 \cdot 1,52^2)/6 = 0,0648 \text{ м}^3.$$

Изгибающий момент в расчетном сечении

$$M_x = \frac{q(l-x)x}{2} + P_2x + P_1u = \frac{15(17,65 - 7,31)7,31}{2} + 27,4 \times \\ \times 7,31 + 7,4 \cdot 1,5 = 778,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем расчетные сопротивления древесины 2-го сорта, из которой выполнены наиболее напряженные крайние слои балки. В соответствии с рекомендациями п. 6.1 для элементов прямоугольного сечения шириной свыше 13 см ($b = 17$ см) при высоте сечения свыше 13 до 50 см ($h_x = 151,2$ см) из древесины 2-го сорта $R_n = R_c = 15$ МПа. Коэффициент условий работы: согласно п. 6.1 при условии эксплуатации Б1 имеем $m_b = 1$, по нормам [9] при высоте расчетного сечения $h_x = 151,2$ см > 120 см имеем $m_6 = 0,8$; при толщине слоев 33 мм имеем $m_{сл} = 1$. Кроме того, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$. В итоге получим

$$R_n = R_c = (15 \cdot m_b \cdot m_6 \cdot m_{сл}) / \gamma_n = 15 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 / 0,95 = 12,6 \text{ МПа}.$$

Прочность балки в расчетном сечении по нормальным напряжениям проверяем по формуле (6.19)

$$M_x / W_x = 778,3 / 0,0648 = 12 \text{ МПа} < 12,6 \text{ МПа}.$$

Прочность балки по касательным напряжениям проверяем в опорном сечении, где поперечная сила

$$Q = ql/2 + P_1 + P_2 = (15 \cdot 17,65)/2 + 27,4 + 7,4 = 167,2 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление скалыванию среднего волокна сечения, выполняемого из древесины третьего сорта, при изгибе клееных элементов $R_{ск} = 1,5$ МПа. С учетом коэффициентов условий работы и коэффициента надежности по назначению

$$R_{ск} = (1,5 m_b \cdot m_{сл}) / \gamma_n = (1,5 \cdot 1 \cdot 1) / 0,95 = 1,58 \text{ МПа}.$$

Геометрические характеристики опорного сечения высотой h_0 при скалывании среднего волокна с расчетной шириной $b_{расч} = b$ составляют:

$$S_{бр} = bh_0^2/8; I_{бр} = bh_0^3/12.$$

Тогда прочность балки по касательным напряжениям согласно (6.20)

$$\frac{QS_{бр}}{I_{бр}b_{расч}} = \frac{167,2 \cdot 3}{2 \cdot 1,155 \cdot 0,17} = 1,27 \text{ МПа} < 1,58 \text{ МПа}.$$

Прочность опорной площадки балки длиной $c = 0,35$ м и шириной $b = 0,18$ м на смятие:

$$\frac{Q}{cb} = \frac{167,2}{0,35 \cdot 0,17} = 2,8 \text{ МПа} < R_{см 90} / \gamma_n = 3 / 0,95 = 3,2 \text{ МПа},$$

где расчетное сопротивление на смятие поперек волокон для крайнего волокна из древесины 2-го сорта согласно п. 6.1

$$R_{ск90} = 3 \text{ МПа.}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования балки не требуется, если расстояние между промежуточными точками закрепления сжатой кромки балки

$$l_p \leq 140 \frac{b^2}{hm_6} = 140 \frac{0,17^2}{1,584 \cdot 0,8} = 3,19 \text{ м.}$$

Принимаем закрепление сжатой кромки балки плитами покрытия через 3 м.

Выполняем расчет балки по предельным состояниям второй группы — по предельным прогибам в середине пролета, которые согласно (6.21) не должны превышать $f_{lim} = l/300 = 17,65/300 = 0,059 \text{ м.}$

Наибольший прогиб в середине пролета определяется из выражения

$$f_{tot} = f_0/k [1 + c (h/l)^2],$$

где f_0 — прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; k и c — коэффициенты, учитывающие влияние соответственно переменности высоты сечения и деформаций сдвига от поперечной силы и определяемые по нормам [9].

Определим раздельно прогибы от равномерно распределенной нагрузки $q^H = 11 \text{ кН/м}$ и сосредоточенной нагрузки $P_1^H = P_4^H = 6,2 \text{ кН}$, $P_2^H = P_3^H = 22,8 \text{ кН}$. Момент инерции расчетного сечения в середине пролета

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,17 (1,584)^3}{12} = 0,0563 \text{ м}^4.$$

Модуль упругости древесины вдоль волокон $E = 10^4 \text{ МПа}$. Определим прогиб от равномерно распределенной нагрузки q^H :

$$f_0 = \frac{5q^H l^H}{384EI} = \frac{5 \cdot 11 \cdot (17,65)^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 0,0563} = 0,0247 \text{ м;}$$

$$\beta = h_0/h = 1,155/1,584 = 0,729;$$

$$k = 0,15 + 0,85\beta = 0,15 + 0,85 \cdot 0,729 = 0,77;$$

$$c = 15,4 + 3,8\beta = 15,4 + 3,80 \cdot 0,729 = 18,17;$$

$$f_{tot} = \frac{0,0247}{0,77} \left[1 + 18,17 \left(\frac{1,584}{17,65} \right)^2 \right] = 0,036 \text{ м.}$$

Определим прогиб от сосредоточенной нагрузки P_1^H и P_4^H :

$$f_0 = \frac{2P_1^H u}{48EI} (3l^2 - 4u^2) = \frac{2 \cdot 6,2 \cdot 1,5}{48 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 0,0563} \cdot [3(17,65)^2 - 4(1,5)^2] = 0,0006 \text{ м;}$$

$$\alpha = u/l = 1,5/17,65 = 0,085; \beta = 0,729;$$

$$k = 0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta = 0,5 \cdot 0,085 + (1 - 0,5 \cdot 0,085) \cdot 0,729 = 0,78;$$

$$c = [45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \frac{1}{3 - 4\alpha^2} = [45 - 24 \cdot 0,085(1 -$$

$$- 0,729) + 3 \cdot 0,729] \frac{1}{3 - 4(0,085)^2} = 15,7;$$

$$f'_{tot} = \frac{0,0006}{0,78} \left[1 + 15,7 \left(\frac{1,584}{17,65} \right)^2 \right] = 0,0009 \text{ м.}$$

Определим прогиб от сосредоточенной нагрузки P_2^H и P_3^H :

$$f_0 = \frac{2 P_2^H (u + u_k)}{48EI} [3l^2 - 4(u + u_k)^2] = \frac{2 \cdot 22,8(1,5 + 6,0)}{48 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 0,0563} \times$$

$$[3(17,65)^2 - 4(1,5 + 6)^2] = 0,015 \text{ м;}$$

$$\alpha = (u + u_k)/l = (1,5 + 6)/17,65 = 0,42;$$

$$\beta = 0,729;$$

$$k = 0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta = 0,5 \cdot 0,42 + (1 - 0,5 \cdot 0,42) \times$$

$$\times 0,729 = 0,786;$$

$$c = [45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \frac{1}{3 - 4\alpha^2} = [45 - 24 \cdot 0,42(1 -$$

$$- 0,729) + 3 \cdot 0,729] \cdot \frac{1}{3 - 4(0,42)^2} = 19,4;$$

$$F''_{tot} = \frac{0,015}{0,786} \left[1 + 19,4 \left(\frac{1,584}{17,65} \right)^2 \right] = 0,022 \text{ м.}$$

Суммарный прогиб в середине пролета

$$F_{tot} = f'_{tot} + f''_{tot} + f'''_{tot} = 0,036 + 0,0009 + 0,022 = 0,0589 <$$

$$< f_{lim} = 0,059 \text{ м,}$$

т. е. принятое сечение балки обеспечивает необходимую жесткость.

В качестве другого примера проектирования рассмотрим утепленное покрытие производственного здания на поверхности угольной шахты в районе г. Киреевска. Несущими конструкциями покрытия являются *металлодеревянные треугольные четырехпанельные фермы* пролетом 18 м, которые устанавливаются с шагом 3 м и перекрываются утепленными плитами покрытия с кровлей из волнистых асбоцементных листов. Верхний сжатый пояс фермы и сжатые раскосы проектируем из сосновых брусьев 2-го и 3-го сорта сечением 12,5×15 см на пластинчатых березовых нагелях: опорную панель из трех брусьев, а коньковую панель из двух брусьев. Нижний растянутый пояс фермы и растянутую стойку проектируем из арматурной стали периодического профиля класса А-III. Помещение отапливаемое с относи-

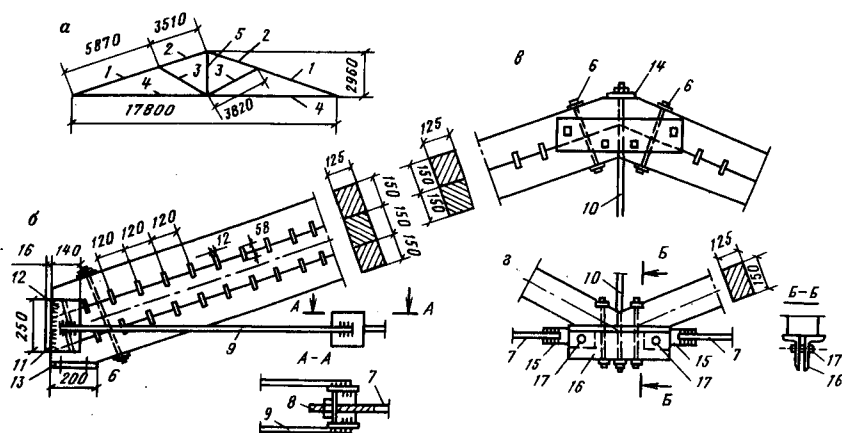


Рис. 6.14. К расчету металлодеревянной фермы покрытия:

а — геометрическая схема; б — конструкция опорного узла; в — конструкция конькового узла; г — конструкция среднего узла нижнего пояса фермы

тельной влажностью воздуха от 75 до 90 %, что соответствует температурно-влажностным условиям эксплуатации АЗ.

Расчетный пролет фермы при ширине опорных площадок $c = 0,2$ м составляет $l = 17,8$ м. При рекомендуемом уклоне кровли $i = 1/3$ высота фермы в середине пролета $h_0 = 17,8 / (2 \cdot 3) = 2,96$ м, что соответствует углу наклона верхнего пояса $\alpha = 18^\circ 25'$. Геометрическая схема фермы с указанием линейных размеров ее элементов показана на рис. 6.14, а.

Определим нагрузку на 1 м горизонтальной проекции фермы. Собственный вес 1 м^2 утепленного покрытия составляет 0,47 кН. Тогда нормативная нагрузка от собственного веса покрытия на 1 м^2 его горизонтальной проекции:

$$g_n^H = 0,47 / \cos \alpha = 0,47 / 0,948 = 0,49 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия определяется выражением (1.7)

$$S = s_0 \mu = 1 \cdot 1 = 1 \text{ кН/м}^2,$$

где $s_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ — нормативное значение веса снегового покрова для района III, где находится проектируемое здание; μ — коэффициент, зависящий от профиля покрытия и равный 1 при $\alpha \leq 25^\circ$. Нормативная нагрузка от собственного веса фермы [21]:

$$g_{cb}^H = \frac{g_n^H + s}{\frac{1000}{k_{cb}l} - 1} = \frac{0,49 + 1}{\frac{1000}{4 \cdot 17,8} - 1} = 0,11 \text{ кН/м}^2,$$

где для треугольной металлодеревянной фермы коэффициент собственного веса k_{cb} принимается равным 4.

Учитывая, что фермы устанавливаются с шагом 3 м, суммарная нормативная нагрузка в расчете на 1 м горизонтальной проекции фермы

$$q^n = (g_n^n + n_{св}^n + s) \cdot 3 = (0,49 + 0,11 + 1)3 = 4,8 \text{ кН/м.}$$

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f при определении расчетной снеговой нагрузки определяется в зависимости от выполнения условия $p_n/s_0 < 0,8$, где $p_n = g_n^n + g_{св}^n$ — нормативное значение равномерно распределенной нагрузки от собственного веса покрытия. В данном случае $(0,49 + 0,11)/1 = 0,6 < 0,8$ и $\gamma_f = 1,6$. Коэффициент надежности по нагрузке при определении расчетной нагрузки от собственного веса покрытия принимается согласно рекомендациям п. 1.4: $\gamma_f = 1,1$. В итоге находим суммарную расчетную нагрузку на 1 м горизонтальной проекции фермы

$$q = [(g_n^n + g_{св}^n) 1,1 + s \cdot 1,6] \cdot 3 = [(0,49 + 0,11) 1,1 + 1 \cdot 1,6] \times 3 = 6,78 \text{ кН/м.}$$

Методом вырезания узлов определяем расчетные усилия в стержнях фермы (см. рис. 6.14, а): опорные реакции 60,3 кН; в опорной панели верхнего пояса 1 усилие сжатия 140,3 кН; в коньковой панели верхнего пояса 2 усилие сжатия 92,5 кН; в раскосах 3 усилие сжатия 37,3 кН; в нижнем поясе 4 усилие растяжения 132,8 кН; в стойке 5 усилие растяжения 38,8 кН.

Проверяем несущую способность опорной панели верхнего пояса длиной $l_0 = 5,87$ м, составленной из трех брусьев сечением $12,5 \times 15$ см, расположив брусья из древесины второго сорта по краям сечения, а в середине сечения брус из древесины третьего сорта (см. рис. 6.14, б). Панель работает в условиях осевого сжатия с изгибом, и ее несущая способность должна проверяться по формуле (6.14). Расчетная площадь поперечного сечения

$$F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}} = bh = 0,125 \cdot 0,45 = 0,0562 \text{ м}^2,$$

момент сопротивления

$$W_{\text{нт}} = bh^2/6 = 0,125 \cdot (0,45)^2/6 = 0,00422 \text{ м}^3,$$

$$W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}} k_w = 0,00422 \cdot 0,85 = 0,00359 \text{ м}^3,$$

где по табл. 6.1 при длине панели 5,87 м и числе слоев 3 величина коэффициента $k_w = 0,85$.

Расчетное сопротивление древесины второго сорта согласно п. 6.1 для элементов прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте от 11 до 50 см $R_c = R_n = R_{см} = 14$ МПа, третьего сорта — $R_c = R_n = R_{см} = 10$ МПа. При условиях эксплуатации АЗ коэффициент условий работы $m_b = 0,9$ согласно п. 6.1, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$. С учетом этих коэффициентов:

$$\text{для древесины второго сорта } R_c = R_n = R_{см} = 14 \quad m_b/\gamma_n = 14 \cdot 0,9/0,95 = 13,3 \text{ МПа;}$$

для древесины третьего сорта $R_c = R_n = R_{см} = 10 \text{ мн}/\gamma_n = 10 \times \times 0,9/0,95 = 9,5 \text{ МПа}$.

Усилие сжатия $N = 140,3 \text{ кН}$. Изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок (M/ξ) определяется из расчета по деформированной схеме, где $\xi \leq 1$, и учитывает дополнительный изгибающий момент от продольного усилия сжатия, M — изгибающий момент от поперечных нагрузок:

$$M = \frac{q(l_0 \cos \alpha)^2}{8} = \frac{6,78(5,87 \cdot 0,948)^2}{8} = 26,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент ξ находится из выражения (6.15), где гибкость составного сечения панели λ определяется по формуле (6.10) с учетом коэффициента приведения гибкости λ_y , вычисляемого согласно (6.12). По формуле (6.10)

$$\lambda = l_0/\sqrt{I_{6p}/F_{6p}} = l_0/\sqrt{(bh^3/12bh)} = 5,87/(0,289 \cdot 0,45) = 45,$$

где расчетная длина панели l_0 принимается равной ее геометрической длине, так как соединение элементов фермы в узлах предполагается шарнирным. По формуле (6.12)

$$\mu_y = \sqrt{1 + \frac{bh n_{ш} k_c}{l_0^2 n_c}} = \sqrt{1 + \frac{0,125 \cdot 0,45 \cdot 2 \cdot 0,096}{(5,87)^2 \cdot 8}} = 1,18,$$

где расчетное число швов сдвига в составном сечении $n_{ш} = 2$; расчетное число срезов связей (пластинчатых нагелей) в одном шве на 1 м панели принимаем $n_c = 8$, коэффициент податливости соединений принимаем по нормам [9]

$$k_c = 1,4/(\delta b_{пл}) = 1,4/(1,2 \cdot 12,5) = 0,096,$$

где для пластинчатых нагелей принята толщина $\delta = 1,2 \text{ см}$ и ширина $b_{пл} = 12,5 \text{ см}$ согласно [9]. Тогда приведенная гибкость составного сечения панели

$$\lambda_y = \lambda \mu_y = 45 \cdot 1,18 = 53$$

и коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{N \lambda_y^2}{AR_c F_{6p}} = 1 - \frac{140,3 \cdot 10^3 \cdot 53^2}{3000 \cdot 13,3 \cdot 0,562} = 0,82.$$

Несущая способность панели по формуле (6.14)

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{140,3 \cdot 10^3}{0,0562} + \frac{26,3 \cdot 10^3}{0,82 \cdot 0,00359} = 11,4 \text{ МПа} < R_c = 13,3 \text{ МПа},$$

т. е. принятое сечение панели обеспечивает ее несущую способность.

Выполним расчет соединения составного сечения панели на пластинчатых березовых нагелях толщиной $\delta = 1,2 \text{ см}$ и шири-

ной $b_{пл} = b = 12,5$ см. Длина пластинчатых нагелей $l_{пл}$ вдоль их волокон может изменяться в интервале [21]:

$$4,5\delta \leq l_{пл} \leq 5\delta.$$

Принимаем $l_{пл} = 5,8$ см. Расстояние между пластинами $s_{пл}$ должно быть не менее 9δ . При $l_{пл} > 4,5\delta$ рекомендуется расстояние $s_{пл} = 10$. Так как $l_{пл} = 5,8$ см $> 4,5\delta = 5,4$ см, принимаем $s_{пл} = 10$ $\delta = 12$ см.

В сжатоизгибаемых элементах число пластинчатых нагелей $n_{пл}$ определяется выражением [21]:

$$n_{пл} \geq \frac{1,2 MS_{бр}}{\xi I_{бр} T} + \frac{kN}{T},$$

где M , N — соответственно изгибающий момент от поперечной нагрузки и продольное усилие сжатия; $S_{бр}$, $I_{бр}$ — соответственно статический момент сдвигаемой части сечения и момент инерции брутто составного сечения; k — коэффициент, учитывающий передачу силы N на элементы составного сечения: всем брусам сечения $k = 0$, крайнему и среднему брусу или одному среднему брусу $k = 0,2$, одному крайнему брусу $k = 0,4$; T — расчетная несущая способность одного пластинчатого нагеля, равная

$$T = 0,625 \delta b_{пл}$$

или при рекомендуемой толщине пластинки $\delta = 1,2$ см

$$T = 0,75 b_{пл},$$

где δ и $b_{пл}$ принимаются в сантиметрах; ξ — коэффициент, определяемый по формуле (6.15). При расчете соединения составного сечения опорной панели имеем:

$$T = 0,75 \cdot 12,5 = 9,38 \text{ кН};$$

$$M = 26,3 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 140,3 \text{ кН}; \xi = 0,82;$$

$$\frac{S_{бр}}{I_{бр}} = \frac{bh^2 \cdot 12}{9 \cdot bh^3} = \frac{4}{3h} = \frac{4}{3 \cdot 0,45} = 2,96;$$

по условиям упора верхнего конца опорной панели только средним брусом $k = 0,2$, тогда

$$n_{пл} \geq \frac{1,2 \cdot 26,3 \cdot 2,96}{0,82 \cdot 9,38} + \frac{0,2 \cdot 140,3}{9,38} = 15,3 \text{ шт.}$$

Из условия размещения пластинок на участке панели длиной $0,4 l_0$ при шаге $s_{пл} = 0,12$ м принимаем:

$$n_{пл} = \frac{0,4 \cdot 5,87}{0,12} = 19 \text{ шт.} > 15,3 \text{ шт.}$$

Проверяем несущую способность коньковой панели верхнего пояса (рис. 6.14, в) длиной $l_0 = 3,51$ м, составленной из двух брусев третьего сорта сечением $12,5 \times 15$ см. Панель работает

в условиях осевого сжатия с изгибом, и ее несущая способность проверяется также по формуле (6.14). Расчетная площадь поперечного сечения

$$F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}} = bh = 0,125 \cdot 0,3 = 0,0375 \text{ м}^2,$$

расчетный момент сопротивления

$$W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}} k_w = \frac{bh^2}{6} k_w = \frac{0,125 \cdot 0,3^2}{6} 0,85 = 0,00159 \text{ м}^3,$$

где по табл. 6.1 при длине панели 3,51 м и двух слоях принят коэффициент $k_w = 0,85$.

Усилие сжатия в панели $N = 92,5$ кН. Изгибающий момент от поперечных нагрузок

$$M_q = \frac{q(l_0 \cos \alpha)^2}{8} = \frac{6,78(3,51 \cdot 0,948)^2}{8} = 9,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Кроме того, в коньковой панели действует изгибающий момент от внецентренно приложенной продольной оси $N = 92,5$ кН (см. рис. 6.14, а)

$$M_e = 92,5 \cdot 0,0375 = 3,47 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

и разгружающий панель от воздействия момента M_q . Суммарный максимальный момент находится на расстоянии 1,97 м от левой опоры панели и равен $M = 6,26$ кН · м.

Гибкость цельного сечения панели $b \times h$ по формуле (6.10)

$$\lambda = l_0 / \sqrt{I_{\text{бп}} / F_{\text{бп}}} = 3,51 / (0,289 \cdot 0,3) = 40,5.$$

Коэффициент приведения гибкости по формуле (6.12)

$$\lambda_y = \sqrt{1 + \frac{bh n_{\text{ш}} k_c}{l_0^2 n_c}} = \sqrt{1 + \frac{0,125 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 0,096}{(3,51)^2 \cdot 8}} + 1 = 1,17,$$

где расчетное число швов сдвига $n_{\text{ш}} = 2$; расчетное число срезов связей в одном шве $n_c = 8$; коэффициент податливости соединений при таких же пластинчатых нагелях, как в опорной панели, $k_c = 0,096$. Приведенная гибкость составного сечения панели

$$\lambda_y = \lambda \mu_y = 40,5 \cdot 1,17 = 47,4$$

и по формуле (6.15) соответствующий коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{N \lambda_y^2}{AR_c F_{\text{бп}}} = 1 - \frac{92,5 \cdot 10^3 (47,4)^2}{3000 \cdot 9,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0375} = 0,81.$$

Несущая способность панели по формуле (6.14)

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{расч}}} = \frac{92,5 \cdot 10^3}{0,0375} + \frac{6,26 \cdot 10^3}{0,81 \cdot 0,00159} = 7,3 \text{ МПа} < R_c = 9,5 \text{ МПа},$$

т. е. принятое сечение панели обеспечивает ее несущую способность.

Выполним расчет соединения составного сечения коньковой панели на пластинчатых березовых нагелях толщиной $\delta = 1,2$ см, шириной $b_{пл} = 12,5$ см и длиной $l_{пл} = 5,8$ см, принимая расстояние между нагелями $S_{пл} = 12$ см. Для коньковой панели имеем (рис. 6.14, в)

$$T = 0,75 \cdot 12,5 = 9,38 \text{ кН};$$

$$M = 9,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 92,5 \text{ кН}; \xi = 0,81;$$

$$\frac{S_{бр}}{I_{бр}} = \frac{bh^2}{8} \frac{12}{bh^3} = \frac{3}{2h} = \frac{3}{2 \cdot 0,3} = 5;$$

по условиям упора в опорную панель только нижнего бруса коньковой панели $k = 0,4$;

$$n_{пл} = \frac{1,2 \cdot 9,4 \cdot 5}{0,81 \cdot 9,38} + \frac{0,4 \cdot 92,5}{9,38} = 11,4 \text{ шт};$$

из условия размещения нагелей на участке панели длиной $0,4 l_0$ при шаге $S_{пл} = 0,12$ м принимаем

$$n_{пл} = \frac{0,4 \cdot 3,51}{0,12} = 11,7 \text{ шт}.$$

В итоге принимаем $n_{пл} = 12$ шт.

Составные опорные и коньковые панели фермы следует проектировать со строительным подъемом (выгибом), равным $(1/200) l_0$, и стягивать у концов и через каждую третью часть пролета болтами диаметром 16 мм.

Сжатые раскосы фермы длиной $l_0 = 3,82$ м проектируем из брусев третьего сорта сечением $12,5 \times 15$ см. Раскосы работают в условиях центрального сжатия, их несущую способность проверяем из условия прочности по второй формуле (6.6) и из условия устойчивости по формуле (6.7). Расчетная площадь поперечного сечения $F_{расч}$ и площадь поперечного сечения нетто $F_{нт}$ раскосов равны:

$$F_{расч} = F_{нт} = 0,125 \cdot 0,15 = 0,0188 \text{ м}^2.$$

Поэтому несущую способность достаточно проверить по формуле (6.7). Гибкость раскосов из плоскости фермы, так как размер сечения раскосов из плоскости фермы меньше, чем в ее плоскости:

$$\lambda = l_0 / \sqrt{I_{бр} / F_{бр}} = 3,82 / (0,289 \cdot 0,125) = 105,7.$$

Коэффициент продольного изгиба при $\lambda = 105,7 > 70$ определяем по формуле (6.9):

$$\varphi = A / \lambda^2 = 3000 / (105,7)^2 = 0,268.$$

Тогда несущая способность раскосов, воспринимающих усилие сжатия $N = 37,3$ кН,

$$\frac{N}{F_{\text{расчФ}}} = \frac{37,3 \cdot 10^3}{0,0188 \cdot 0,268} = 7,4 \text{ МПа} < R_c = 9,5 \text{ МПа},$$

т. е. принятое сечение раскосов обеспечивает их несущую способность.

Необходимо проверить несущую способность верхнего пояса фермы на смятие под торцом раскоса, примыкающего под углом $\alpha_{\text{см}} = 43^\circ$ и передающего усилие смятия $N = 37,3$ кН. Расчетное сопротивление смятию древесины 3-го сорта:

вдоль волокон $R_{\text{см}} = 10 \cdot 0,9/0,95 = 9,5$ МПа;

поперек волокон $R_{\text{см}90} = 3 \cdot 0,9/0,95 = 2,8$ МПа;

под углом $\alpha_{\text{см}}$ по формуле (6.4)

$$R_{\text{см}\alpha} = \frac{R_{\text{см}}}{1 + (R_{\text{см}}/R_{\text{см}90} - 1) \sin^3 \alpha_{\text{см}}} = 9,5/[1 + (9,5/2,8 - 1) (0,682)^3] = 5,4 \text{ МПа}.$$

Несущая способность верхнего пояса фермы, определяемая по формуле (6.27),

$$T = F_{\text{см}} \cdot R_{\text{см}} = 0,0188 \cdot 5,4 \cdot 10^3 = 101,5 \text{ кН} > N = 37,3 \text{ кН},$$

т. е. превышает действующее усилие смятия.

Нижний растянутый пояс фермы воспринимает усилие $N = 132,8$ кН. Проектируем его из арматурной стали периодического профиля А-III с расчетным сопротивлением

$$R_p = 375/0,95 = 394,7 \text{ МПа}.$$

Требуемая площадь сечения одиночного тяжа

$$F = N/R_p = 132,8/394,7 \cdot 10^3 = 0,000336 \text{ м}^2.$$

Принимаем одиночный тязь 7 диаметром 22 мм, что обеспечивает $F = 0,00038 \text{ м}^2$. На конце одиночного тяжа приваривается наконечник с резьбой 8 для соединения с парными тяжами 9 в башмаке опорного узла фермы. Диаметр наконечника принимаем 28 мм, а диаметр парных тяжей принимаем 18 мм.

Растянутая стойка фермы воспринимает усилие $N = 38,8$ кН. Проектируем ее также из арматурной стали А-III. Требуемая площадь сечения

$$F = N/R_p = 38,8/394,7 \cdot 10^3 = 0,000098 \text{ м}^2$$

обеспечивается применением одиночного тяжа 10 диаметром 12 мм с площадью сечения $F = 0,000113 \text{ м}^2$. Наконечники с резьбой принимаем диаметром 16 мм.

Опорный узел фермы проектируем в виде башмака с парными тяжами (рис. 6.14, б), состоящего из упорной стенки 11, примыкающей к торцу верхнего пояса, и двух приваренных к ней

боковых пластин 12, охватывающих боковые поверхности верхнего пояса. К боковым пластинам привариваем парные тяжи 9 нижнего пояса фермы.

Расчетное сопротивление древесины по площади смятия в опорном узле при передаче нагрузки $N = 132,8$ кН под углом $\alpha = 18^\circ 26'$ определяем по формуле (6.4):

$$R_{см\alpha} = \frac{9,5}{1 + \left(\frac{9,5}{2,8} - 1 \right) (0,316)^3} = 8,8 \text{ МПа},$$

где принято расчетное сопротивление древесины смятию с учетом коэффициентов $m_b = 0,9$ и $\gamma_w = 0,95$ вдоль волокон

$$R_{см} = 10 \cdot 0,9 / 0,95 = 9,5 \text{ МПа}$$

и поперек волокон

$$R_{см90} = 3 \cdot 0,9 / 0,95 = 2,8 \text{ МПа}.$$

Тогда необходимая площадь смятия древесины под упорной стенкой башмака, т. е. площадь упорной стенки, равна из условия (6.27):

$$F_{см} = N / R_{см\alpha} = 132,8 / 8,8 \cdot 10^3 = 0,0151 \text{ м}^2.$$

При ширине верхнего пояса $b = 0,125$ м высота упорной стенки

$$h_{пл} = F_{см} / b = 0,0151 / 0,125 = 0,121 \text{ м}.$$

По конструктивным соображениям принимаем высоту упорной стенки $h_{пл} = 0,25$ м, что обеспечивает $F_{см} = 0,125 \cdot 0,25 = 0,03125 \text{ м}^2$.

Упорная стенка воспринимает давление

$$q = N / F_{см} = 132,8 / 0,03125 = 4249,6 \text{ кН/м}^2,$$

которое создает изгибающий момент в стенке в расчете на 0,001 м ее ширины

$$M = \frac{1}{12} \frac{4249,6}{10^3} \left(0,125 + \frac{0,01 \cdot 2}{2} \right)^2 = 6,45 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отсюда необходимый по условию прочности (5.19) момент сопротивления стенки из стали ВСтЗПС с расчетным сопротивлением $R_y = 245$ МПа

$$W = \frac{M \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{6,45 \cdot 0,95}{245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 26,3 \cdot 10^{-9} \text{ м}^3.$$

Упорную стенку проектируем из пластины толщиной 16 мм, что обеспечивает момент сопротивления

$$W = \frac{0,001 \cdot (0,016)^2}{6} = 42,6 \cdot 10^{-9} \text{ м}^3 > 26,3 \cdot 10^{-9} \text{ м}^3.$$

Боковые пластины башмака проектируем площадью $0,25 \times$

× 0,14 и толщиной 10 мм, свариваем их с упорной стенкой сплошным двусторонним швом толщиной 8 мм. Парные тяжи привариваем к боковым пластинам двусторонним швом толщиной 10 мм и длиной 0,1 м.

Опорная плоскость фермы воспринимает реактивное усилие сжатия $A = 60,3$ кН, действующее под углом

$$\alpha = 90 - 18^\circ 26' = 71^\circ 34'$$

к продольным волокнам крайнего бруса верхнего пояса, выполненного из древесины второго сорта. Расчетное сопротивление смятию древесины крайнего бруса с учетом коэффициентов $m_b = 0,9$ и $\gamma_n = 0,95$ вдоль волокон

$$R_{cm} = 14 \cdot 0,9/0,95 = 13,3 \text{ МПа,}$$

поперек волокон

$$R_{cm\ 90} = 3 \cdot 0,9/0,95 = 2,8 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление древесины опорной плоскости фермы по формуле (6.4)

$$R_{cm\ \alpha} = \frac{13,3}{1 + \left(\frac{13,3}{2,8} - 1\right) (0,949)^3} = 3,16 \text{ МПа.}$$

Тогда из условия (6.27) определяем требуемую площадь опорной плоскости

$$F_{cm} = A/R_{cm\ \alpha} = 60,3/3,16 \cdot 10^3 = 0,0191 \text{ м}^2.$$

При ширине верхнего пояса $b = 0,125$ м необходимая ширина опорной плоскости фермы

$$a = F_{cm}/b = 0,0191/0,125 = 0,153 \text{ м.}$$

Опорную плоскость проектируем шириной $a = 0,2$ м и пришиваем к ней гвоздями антисептированную подкладку 13.

В коньковом узле фермы (рис. 6.14, в) смятие под опорной шайбой 14 крайнего бруса из древесины третьего сорта происходит также под углом $\alpha = 90^\circ - 18^\circ 26' = 71^\circ 34'$, под воздействием усилия в стойке $N = 38,8$ кН. Соответствующие расчетные сопротивления древесины:

$$R_{cm} = 10 \cdot 0,9/0,95 = 9,5 \text{ МПа;}$$

$$R_{cm\ 90} = 3 \cdot 0,9/0,95 = 2,8 \text{ МПа;}$$

$$R_{cm\ \alpha} = \frac{9,5}{1 - \left(\frac{9,5}{2,8} - 1\right) (0,949)^3} = 3,12 \text{ МПа.}$$

Из условия смятия (6.27) определяем необходимую площадь шайбы

$$F_{ш} = N/R_{cm\ \alpha} = 38,8/3,12 \cdot 10^3 = 0,0124 \text{ м}^2.$$

Шайбу проектируем из стали ВСтЗПС размером $0,12 \times 0,12$ м и толщиной 10 мм, что обеспечивает опорную площадь нетто $F_{\text{нт}} = (0,12)^2 - 3,14 (0,02)^2 / 4 = 0,0141 \text{ м}^2 > 0,0124 \text{ м}^2$.

Конструкция среднего узла нижнего пояса показана на рис. 6.14, г. Тяжи нижнего пояса привариваем к металлическим полосам 15 размером $0,30 \times 0,08$ м и толщиной 16 мм, которые соединяются с парными неравнобокими уголками 16 размером $110 \times 70 \times 8$ мм с помощью валиков 17 диаметром 32 мм и служат опорой для раскосов и стойки фермы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Справочник проектировщика инженерных сооружений*. Киев, Будивельник, 1988.
2. *СНиП 2.01.02 — 85*. Противопожарные нормы. М., Стройиздат, 1986.
3. *СНиП II-4 — 79*. Естественное и искусственное освещение. М., Стройиздат, 1980.
4. *СНиП 2.01.07 — 85*. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1986.
5. *СНиП 2.03.01 — 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1985.
6. *СНиП II-23 — 81*. Стальные конструкции. М., Стройиздат, 1982.
7. *СНиП 2.03.06 — 85*. Аллюминиевые конструкции. М., Стройиздат, 1986.
8. *СНиП II-22 — 81*. Каменные и армокаменные конструкции. М., Стройиздат, 1983.
9. *СНиП II-25 — 80*. Деревянные конструкции. М., Стройиздат, 1981.
10. *СНиП 2.02.01 — 83*. Основания зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1985.
11. *СНиП 2.02.03 — 85*. Свайные фундаменты. М., Стройиздат, 1986.
12. *СНиП II-18 — 76*. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.
13. *Строительные конструкции*. Под ред. В. Н. Байкова, Г. И. Попова. М., Высшая школа, 1986.
14. *Максимов А. П.* Горнотехнические здания и сооружения. М., Недра, 1984.
15. *Байков В. Н., Сигалов Э. Е.* Железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1985.
16. *Бурчаков Ю. И., Гнедин В. Е., Денисов В. М.* Строительная механика. М., Высшая школа, 1983.
17. *Карлсен Г. С.* Конструкции из дерева и пластмасс. М., Стройиздат, 1986.
18. *Справочник проектировщика*. Том расчетно-теоретический. М., Стройиздат, 1972.
19. *Справочник проектировщика*. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М., Стройиздат, 1985.
20. *Справочник проектировщика*. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий. М., Стройиздат, 1979.
21. *Пособие по проектированию деревянных конструкций* (к СНиП II-25 — 80). М., Стройиздат, 1986.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
1. Основы строительного проектирования зданий и сооружений горных предприятий	5
1.1. Объемно-планировочные и конструктивные решения	5
1.2. Специфика строительного проектирования с учетом экологических особенностей горного производства и подземного строительства	13
1.3. Унификация параметров зданий, сооружений и их конструктивных элементов	16
1.4. Основные нормативные положения по расчету строительных конструкций	25
1.5. Рекомендации по выбору расчетных схем и определению внутренних усилий	35
2. Бетонные и железобетонные конструкции	44
2.1. Общие положения по проектированию	44
2.2. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы	51
2.3. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы	83
2.4. Конструктивные решения бетонных и железобетонных элементов зданий и сооружений	92
2.5. Примеры проектирования изгибаемых железобетонных конструкций	117
2.6. Пример проектирования сжатых железобетонных конструкций	129
3. Каменные и армокаменные конструкции	132
3.1. Общие положения по проектированию	132
3.2. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций	136
3.3. Конструктивные решения каменных и армокаменных элементов зданий и сооружений	142
3.4. Примеры проектирования каменных и армокаменных конструкций	145
4. Основания и фундаменты	150
4.1. Виды естественных и искусственных оснований	150
4.2. Расчет оснований по предельным состояниям	155
4.3. Конструкции сборных и монолитных фундаментов	161
4.4. Расчет фундаментов	171
4.5. Пример проектирования основания и фундамента	177
5. Металлические конструкции	180
5.1. Общие положения по проектированию	180
5.2. Расчет элементов стальных конструкций	184
5.3. Расчет соединений стальных конструкций	198
5.4. Конструктивные решения металлических элементов зданий и сооружений	203
5.5. Пример проектирования изгибаемых стальных конструкций	213
5.6. Примеры проектирования сжатых и растянутых стальных конструкций	220
6. Деревянные и пластмассовые конструкции	234
6.1. Общие положения по проектированию	234
6.2. Расчет элементов деревянных конструкций	238
6.3. Расчет соединений деревянных конструкций	244
6.4. Особенности расчета пластмассовых конструкций	250
6.5. Конструктивные решения деревянных элементов зданий и сооружений	252
6.6. Примеры проектирования деревянных конструкций	256
Список литературы	271