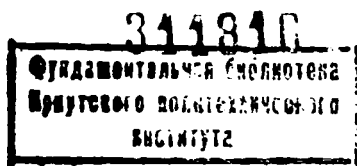


Р. Г. ШИШКИН СБОРНЫЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНЫХ
ПРОМЫШЛЕННЫХ
ЗДАНИЙ

Издание 2-е,
переработанное



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва — 1971

В книге содержатся сведения об объемно-планировочных и конструктивных решениях одноэтажных производственных зданий с каркасами из сборных железобетонных конструкций, в том числе важнейшие сведения по их унификации и проектированию. Дано описание основных видов несущих и ограждающих типовых конструкций из сборного железобетона, а также отдельных опытных и некоторых, получивших значительное распространение, конструкций повторного применения. Приведены данные об особенностях проектирования, применения и эксплуатации конструкций каждого вида. В значительной своей части книга отражает опыт работы ведущих институтов Главпромстройпроекта Госстроя СССР.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков и работников службы эксплуатации производственных зданий. Она может быть использована преподавателями и студентами строительных вузов и техникумов при курсовом и дипломном проектировании.

ПРЕДИСЛОВИЕ КО ВТОРОМУ ИЗДАНИЮ

Второе издание книги полностью переработано, дополнено описанием типовых сборных железобетонных конструкций, утвержденных после 1965 г., и новыми данными об эксплуатации конструкций в зданиях.

Учитывая пожелания читателей, во втором издании сохранены краткие сведения о типовых и других конструкциях массового применения, использованных в строительстве одноэтажных производственных зданий промышленных предприятий за последние 15 лет. Сведения дополнены некоторыми данными и комментариями, основанными на опыте эксплуатации зданий и конструкций. Это относится и к ряду типовых конструкций, снятых с производства в связи с освоением новых, более совершенных, а также к конструкциям, которые хотя и отменены (или будут отменены в ближайшее время), но продолжают изготавливаться до очередной перестройки технологических линий.

Автор приносит благодарность организациям и специалистам, приславшим отзывы на первое издание, содержащие полезные замечания, которые учтены при подготовке книги. Глубокую признательность выражает автор инж. Б. Ф. Васильеву за весьма ценные указания, сделанные при рецензировании рукописи.

ВВЕДЕНИЕ

Железобетон — один из основных материалов, применяемых в капитальном строительстве, в частности в строительстве зданий и сооружений промышленных предприятий. Особую роль в индустриализации строительства играет сборный железобетон. Промышленность сборного железобетона является одной из ведущих отраслей строительной индустрии.

В довоенные и первые послевоенные годы сборные железобетонные конструкции применялись в сравнительно небольшом объеме на отдельных стройках. В 1950 г. для всех видов строительства в СССР было использовано 13 млн. м³ железобетона, из них сборные железобетонные конструкции составляли всего 3,4 млн. м³.

Высокие темпы производства цемента и сборного железобетона были определены принятым в 1954 г. Постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства».

Динамика применения в капитальном строительстве железобетона и изменение доли сборного железобетона

Год	Всего железобетона в млн. м ³	Сборные железобетонные конструкции		Монолитные конструкции	
		млн. м ³	%	млн. м ³	%
1955*	24,8	5,7	23	19,1	77
1960*	53,2	30,2	56	23	44
1965*	93,4	56,2	60	37,2	40
1970	123,7	83	67	40,7	33

* Строительство в СССР. 1917—1967. Стройиздат, 1967.

В строительстве промышленных зданий и сооружений используется от 25 до 30% всего производимого в стране сборного железобетона. По оценке ЦНИИПромзданий сборные железобетонные конструкции в промышленном строительстве за последние несколько лет составляли примерно половину общего объема железобетона и бетона, расходуемого на здания и сооружения. При этом как абсолютный, так и удельный объем применения сборного железобетона в конструкциях зданий значи-

тельно больше, чем в сооружениях промышленных предприятий. Такая оценка основана на данных анализа проектов промышленных предприятий, разработанных на стадии рабочих чертежей институтами Главпромстройпроекта Госстроя СССР за последние пять лет.

Доля сборного железобетона в объеме отдельных конструкций промышленных зданий характеризуется в этих проектах следующими средними данными: сборных железобетонных фундаментов предусмотрено 17—18% (остальные — монолитные), сборных колонн — 95%, ферм и балок покрытий — практически 100%, плит покрытий — около 98% (остальные 2% — монолитные железобетонные участки и бетон замоноличивания швов). В целом в конструкциях надземной части одноэтажных зданий доля сборного железобетона в среднем оценивается не менее чем в 90%. Большой рост производства и широкое распространение сборного железобетона в промышленном строительстве, и в частности в строительстве одноэтажных зданий, объясняется рядом причин и условий, среди которых первостепенное значение имеют индустриализация строительства и создание мощной производственной базы сборного железобетона. Немаловажное значение для развития сборного железобетона имели выполненные в последние 15—20 лет научные исследования, многочисленные экспериментальные конструкторские разработки и испытания, разработка полного набора типовых сборных железобетонных конструкций промышленных зданий массового назначения.

С начала 50-х годов для покрытий зданий создаются и совершенствуются типовые сборные железобетонные балки с обычной (ненапрягаемой) арматурой (Промстройпроект, НИИЖБ), предварительно напряженные балки покрытий (проектные институты № 1 и 2, б. НИИ по строительству Минстроя СССР, Харьковский Промстройпроект, НИИЖБ), крупноразмерные плиты размером 6×1,5 м (КТИС, Промстройпроект, Ленинградский Промстройпроект, ЦНИПС), ставшие прообразом современных типовых плит покрытий.

Начиная с 1955 г. исследования, разработка, опытная проверка, внедрение экспериментальных и типовых сборных железобетонных конструкций расширяются. Разрабатываются типовые колонны для зданий с различными параметрами (Промстройпроект, проектный институт № 1, НИИЖБ), предварительно напряженные фермы пролетами 18—30 м (Промстройпроект, Гипротис—ЦНИИПромзданий, проектный институт № 1, Ленинградский Промстройпроект, НИИЖБ), подстропильные конструкции (Промстройпроект, НИИЖБ), плиты размерами 6×3 и 12×3 м (Гипротис—ЦНИИПромзданий, НИИЖБ) и другие конструкции.

В дальнейшем номенклатура типовых железобетонных конструкций расширяется, проводятся работы по унификации параметров зданий и конструкций. Появляются новые виды эффектив-

ной арматуры и разрабатываются новые варианты армирования типовых конструкций, например конструкций производственных зданий с электротермическим натяжением арматуры (ВНИИЖелезобетон, б. Уралниинжелезобетон, Промстройпроект и другие институты), конструкций с прядевой арматурой (НИИЖБ, ЭКБ ЦНИИСК, Башнистрой, институты Главпромстройпроекта).

В совершенствовании технологии изготовления конструкций одноэтажных промышленных зданий активно участвовали специализированные организации (Гипростройиндустрия — Гипростроммаш, Индустройпроект, ВНИИЖелезобетон, Гипростройматериалы и др.). Разработка типовых рабочих чертежей основных сборных железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий сосредоточена в последнее время в нескольких ведущих институтах Главпромстройпроекта (ЦНИИ-Промзданий, проектный институт № 1, Промстройпроект), привлекаются и другие институты. Научно-исследовательские работы и экспериментальная проверка экспериментальных и типовых конструкций одноэтажных зданий ведется главным образом НИИЖБ с привлечением в необходимых случаях других институтов (ЦНИИСК, Киевский НИИСК и др.). Большой вклад в совершенствование конструкций и внедрение их в массовое производство внесли работники строительных министерств, строительных трестов, трестов Оргтехстрой и предприятий сборного железобетона.

Сборный железобетон в зданиях обладает рядом достоинств — высокая капитальность, повышенная огнестойкость, большая коррозионностойкость, относительно малая металлоемкость и др. Однако по сравнению с конструкциями из стали он имеет и существенный недостаток: обуславливает большой вес надземной части зданий и увеличение нагрузок от собственного веса конструкций. Это определяет необходимость снижения веса железобетонных конструкций.

В последние годы Госстроем СССР разработан проект Основных направлений повышения технического уровня строительства на 1971—1980 гг. *, к подготовке которого были привлечены ведущие научно-исследовательские и проектные институты, министерства и ведомства. В области совершенствования конструкций и сооружений «Основными направлениями» предусматривается использование более прогрессивных и экономичных материалов и изделий повышенной заводской готовности. Поставлена задача значительно облегчить конструкции зданий и сооружений. Основным конструктивным материалом на предстоящий период по-прежнему останется сборный железобетон, к качеству которого предъявляются все более высокие требования. Значительно должны увеличиться объемы применения бетонов на лег-

* Кратко изложены в «Бюллетене строительной техники», 1970, № 1.

ких заполнителях, предварительно напряженных железобетонных конструкций, ячеистых и других видов легких бетонов. Намечается повысить удельный вес применения различного вида прогрессивных панельных конструкций с эффективными утеплителями вместо стен из кирпича.

По прогнозу НИИЖБ объем применения сборного железобетона во всех видах строительства увеличится в 1971—1980 гг. более чем в два раза, причем удельный вес применения тяжелого бетона в конструкциях уменьшится с 85% в 1970 г. до 60% в 1980 г., а легкого конструктивно-теплоизоляционного повысится с 12 до 35% (в том числе высокопрочного марки 300 и выше — с 0,1 до 6%), ячеистого конструктивно-теплоизоляционного — с 3 до 5% в 1980 г. [22].

В последнее время расширено и намечается более широкое применение стальных конструкций с использованием новых эффективных видов металлопроката, сталей повышенных марок и стального профилированного настила для покрытий. Работы институтов Главпромстройпроекта, выполненные в 1968—1970 гг., показали, что сокращение объема сборного железобетона в связи с более широким применением облегченных стальных конструкций целесообразно в первую очередь для зданий, возводимых в районах с высокой сейсмичностью (8—9 баллов), в труднодоступных районах (Крайний Север, Тюменская обл. и др.), в пустынных и высокогорных местностях и других районах сосредоточенного строительства, где отсутствует необходимая производственная база и доставка железобетонных конструкций сопряжена с трудностями или экономически не оправдана. Сборный железобетон вытесняется также в конструкциях покрытий зданий с большими пролетами (30 м и более), в несущих конструкциях неотапливаемых зданий, решаемых с легкими ограждениями из асбестоцементных волнистых листов, в подкрановых балках и некоторых других конструкциях.

В одноэтажных промышленных зданиях доля облегченных покрытий по стальным конструкциям в ближайшие годы будет расти за счет уменьшения доли покрытий с железобетонными плитами. Однако абсолютный объем производства сборного железобетона для одноэтажных зданий с учетом развития производства легкобетонных конструкций, а также постоянного роста объемов промышленного строительства сохранится на высоком уровне.

Главными факторами, определяющими рациональную область применения сборных железобетонных и стальных конструкций зданий, являются снижение стоимости строительства и трудоемкости строительно-монтажных работ, сокращение сроков возведения зданий, уменьшение веса конструкций и снижение транспортных расходов, использование имеющихся ресурсов, наличие производственных баз. Нельзя также не придавать серьезного значения сравнительным показателям расхода ме-

талла в железобетонных и стальных конструкциях, особенно в свете Директив XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 годы, в которых ставится задача обеспечить за пятилетие экономию металлопроката в размере 9—11%. Общие принципы рационального применения строительных конструкций из различных материалов изложены в «Технических правилах по экономному расходованию основных строительных материалов» (ТП 101-70), утвержденных Госстроем СССР в 1970 г. [72].

В Постановлении ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 28 мая 1969 г. «Об улучшении проектно-сметного дела» отмечается, что при проектировании предприятий, зданий и сооружений недостаточно анализируется экономическая эффективность применения тех или иных конструкций, в частности сборных железобетонных и стальных. Установлено, что вопрос о применении железобетонных, металлических и других строительных конструкций для зданий и сооружений должен решаться проектными организациями исходя из целесообразности и эффективности их применения, а также с учетом наличия соответствующих производственных баз и материальных ресурсов у министерства-подрядчика и министерства-заказчика. Это расширяет творческие возможности проектировщика и повышает его ответственность за выбор конструкций и обоснование решений.

В ряде случаев на стадии технического проекта приходится разрабатывать варианты конструктивных решений здания и производить технико-экономическое сравнение вариантов, выбирать наиболее экономичный и подходящий по всем условиям вариант для дальнейшей разработки в проекте. При этом на сметной стоимости объекта отражается разница в прейскурантных ценах, установленных на конструкции, изготавливаемые в разных районах страны, и другие конкретные условия поставки конструкций и материалов, местные условия строительства.

Недопустимы просчеты и ошибки в технико-экономических сопоставлениях и определении сметной стоимости строительства, а тем более искусственное занижение показателей и смет — все, что может создать ложное представление об эффективности намечаемых решений и приводить к ошибкам в планировании и в дальнейшем к дополнительным затратам. Поэтому в новых условиях при проектировании промышленных объектов особенно важно усиление работы по анализу экономической эффективности применения тех или иных конструкций.

Массовое применение сборного железобетона в промышленном строительстве требует дальнейшего повышения технического уровня проектирования, изготовления и монтажа конструкций, повышения квалификации технического персонала, осуществляющего эти работы. Одним из элементов решения этих задач является изучение имеющегося опыта проектирования, строительства и эксплуатации производственных зданий и их

конструкций, чему в значительной мере и посвящена книга.

За последние 15—20 лет построены тысячи промышленных предприятий. В большинстве производственных и складских однопэтажных зданий предприятий многих отраслей промышленности проектировщики и строители использовали сборный железобетон в каркасах, покрытиях и частично в стенах. Общая площадь этих зданий составляет сотни миллионов квадратных метров. В зданиях, построенных в разные годы, применялись различные типовые конструкции, разработанные и рассчитанные по нормативным документам, которые периодически дополнялись, совершенствовались и менялись. Железобетонные конструкции изготовлялись при этом различными способами, по нескольким технологическим схемам, с применением многих разновидностей арматурных сталей и способов натяжения арматуры.

Эти конструкции эксплуатируются в зданиях действующих промышленных предприятий и, как правило, находятся в удовлетворительном состоянии.

В директивах XXIV съезда КПСС ставится задача «...увеличить мощности, прежде всего на действующих предприятиях, путем внедрения передовой технологии, модернизации и замены устаревшего оборудования и осуществления других мероприятий, позволяющих повысить выпуск продукции, как правило, без расширения площадей, с меньшими затратами и в более короткие сроки по сравнению с новым строительством».

Теперь все чаще возникает необходимость в модернизации производства и реконструкции для этого производственных зданий, в ряде случаев с пристройкой новых пролетов. Когда в цехах меняется технологическое оборудование, устанавливаются мостовые краны другой грузоподъемности, меняется характер и размещение подвесных кранов и другого подвешенного оборудования, требуется производить новые расчеты существующих конструкций, проверять их несущую способность, иногда усиливать их или уменьшать нагрузки от ограждающих конструкций. Может потребоваться новый расчет, усиление старых конструкций из-за присущих им каких-либо «слабых мест», связанных с несовершенством первых нормативных материалов, неудачным конструктивным решением, низким качеством изготовления и монтажа и другими причинами. Хотя и крайне редко, но встречаются случаи аварийного состояния отдельных конструкций.

Во всех этих и многих других случаях для персонала эксплуатационных служб и специалистов научно-исследовательских, проектных и других организаций важно быстро и правильно установить тип и разновидность конструкций, шифр типовых или постановочных чертежей, по которым они изготовлены и смонтированы, определить организацию — автора чертежей, получить основные сведения о конструкциях, об опыте их применения и эксплуатации на других объектах.

Основное внимание в книге уделено сборным конструкциям одноэтажных зданий, включенным в последний каталог унифицированных железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий, утвержденный Госстроем СССР в конце 1970 г. Эти конструкции применяются в настоящее время в проектировании и строительстве по действующим типовым чертежам, а те из них, которые утверждены в самое последнее время, осваиваются предприятиями сборного железобетона, и их применение расширится в ближайшие годы. В книге также описываются особенности некоторых новых конструкций, которые пока еще не утверждены в качестве типовых, но рекомендованы или допущены к применению с целью накопления опыта их производства, монтажа и эксплуатации.

В конце книги дается указатель серий типовых чертежей сборных железобетонных конструкций, которые описаны или упоминаются в соответствующих главах книги.

**1.1. ТИПЫ ЗДАНИЙ. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ
К РЕШЕНИЯМ ЗДАНИЙ**

Производственные здания в отечественном строительстве проектируются большей частью одноэтажными. Удельный вес их составляет 79—80%, многоэтажных производственных — 14% и многоэтажных административно-бытовых — 6—7%.

Конструктивные особенности одноэтажных зданий открывают большие возможности применения крупных сеток колонн. Это позволяет создавать лучшие условия расстановки оборудования и организации производственных потоков; в любом месте здания свободно размещаются производста с тяжелым оборудованием; обеспечивается большая маневренность при перестройке технологического процесса; проще и экономичнее решаются транспортные и грузоподъемные устройства.

В практике проектирования и в строительных нормах принята определенная терминология для параметров зданий:

объемно-планировочный элемент — часть здания с размерами, равными высоте здания (или помещения), пролету и шагу; планировочный элемент — горизонтальная проекция объемно-планировочного элемента;

объемно-планировочные параметры — основные линейные размеры объемно-планировочных элементов: пролеты, шаги, высоты;

пролет — расстояние между разбивочными осями отдельных опор в направлении, соответствующем пролету основной несущей конструкции покрытия;

шаг — расстояние между разбивочными осями, определяющими расположение отдельных опор или расположение основных несущих конструкций; при этом различают шаг колонн и шаг стропильных конструкций;

сетка колонн — расположение разбивочных осей колонн в плане; обозначается как произведение пролета на шаг колонн, например 24×12 м;

высота одноэтажного здания — расстояние от уровня пола до условной отметки покрытия; высота помещения одноэтажного здания — расстояние от уровня чистого пола до низа несущей конструкции покрытия вблизи опирания на колонну.

Расположение и взаимосвязь элементов зданий координируются привязкой к пространственной прямоугольной системе модульных плоскостей, линий их пересечения (модульных линий) и точек пересечения модульных линий (модульных точек). Привязкой называется расстояние от модульной разбивочной оси до грани или до геометрической оси элемента.

Объемно-планировочные решения зданий промышленных предприятий должны удовлетворять требованиям современной технологии производства и индустриализации строительства. Этим объясняется массовый переход к пролетам 18, 24 и 30 м; увеличение шага колонн в большинстве зданий до 12 м и для определенных производств до 18 м; увеличение доли зданий с подвесным транспортом (подвесные краны, монорельсы, конвейеры), подвесными коммуникациями и др.

Широко применяется блокирование производств, цехов, а в некоторых случаях и целиком заводов в одном здании. В последние годы построено немало зданий площадью 100 тыс. м² и более, имеются здания площадью свыше 200 тыс. м², а главный корпус Волжского автомобильного завода имеет площадь более 1 млн. м².

Среди производственных зданий можно выделить следующие основные разновидности: здания со скатной кровлей и с плоской кровлей, с фонарями и без фонарей, крановые и бескрановые. В практике строительства встречаются различные сочетания этих признаков. Отечественные нормы относят к плоским кровлям, имеющие уклон от 0 до 2,5%. С плоской кровлей без фонарей выполнялись в последние годы преимущественно здания для предприятий текстильной промышленности, искусственного волокна, радиоэлектроники и других отраслей, где требуется создание определенных температурно-влажностных режимов. Здания с фонарями в основном строятся со скатной кровлей, однако в последние годы фонари устраивают и в зданиях с плоской кровлей. Построены первые здания со светопрозрачными колпаками на кровле.

Разновидность одноэтажных производственных зданий представляют здания так называемого павильонного типа. Это — отдельно стоящие одно-, двух- и трехпролетные, реже многопролетные здания с встроенными этажерками для размещения технологического оборудования. Такие здания предназначены для размещения производств, в которых преобладают вертикальные схемы технологических процессов.

По оценке ЦНИИПромзданий структура всех одноэтажных производственных зданий строительства 1970 г. может быть представлена в следующем виде: здания с фонарями — около 74% общей площади, здания без фонарей — 24% и со светопрозрачными колпаками — 2—3%; здания с мостовыми кранами — 29%, с подвесным транспортом — 48%, здания бескрановые и без подвесного транспорта — 23%.

Рекомендации по применению зданий различных типов и разновидностей приводятся в указаниях, разрабатываемых для руководства при проектировании объектов различных отраслей промышленности.

При проектировании промышленных предприятий следует предусматривать ограниченное число типов зданий и их конструктивных решений. Здания должны проектироваться прямоугольной формы в плане и преимущественно без перепадов высот. Целесообразны здания с одинаковыми пролетами одного направления и высоты. При соответствующем обосновании (технология, блокирование) допускается минимальное количество разных унифицированных пролетов; если же по технологическим требованиям часть пролетов одного направления проектируется увеличенной высоты, то повышенные пролеты следует группировать вместе и располагать по одну сторону от пониженных пролетов. Во всех случаях надо избегать пониженных средних пролетов, способствующих образованию снеговых мешков. Проектирование зданий с пролетами взаимно перпендикулярных направлений может быть допущено только в случаях, когда это даст существенные преимущества в технологической планировке и в организации производственных процессов. Ширина зданий устанавливается с учетом требований пожаро- и взрывобезопасности.

1.2. СЕТКА КОЛОНН, ШАГ СТОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В директивных материалах Госстроя СССР, принятых в 1960 г. [54] и определивших техническую политику в проектировании промышленных предприятий на длительный период, рекомендовано для одноэтажных многопролетных зданий массового типа применять в цехах без кранов главным образом сетку колонн 18×12 м (в отдельных производствах и более крупную сетку) и в цехах с кранами сетки 18×12 и 24×12 м, а для отдельных производств с крупногабаритным оборудованием — пролеты 30 и 36 м. При подвесном транспортном оборудовании или при подвесных потолках, а также при подвеске значительного количества различных коммуникаций рекомендовано располагать несущие конструкции покрытий (балки, фермы) через 6 м и применять подстропильные конструкции. При отсутствии подвесного «хозяйства» рекомендованы стропильные балки и фермы с шагом 12 м, а для покрытия — плиты пролетом 12 м (в этом случае не требуются подстропильные конструкции).

За истекшее десятилетие в значительной мере упорядочено применение унифицированных сеток колонн, что благоприятно сказалось на строительном производстве. До трех четвертей площадей всех одноэтажных производственных зданий проектируется и строится с сетками колонн 18×12 и 24×12 м. Остальная четверть площадей — с сетками колонн 9×6 , 12×6 , 18×6 , $24 \times$

$\times 6$, 30×12 , 36×12 м. В проектировании производственных зданий практически полностью исключены сетки колонн 15×6 и 21×6 м. Сетка 27×6 м применяется в виде исключения только для зданий электролиза алюминия.

Проводимая в течение длительного времени определенная техническая тенденция в проектировании привела в конечном итоге к расширению применения шага стропильных конструкций 12 м. По данным анализа проектов институтов Госстроя СССР и другим выборочным подсчетам количество площадей производственных зданий, запроектированных в 1968—1969 гг., с шагом ферм 12 м и железобетонными плитами оценивается примерно 20%, а с шагом ферм и балок 6 м — 80%.

Применение шага стропильных конструкций 12 м и плит 12×3 м сокращает количество монтажных элементов, что при правильной организации монтажных работ уменьшает их трудоемкость возведения. При этом в зданиях с мостовыми кранами (без каких-либо подвесных устройств) расход бетона и стали в покрытиях с шагом стропильных конструкций 6 и 12 м, как правило, практически близок; близка в обоих случаях и стоимость конструкций в деле в расчете на 1 м^2 здания.

В последние годы заметно увеличилось количество подвесных устройств и в зданиях с мостовыми кранами. Это — главным образом мостики и площадки для обслуживания светильников, очистки фонарей, ремонта кранов, установки санитарно-технического и другого оборудования и т. д. Все эти устройства при пролете поддерживающих прогонов 12 м (т. е. при шаге ферм 12 м) утяжеляются, расход стали для них несколько возрастает. Это необходимо учитывать в технико-экономических сопоставлениях, не ограничиваясь только сравнением основных конструкций покрытий. Использование при шаге ферм 12 м плит покрытий размером $12 \times 1,5$ м (вместо плит 12×3 м) существенно ухудшает экономические показатели покрытия с шагом стропильных конструкций 12 м, увеличивает массу здания (см. 11.7).

В зданиях с подвесным транспортом, подвесными потолками и другими подвесными устройствами расход стали на 1 м^2 (с учетом разницы в расходе стали на подвесные устройства, крановые пути, монорельсы, несущие элементы, конвейеры и др.) при сравнимых условиях и одинаковой арматуре в конструкциях меньше при схеме конструкций покрытия с шагом ферм 6 м, плитами 6×3 м и подстропильными фермами, по сравнению со схемой покрытия с шагом ферм 12 м. В таких зданиях при шаге ферм 6 м меньше и стоимость конструкций покрытия на 1 м^2 здания. Несколько больше эта разница сказывается в зданиях с плоской кровлей, в которых при отсутствии подстропильных конструкций необходимы вертикальные связи по опорным стойкам стропильных ферм и распорки между колоннами во всех рядах. При шаге ферм 12 м это требует увеличения расхода металла.

1.3. УНИФИКАЦИЯ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ И СХЕМ ЗДАНИЙ

Вместе с интенсивным ростом промышленного строительства и появлением новых отраслей промышленности количество типов зданий, сеток колонн, высот зданий и других параметров сильно возросло. Только переход к индустриальному изготовлению подавляющей части конструкций и деталей зданий мог обеспечить повышение производительности труда, сокращение сроков и снижение стоимости строительства. Для этого необходима была унификация и типизация массовых конструкций. Унификация конструкций зданий сводится в конечном итоге к унификации объемно-планировочных решений, сокращению количества пролетов и шагов колонн, высот и других параметров, а также к установлению определенных рядов расчетных нагрузок для типовых конструкций.

В 1954 г. были начаты работы по унификации объемно-планировочных решений зданий и сокращению количества габаритных схем производственных и вспомогательных цехов машиностроительных заводов. К 1960 г. унификация коснулась 35 различных отраслей промышленности. Работы, проведенные в этот период, позволили существенно сократить количество типоразмеров конструктивных элементов зданий. Однако в целом количество типов зданий, сооружений, а также строительных конструкций и изделий, изготавливаемых на предприятиях сборного железобетона, оставалось еще очень большим. Наряду с уменьшением количества параметров и конструкций появились новые конструкции для зданий с плоской кровлей, изменились и усложнились нагрузки от снеговых мешков в перепадах зданий, от подвесного транспорта и подвесных потолков. Затрудняло развитие унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий несоответствие в некоторых случаях параметров зданий габаритам технологического оборудования.

В 1961 г. были разработаны «Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий» (СН 223-62), обязательные для применения. Отступления от этих норм допускались только при разработке проектов реконструкции предприятий и для экспериментального строительства. Согласно СН 223-62 размеры пролетов одноэтажных зданий приняты: для зданий без мостовых кранов — 12, 18 и 24 м, а для зданий с мостовыми кранами — 18, 24 и 30 м и более, кратными 6 м. Для зданий без кранов при необходимости возможно применение пролетов 30 м и более, кратных 6 м, а для зданий с кранами — пролетов 12 м. Для отдельных отраслей промышленности допускается применение пролетов 6 и 9 м. Высоты помещений (от отметки чистого пола до низа несущих конструкций покрытия на опоре) принимаются строго определенные для соответствующих пролетов зданий без

**Унифицированные габаритные схемы одноэтажных зданий
промышленных предприятий**

Пролет в м	Здания без мостовых кранов			Здания с мостовыми кранами		
	высота до низа кон- струкций покрытия Н в м	шаг колонн в м		высота до низа кон- струкций покрытия Н в м	шаг колонн в м	
		крайних	средних		крайних	средних
12	3,6 4,2 4,8 6	6	6	—	—	—
18	4,8 6 7,2 8,4 9,6 10,8 12,6	6 или 12	6 или 12	8,4 9,6 10,8 12,6 14,4	6 или 12 6 » 12 6 » 12 6 » 12 6 » 12	6 или 12 6 » 12 6 » 12 12 12
24	6 7,2 8,4 9,6 10,8 12,6	6 или 12	6 или 12 6 » 12 12 12 12	8,4 9,6 10,8 12,6 14,4 16,2 18	6 или 12	6 или 12 6 » 12 6 » 12 12 12 12
30	—	—	—	12,6 14,4 16,2 18	6 или 12	12

мостовых кранов (от 3,6 до 12,6 м) и зданий с мостовыми кранами (от 8,4 до 18 м). Эти высоты приняты и в унифицированных габаритных схемах, кроме одной высоты (5,4 м) для зданий без мостовых кранов, которая имеется в СН 223-62. По технологическим требованиям можно применять большие высоты, чем указаны в основных положениях, а именно: до 10,8 м — кратными 1,2 м для зданий пролетами 12 м, а при больших высотах — кратными 1,8 м; для зданий пролетами 18, 24 и 30 м — кратными 1,8 м. Высоты 3,6 и 4,2 м допускаются только для зданий со скатной кровлей с наружным отводом воды. В последнее время ЦНИИПромзданий пересматривает принятую градацию высот зданий с тем, чтобы включить дополнительные высоты с градациями, кратными 0,6 м.

В 1961 г. Госстроем СССР утверждены унифицированные схемы одноэтажных промышленных зданий, обязательные для применения при разработке типовых и индивидуальных проектов предприятий и зданий всех отраслей промышленности. Отступление от этих схем допускалось при специальном обосновании, и если по технологическим соображениям параметры зданий превышали унифицированные. Унифицированные габаритные схемы разработаны для зданий массового применения в промышленном строительстве: без кранов, без подвесного и с подвесным подъемно-транспортным оборудованием грузоподъемностью до 5 т и для зданий, оборудованных мостовыми кранами

Таблица 1.2

Унифицированные габаритные схемы¹ одноэтажных однопролетных зданий, оборудованных ручными мостовыми кранами

Пролет в м	Здания обычного типа (незаглубленные)			Здания заглубленные (ниже нулевой отметки)		
	высота до низа конструкции покрытия Н в м	отметка головки кранового рельса в м	грузоподъемность кранов в т	высота до низа конструкции покрытия Н в м	отметка головки кранового рельса в м	грузоподъемность кранов в т
9	6	5,15	До 8	6	5,15	До 8 » 8 » 8 12,5—20
	6,6	5,75		6,6	5,75	
	7,2	6,35		7,2	6,35	
	7,8	6,95		7,2	5,7	
	8,4	7,55				
12	6	5,15	До 8	6	5,15	До 8 » 8 » 8 12,5—20
	6,6	5,75	» 8	6,6	5,75	
	7,2	6,35	» 8	7,2	6,35	
	7,8	6,95	» 8	7,2	5,7	
	8,4	7,55	» 8			
	7,2	5,7	12,5—20			
	7,8	6,3	12,5—20			
	9	7,5	12,5—20			
	9,6	8,1	12,5—20			
18	6	5,15	До 8	6	5,15	До 8 » 8 » 8 12,5—20
	6,6	5,75	» 8	6,6	5,75	
	7,2	6,35	» 8	7,2	6,35	
	7,8	6,95	» 8	7,2	5,7	
	8,4	7,55	» 8			
	7,2	5,7	12,5—20			
	7,8	5,3	12,5—20			
	8,4	6,9	12,5—20			
	9	7,5	12,5—20			
	9,6	8,1	12,5—20			

¹ Разработаны институтами ЦНИИПромзданий и Гипронефтезаводы, утверждены Госстроем СССР в 1968 г.

грузоподъемностью до 50 т (табл. 1.1). Габаритными схемами предусматривается возможность применения как скатной, так и плоской кровли. Каждой высоте здания, оборудованного мостовыми кранами различной грузоподъемности, соответствует единая отметка крановой консоли, назначенная из условия размещения крана с наибольшей грузоподъемностью (из числа предусмотренных в данной габаритной схеме). Отметки головки кранового рельса установлены исходя из его высоты с подкладками 150 мм и высоты подкрановой балки под краны грузоподъемностью 10, 20 и 30 т при шаге колонн 12 м — 1400 мм, при шаге колонн 6 м — 1000 мм (за исключением зданий высотой 8,4 м, оборудованных краном $Q=10$ т, для которых подкрановая балка принята высотой 800 мм).

В дальнейшем типовые проекты одноэтажных производственных зданий, типовые секции и пролеты, а также типовые конструкции разрабатывались в соответствии с утвержденными унифицированными габаритными схемами.

Унифицированные габаритные схемы одноэтажных однопролетных зданий, оборудованных ручными мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т включительно, приведены в табл. 1.2. Применение этих схем обеспечивает единство технических решений, снижает стоимость строительства и сокращает эксплуатационные расходы для зданий, в которых можно ограничиться ручными мостовыми кранами, предназначенными главным образом для монтажа, демонтажа и ремонта технологического оборудования. Шаг колонн единый — 6 м. Кроме обычных схем незаглубленных зданий часть габаритных схем предусматривает возможность заглубленных зданий (с минусовыми отметками пола). Для подземной части заглубленных зданий и для незаглубленных зданий принята единая номенклатура колонн. Дополнительные габаритные схемы при проектировании таких зданий могут применяться наравне с унифицированными габаритными схемами, утвержденными в 1961 г.

Целям унификации объемно-планировочных и конструктивных схем зданий служили разработанные ЦНИИПромзданий и Промстройпроектом унифицированные типовые секции (УТС) и унифицированные типовые пролеты (УТП) одноэтажных производственных зданий. В 1963—1964 гг. Госстроем СССР были утверждены типовые секции (УТС) для применения при проектировании предприятий химической, машиностроительной, пищевой и легкой промышленности, специализированных предприятий бытового обслуживания населения, предприятий обслуживания трамвайного и троллейбусного транспорта, литейного, кузнечного и прессового производства. Параметры УТС: сетка колонн 12×6, 18×12, 24×12 и 30×12 м, ширина секций 24, 48, 72 и 144 м (при пролетах 30 м — ширина 30 и 60 м), длина секций 60 и 72 м, высота — по унифицированным габаритным схемам, шаг стропильных ферм 6 и 12 м, грузоподъемность кранов

(в зданиях с кранами) до 20 и 30 т. Для производств строительных материалов и строительной индустрии были утверждены унифицированные типовые пролеты (УТП): 18 м, длиной 144 м, высотой 7,2 м; соответственно $24 \times 144 \times 10,8$ м и $30 \times 72 \times 9,6$ м. Для нерудной промышленности пролеты 12 м высотой 14,4 м; 18 м высотой 18 м и 24 м высотой 18 м. УТП нашли широкое применение в проектировании.

В результате двухлетнего опыта проектирования с использованием УТС и УТП было допущено разрабатывать проекты зданий по типовым секциям с изменением числа пролетов УТС и их длин на величину, кратную шагу средних рядов колонн для многопролетных зданий и кратную шагу 6 м для однопролетных зданий. Разрешено также изменять высоту зданий, руководствуясь унифицированными габаритными схемами (см. табл. 1.1).

За годы, прошедшие после разработки УТС и УТП, ряд типовых чертежей конструкций был обновлен, дополнен вариантами с новыми видами арматуры. Маркировка конструкций на монтажных схемах УТС и УТП не отражает этих изменений. При проектировании зданий теперь используются возможности увеличения блоков (против принятых в УТС) для уменьшения количества температурных швов с парными рядами колонн (см. 6.10). Все эти обстоятельства привели к тому, что в течение нескольких лет альбомы чертежей типовых секций превратились по существу только в пособие для проектировщиков.

Экономический эффект от унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений промышленных предприятий состоит в снижении затрат на проектирование объектов и изготовление унифицированных сборных конструкций и деталей и по ориентировочным подсчетам ЦНИИПромзданий и НИИЭС Госстроя СССР составляет более 200 млн. руб. в год. Значительным источником экономии является также сокращение сроков строительства благодаря применению унифицированных конструкций заводского изготовления, поставляемых в более короткие сроки, чем неунифицированные конструкции индивидуального изготовления.

Работы по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий возобновлены в последние годы и ведутся на основе более глубокой научной проработки всего комплекса вопросов институтом ЦНИИПромзданий с привлечением ряда ведущих отраслевых проектных институтов.

2.1. СХЕМЫ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

Несущие конструкции одноэтажных зданий из сборных железобетонных элементов принято делить на поперечные и продольные. Поперечные конструкции каркаса здания называют рамами; они воспринимают нагрузки от покрытия, снега, кранов, ветра, действующего на продольные стены и фонари, а при каркасных стенах — также нагрузки от стен. В отдельных случаях рамы могут быть рассчитаны и на восприятие других нагрузок и воздействий, например сейсмических.

Продольные конструкции здания обеспечивают устойчивость поперечных рам и воспринимают продольные нагрузки от торможения кранов и от ветра, действующего на торцовые стены здания и торцы фонарей. Продольные конструкции могут воспринимать и другие нагрузки и воздействия, в том числе сейсмические.

Поперечные конструкции (рамы здания) состоят из основных несущих элементов каркаса здания: стоек и ригелей. В одноэтажных зданиях сборные железобетонные рамы могут быть однопролетные, двухпролетные и многопролетные. В современном промышленном строительстве преобладают многопролетные здания.

Сборные железобетонные поперечные рамы собирают из стоек (в одноэтажных зданиях их называют колоннами) и ригелей, в качестве которых используют сплошные элементы — балки покрытия (называемые в дальнейшем стропильными балками) либо решетчатые элементы — фермы покрытия (называемые в дальнейшем стропильными фермами). Сборные элементы рам — колонны и балки, а также колонны и фермы — могут сопрягаться между собой при помощи шарнирных либо жестких соединений в узлах. В практике отечественного промышленного строительства рамы одноэтажных зданий с жесткими узлами при сборных железобетонных конструкциях практически не применяются; распространение получили только рамы с шарнирными верхними узлами. Колонны и ригели соединяются между собой при помощи закладных деталей, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Такие соеди-

нения податливы, поэтому условно рассматриваются как шарнирные, хотя практически способны воспринимать небольшие моменты, обычно не учитываемые в расчете. Внизу колонны заземлены в фундаментах. Сборные железобетонные рамы делают обычно из типовых элементов заводского изготовления.

Рамы зданий в продольном направлении соединяются между собой поверху жестким диском покрытия (при скатных покрытиях с небольшой высотой опорных частей стропильных балок и ферм), или подстропильными конструкциями, которые обеспечивают наиболее жесткое соединение, или продольными вертикальными связевыми элементами в уровне опорных частей стропильных балок и ферм, а иногда и горизонтальными связями. В зданиях с мостовыми кранами соединительными элементами продольной конструкции служат подкрановые балки и связи между колоннами.

2.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ПОКРЫТИЙ

Одноэтажные производственные здания в зависимости от их профиля и решения кровли можно разделить на две основные группы: здания со скатными кровлями и здания с плоскими кровлями.

Здания со скатными кровлями по профилю покрытия и решению каркаса имеют следующие разновидности:

- а) однопролетные с двускатной кровлей (рис. 2.1, а);
- б) двухпролетные с двускатной кровлей с применением односкатных балок (см. рис. 2.1, а);
- в) трехпролетные с перепадами и без перепадов с применением одно- и двускатных балок (см. рис. 2.1, а);
- г) многопролетные с применением двускатных балок или ферм (рис. 2.1, б).

Возможно применение одно- и двускатных стропильных конструкций и в других сочетаниях. Здания первых трех видов строят с наружным отводом воды, а многопролетные — только с внутренним. Многопролетные здания со скатной кровлей могут быть с фонарями и без них.

Здания с плоской кровлей, как правило, — без фонарей, многопролетные с горизонтальными ригелями в виде балок или ферм (рис. 2.1, в), с минимальным количеством перепадов высот.

Типовые конструктивные решения зданий со скатной и плоской кровлей предусматривают применение крупнопанельных плит покрытий пролетом 6 или 12 м, опирающихся непосредственно на балки или на фермы покрытия.

Здания со скатной или плоской кровлей из типовых унифицированных конструкций имеют несколько конструктивных схем, которые могут быть сведены к четырем основным вариан-

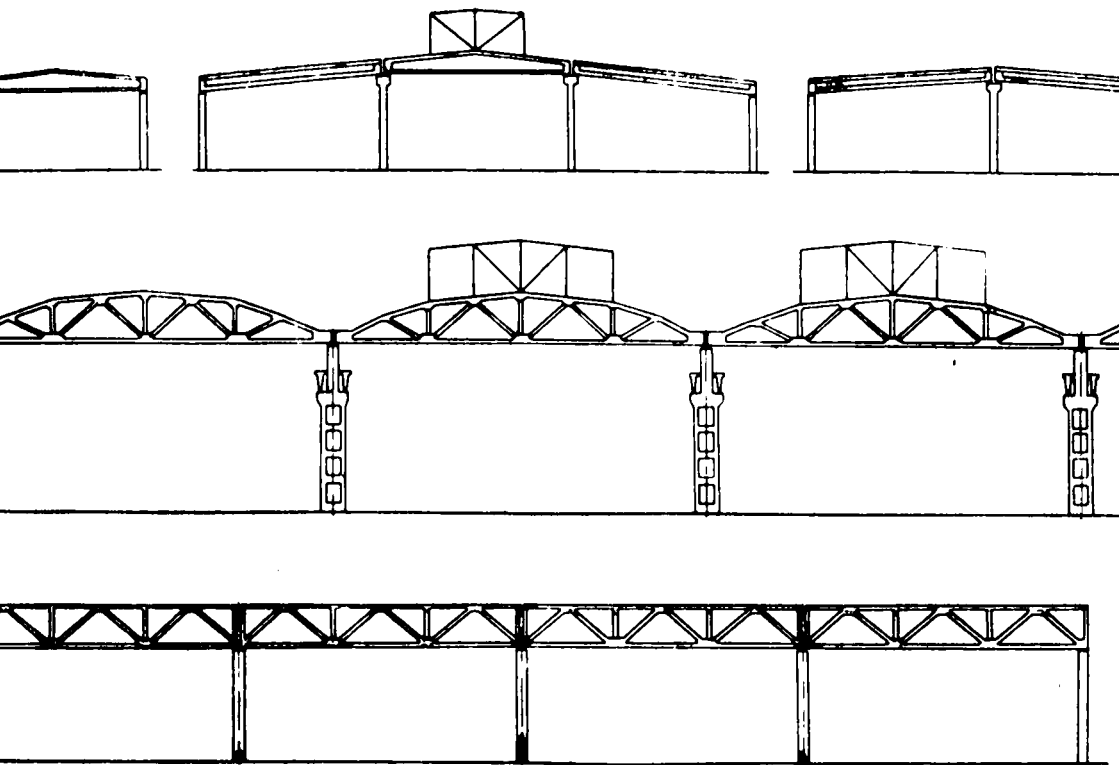


Рис. 2.1. Каркас одноэтажных зданий

однопролетного, двухпролетного и трехпролетного с применением двускатных и односкатных балок; б — многопролетное с применением ферм со скатной кровлей; в — то же, с плоской кровлей

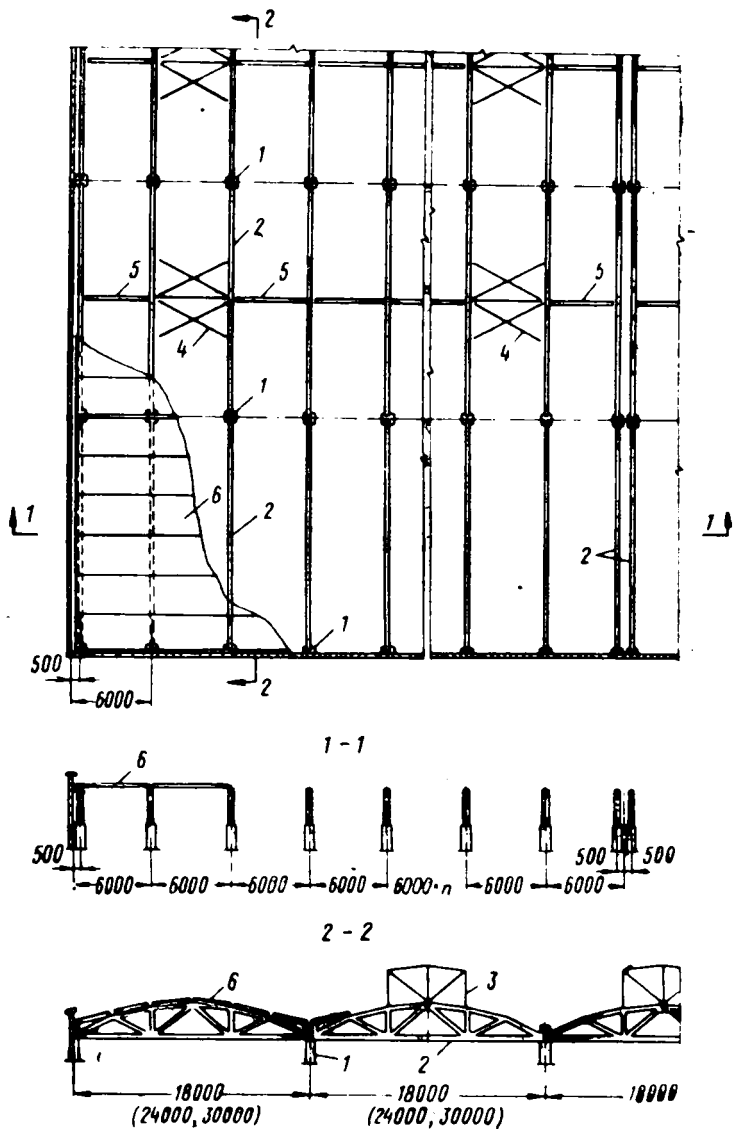


Рис. 2.2. Конструктивная схема I покрытия зданий со скатной кровлей при шаге колонн 6 м

1 — колонна; 2 — стропильная ферма; 3 — фонарь; 4 — стальные связи; 5 — распорка; 6 — плита длиной 6 м

там¹: схема I — соответствующая каркасам зданий с шагом всех колонн и стропильных конструкций 6 м; схема II — то же,

¹ Нумерация схем дана не в порядке их рекомендаций, а в порядке, удобном для классификации.

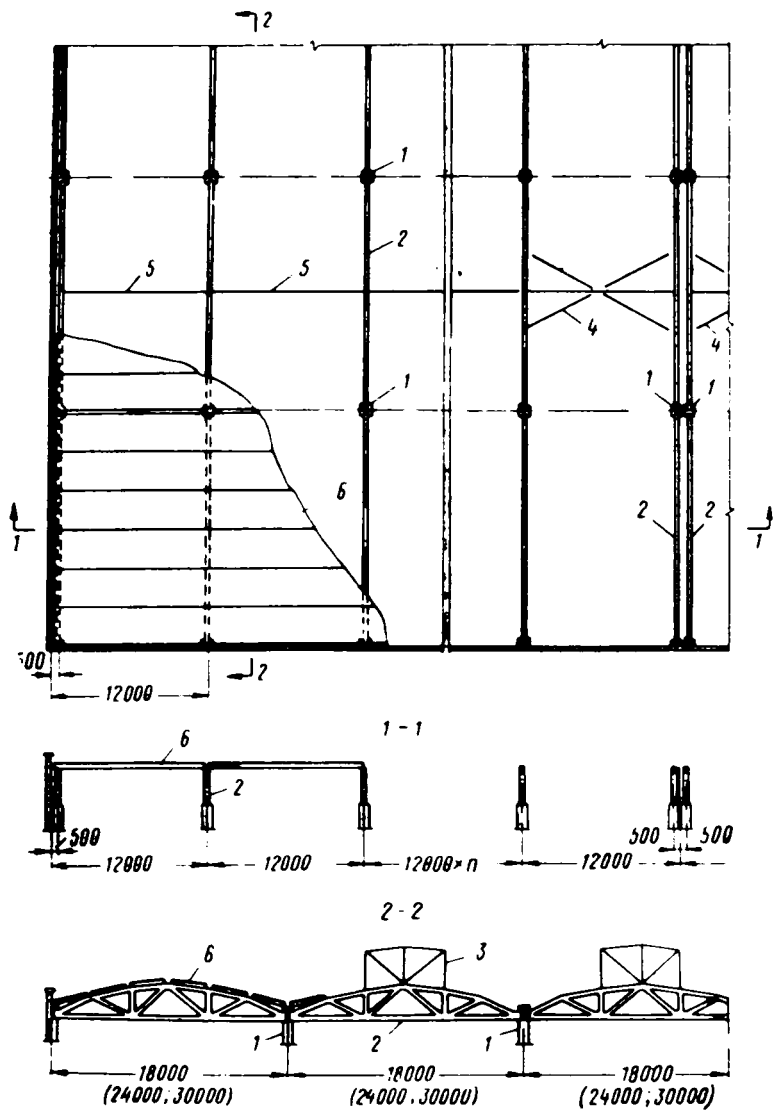


Рис. 2.3. Конструктивная схема II покрытия зданий со скатной кровлей при шаге колонн и стропильных конструкций 12 м
 1 — колонна; 2 — стропильная ферма; 3 — фонарь; 4 — стальные связи; 5 — стальная распорка; 6 — плита длиной 12 м

12 м; схема III — соответствующая каркасам зданий с шагом всех колонн 12 м и шагом стропильных конструкций 6 м; схема IV — соответствующая каркасам зданий с шагом колонн по средним продольным рядам 12 м, шагом колонн по крайним ря-

дам 6 м, всех стропильных конструкций также 6 м (эта схема представляет сочетание схем I и III).

Для зданий со скатными покрытиями и типовыми стропильными балками и фермами конструктивные схемы I и II с шагом колонн и стропильных конструкций соответственно 6 и 12 м показаны на рис. 2.2 и 2.3, конструктивная схема IV — на рис. 2.4.

Для зданий с плоскими покрытиями и типовыми конструк-

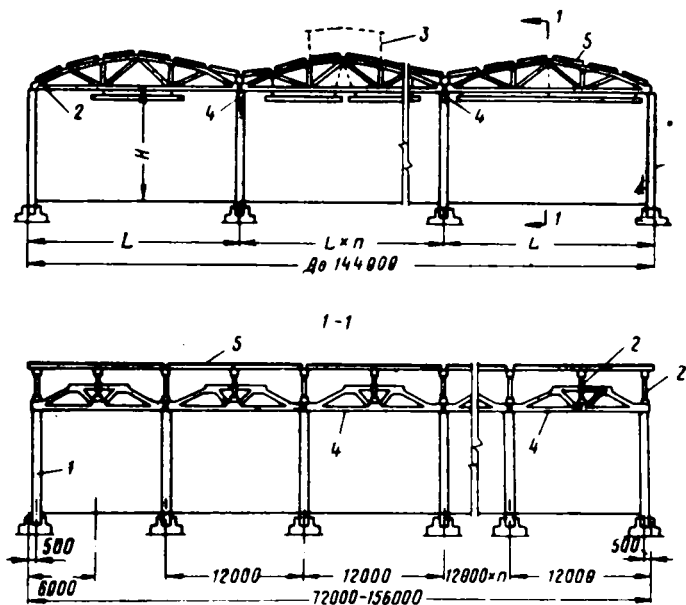


Рис. 2.4. Конструктивная схема IV покрытия зданий со скатной кровлей при шаге колонн среднего ряда 12 м и шаге стропильных ферм 6 м

1 — колонна; 2 — стропильная ферма; 3 — фонарь; 4 — подстропильная ферма; 5 — плита длиной 6 м

циями перечисленные основные конструктивные схемы решаются следующим образом.

Конструктивная схема I (рис. 2.5). Стропильные балки или фермы устанавливаются на колонны с шагом 6 м. В крайних ячейках каждого температурного блока здания, длина которого по нормам принимается 72 м (если не ведется специального расчета на температурные воздействия), по оси колонн устанавливаются вертикальные связевые стальные фермы между смежными балками или фермами. В остальных ячейках между связевыми блоками и в уровне верха колонн устанавливаются распорки из стальных линейных элементов для развязки колонн поверху и стропильных конструкций покрытия на уровне их опорных узлов. Плиты покрытия приваривают к закладным

деталюм верхнего пояса балок или ферм и рассматривают совместно как жесткий диск по верхним поясам балок или ферм. Этот диск из плит покрытия заменяет горизонтальные связевые фермы; плиты служат также распорками между балками или фермами, закрепленными на опорах вертикальными связями (т. е. связевыми блоками), и остальными балками или фермами.

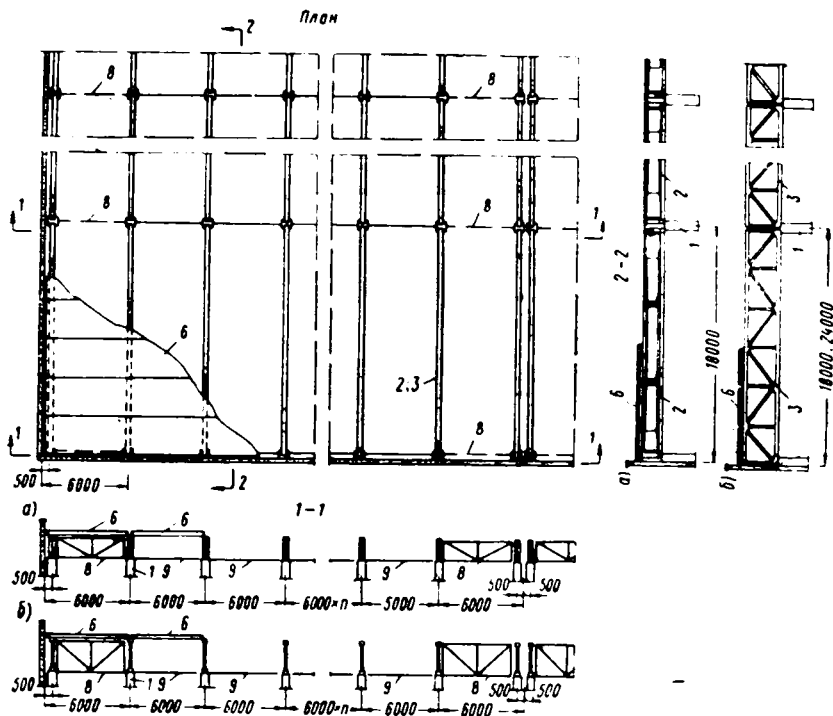


Рис. 2.5. Конструктивная схема I покрытия зданий с плоской кровлей

а — вариант с балками; б — вариант с фермами; 1 — колонна; 2 — стропильная балка; 3 — стропильная ферма; 6 — плита длиной 6 м; 8 — вертикальная связевая ферма; 9 — связевая распорка (позиции 4, 5 и 7 ам. на рис. 2.6 и 2.7)

Конструктивная схема II (рис. 2.6). Стропильные балки или фермы устанавливаются непосредственно на колонны с шагом 12 м. В крайних ячейках каждого температурного блока здания, как и при схеме I, балки или фермы соединяются попарно вертикальными связевыми стальными фермами пролетом 12 м. Далее схема повторяет схему I с той разницей, что длина линейных стальных связевых элементов между колоннами равна 12 м вместо 6 м, плит — 12 м (как правило, 12×3 м).

Конструктивная схема III (рис. 2.7). Стропильные балки или фермы с шагом 6 м устанавливаются на подстропильные балки или фермы пролетом 12 м. Работа поперечных рам обеспечивается достаточно жестким соединением опор подстропильных

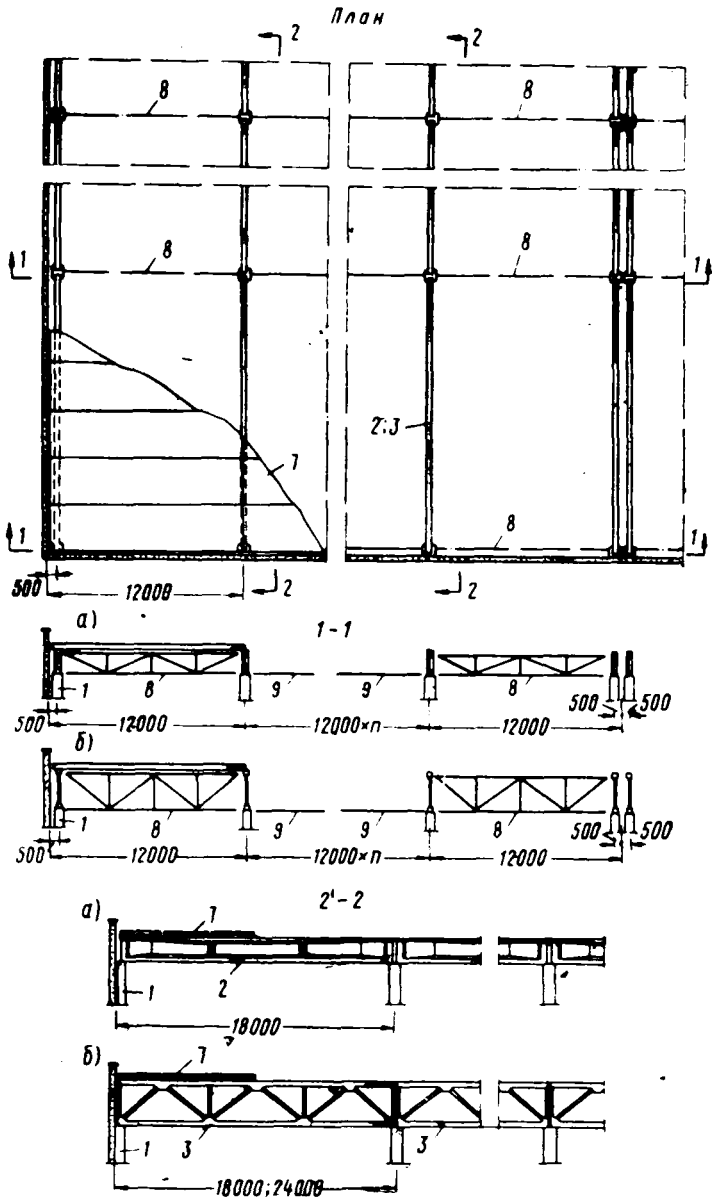


Рис. 2.6. Конструктивная схема II (обозначения см. по рис. 2.5)

7 — плита длиной 12 м

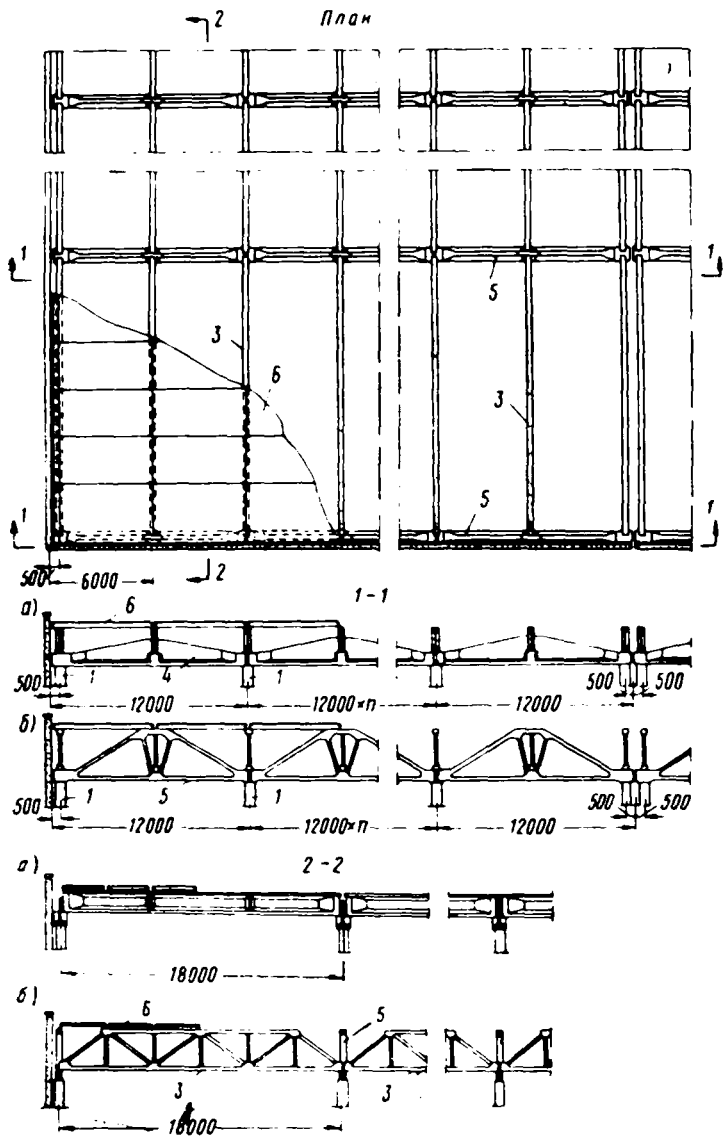


Рис. 2.7. Конструктивная схема III (обозначения см. по рис. 2.5)

4 — подстропильная балка; 5 — подстропильная ферма

ферм с колоннами с условным шарнирным соединением. Стропильные балки или фермы устанавливаются попеременно то в створе колонн, то на средний узел подстропильной фермы или балки с условным шарнирным соединением. Колонны вдоль здания развязываются подстропильными конструкциями, приваренными к верхним закладным листам колонн. Это обеспечива-

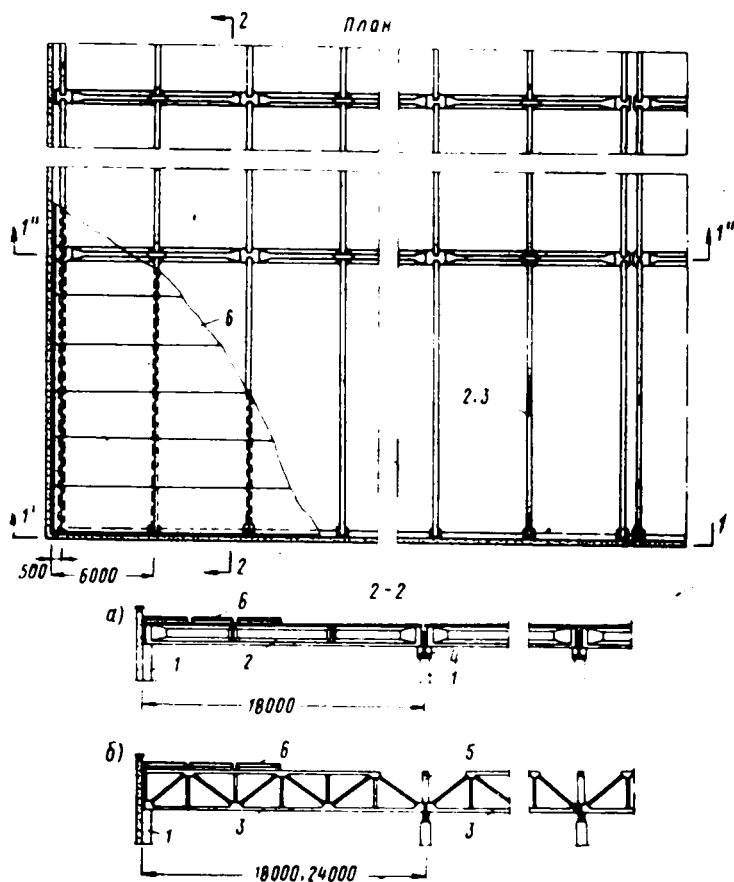


Рис. 2.8. Конструктивная схема IV (разрез 1'-1' аналогичен 1-1 на рис. 2.5; 1''-1'' аналогичен 1-1 на рис. 2.7; обозначения по рис. 2.5 и 2.7)

ет жесткость системы конструкций вдоль здания (продольных рам) без применения стальных связей между конструкциями покрытия. Плиты покрытий пролетом 6 м приваривают к закладным деталям верхних поясов стропильных конструкций (как и в схеме 1), а расположенные у продольных осей здания закрепляют также к подстропильным конструкциям — с соблюдением ряда требований (см. 9.4).

Конструктивная схема IV (рис. 2.8). Применяется при шаге крайних колонн здания 6 м и шаге всех средних колонн 12 м. Стропильные балки или фермы устанавливаются по средним рядам на подстропильные конструкции (как и в схеме III), а по крайним рядам — непосредственно на колонны через 6 м. По крайним рядам предусматриваются вертикальные связевые стальные фермы длиной 6 м и связевые стальные элементы длиной по 6 м (как в схеме I), а по средним рядам связями служат подстропильные конструкции.

Поперечная рама каркаса состоит из колонн средних рядов и из четырех колонн по двум крайним рядам (по две колонны с шагом 6 м). Это увеличение числа колонн по сравнению со схемами II и III в ряде случаев позволяет условия расчета рамы на поперечные горизонтальные воздействия подбирать марки типовых колонн по средним рядам с меньшим на одну ступень армированием. В схеме IV длина колонн по средним рядам меньше, чем по крайним, на размер, равный высоте опорной части подстропильной конструкции, которая как бы продолжает колонну (стойку рамы) и для обеспечения работы поперечной рамы надежно присоединяется к оголовку колонн.

По аналогии с конструктивной схемой IV решается схема конструкций каркаса зданий при шаге средних колонн 18 м (в тех случаях, когда это целесообразно по технологическим условиям и экономически обосновано). В этом случае взамен типовых подстропильных ферм пролетом 12 м применяются специально разработанные подстропильные фермы пролетом 18 м (подстропильные балки пролетом 18 м не применяются).

В зданиях павильонного типа применяется конструктивная схема II — с шагом колонн 12 м как по крайним, так и по средним рядам; ригели рам — в виде железобетонных или стальных ферм (рис. 2.9).

Помимо описанных типовых конструктивных схем одноэтажных производственных зданий в отдельных случаях, а иногда и более широко применялись другие конструктивные схемы. До разработки типовых унифицированных конструкций одноэтажных зданий с плоской кровлей Промстройпроектом в 1959 г. были составлены проекты зданий с плоской кровлей в Москве, в том числе здание текстильной фабрики в Новых Черемушках. Конструктивная схема этих зданий с сеткой колонн 24×12 м и созданные для нее конструкции использовались до последнего времени для проектирования и строительства большого количества промышленных объектов и отдельных зданий в Москве и Московской области. Эта схема представляет собой вариант схемы IV. Фермы расположены через 6 м с опиранием на подстропильные фермы (рис. 2.10). Схема здания с шагом колонн 12 м и подстропильными конструкциями оказалась для проектируемых в Москве предприятий наиболее рациональной, так как помимо применения укрупненной сетки колонн проще и экономич-

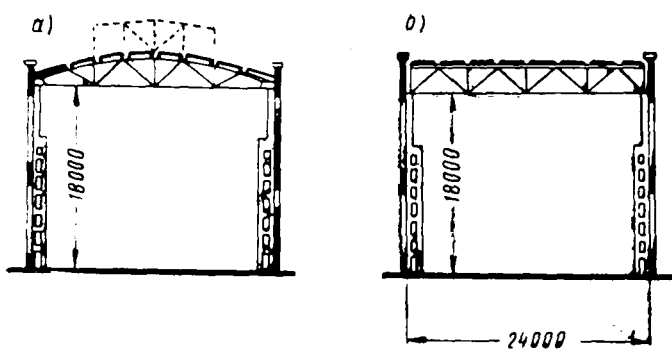


Рис. 2.9. Конструктивная схема одноэтажных зданий павильонного типа

а — со скатной кровлей; б — с плоской кровлей

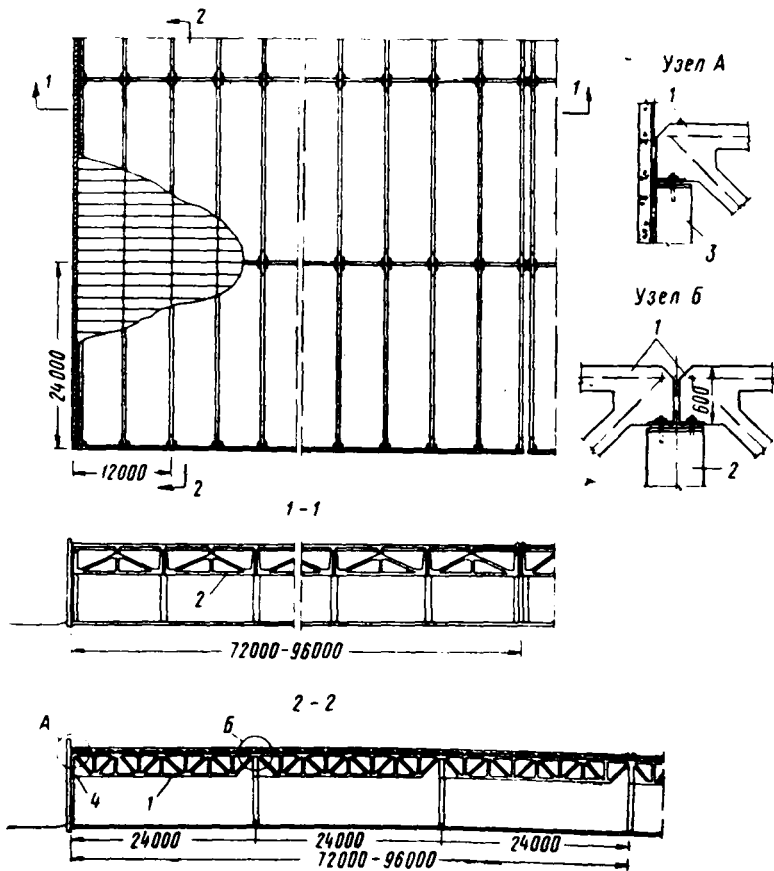


Рис. 2.10. Конструкции зданий с плоской кровлей с опиранием в верхних узлах ферм

1 — стропильная ферма; 2 — подстропильная ферма; 3 — колонна; 4 — стальная связь

нее решено крепление подвесных потолков, осветительной арматуры, вентиляционных коробов и подвешенного оборудования. Отличие этой схемы от типовой схемы IV в том, что в типовой схеме стропильные фермы с восходящими сжатыми опорными раскосами опираются на нижние узлы подстропильных ферм, а в рассматриваемой схеме стропильные фермы с нисходящими растянутыми опорными раскосами опираются на верхние узлы подстропильных ферм.

Схема конструкций по варианту, применявшемуся в Москве, имеет свои определенные преимущества. Поскольку стропильные фермы опираются на подстропильные верхним узлом, существенно облегчается их монтаж, при котором можно почти полностью отказаться от монтажных связей и при необходимости вести монтаж ферм независимо от монтажа панелей покрытия. Кроме того, имеются и некоторые преимущества в изготовлении подстропильной фермы с прямолинейным предварительно напряженным нижним поясом и сжатыми раскосами. Однако поперечная схема каркаса здания по этому варианту (с дополнительными вставками стального элемента длиной 3 м от узла перелома нижнего пояса фермы к оголовку колонны) уступает четкой типовой схеме каркаса здания. Недостаток такой конструктивной схемы также и в том, что в ней не могли быть применены типовые колонны, используемые для зданий со скатной кровлей и в зданиях с ригелями в виде стропильных балок (при сетке колонн 18×12 м). Потребовался набор новых типоразмеров колонн, что неудобно, особенно для зданий с мостовыми кранами.

Практика показала, что типовые конструктивные схемы имеют свои преимущества и более универсальны. При пересмотре каталога сборных железобетонных конструкций для промышленного строительства в Москве в 1968 г. было принято решение о переходе на типовую конструктивную схему IV и в строительстве зданий с плоской кровлей с сеткой колонн 24×12 м. Эта же схема применяется и для зданий со скатной кровлей.

Внимание проектировщиков и строителей привлекает конструктивная схема здания с длинномерными настилами. По колоннам с шагом 12 или 18 м в направлении шага конструкций устанавливаются железобетонные балки постоянной высоты, а по ним вдоль пролета конструкции — несущие железобетонные настилы длиной 18 или 24 м. Таким образом можно получить здания с сеткой колонн 18×12 , 24×12 , 18×18 и 24×18 м с плоской и скатной кровлей, как правило, без фонарей.

В порядке экспериментального проектирования и строительства разработаны такие схемы с применением длинномерных двускатных настилов размерами 18×3 и 24×3 м, а также сборных оболочек-настилов двойкой кривизны размерами 12×3 и 18×3 м.

Для зданий с плоской кровлей с сеткой колонн 18×12 и 24×12 м разработаны схема и конструкции покрытий с балками

длиной 12 м и пустотными настилами длиной 18 и 24 м, внутренние пустоты которых используются вместо вентиляционных коробов (рис. 2.11). Нижняя поверхность настилов заменяет подвесной потолок, необходимый в зданиях отдельных отраслей промышленности.

В ряде проектов предлагались и были реализованы и другие конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий.

Из сказанного вытекает, что и при соблюдении установленных габаритных схем зданий (см. 1.3) можно прийти к сравнительно большому количеству конструктивных схем, а это значит и к многообразию типов конструкций. Даже при ограничении числа применяемых основных конструктивных схем описанными ранее четырьмя схемами сохранилась опасность увеличения числа вариантов этих конструктивных схем для одинаковых габаритов здания в связи с большим разнообразием типов зданий. Каждый габарит здания только в типовых конструкциях может быть решен в 16 конструктивных вариантах (каждая из конструктивных схем — в четырех конструкциях для скатной и плоской кровли, в балочных и решетчатых конструкциях).

Такая вариантность могла бы вызвать большие затруднения при привязке типовых проектов и особенно при строительстве различных зданий и объектов, запроектированных разными проектными организациями. Поэтому особенно большое значение имеет унификация конструктивных решений зданий, типов и раз-

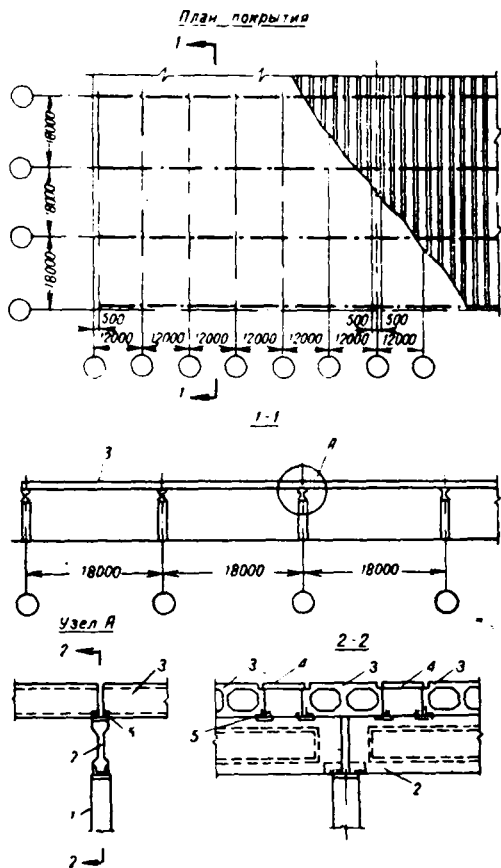


Рис. 2.11. Покрытие здания из длинномерных пустотных настилов

1 — колонна; 2 — балка пролетом 12 м; 3 — длинномерный настил; 4 — плоская плита; 5 — закладные детали и монтажные сварные швы

меров сборных железобетонных конструкций, применение которых становится наиболее эффективным при условии их массового крупносерийного изготовления на механизированных заводах сборного железобетона, а в ряде случаев — на специализированных предприятиях.

Для унификации габаритных размеров колонн и узлов соединения конструкций схемы каркасов зданий со скатной и плоской кровлей с использованием в качестве ригелей рам стропильных ферм или балок приняты такими, что для них всех (при одинаковых параметрах зданий) применимы колонны одних и тех же типоразмеров.

При разработке унифицированных типовых секций и типовых пролетов зданий, а также другой типовой проектной документации многие варианты конструктивных схем оказалось целесообразным исключить. В зданиях с подвесным транспортом и подвесными потолками, как правило, принят один шаг стропильных конструкций — 6 м. Для большинства зданий приняты стропильные фермы, а балки — лишь пролетом 12 м с шагом 6 м. В ряде случаев выбран один тип кровли, а в остальных даны два варианта: плоская и скатная.

Большую роль в унификации конструктивных схем и конструкций зданий для крупных стропильных площадок, промышленных узлов и районов строительства, обслуживаемых главными управлениями строительных министерств, играют ведущие территориальные институты, которым предоставлены определенные права по обеспечению единства строительных решений, унификации зданий, сооружений и строительных конструкций.

2.3. ЖЕСТКОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ КАРКАСА ЗДАНИЯ И КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ, РЕШЕНИЕ СВЯЗЕЙ

Каркас здания должен обладать пространственной жесткостью, которая условно оценивается величиной упругих смещений элементов каркаса, происходящих под влиянием различных силовых воздействий. В зданиях с каркасами из сборных железобетонных элементов с применением крупноразмерных плит жесткость покрытия и каркаса здания в целом обеспечивается связями и диском покрытия, образуемым из плит. В покрытиях с прогонами жесткость обеспечивается только связями.

Несколько большие требования в отношении жесткости каркасов предъявляются к зданиям, оборудованным во всех пролетах мостовыми кранами грузоподъемностью свыше 30 т либо в части пролетов кранами грузоподъемностью свыше 50 т, а также к зданиям большой высоты. Для таких зданий недостаточно обычных вертикальных связей по колоннам и диска покрытия из крупноразмерных плит, поэтому приходится применять и горизонтальные стальные связи. Сомнение вызывает при наличии в здании мощных кранов работа сварных швов, присоединяю-

щих плиты к фермам. В этих случаях следует предусматривать облегченную связь плит с фермами (приварка по двум углам) и упругую прокладку в швах между плитами. Плиты используются только как распорки между фермами, а диск заменяется горизонтальными стальными связевыми фермами по верхним поясам стропильных ферм.

Вертикальные и горизонтальные связи обеспечивают жесткость и неизменяемость покрытия и здания в целом и являются ответственными элементами каркаса здания. Кроме того, эти связи воспринимают горизонтальные ветровые нагрузки, действующие на торцы здания, горизонтальные тормозные нагрузки от мостовых кранов и подвесных электрических кран-балок, а также создают устойчивость сжатых поясов несущих конструкций покрытий зданий стропильных балок и ферм.

К вертикальным относятся связи по колоннам и связи, располагаемые вдоль продольных осей, на уровне опорных частей несущих конструкций покрытий, связи фонарей и ферм покрытий, а также связи подвесных путей. Связи по колоннам создают жесткость, геометрическую неизменяемость продольной рамы здания, собирают все горизонтальные усилия с покрытия и продольных рам здания и передают их на фундаменты. Эти связи выполняются из стальных уголков, которые привариваются при монтаже к закладным деталям колонн. Связи по колоннам устанавливаются в каждом ряду в середине температурного блока; при этом следует иметь в виду, что при установке таких связей в двух смежных ячейках продольной рамы становятся затруднительными деформации от перепада температуры, что в свою очередь вызывает нежелательные дополнительные напряжения в элементах каркаса здания. Поэтому установка вертикальных связей в двух ячейках температурного блока не рекомендуется.

Вертикальные связи по элементам покрытия решаются в зависимости от принятой схемы конструкции покрытия. Так, в зданиях со скатной кровлей с типовыми конструкциями стропильных балок и ферм, имеющими высоту на опоре 800—900 мм, вертикальные связи в уровне верха колонн и опорных частей балок и ферм обычно не ставят. В этом случае горизонтальные силы с диска покрытия передаются непосредственно через опорные части ферм и балок, имеющих определенную жесткость из своей плоскости. Поэтому изгибающий момент от горизонтальной силы, передаваемой с небольшим плечом, должен быть воспринят креплением балки или фермы к колонне через закладной лист.

В зданиях с плоской кровлей, где высота типовых балок составляет 1200—1500 мм, а ферм — 2700 мм, а иногда и более, при принятых способах соединения сборных конструкций рассчитывать на передачу горизонтальных сил на колонны без связей нельзя. В крайних ячейках температурного блока здания по

продольным осям, между опорными стойками ферм либо между опорными утолщениями балок устанавливают связи. Такого же типа связи следует применять и в зданиях со скатными кровлями при использовании балок и ферм с высотой на опорах более 1000 мм. Связи-распорки также следует предусматривать и в высоких зданиях павильонного типа со скатной кровлей. Необходимость связей-распорок в таких зданиях обуславлива-

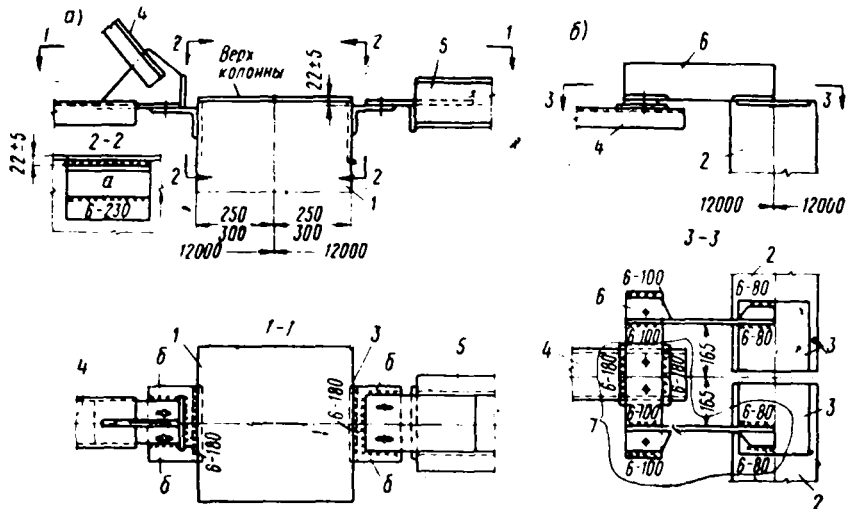


Рис. 2.12. Детали крепления стальных вертикальных связей к колоннам и фермам по средним рядам зданий с плоской кровлей

а — к верху колонны; *б* — к верхним поясам стропильных ферм; 1 — колонна; 2 — ферма; 3 — закладные детали; 4 — связевая ферма; 5 — стальная распорка; 6 — накладная деталь; 7 — монтажные швы, накладываемые до установки смежной фермы

ется тем, что связевая панель доходит до верха колонны и в этом случае при отсутствии распорок все ветровые нагрузки должны были бы передаваться через сварные швы крепления плит в связевой панели. Этих швов недостаточно и поэтому необходимо вводить распорки в уровне оголовков колонн для передачи ветровых нагрузок по всем сварным швам.

Стальные связи покрытий зданий с плоской кровлей с шагом колонн 6 и 12 м без подстропильных конструкций состоят из вертикальных связей-ферм с номинальной длиной 6 либо 12 м и высотой, соответствующей высоте балок и ферм, и связевых линейных элементов — распорок и растяжек — с номинальной длиной также 6 и 12 м.

Стальные связи покрытия рассчитывают на ветровые нагрузки, действующие на торцы здания, переданные через стойки торцового фахверка на жесткий диск покрытия и на торцовые колонны. Усилия со связей покрытия через распорки передаются на вертикальные связи колонн. Расчетные величины ветровых сил, действующих в плоскости жесткого диска покрытия одного

пролета здания (условно обозначенные W), и величины реактивных сил основных колонн здания на уровне их верхушек (т. е. на уровне низа стропильных конструкций) зависят от величины ветровой нагрузки, высоты и пролета здания. Эти величины определяются при проектировании здания.

Сечения элементов связей подбирают из условия минимальной гибкости сжатых стержней $\lambda=200$, и лишь в зданиях пролетом 24 м и более, а также в высоких зданиях приходится подбирать сечение элементов связей по расчету на прочность.

Вертикальные связи покрытий располагают по средним рядам колонн — по их оси, а по крайним рядам колонн — со смещением связей на 150 мм от оси внутрь пролета. В нижних узлах связи крепят к столтикам, привариваемым к закладным деталям колонн (рис. 2.12, а), а в верхних узлах — к закладным деталям на верхней плоскости концевых частей смежных стропильных ферм (рис. 2.12, б) или балок. Во всех случаях следует строго соблюдать следующее условие: связи поверху должны быть прикреплены так, чтобы усилия с обоих смежных пролетов передавались на колонны; при этом не

допускается соединять поверху стропильные фермы или балки из смежных пролетов, поскольку несущие конструкции покрытия могут быть превращены в неразрезные, на что они не рассчитаны. Для этого приходится предусматривать переходные детали (см. рис. 2.12, б), которые могут передавать лишь продольные усилия. Если это условие не соблюдается и связи крепятся к общей накладке, соединяющей две смежные стропильные конструкции, то в верхней зоне балок и ферм, вблизи закладных деталей, появляются трещины.

Размеры сварных швов, прикрепляющих связи к колоннам (см. рис. 2.12, а), приведены в типовых чертежах связей (серия ПП-01-05) и в альбомах ТДМ в зависимости от высоты здания, района ветровой нагрузки и др.

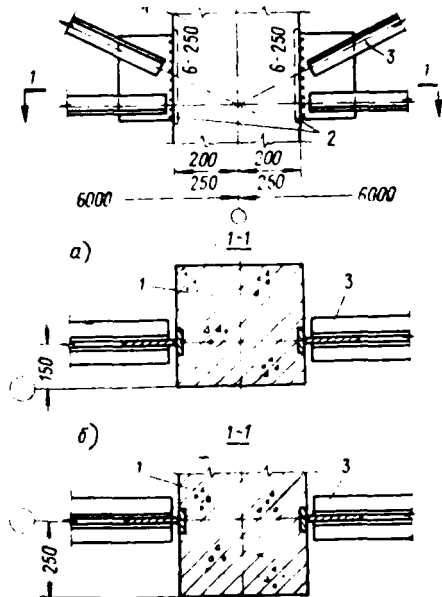


Рис. 2.13. Деталь крепления вертикальных связей к колонне продольного факверка стен

а — при нулевой привязке; б — при привязке к оси 250 мм; 1 — колонна факверка; 2 — закладная деталь; 3 — стальная связевая ферма длиной 6 м

Если в зданиях с плоской кровлей по крайним рядам колонн с шагом 12 м предусматриваются дополнительно колонны продольного фахверка с шагом 6 м, то вертикальные связи пролетом 6 м и распорки крепятся с одной стороны к основным колоннам и с другой к колоннам фахверка (рис. 2.13).

В зданиях с подстропильными конструкциями продольная жесткость покрытия и колонн на уровне их вершущек обеспечивается подстропильными балками или фермами, прикрепляемыми к колоннам (см. рис. 2.8). В этом случае необходимость в вертикальных связях и распорках на уровне опорных частей стропильных конструкций отпадает, так как продольная жесткость каркаса получается значительно большей, чем при стальных связях.

Необходимо внимательно относиться к возможности использования плит покрытия в качестве жесткого диска, заменяющего горизонтальные связи. Первые типовые плиты размером 12×3 м серии ПК-01-60, которые были применены в 1960—1961 гг., не были рассчитаны на дополнительные воздействия от горизонтальных нагрузок. При использовании их в зданиях с тяжелым режимом работы кранов в результате больших горизонтальных сдвигающих усилий в ребрах плит появлялись трещины, снижающие их несущую способность; в связи с этим плиты потребовалось усилить, а также откорректировать чертежи и разработать ряд условий по их применению в различных случаях. Эти условия содержатся в «Указаниях по применению крупнопанельных плит в покрытиях производственных зданий», разработанных ЦНИИПромзданий в 1963 г. и обновленных в 1970 г.

Когда покрытие из плит рассматривается как жесткий диск, плиты могут выполнять функции горизонтальных связей, передавая ветровые нагрузки с торцов здания на системы вертикальных связей. При этом ребра плит, примыкающие к продольным рядам колонн, следует приваривать к стропильным конструкциям покрытия швами, рассчитанными на ветровые усилия, передающиеся с торцов здания. Количество расчетных швов и их место зависят от конструктивной схемы здания и расположения связей по продольным рядам колонн.

Рассмотрим несколько характерных схем покрытия и связей.

1. Покрытие здания без мостовых кранов со скатной кровлей. В этом случае вертикальные связи между колоннами не предусмотрены; ветровая нагрузка, действующая на торец здания, распределяется по всем рядам колонн через швы приварки плит над осями крайних и средних колонн. Усилие от ветровой нагрузки W воспринимается суммой всех расчетных швов, указанных на схеме (рис. 2.14, а); на рисунке условно обозначены расчетные сварные швы вдоль ребра (а) и швы в торце ребра плиты (б). Усилие, воспринимаемое суммой швов, например по оси, где действует сила W_1 , должно быть равно этой силе или быть больше, т. е. $W_1 \leq \Sigma a_1$ и аналогично $W_2 \leq \Sigma a_2$; $W_3 \leq b_3$ и т. д. При этом

следует иметь в виду, что все остальные плиты также приварены к конструкциям покрытия.

2. Покрытие здания с мостовыми кранами и скатной кровлей с вертикальными связями между колоннами, которые установлены до отметки подкрановых балок (рис. 2.14, б). Ветровая на-

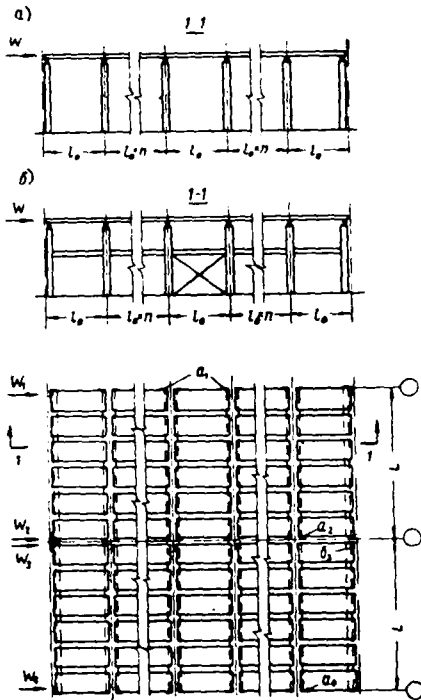


Рис. 2.14. Расчетные схемы (1 и 2) диска покрытия со скатной кровлей

a — без кранов и без связей между колоннами; b — с кранами и со связями до низа подкрановых балок (a_1, a_2, b_3 и a_4 — расчетные сварные швы соответственно для каждого ряда колонн, воспринимающие ветровые нагрузки W_1, W_2, W_3 и W_4)

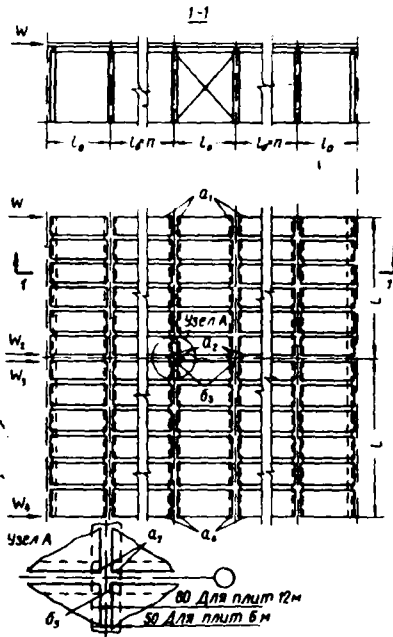


Рис. 2.15. Расчетная схема (3) диска покрытия здания без кранов со скатной кровлей и вертикальными связями между колоннами (обозначения те же, что на рис. 2.14)

грузка W воспринимается суммой всех расчетных швов, как и в предыдущей схеме покрытия.

3. Покрытие здания без мостовых кранов с вертикальными связями между колоннами. Ветровая нагрузка, действующая на здание, передается через сварные швы над местами расположения связей между колоннами. При сжато-растянутых связях усилие от ветровой нагрузки W воспринимается суммарной длиной расчетных швов, указанных на схеме (рис. 2.15). При связях, имеющих только растянутые элементы, число учитываемых швов уменьшается в 2 раза.

4. Покрытие здания без мостовых кранов с вертикальными связями между фермами или балками с распорками по верху

колонн (например, покрытие здания с плоской кровлей). По колоннам предусмотрены вертикальные связи. Ветровая нагрузка, действующая на торец здания, передается через сварные швы в местах расположения вертикальных связей между фермами или балками. Расчетные швы при связях с растянутыми элементами показаны на схеме (рис. 2.16, а). В случае, если суммарная длина сварных швов недостаточна для восприятия усилий от горизонтальной нагрузки, рекомендуется вводить дополнительные

вертикальные связи (на рис. 2.16, а показаны пунктиром).

5. Покрытие здания с мостовыми кранами, вертикальными связями между фермами или балками, с распорками по верху колонн и вертикальными связями между колоннами, установленными до отметки подкрановых балок (рис. 2.16, б). В этом

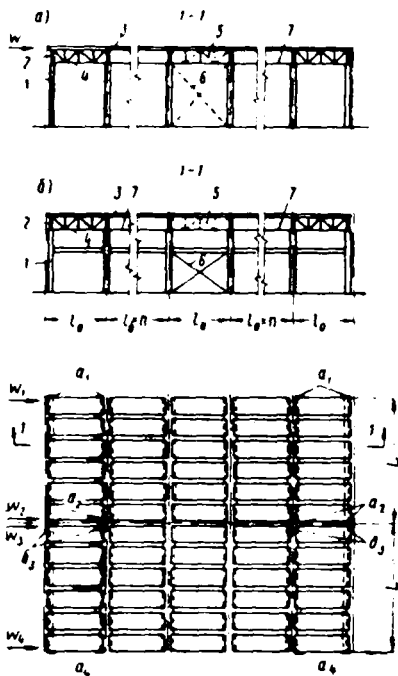


Рис. 2.16. Расчетные схемы (4 и 5) диска покрытия и связей зданий с плоской кровлей (обозначения те же, что на рис. 2.14)

а — без кранов; б — с мостовыми кранами; 1 — колонна; 2 — опорная стойка фермы; 3 — плита покрытия; 4 — вертикальная связь по фермам; 5 — дополнительная связь, устанавливаемая при недостаточной суммарной длине сварных швов (при больших значениях); 6 — связь по колоннам; 7 — распорки

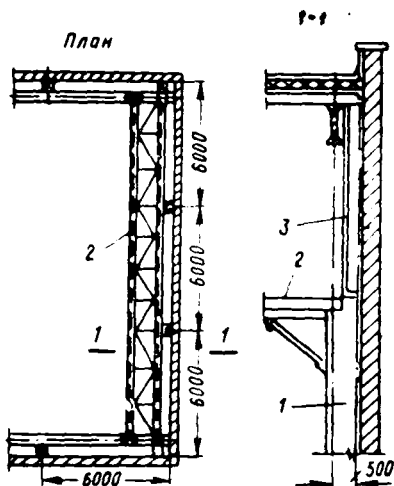


Рис. 2.17. Схемы горизонтальных стальных связей в торце здания на уровне подкрановых балок

1 — колонна торцового факхверка; 2 — стальная горизонтальная ветровая ферма; 3 — стальная стойка

случае ветровая нагрузка, действующая на торец здания, передается через сварные швы аналогично тому, как в зданиях по схеме 3 (см. рис. 2.15).

6. Покрытие здания с применением подстропильных балок или ферм (см. рис. 2.8). Ветровая нагрузка, действующая на торец здания, передается с плит покрытия на подстропильные конст-

рукции и затем на колонны через сварные швы по аналогии с ранее описанными схемами.

При большой ветровой нагрузке, передаваемой на покрытие (например, в высоких зданиях больших пролетов), несущая способность сварных соединений плит со стропильными конструкциями оказывается недостаточной. В этом случае значительная часть ветровой нагрузки, приходящейся на торец здания, должна передаваться на специальные конструкции, например горизонтальные ветровые фермы, проектируемые в торце здания, преимущественно на уровне крановых путей (рис. 2.17).

Иногда покрытие не может рассматриваться как жесткий диск, например в зданиях с мостовыми кранами тяжелого режима работы, при которых величина горизонтальных поперечных сил превышает 1 т на плиту¹. Поэтому приходится устраивать стальные горизонтальные связи на уровне верхнего пояса ферм, полностью воспринимающие горизонтальные усилия, а плиты покрытия можно приваривать в двух местах по концам одного из продольных ребер и рассматривать только как распорки, обеспечивающие развязку из плоскости поясов стропильных конструкций.

Для надежной работы диска покрытия нужно соблюдать проектные размеры сварных швов и обращать внимание на качество сварных соединений плит покрытий к стропильным конструкциям. Детали крепления плит покрытий показаны на рис. 2.18 и 2.19.

При разработке связей для зданий из секций УТС приняты определенные предпосылки. Усилия в продольном направлении (для различных пролетов, высот зданий с учетом географических районов ветровой нагрузки) определены раздельно: передающиеся на диск покрытия W и передающиеся непосредственно на верх колонн ΔW . Значение их определено как сумма от активного действия ветровой нагрузки и от отсоса на противоположной стороне блока. В зависимости от величины ветровых усилий W (при наличии распорок по верху колонн) или $W + \Delta W$ (при отсутствии распорок по верху колонн), а также от конструктивной схемы здания разработаны типы связей и схемы их расположения. Примеры решения вертикальных связей в зданиях с шагом колонн 6 и 12 м без подстропильных конструкций отвечают рассмотренным выше схемам: схеме 2 при скатной кровле и мостовых кранах (см. рис. 2.14); схеме 3 в зданиях без кранов при H от 10,8 м и более (см. рис. 2.15); схемам 4 и 5 при плоской кровле без кранов и с кранами (см. рис. 2.16). Примеры решения связей в зданиях с подстропильными конструкциями, отвечающие схеме 6, а также детали крепления стальной распорки приведены на

¹ Методика определения горизонтальных поперечных сил, действующих в покрытии, приведена в «Указаниях по применению крупнопанельных плит в покрытиях производственных зданий».

рис. 2.20. В схемах длина температурных блоков принята, как и в секциях УТС, 60 и 72 м. В настоящее время типовые колонны рассчитаны для применения в зданиях с увеличенными блоками (см. 6.10). Буквой *a* на схемах обозначены швы приварки плит к фермам, учитываемые при ограниченных значениях ветровых усилий; буквой *б* — дополнительные швы, главным образом при значительной высоте здания.

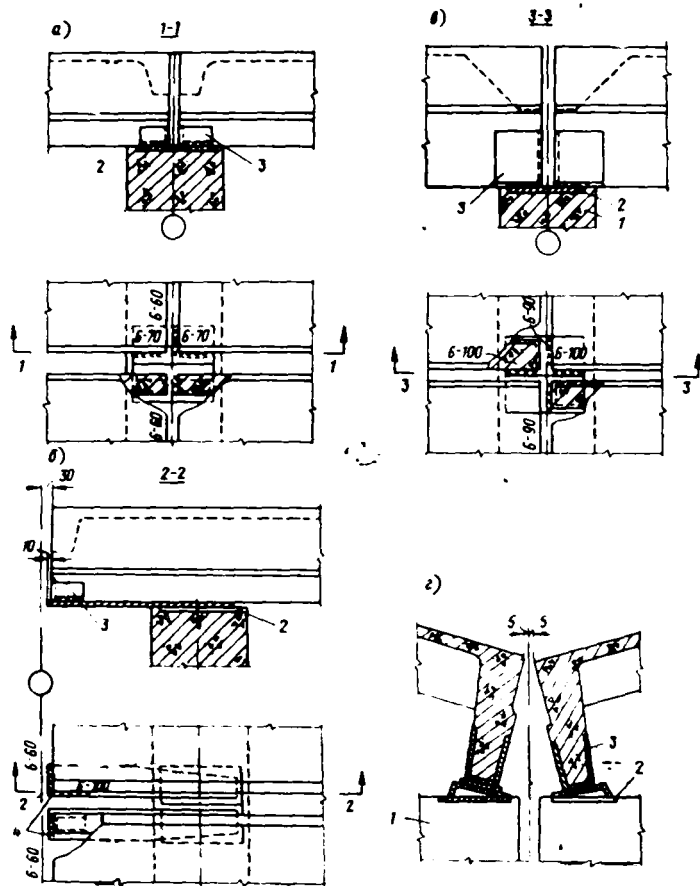


Рис. 2.18. Детали крепления плит покрытий к фермам зданий со скатной кровлей

a — плита длиной 6 м; *б* — то же, у торца здания и у температурных швов; *в* — плита длиной 12 м; *г* — то же, на опорах смежных ферм; 1 — ферма; 2 — закладная деталь фермы; 3 — закладная деталь плиты; 4 — дополнительный стальной лист

При расчете сварных соединений и количества узлов приварки коэффициентом условия работы для швов, принимаемым по рекомендации ЦНИИПромзданий равным 0,6, приближенно оце-

ниваются такие факторы, как отсутствие данных о действительной величине напряжений в швах при совместной работе поясов ферм и приваренных к ним плит, возможные дополнительные усилия от кранов, работа каркаса как пространственной конструкции, а также сложность контроля качества сварных соединений, выполненных при монтаже.

Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий, проектируемых для сейсмических районов с каркасом из сборных железобетонных конструкций, в целом принимаются по обычным схемам — со стойками, заземленными внизу в фунда-

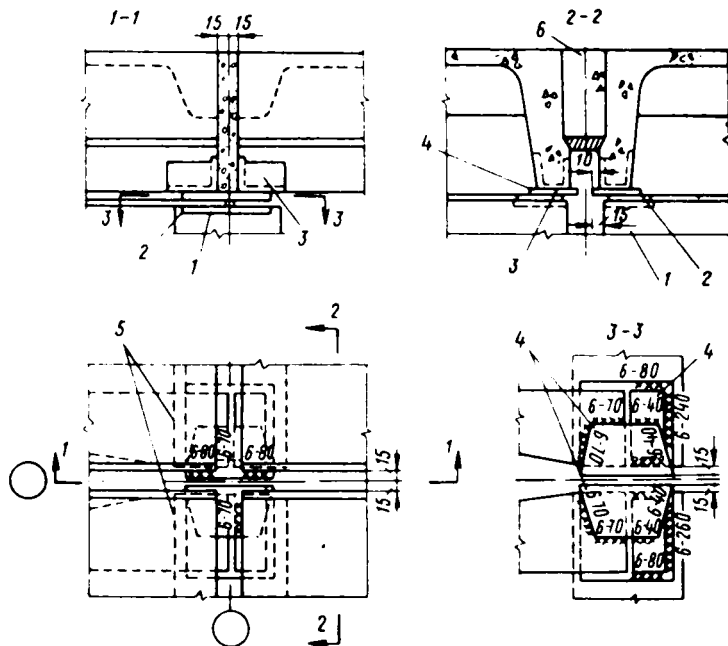


Рис. 2.19. Детали крепления плит покрытий к фермам зданий с плоской кровлей по среднему ряду колонн (обозначения см. на рис. 2.18)

5 — фасонка связей; 6 — раствор марки 200

менты и шарнирно связанными поверху балками или фермами покрытия — при шаге колонн 6 и 12 м. При этом схема покрытия в зданиях с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов принимается без подстропильных конструкций (с шагом колонн и стропильных конструкций 6 и 12 м) либо с подстропильными конструкциями. Схема покрытия в зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов (если по противопожарным требованиям нельзя перейти на стальные конструкции) принимается без подстропильных конструкций, со сборными железобетонными балками или фер-

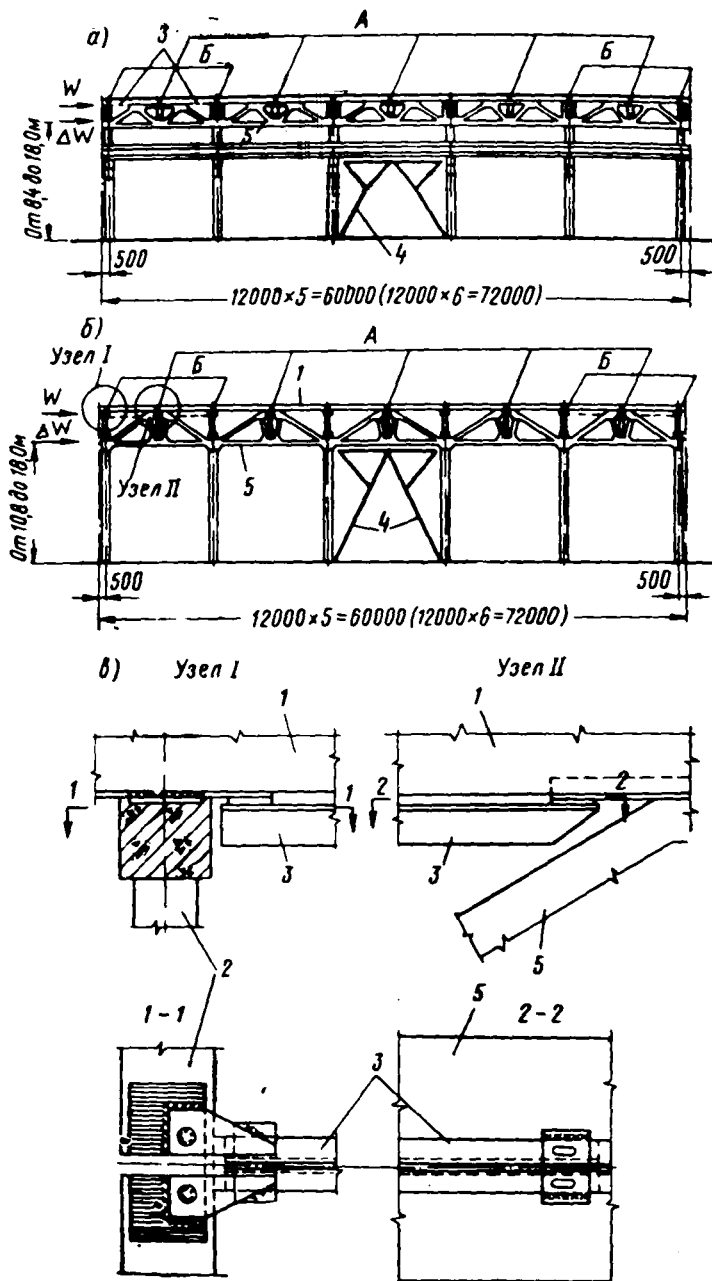


Рис. 2.20. Схемы и детали крепления связей в зданиях с подстропильными конструкциями

а — для зданий со скатной кровлей (аналогично с плоской) и мостовыми кранами; б — для зданий с плоской кровлей (аналогично со скатной) без кранов; в — детали крепления распорок; 1 — плита покрытия; 2 — стропильная ферма; 3 — распорка; 4 — связь по колоннам; 5 — подстропильная ферма

мамн с шагом 6 м (по колоннам с шагом 6 м) и сборными или сборно-монолитными покрытиями из плит длиной 6 м.

Особенности проектирования каркасов зданий для сейсмических районов, расчетные схемы рам каркаса, решение связей, количество и схемы расположения расчетных сварных швов крепления плит в покрытиях, детали опирания стропильных конструкций и крепления плит покрытий, а также примеры конструктивных решений детально разработаны и рассмотрены ЦНИИПромзданий в 1968 г. в «Инструкции по проектированию промышленных зданий с каркасом из сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов» (серия 7-148, третья редакция) и в приложении к ней. С введением с 1970 г. новых норм строительного проектирования в сейсмических районах СНиП II-A.12-69 это найдет свое отражение в новой редакции Инструкции.

3.1. МОДУЛЬНАЯ СИСТЕМА. НОМИНАЛЬНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ
РАЗМЕРЫ ЭЛЕМЕНТОВ

Основу унификации геометрических размеров сборных железобетонных конструкций составляет единая модульная система в строительстве, предусмотренная главами СНиП II-A.4-62 [61] и СНиП I-A.3-62 [62].

Величина основного модуля для координации размеров элементов зданий и сооружений равна 100 мм и обозначается буквой М. Производные модули подразделяются на укрупненные и дробные (табл. 3.1) и включают величины, необходимые при проектировании и строительстве, в том числе для назначения размеров конструктивных элементов зданий и изделий из железобетона.

Таблица 3.1

Производные модули и пределы их применения для одного конструктивного элемента производственного здания

Производные модули в мм	Номинальные размеры в мм конструктивного элемента в пределах до		Примечание
	в плане	по вертикали	
Укрупненные			
6000 (60M)	Без ограничения	—	—
3000 (30M)	18 000	—	—
1200 (12M)	7 200	Без ограничения	—
600 (6M)	7 200	То же	—
300 (3M)	3 600	3600	—
100 (M)	1 200	1200	По всем измерениям в пределах 1200
Дробные			
50 ($1/2M$)	600	600	В пределах, указанных по всем измерениям
20 ($1/5M$)	300	300	
10 ($1/10M$)	150	150	
5 ($1/20M$)	100	100	
2 ($1/50M$)	50	50	
1 ($1/100M$)	20	20	

Производные модули допускается применять начиная с данного производного модуля до предельных номинальных размеров одного конструктивного элемента, указанных в табл. 3.1 Применение производных модулей вне установленных для них пределов возможно только в тех случаях, когда это не нарушает общей системы модульной координации размеров основных элементов зданий, например для высоты подкрановых балок, толщины колонн, воспринимающих крановые нагрузки, и т. п.

Продольные и поперечные шаги несущих конструкций зданий, ширину и длину корпуса и пролеты плит, балок и ферм рекомендуется принимать кратными наиболее крупным из установленных производных модулей — 6000 мм, иногда 3000 мм. Номинальная высота стен и колонн одноэтажных зданий, высота проемов и панелей назначается в соответствии с укрупненными модулями 1200, 600 и 300 мм.

Однако даже в унифицированных решениях зданий не удалось пока добиться абсолютного преобладания принятых модулей в силу сложившихся на протяжении многих лет решений, которые очень нелегко менять. Так, расстояние между колоннами в температурных швах принимается 500, 1000 и 1500 мм, а привязка колонн к разбивочным осям — 250 и 500 мм (см. 3.2).

Основной модуль 100 мм и дробные модули 50 и 20 мм применяются для назначения таких конструктивных размеров элементов, как сечения колонн, поясов ферм, балок; дробные модули 10 и 5 мм — при необходимости для тонкостенных элементов; дробные модули 10, 5, 2 и 1 мм — для назначения ширины зазоров между элементами и допусков при изготовлении изделий.

Размеры деталей, которые не влияют на взаимовязку и взаимозаменяемость элементов (например, те, с которыми связано размещение арматуры, положение второстепенных ребер и др.), могут быть немодульными. Но в этом случае необходимо соблюдать принципы унификации арматурных каркасов и их разбивку, удобную для производства арматурных работ.

Номинальным модульным размером называется проектное расстояние между модульными разбивочными осями здания или сооружения. Это — условный размер конструктивного элемента, который назначен в соответствии с правилами модульной системы и включает соответствующие части швов и зазоров. Номинальные модульные размеры конструктивных элементов (сборных железобетонных конструкций) l_0 , b_0 , h_0 непосредственно связанные с объемно-планировочными параметрами зданий, принимаются равными:

а) соответствующему параметру — продольному шагу или пролету, высоте этажа: L_0 , B_0 , H_0 , если конструктивный элемент (балка, ферма, плита) занимает весь пролет с минимальным зазором δ , обусловленным величиной допусков;

б) соответствующему параметру L_0 , B_0 , H_0 за вычетом конструктивного интервала Δ , т. е. номинального размера разделяю-

щего элемента, например толщины стенки подстропильной балки при определении длины стропильных балок, опираемых на полки подстропильных. Конструктивный интервал Δ составляется из частей Δ_1 и Δ_2 , равных установленным расстояниям от каждого края данного элемента до модульной разбивочной оси (рис. 3.1).

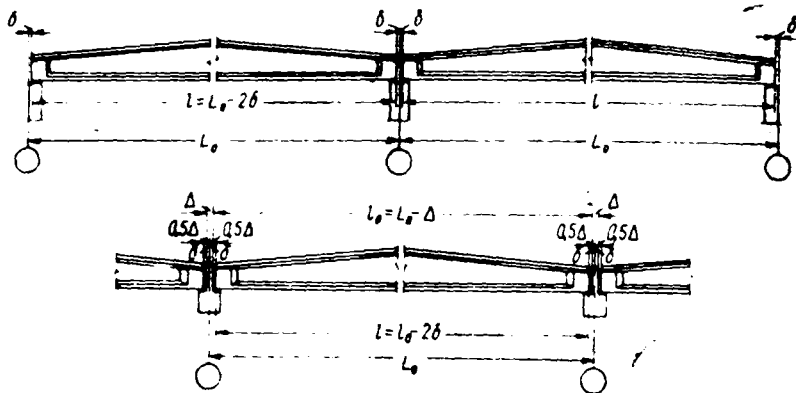


Рис. 3.1. Взаимосвязь между размерами конструктивных элементов

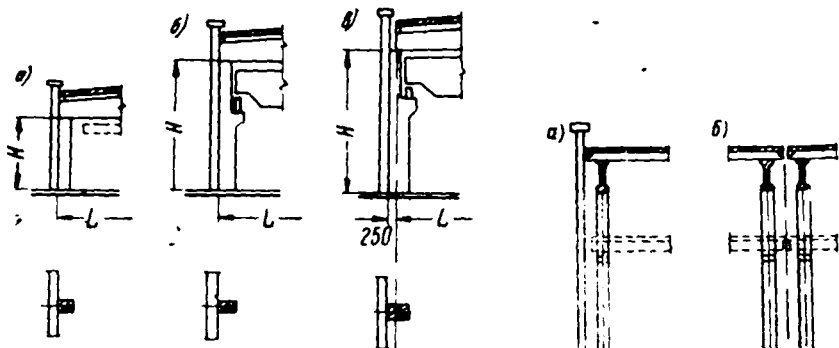
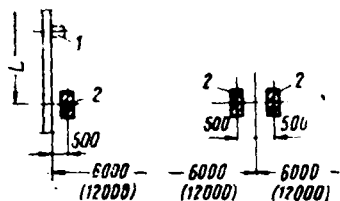


Рис. 3.2. Привязка наружной грани колонн крайних рядов и внутренней поверхности наружных стен к продольным разбивочным осям

a, б — «нулевая» привязка; *в* — со смещением на 250 мм наружу

Рис. 3.3. Привязка колонн к поперечным разбивочным осям

a — в торце здания; *б* — у температурного шва; 1 — фахверковая колонна; 2 — средний ряд колонн



Конструктивным размером называется проектный размер конструктивного элемента, изделия. Конструктивные размеры элементов, их длина l , сечения b и h берутся равными номинальным размерам l_0, b_0, h_0 за вычетом нормированных зазоров, которые

устанавливают в соответствии с особенностями конструктивных узлов, условиями монтажа и величинами допусков.

3.2. ПРИВЯЗКА РАЗБИВОЧНЫХ ОСЕЙ И КОНСТРУКЦИЙ

Различают продольные и поперечные разбивочные оси здания. Основные продольные разбивочные оси разделяют между собой типовые пролеты здания (как правило, через 12, 18, 24 и 30 м).

Привязка колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям производится в соответствии с основными положениями по унификации СН 223-62 [55] и бывает трех видов:

«нулевая», когда наружные грани колонн и внутренние поверхности стен совмещаются с продольными разбивочными осями,— в зданиях без мостовых кранов (рис. 3.2, а) либо в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытий менее 16,2 м (рис. 3.2, б); 14,4 м

наружные грани колонн и внутренние поверхности стен смещаются с продольных осей на 250 мм наружу — в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытий 16,2 и 18 м (рис. 3.2, в);

наружные грани колонн и внутренние поверхности стен смещаются с продольных осей на 500 мм — только при соответствующем обосновании в высоких зданиях и в зданиях с тяжелыми крановыми нагрузками.

Колонны срединных рядов, кроме колонн, примыкающих к продольному температурному шву, и колонн, которые устанавливают в местах перепада высот одного направления, привязываются так, чтобы оси сечения подкрановой части колонн совпадали с продольными разбивочными осями.

Привязка колонн к поперечным разбивочным осям, за исключением тех, которые примыкают к поперечному температурному шву и к торцам зданий, выполняется так, чтобы геометрические оси сечений колонн совпадали с поперечными разбивочными осями.

Геометрические оси торцовых колонн основного каркаса должны смещаться с поперечных разбивочных осей внутрь здания на 500 мм, внутренние поверхности торцовых стен должны совпадать с поперечными разбивочными осями, т. е. иметь «нулевую» привязку (рис. 3.3, а).

Поперечные температурные швы выполняются на парных колоннах. Ось температурного шва совпадает с поперечной разбивочной осью, а геометрические оси парных колонн смещаются с разбивочной оси внутрь в обе стороны по 500 мм (рис. 3.3, б).

Расстояние от продольной разбивочной оси здания до оси подкранового рельса принимается равным:

а) в зданиях высотой от 8,4 до 14,4 м включительно при кранах грузоподъемностью 10—30 т и шаге колонн (без проходов) по крайним рядам 6 м — 750 мм (рис. 3.4, а);

б) в зданиях высотой 16,2 и 18 м при кранах грузоподъемностью до 50 т включительно и шаге колонн (без проходов) по

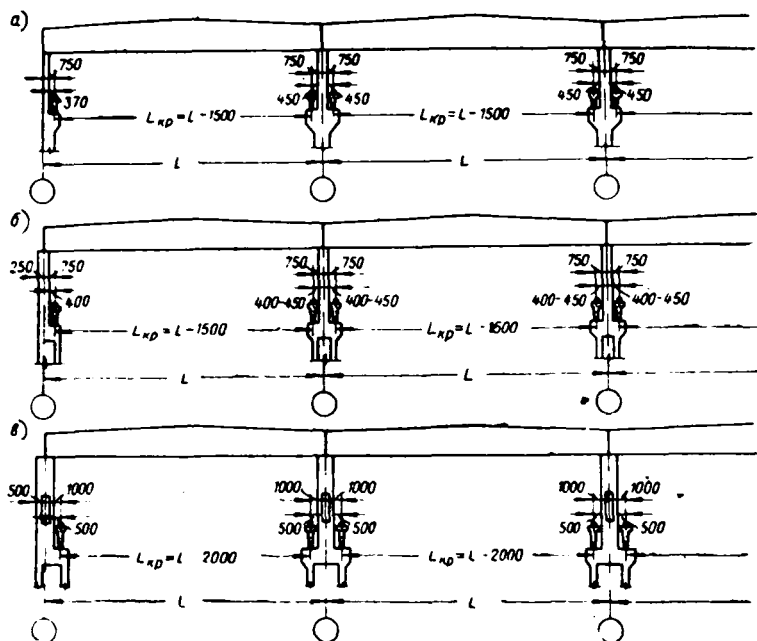


Рис. 3.4. Привязка подкрановых балок к продольным разбивочным осям

а — при «нулевой» привязке колонн (750 мм); б — при привязке колонн со смещением на 250 мм наружу (750 мм); в — при привязке соответственно 500 мм (1000 мм)

крайним рядам 6 м и средним рядам 12 м — 750 мм при привязке наружной грани колонн по крайним рядам 250 мм наружу (рис. 3.4, б);

в) в зданиях с кранами грузоподъемностью 75—125 т, а также при кранах грузоподъемностью 10—125 т и шаге колонн (с проходами) по крайним рядам 6 или 12 м — 1000 мм при привязке наружной грани колонн по крайним рядам 500 мм наружу (рис. 3.4, в).

Продольные температурные швы в зданиях с железобетонным каркасом следует устраивать, как правило, на двух колоннах со вставкой, шаг которых должен быть равен шагу колонн по средним рядам. Размеры вставок в зависимости от величины привязки колонн принимают равными 500, 1000 и 1500 мм. Продольные

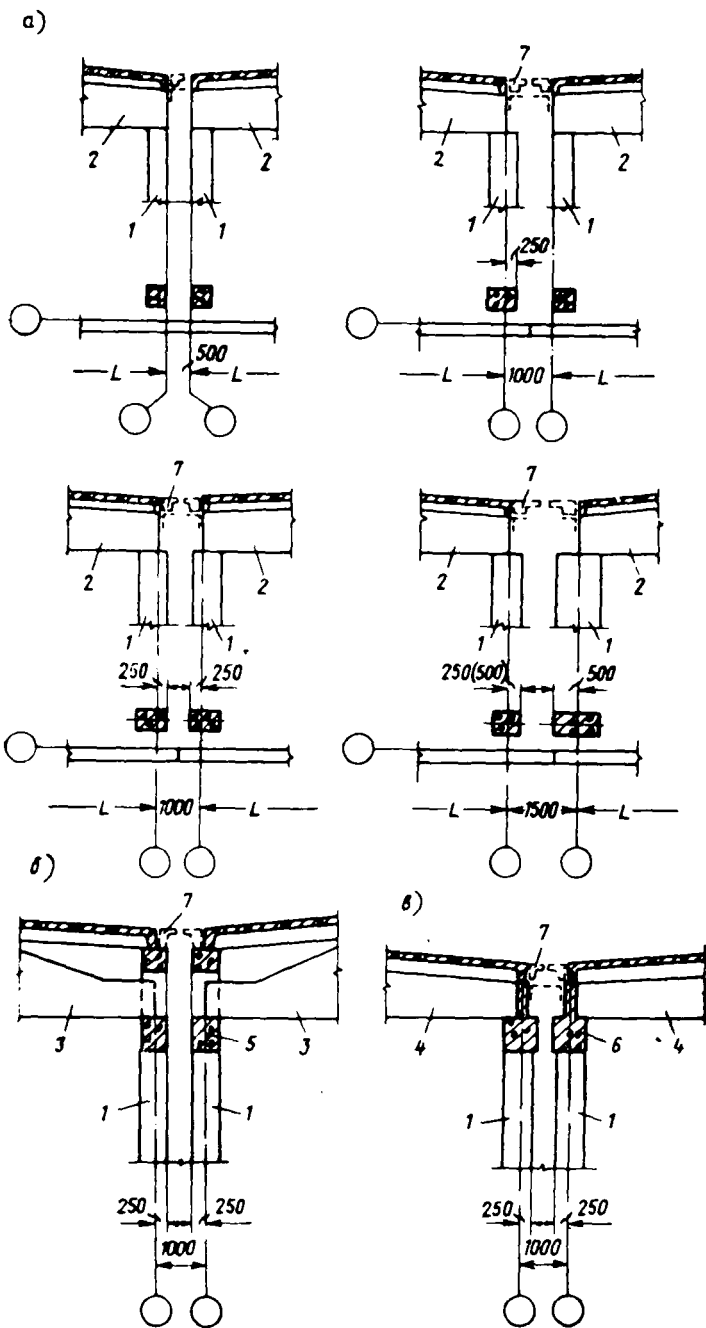


Рис. 3.5. Привязка в продольном температурном шве

а — без подстропильных конструкций при вставках 500, 1000 и 1500 мм; б — с подстропильными фермами; в — с подстропильными балками; 1 — колонна; 2 — стропильная балка (ферма); 3 — ферма; 4 — укороченная стропильная балка; 5 — подстропильная ферма; 6 — подстропильная балка; 7 — дополнительные элементы

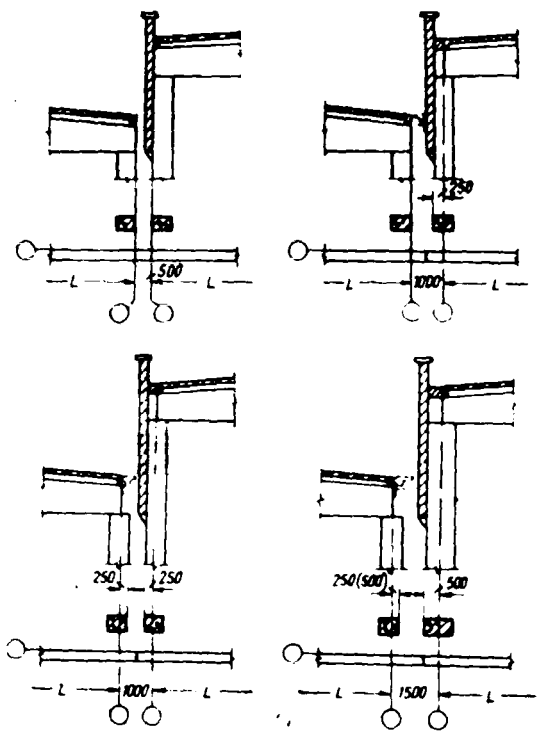


Рис. 3.6. Привязка колонн в местах перепада высот между пролетами одного направления

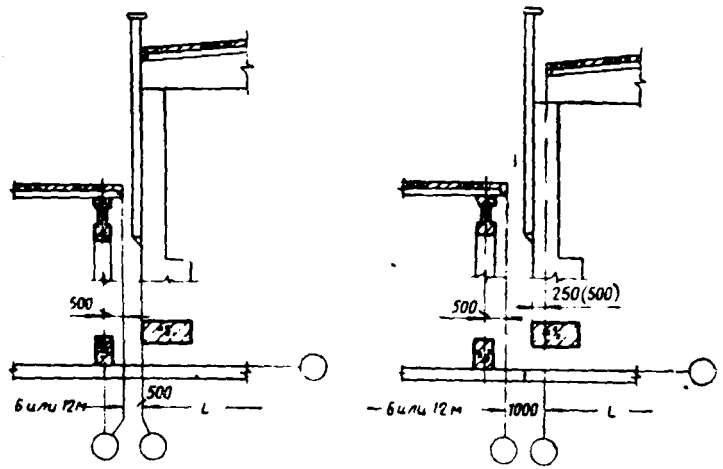


Рис. 3.7. Привязка колонн и размеры вставок в местах перепада высот между взаимно перпендикулярными пролетами

температурные швы в зданиях со смешанным каркасом (железобетонные колонны и стальные фермы) удается выполнять на одной колонне.

Устройство продольного шва на парных колоннах, как правило, не удовлетворяет проектировщика и недостаточно экономично. Поэтому продольные швы рекомендуется назначать по возможности реже, проверяя колонны в поперечной раме здания на температурные воздействия. Эта рекомендация относится и к поперечным швам, и к проверке продольной рамы здания (см. 6.11). Исследуется возможность решения продольного шва в зданиях с железобетонным каркасом на одном ряде колонн с устройством скользящих опор.

Колонны, примыкающие к продольному температурному шву со вставкой, привязывают к продольным разбивочным осям с учетом следующих правил [55]:

а) при шаге колонн средних рядов, равном шагу колонн крайних рядов (6 или 12 м), т. е. при решении покрытия без подстропильных конструкций, колонны следует привязывать к продольным осям в соответствии с правилами, установленными для колонн крайних рядов (рис. 3.5, а);

б) при шаге колонн средних рядов 12 м и крайних 6 м, т. е. при решении покрытия с подстропильными конструкциями, колонны должны устанавливаться так, чтобы расстояния между продольными разбивочными осями и гранями колонн, обращенными в сторону температурного шва, были равны 250 мм (рис. 3.5, б, в).

Перепад по высоте между пролетами одного направления в зданиях с железобетонным каркасом достигается при помощи парных колонн со вставкой. Размер вставки в зависимости от величины привязок колонн — 500, 1000 и 1500 мм (рис. 3.6).

Примыкание двух взаимно перпендикулярных пролетов выполняется на двух колоннах со вставкой. Ось колонн продольных пролетов, которые примыкают к поперечному, смещается с поперечной разбивочной оси на 500 мм. Размер вставок — 500 и 1000 мм (рис. 3.7) в зависимости от привязки колонн к осям продольных и поперечных пролетов.

3.3. УНИФИКАЦИЯ НАГРУЗОК

Начиная с первых разработок типовых несущих конструкций покрытий (балок и ферм) делались попытки упорядочить и привести к возможному единству нормативные и расчетные нагрузки для этих конструкций. В первую очередь это относилось к диапазону, составу и градации нагрузок. При этом большое значение придавалось взаимозаменяемости различных типов конструкций одного и того же назначения.

Весь этот процесс установления нагрузок для типовых балок и ферм, на первых порах происходящий больше на основе опыта

проектирования и вызванный чисто практическими соображениями, может быть объединен понятием — унификация нагрузок. В настоящее время это понятие предполагает проведение серьезных исследований и технико-экономических обоснований.

Первые унифицированные нагрузки для балок и ферм покрытий зданий имеют теперь не только познавательный или «исторический» интерес. В течение жизни производственных зданий технологические процессы меняются, возникает необходимость замены подвесного транспорта, введения различных подвесных коммуникаций, а иногда и реконструкции покрытия. Поэтому еще до начала каких-либо проектных работ важно знать о пределах расчетных нагрузок, на которые были запроектированы эксплуатируемые конструкции.

Все типовые стропильные балки и фермы покрытий, разработанные в период с 1958 по 1962 г. (и применявшиеся в строительстве значительно позднее, а в ряде случаев вплоть до последних лет), рассчитаны на основные унифицированные нагрузки на покрытие, приведенные в табл. 3.2. Сосредоточенному грузу в уз-

Таблица 3.2

Нагрузки, принятые в расчете типовых балок и ферм покрытий, разработанных до 1962 г.

Условный номер нагрузки	Равномерно распределенная нагрузка на покрытие в $кГ/м^2$		Сосредоточенный груз в $т$	
	нормативная	расчетная	нормативный	расчетный
1	290	350	—	—
2	350	450	—	—
3	450	550	—	—
3	290	350	По 3	По 3,9
4	350	450	» 3	» 3,9
5	450	550	» 3	» 3,9

лах ферм или для балок (с расстоянием между грузами не менее 3 м) соответствует монорельс с электроталью грузоподъемностью 2 т. При этом количество грузов принято: для пролета 12 м — два груза, для пролета 18 м — три груза и для пролета 24 м — четыре груза. Кроме этого, для всех типовых балок и ферм учитывалась нагрузка от фонаря с металлическими рамами и переплетами. Для нагрузки 3 принимались два варианта: без подвесных грузов и с подвесными грузами.

Типовые стропильные балки и фермы, чертежи которых были введены в действие в следующие пять лет, начиная с 1962 г. рассчитаны на больший диапазон нагрузок. При шаге балок и ферм 6 м кроме нагрузок от покрытия и снега предусматривалось несколько вариантов загрузки одной и двумя подвесными кран-балками грузоподъемностью 1, 2, 3 и 5 т, параметры которых были разработаны ВНИИПТМАШ при участии ЦНИИПромзданий и Промстройпроекта. Эквивалентная нагрузка от указанного под-

весного транспорта, определенная по изгибающим моментам, составляет от 100 до 250 $\text{кг}/\text{м}^2$ (вместо эквивалентной нагрузки порядка 150 $\text{кг}/\text{м}^2$, соответствующей ранее принятому подвесному транспорту). Суммарные эквивалентные расчетные нагрузки для конструкций, разработанных в этот период, могут быть приведены к следующему ряду нагрузок: 350, 450, 550, 650, 750 и 850 $\text{кг}/\text{м}^2$ (во все эти нагрузки не включается вес самих балок или ферм).

В 1967 г. введены указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типовых сборных железобетонных конструкций зданий для различных областей строительства, в которых установлены величины унифицированных нагрузок, представляющие собой ряды величин, близких к системе предпочтительных чисел (принятых в ГОСТ 8032—56) и уточненных с учетом выборочных статистических данных о применяемых в проектах нагрузках.

Для ферм и балок покрытий указаниями установлены следующие унифицированные эквивалентные расчетные нагрузки (без собственного веса ферм и балок) в кг на 1 пог. м конструкции: 1500, 1800, 2100, 2400, 2700, 3300, 3900, 4500, 5100, 5700, 6600, 7800, 9000, 10 200 и 11 400, т. е., при шаге ферм и балок 6 м это составляет 250, 300, 350, 400, 450, 550, 650, 750, 850, 950, 1100, 1300, 1500, 1700 и 1900 кг на 1 м^2 , а при шаге 12 м — 550, 650, 750, 850 и 950 кг на 1 м^2 .

Для плит покрытий установлены следующие унифицированные суммарные расчетные нагрузки в кг на 1 м^2 : 200, 300, 450, 600, 800, 1000, 1250; в том числе часть расчетной нагрузки, учитываемая как временная: 100, 140, 280, 390, 600, 840, 1080.

Практически при проектировании конструкций покрытий промышленных зданий унифицированные таким образом нагрузки используются лишь частично. Они не могли быть распространены на конструкции по ранее разработанным, но действующим сериям, на перерабатываемые конструкции, для которых сохраняются опалубочные формы. Кроме того, при расчете типовых ферм и балок покрытий должны учитываться возможные неблагоприятные сочетания постоянных и временных нагрузок для их элементов (например, раскосов) с учетом принятых видов заданного подвесного транспорта и других временных нагрузок. Все это делает условной суммарную эквивалентную нагрузку на 1 пог. м.

Для плит покрытий несущую способность определяет диаметр и вид основной рабочей арматуры. Соотношение длительно действующей и временной расчетной нагрузки для плит в перспективе отличается от того, что предложено в указаниях (из-за перехода на комплексные плиты, легкие утеплители).

Поэтому вопрос об унифицированных нагрузках для конструкций промышленных зданий не исчерпан; представляется, что он не может быть решен в общем виде для всех разновидностей

зданий, для всех конструкций, без конкретных условий их проектирования, без изучения перспективы, поисков оптимальных решений и технико-экономических обоснований. Кроме того, всеобщая унификация нагрузок для конструкций сама по себе не решает практических проблем. Гораздо важнее создать оптимальные сортаменты типовых конструкций (см. 3.5).

В связи с введением в действие ГОСТ 7890—67 «Краны подвесные электрические однобалочные общего назначения» и Указами СН 355-66 [77] Госстроем СССР утверждены составленные институтами ЦНИИПромзданий, ЦНИИПроектстальконструкция и Промстройпроект схемы расположения подвесных кранов в производственных зданиях пролетами 12, 18 и 24 м. В каждой схеме при одном и том же пролете имеется два-три подварианта, отличающихся длиной консолей крановой балки. Длина консолей кранов при проектировании зданий принимается исходя из требований обслуживания кранами производственной площади, в зависимости от размеров сечения колонн, необходимости пропуска трубопроводов и других коммуникаций в зоне, примыкающей к рядам колонн (с учетом установленных зазоров и допусков). Для расчета типовых конструкций принимаются схемы с максимальным вылетом консолей (т. е. максимальной нагрузкой).

При разработке новых и переработке имеющихся типовых чертежей балок и ферм начиная с 1968 г. конструкции рассчитывают с учетом типовых схем расположения подвесного транспорта и дифференцированного набора нагрузок от веса вышележащих конструкций, кровли и снега. Типовые железобетонные фермы покрытий со скатной кровлей, введенные в 1969 г., рассчитаны на сочетания расчетных нагрузок от покрытия и снега 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550, 650, 700 кг на 1 м² в сочетании с нагрузками от подвесных кранов в соответствии с указанными выше схемами. Эквивалентные расчетные нагрузки для полного ряда типовых сегментных ферм с шагом 6 м, 6 или 12 м и 12 м составляют при этом 450, 550, 650, 750, 850, 950, 1100, 1300, 1500, 1700 и 1900 кг на 1 м², т. е. вписываются в установленные общие унифицированные нагрузки.

3.4. УНИФИКАЦИЯ СОПРЯЖЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Унификация размеров сборных железобетонных конструкций и их взаимозаменяемость не могут быть достигнуты без унификации узлов сопряжения. Работа по унификации узлов сопряжений проводится Промстройпроектom и ЦНИИПромзданий и отражена в альбомах чертежей типовых монтажных деталей (ТДМ) сборных железобетонных колонн и подкрановых балок (серия 2.420—1), конструкций покрытий (серия 2.460—2), панельных стен (серия 2.430—5) и др., разработанных в 1970—1971 гг. взамен ранее действовавших чертежей ТДМ.

Опираение стропильных балок и ферм на колонны принято всегда с одинаковой привязкой анкерных болтов для крайних колонн и средних колонн с шагом стропильных конструкций 6 м для зданий как с плоской кровлей, так и со скатной, при двускат-

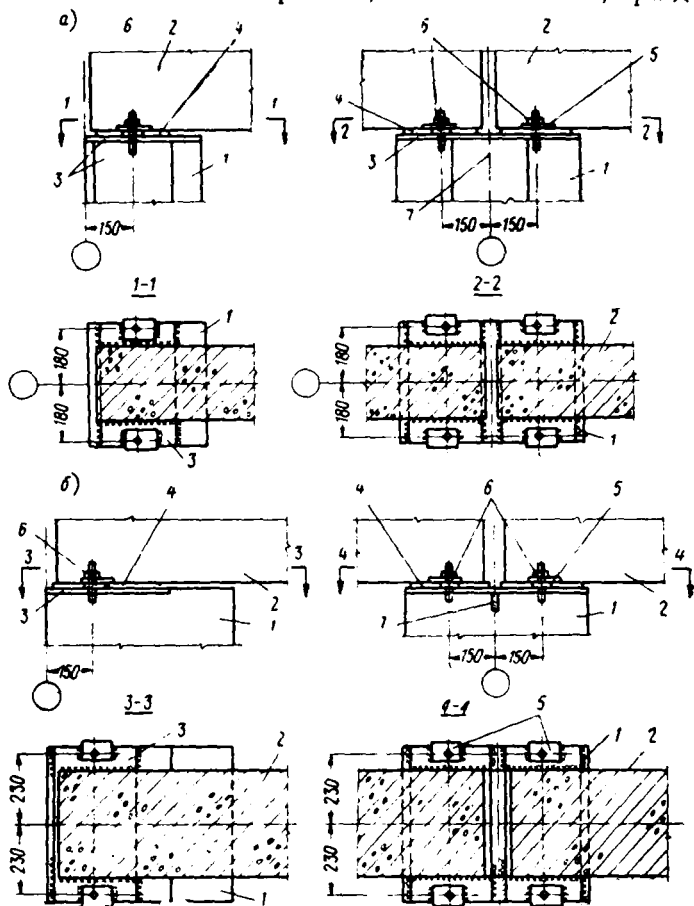


Рис. 3.8. Детали сопряжений стропильных конструкций покрытий с колоннами по крайним и средним рядам, привязка анкерных болтов

а — при шаге колонн и ферм 6 м; б — при шаге 12 м; 1 — колонна; 2 — ферма (по аналогии — балка); 3 — закладная деталь; 4 — опорная плита; 5 — шайба; 6 — гайка; 7 — риска

ных и односкатных конструкциях. Для стропильных конструкций с шагом 6 м анкерные болты привязываются к одной оси здания по 150 мм и к другой — по 180 мм (рис. 3.8, а); для шага стропильных конструкций 12 м соответственно 150 и 230 мм (рис. 3.8, б). Опираение стропильных балок на подстропильные балки и стропильных ферм на подстропильные фермы также унифицировано.

Благодаря унификации и типизации деталей сопряжения оказалось возможным опорные плиты для стропильных балок и ферм, а также ряд других накладных и закладных деталей унифицировать, приняв ограниченное количество их марок. Разработаны также рабочие чертежи типовых стальных элементов для сопряжения сборных железобетонных конструкций.

3.5. УНИФИКАЦИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

Создание и совершенствование сравнительно ограниченной номенклатуры сборных железобетонных конструкций и изделий заводского (а значит, и массового) изготовления для одноэтажных промышленных зданий стало возможным на основе всеобъемлющей унификации ряда исходных данных, размерных, расчетных и других параметров: объемно-планировочных и конструктивных решений зданий, их габаритных схем, привязок элементов конструкций к разбивочным осям, расчетных нагрузок, геометрических размеров конструкций на основе единой модульной системы, принятой в строительстве, видов применяемой арматурной стали, арматурных изделий, закладных деталей, технологических приемов изготовления, применяемого оборудования, элементов опалубочных форм и т. д.

Везде, где это возможно и экономически целесообразно, необходимо стремиться применять типовые сборные железобетонные конструкции в соответствии с действующей номенклатурой и утвержденным каталогом. Для зданий, проектируемых с параметрами (пролеты, высоты и др.), которые превышают параметры унифицированных габаритных схем, как правило, применяются стальные конструкции; при соответствующем обосновании можно применять конструкции, специально разработанные либо принятые из набора конструкций, имеющихся для других отраслей строительства.

Применяя типовые конструкции, следует по возможности предусматривать использование минимального количества их марок, особенно в связи с разновидностями по привязке различных накладных деталей для крепления трубопроводов, коммуникаций и т. п. При использовании одних и тех же марок несущих конструкций рекомендуется прикрепление накладных листов к бетону дюбелями и болтами при помощи пистолета либо установка охватывающих металлических хомутов и других устройств, которые бы исключали необходимость применения различных и по-разному «привязанных» закладных деталей. При большом количестве элементов с закладными деталями целесообразно проектировать их такими, чтобы сократить число марок железобетонных элементов.

При проектировании нетиповых элементов конструкций (для случаев, специально обоснованных) сечения этих элементов сле-

дует принимать равными размерам сечений типовых конструкций для использования их опалубочных форм.

В последнее время ведутся работы по оптимизации сортаментов типовых конструкций. В данном случае под сортаментом понимается совокупность (набор) типовых конструкций определенного назначения и конструктивного решения (типа). Сортамент характеризуется числом типоразмеров и марок. Типоразмеры отличаются друг от друга геометрическими размерами (и, как правило, какими-то различиями в опалубочных формах) и несущей способностью. Элементы данного типоразмера, имеющие при одинаковых геометрических размерах различные величины несущей способности (из-за различия в их армировании, в принятых марках бетона), отличаются марками, обозначение которых входит в шифр конструкции.

При решении задачи об оптимальном сортаменте конечной целью является обеспечение минимальной стоимости конструкций в деле, отвечающих всем необходимым требованиям. Стоимость конструкций в деле состоит из суммы стоимостей материалов и изготовления (заводская себестоимость) и стоимости транспортирования и монтажа. При изменении характеристик сортамента конструкций стоимость транспортирования меняется незначительно. Существенно изменяется стоимость монтажа лишь при применении конструкций различных типов. Для разных вариантов конструкций в пределах одного сортамента стоимость монтажа практически одинакова. Эти обстоятельства, а также небольшой удельный вес стоимости монтажа и транспортирования (10—12%) в суммарной стоимости конструкций в деле позволяют при создании и обосновании сортаментов оперировать заводской себестоимостью конструкций. Однако критерием эффективности сортамента не может быть себестоимость отдельно взятых конструкций. Необходимо определить условия, при которых суммарная себестоимость всех конструкций, изготовляемых по данному сортаменту, минимальна.

4.1. НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Сборные железобетонные конструкции из тяжелых бетонов, разработанные в 1963—1969 гг., запроектированы в соответствии с указаниями СНиП II-B.1-62 [65] (с учетом последующих изменений¹). Конструкции из легких плотных бетонов на цементном вяжущем и пористых заполнителях в этот период проектировали с использованием основных положений указанных норм и локальных технических условий на проектирование конкретных типовых или экспериментальных конструкций, составляемых в каждом случае совместно с НИИЖБ. С 1 января 1970 г. в главу СНиП II-B.1-62 внесено изменение², включающее дополнительные данные по проектированию конструкций из легких плотных бетонов и поризованных легких бетонов на цементном вяжущем и крупных пористых заполнителях (искусственных и естественных). Нормы проектирования со всеми изменениями и дополнениями СНиП II-B.1-62* (с отличительной звездочкой) переизданы к 1971 г. [65*].

Нагрузки и воздействия, а также сочетания нагрузок при учете их совместного действия при расчете конструкций, разработанных в 1963—1970 гг., приняты в соответствии с главой СНиП II-A.11-62 [64] (с учетом принятых изменений). С 1967 г. используются также указания СН 355-66 по определению нагрузок от подвесных кранов.

Типовые конструкции, запроектированные до 1963 г. по НИТУ 123-55, СН 15-57 и СН 10-57 [53, 47, 48], предусматривались в проектах зданий и применялись в строительстве в течение последующих нескольких лет без изменений впредь до переработки типовых чертежей³. Переработка типовых чертежей по введенным в 1963 г. нормам производилась постепенно, а до этого

¹ «Бюллетень строительной техники», 1964, № 7; 1966, № 2; 1967, № 8.

² То же, 1969, № 12.

³ В соответствии с разъяснением б. Управления технического нормирования и стандартизации Госстроя СССР положения вновь утверждаемых документов не распространяются на ранее утвержденные проекты (см. «Бюллетень строительной техники», 1963, № 5).

институтами Главпромстройпроекта Госстроя СССР была проведена выборочная проверка типовых конструкций действующих серий по новым нормам. По результатам расчетов были приняты рекомендации о порядке использования ранее разработанных типовых чертежей, а также по уточнению, изменению и разъяснению отдельных положений норм. Эти рекомендации были использованы при составлении инструкции по проектированию железобетонных конструкций и руководства по проектированию железобетонных конструкций без предварительного напряжения [49, 60].

Иногда проекты предприятий разрабатываются задолго до их осуществления. Строительство объектов по устаревшим проектам не должно допускаться. Это не соответствовало бы и основным положениям Постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 28 мая 1969 г. «Об улучшении проектно-сметного дела». Поэтому в необходимых случаях (с учетом фактического состояния строительства) в ранее разработанные проекты должны быть внесены изменения, связанные с применением более прогрессивных объемно-планировочных и конструктивных решений, введением новых норм проектирования, освоением новых, более совершенных и экономичных конструкций.

В 1969—1970 гг. нормы строительного проектирования перерабатывались ПИИЖБ, ЦНИИСК и другими институтами. Можно полагать, что в 1971—1972 гг. будет осуществлен переход на проектирование конструкций по новым нормам. Естественно, что новые исследования, развитие техники, изучение опыта проектирования постоянно требуют корректировки и совершенствования норм. Наряду с положительными результатами совершенствования норм, каждая очередная их замена вызывает те или иные временные трудности в проектировании конструкций, применении типовых конструкций в проектах промышленных предприятий, в производстве конструкций. Заранее разработанные разумные мероприятия могут эти трудности сократить.

4.2. АРМАТУРНЫЕ СТАЛИ

Для арматуры железобетонных конструкций применяются арматурные стали по СНиП I-B.4-62 и СНиП II-A.10-62 [63], а также по указаниям СН 390-69 [79] (заменившим в 1969 г. СИ 250-65, СН 269-65 и СН 327-65). Примерный перечень арматурных сталей с их условными обозначениями дан в табл. 4.1. Общие требования к сварной арматуре для железобетонных конструкций содержатся в ГОСТ 10922—64 «Арматура и закладные детали сварные для железобетонных конструкций. Технические требования и методы испытаний».

Область применения арматурной стали различных классов и марок устанавливается действующими нормативными мате-

Перечень арматурных сталей и их условные обозначения

Класс стали	ГОСТ или технические условия	Марка стали	Диаметр в мм	Условные обозначения на чертежах (примечание)
арматурная	А-I	ГОСТ 5781-61	Ст.3сп; КСт.3сп; Ст.3пс; КСт.3пс; Ст.3кп; КСт.3кп; ВМСт.3сп; ВКСт.3сп; ВМСт.3пс; ВКСт.3пс; ВМСт.3кп; ВКСт.3кп	6-40 2 Ø 20A
экономическо-	А-II	ГОСТ 5781-61 ЧМТУ/ЦНИИЧМ 10-63 МРТУ 14-1-1-65 ЧМТУ 1-89-67	{ Ст.5сп; КСт.5сп 18Г2С Ст.5пс; КСт.5пс Ст.5сп; КСт.5сп 10ГТ	10-40 10-25 10-25 28-40 10-32 2 Ø 20A
	А-III	ГОСТ 5781-61	25Г2С; 35ГС 18Г2С	6-40 6-9 4 Ø 20A 2 Ø 6AIII
	А-IV	ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5057-65 ЧМТУ/ЦНИИЧМ 871-63 ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5057-65	20ХГ2Ц 20ХГСТ 80С	10-32 10-18 10-18 4 Ø 18A
	А-V	ЧМТУ 1-177-67	23Х2Г2Т; 23Х2Г2Ц	10-18 4 Ø 18A
	арматурно-проченная	А-IIв	ГОСТ 5781-61 и	Ст.5сп; КСт.5сп
А-IIIв		СНиП 1-В.4-62	25Г2С; 35ГС	6-40 4 Ø 20AIIIв

Продолжение

Стали	Класс стали	ГОСТ или технические условия	Марка стали	Диаметр в мм	Условное обозначение на чертеже (пример)
Упрочненная сталь того профиля	Ат-IV Ат-V Ат-VI	ГОСТ 10884—64	Ст.5сп; КСт.5сп; Ст.5пс; КСт.5пс 35ГС и 25Г2С 35ГС и 25Г2С	10—25 10—25 10—25	4 ∅ 18АтI 4 ∅ 18АтV 4 ∅ 18АтV
Гладкая арматура	В-I	ГОСТ 6727—53	—	3—8	10 ∅ 5В
Сетки из арматуры	В-I	ГОСТ 8478—57	—	3—10	По ГОСТ 8478—57
Арматура проволока	В-II	ГОСТ 7348—63	—	3—8	24 ∅ 5ВII
Периодическая арматура	Вр-II	ГОСТ 8480—63	—	3—8	40 ∅ 5ВрII
Пряди стальные	П-7	ГОСТ 13840—68	—	4,5—15	10 ∅ ВП7
Канаты	К2×7 К2×19	ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258—60	—	9—80	—

риалами с учетом технико-экономической целесообразности, а также объемов производства новых видов арматуры.

Горячекатаная сталь периодического профиля класса А-II марки Ст. 5 сравнительно широко применялась для ненапрягаемой арматуры в сборных конструкциях начиная с 50-х годов. При применении этой арматуры из полуспокойной стали марок Ст. 5пс и КСт. 5пс с 1966 г. установлены определенные условия, изложенные в СН 390-69 [79].

С освоением производства стали класса А-III в качестве ненапрягаемой (а зачастую после упрочнения ее вытяжкой и напрягаемой) арматуры успешно применялась сталь класса А-III и А-IIIв марки 25Г2С. Позже металлургическая промышленность ограничила выпуск арматурной стали этой марки (из-за сравнительно большого содержания ферромарганца в ее составе), заменив ее примерно равноценной по механическим показателям сталью того же класса марки 35ГС. Удельный расход этой стали в общем балансе применяемой стержневой арматурной стали составлял до сих пор весьма существенную долю.

Сталь марки 35ГС применяется в качестве ненапрягаемой арматуры и до последнего времени использовалась также в качестве напрягаемой — после соответствующего упрочнения ее вытяжкой. Упрочненная вытяжкой (с удлинением до 4,5%) эта сталь имеет низкие показатели ударной вязкости, из-за чего ее применение ограничено конструкциями отопляемых зданий и не допускается в неотопляемых зданиях в районах с низкой зимней расчетной температурой воздуха. Упрочнение стали вытяжкой повышает трудоемкость изготовления железобетонных конструкций. Поэтому в дальнейшем применение стержневой арматуры класса А-IIIв в качестве напрягаемой арматуры будет сокращаться.

С 1959—1960 гг. в качестве напрягаемой стержневой арматуры отдельных конструкций для промышленного строительства начали применять сталь класса А-IV. До 1964 г. это была сталь марки 30ХГ2С, которая обладала существенными недостатками. Поэтому применение ее вначале было ограничено стержнями диаметром до 18 мм, а затем она была заменена сталью новых марок 20ХГ2Ц, 20ХГСТ и 80С (того же класса) диаметром от 10 до 18 мм.

Применение арматурной стали класса А-IV марок 20ХГ2Ц, 20ХГСТ и 80С регламентируется указаниями СН 390-69 [79]. Арматуру из стали 80С можно предусматривать в конструкциях, работающих на статические нагрузки в отопляемых зданиях при длине элементов до 12 м; стержни арматуры в чертежах, спецификациях и заказах следует предусматривать в мерных длинах (сталь марки 80С используется преимущественно без сварки). Производство горячекатаной свариваемой арматуры из стали класса А-IV диаметром от 20 до 32 мм необходимо в бли-

жайшие годы довести примерно до 30% всей потребности в арматуре из стали этого класса.

В результате исследований, выполненных рядом институтов и предприятий, на предприятиях металлургической промышленности освоено термическое упрочнение арматуры периодического профиля классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI диаметром от 10 до 25 мм. Благодаря термической обработке арматура из сталей обычных классов приобретает высокие механические свойства. Расчетное сопротивление растянутой продольной арматуры повышается до 5100, 6400 и 7600 кг/см² (предел текучести 6000, 8000 и 10 000 кг/см²) — соответственно для сталей классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI. Применение термически упрочненной арматуры регламентируется указаниями СН 390-69, при этом арматура должна отвечать требованиям ГОСТ 10884—64 и применяться только в предварительно напряженных элементах длиной до 12 м.

Весьма перспективно использование арматуры из низколегированной стали периодического профиля класса А-V с пределом текучести не ниже 80 кг/мм² для армирования предварительно напряженных конструкций, работающих с тяжелыми нагрузками и в агрессивных средах. К этому классу отнесена сталь марки 23Х2Г2Т диаметром 10—18 мм, имеющая условный предел текучести 8000 кг/см² и относительное удлинение 7%. При контактной стыковой и дуговой сварке с накладками разупрочнение этой стали в зоне стыка не превышает 10%, при этом прочность сварного соединения выше браковочного минимума для стали этого класса. Сталь марок 23Х2Г2Т и 23Х2Г2Ц диаметром 10—18 мм может применяться взамен арматуры класса А-IV марки 20ХГ2Ц с соответствующим перерасчетом сечения арматуры, а также в ряде случаев взамен стали класса Ат-V. Сталь класса А-V включена в указания СН 390-69 и с 1971 г. применяется в строительстве.

В течение ряда лет расширялось применение в железобетонных конструкциях высокопрочной проволоки. С вводом новых мощностей расширяется применение прядей из высокопрочной проволоки. В типовых чертежах предварительно напряженных конструкций разрабатываются варианты армирования прядевой арматурой. Перед металлургической промышленностью поставлена задача освоения проволочной и прядевой арматуры с повышенными прочностными характеристиками, организация выпуска стабилизированной высокопрочной проволоки всех классов и прядей из нее с целью повышения релаксационной стойкости арматуры.

Предстоит существенно увеличить производство и применение наиболее эффективных видов арматуры с повышенными прочностными характеристиками. Для ненапрягаемой арматуры сталь классов А-I и А-II вытеснится сталью класса А-III. Расширение производства напрягаемой арматуры должно про-

исходить за счет применения термически упрочненной стали классов Ат-V, Ат-VI и Ат-VII, стали класса А-V, высокопрочной проволоки, прядей, канатов.

Чрезмерное расширение марок и сортамента применяемой в строительстве арматурной стали усложняет работу предприятий сборного железобетона и имеет свои отрицательные стороны. Поэтому в настоящее время НИИЖБ и ЦНИИПромзданий исследуют вопросы сокращения сортамента арматурной стали с целью разработки рекомендаций по наиболее оптимальным и экономичным решениям.

В результате предварительного анализа в 1970 г. Отделом технического нормирования и стандартизации Госстроя СССР рекомендовано проектным организациям не применять в разрабатываемых рабочих чертежах типовых и индивидуальных конструкций некоторых (менее эффективных) разновидностей арматурной стали, предусмотренных еще действующими нормами и стандартами.

Не рекомендуется применять упрочненную вытяжкой сталь класса А-IIв диаметром 10—40 мм и класса А-IIIв диаметром 6—18 мм, термически упрочненную сталь класса Ат-IV диаметром 10—25 мм, обыкновенную арматурную проволоку класса В-I диаметром 3,5; 4,5; 5,5; 6; 7; 8 мм, семипроволочные пряди класса П-7 диаметром 4,5 мм.

4.3. НАЗНАЧЕНИЕ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ РАСЧЕТНЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ

Выбор арматурной стали зависит не только от вида конструкций, технологии их изготовления и технико-экономических показателей, но и от условий эксплуатации (характер нагрузок, температурные воздействия).

При проектировании железобетонных конструкций вопросам хладноломкости арматурных сталей до определенного времени не придавали значения. Объяснить это можно ограниченным выбором арматурных сталей, которые по своим свойствам не относились к хладноломким, а также сравнительно узкой областью применения на первых порах сборного железобетона. Лишь после аварий типовых балок серии ПК-01-05 обратили внимание на то, что они произошли вследствие хрупкого разрыва арматуры в местах стыков при низкой температуре окружающего воздуха (см. 7.5). В результате исследований ударной вязкости и других свойств сталей разных марок при низких температурах нормами проектирования железобетонных конструкций СНиП II-V.1-62 впервые было ограничено применение отдельных классов и марок арматурной стали в железобетонных конструкциях. Дополнительные разъяснения позднее были де-

тально сформулированы в Инструкции по проектированию железобетонных конструкций, изданной в 1968 г. [49].

К нормальным условиям относится эксплуатация конструкций, работающих на статические нагрузки при расчетных температурах окружающего воздуха до -30°C . Расчетные зимние температуры наружного воздуха устанавливаются по наиболее холодной пятидневке для района строительства в соответствии с данными СНиП II-A.6-62.

При температуре ниже -30 и особенно ниже -40°C возможности выбора арматуры для конструкций (особенно при динамических нагрузках) заметно уменьшаются. Для ненапрягаемой арматуры рекомендуются в этих случаях стали класса А-II марки 10ГТ, класса А-III марок 25Г2С и 18Г2С (диаметром 6—9 мм) и для напрягаемой — стержневая класса А-IV марки 20ХГ2Ц и проволочные виды арматуры.

При статических нагрузках для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях, не допускается применять:

а) при температуре до -30°C — арматурную сталь класса А-IIв марки Ст.5пс;

б) при температуре от -30 до -40°C — арматурные стали класса А-I марок Ст.3кп, ВМСт. 3кп и ВКСт. 3кп, класса А-II марок Ст.5пс (мартеповская диаметром 18—40 мм) и Ст.5пс (конверторная диаметром 10—40 мм), класса А-IIв марки Ст.5пс, класса А-IIIв марки 35ГС, класса А-IV марок 20ХГСТ и 80С;

в) при температуре ниже -40°C — арматурные стали, перечисленные в п. «б», и стали класса А-I марок Ст.3пс, ВМСт.3пс и ВКСт.3пс, класса А-IIв марки 18Г2С, класса А-III марки 25Г2С.

При динамических нагрузках для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях, не допускается применять:

г) при температуре до -30°C — арматурные стали класса А-IIв марки Ст.5пс, класса А-IIIв марки 35ГС и класса А-IV марки 80С;

д) при температуре от -30 до -40°C — арматурные стали, перечисленные в п. «г», и класса А-I марок Ст.3сп, Ст.3пс, ВМСт.3кп, ВКСт. 3кп, класса А-II марки Ст.5пс (мартеповская диаметром 18—40 мм) и Ст.5пс (конверторная диаметром 10—40 мм), класса А-IIв марок Ст.5сп и 18Г2С, класса А-IIIв марки 25Г2С, класса А-IV марки 20ХГСТ;

е) при температуре ниже -40°C — арматурные стали, перечисленные в пп. «г» и «д», и класса А-I марок ВМСт. 3пс и ВКСт. 3пс, класса А-II марок Ст.5сп и Ст.5пс (мартеповская диаметром 10—16 мм), класса А-III марки 35ГС.

При динамических нагрузках независимо от температурных воздействий нельзя применять термически упрочненную сталь всех марок.

Все ограничения не распространяются на арматуру для железобетонных конструкций, которые эксплуатируются в отапливаемых зданиях, расположенных в районах с расчетными отрицательными температурами ниже -30°C . Для таких конструкций необходимо учитывать особые требования во время монтажа и условия их работы в период, предшествующий сдаче здания в эксплуатацию¹, в частности предохранять от ударов, предотвращать динамические нагрузки и статические перегрузки; особенно это относится к конструкциям, в которых использованы стали с низкой ударной вязкостью (при температуре от -20 до -30°C и ниже).

Соединение сборных железобетонных конструкций при помощи сварки стальных закладных деталей при низких отрицательных температурах следует выполнять в соответствии с требованиями по монтажу стальных конструкций при аналогичных температурах.

Если железобетонные конструкции, рассчитанные на постоянную эксплуатацию при положительных температурах, имеют рабочую арматуру из стали, которую не допускается применять при низких расчетных температурах воздуха (от -30°C и ниже), то в период монтажа таких конструкций и после его окончания при расчетных температурах от -30°C и ниже конструкции допускается загружать со следующими временными ограничениями:

а) конструкции покрытий зданий — расчетной статической нагрузкой (без использования подвешенного транспорта, работа которого на этот период не допускается) и снеговой нагрузкой, не превышающей нормативной величины, принятой в расчете;

б) подкрановые балки — нагрузкой только от одного крана легкого или среднего режима работы с перемещением груза весом не более 0,7 номинальной грузоподъемности кранов;

в) все прочие конструкции — статической нагрузкой, не превышающей 0,7 расчетной.

В отдельных случаях готовые, но не сданные в нормальную эксплуатацию здания в период опасных низких температур можно обогревать при помощи либо частичного отопления, либо временных установок с тем, чтобы поддерживать в здании температуру выше температуры наружного воздуха в пределах, неопасных для конструкций.

¹ «Бюллетень строительной техники», 1964, № 5.

4.4. АРМИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. УНИФИКАЦИЯ АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ

Армирование сборных железобетонных конструкций производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-V.1-62* [65*]¹. При проектировании и изготовлении сварных арматурных каркасов, сеток и других изделий следует соблюдать технологические рекомендации и указания по сварке соединений арматуры железобетонных конструкций, содержащиеся в СН 393-69 [78]. В повышении технологичности конструкций и арматурных изделий заводского изготовления значительная роль принадлежит унификации.

До недавнего времени в рабочих чертежах конструкций можно было встретить почти весь сортамент диаметров арматуры — из стали нескольких марок. Если принять во внимание, что металлургические заводы поставляют сталь каждой марки и диаметра большими партиями, то станут понятны те трудности, которые испытывали предприятия даже средней мощности при армировании конструкций, запроектированных без учета требований унификации. Ввиду разнообразия конструкций типоразмеров и марок сборных элементов требуется большое количество различных марок стали, диаметров стержней, основных размеров арматурных каркасов и сеток, шагов стержней и т. п. В итоге предприятия, не располагая стержнями всех диаметров вынуждены заменять стали другими марками и диаметрами. А это ведет к перерасходу стали, превышающему в несколько раз тот, который может потребовать унификация арматуры.

Арматурные изделия для конструкций производственных зданий, за исключением арматуры плит покрытий, изготавливаются преимущественно небольшими партиями, что мешает эффективно использовать машинное оборудование. По этой причине, а также из-за недостаточной технологичности многих арматурных изделий стоимость их изготовления достигает 50%, а иногда и превышает стоимость самой арматурной стали. Поэтому недостаточно оценивать проект конструкции только по показателям расхода материалов без оценки стоимости изготовления арматурных изделий. В ряде случаев небольшое увеличение расхода стали, но при соответствующей унификации арматурных изделий, уменьшении количества профилей, диаметров применяемой арматуры и снижении трудоемкости арматурных работ приводит к общему снижению стоимости изделий.

Конструкции и унифицируемые для них арматурные изделия объединяются в группы по общим для рассматриваемой группы

¹ Детальные указания и рекомендации по армированию сборных железобетонных элементов, анкеровке арматуры, выполнению сварных соединений арматуры и стыков арматуры без сварки и др. даны в Инструкции и Руководстве по проектированию железобетонных конструкций [49, 60].

признакам: назначение, технология изготовления, геометрические очертания и размеры и др. Конечная цель унификации арматуры — это снижение ее полной стоимости и трудовых затрат на ее изготовление.

В работах НИИЖБ предлагается под «унификацией арматуры» понимать проведение в процессе проектирования железобетонных конструкций при подборе и конструировании арматуры и выборе технологии ее изготовления ряд целеустремленных действий, направленных на: соблюдение единых принципов в системе армирования; сведение к экономически оправданному минимуму конструктивных различий армирования; сокращение до экономически целесообразных пределов количества классов стали и диаметров арматурных стержней, номенклатуры и количества типоразмеров арматурных изделий, используемых в группе однородных либо разнородных железобетонных конструкций.

Экономическая оценка оправданного минимума характеристик арматуры и пределов унификации арматурных изделий по всем перечисленным признакам пока вызывает трудности. Можно сослаться на попытку НИИЖБ создать методику экономической оценки, предложенной в 1968 г. для опытного применения. Эта методика, имеющая ряд условностей и требующая обработки многих исходных материалов и выполнения системы расчетов, пригодна в условиях определенного предприятия при определенной установившейся технологии. Для предприятий, на которых изготавливается весь набор конструкций зданий, наибольший эффект может дать межэлементная, межвидовая унификация арматуры.

Наряду со стремлением к оптимальному количеству типоразмеров арматурных изделий каждое изделие должно быть технологично и рассчитано на массовое производство в крупных арматурных цехах или на арматурно-сварочных заводах. Плоские сварные каркасы и сетки следует проектировать такими, чтобы их по возможности можно было изготавливать на автоматических машинах. Рекомендуемые типоразмеры сварных арматурных изделий приведены в табл. 4.2 и на рис. 4.1. Техническая характеристика арматурных сеток, которые могут быть изготовлены на многоэлектродных точечных машинах, приведена в табл. 4.3 и на рис. 4.2.

Пространственные арматурные каркасы компонуют из плоских каркасов и отдельных соединительных стержней, привариваемых точечной сваркой к продольным стержням плоского каркаса с помощью сварочных клещей. При недостаточной мощности клещей допускается приваривать соединительные стержни к поперечным стержням плоских каркасов. При отсутствии сварочных клещей пространственные каркасы могут быть скомпонованы из плоских с помощью вязаных соединительных стержней. В этом случае для придания пространственным каркасам

жесткости предусматриваются связи на расстоянии друг от друга не более 6 м.

Крайне нежелательно применение отдельных стержней или небольших групп стержней, которые устанавливаются непосред-

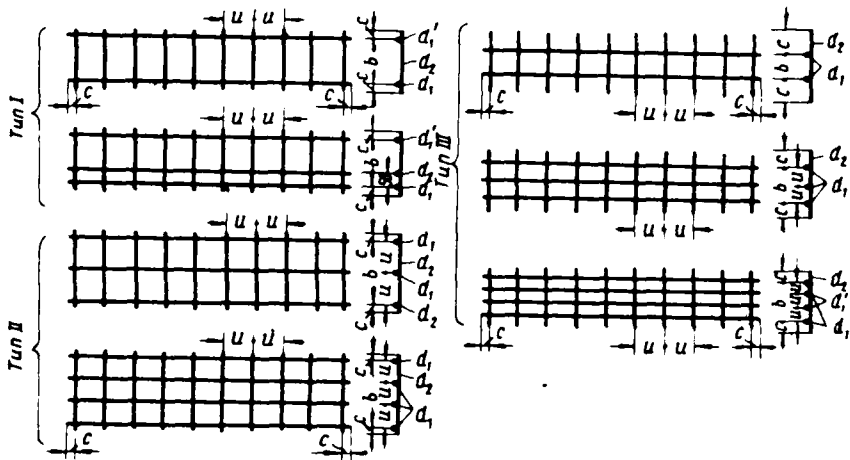
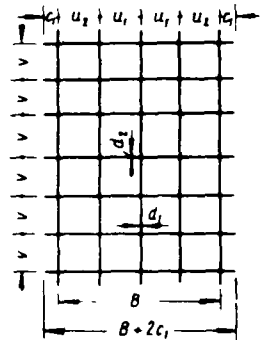


Рис. 4.1. Типы плоских сварных каркасов, изготовляемых на автоматических машинах

Рис. 4.2. Основные размеры арматурных сеток, изготовляемых на многоэлектродных точечных машинах



ственно в форму (так называемые «плавающие» стержни). Постановка отдельных стержней, хомутов и шпилек, особенно в припорных и сложных узлах, обычно затруднена. Еще большие трудности вызывает применение стержней, которые приходится сгибать при установке арматуры в формы.

Опыт изготовления сварных каркасов длинномерных конструкций подтверждает также, что применение для продольной арматуры проволоки диаметром 4 мм приводит к большой гибкости каркасов, их недостаточной жесткости при доставке к месту установки и затрудняет фиксацию каркасов в проектном положении при формовании изделий. Известны случаи, когда сами предприятия заменяли в конструкциях (например, в балках) продольную ненапрягаемую арматуру из проволоки диаметром 4 мм проволокой диаметром 5—6 мм.

Допускаемые отклонения от проектных размеров арматурных изделий не должны превышать величин, предусмотренных в

Основные типоразмеры плоских сварных каркасов, изготавливаемых на автоматических машинах

Диаметр стержней в мм				Размеры каркасов в мм					
d_1	d_1'	d_2	b	ячеек каркаса			концов стержней за крайним стержнем		$b+$
				u	v	v_1	c	c_1	
6—14 8—18	5—14 5—18	4—6 4—8	75—150 155—250	100; 150; 200; 250	—	—	От 15 до 300	От 15 до 25	От до
10—22 12—25 14—25	5—22 6—25 8—25	5—10 6—12 6—12	255—350 355—500 505—725	100; 150; 200; 300; 300; 350; 500	—	—	От 15 до 300	От 15 до 25	От до
6—18 6—22 6—25 6—25	6—18 6—22 6—25 6—25	4—6 4—8 4—10 4—12	200—250 255—350 355—500 505—725	100; 150; 200; 250; 300; 350; 400	Не менее 100	50,75 и более	От 15 до 300	От 75 до 200	От до
6—18 6—22 6—25 6—25	6—18 6—22 6—25 6—25	4—6 4—8 4—10 4—12	75—150 155—200 255—350 355—600	100; 150; 200; 250; 300; 350; 400	Не менее 100	50, 75 и более	От 15 до 300	От 15 до 200	От до

Техническая характеристика арматурных сеток, изготавливаемых на многоэлектродных точечных машинах (по рис. 4.2)

Параметры сварных сеток	Показатели для сеток, изготавливаемых на сварочных машинах		
	АТМС 14-75-4	АТМС 14-75-5	АТМС 14-75-7
Максимальная ширина свариваемой сетки $B+2c_1$ в мм	2350	2350	3800
Максимальное расстояние между крайними продольными стержнями B в мм	2300	2300	3750
Расстояние между осями продольных проволок u_1 в мм	От 100 до 300	От 100 до 300	От 100 до 300
Расстояние между осями двух крайних продольных стержней u_2 в мм	75 и от 100 до 300 .	75 и от 100 до 300	—
Расстояние от торца поперечной проволоки до оси крайней продольной проволоки c_1 в мм	15—25 ± 5	15—25 ± 5	25
Расстояние между осями поперечных проволок u в мм	От 100 до 300	От 100 до 300	От 50 до 300
Диаметр продольных проволок d_1 в мм	3; 4; 5; 6; 8; 10 и 12	3; 4; 5; 6; 8; 10; 12; 14; 16 и 18	3; 4; 5; 6 и 8
Диаметр поперечных проволок d_2 в мм	2; 4; 5; 6 и 8	3; 4; 5; 6; 8 и 10	3; 4; 5; 6; 8; 10 и 12
Наибольшее количество продольных проволок в одной сетке (штук)	24	24	36

ГОСТ 10922—64 «Арматура и закладные детали сварные для железобетонных конструкций. Технические требования и методы испытаний». При назначении других допусков их величины должны быть согласованы с соответствующими организациями и проставлены на рабочих чертежах.

Технологичность изделий следует оценивать в процессе разработки рабочих чертежей конструкций, причем технологичными должны быть не только отдельные каркасы, сетки и т. п., а практически все арматурные изделия, предусмотренные в комплексе конструкций строящегося предприятия.

ЦНИИПромзданий вместе с другими институтами разработал рекомендации по унификации арматурных каркасов и сеток типовых сборных железобетонных конструкций зданий промышленных предприятий (серия 1.400-2). Арматурные изделия рекомендуется проектировать с учетом применения полуфабрикатов, изготавливаемых на районных арматурных или метизных заводах, и сборки плоских арматурных изделий в пространственные кар-

касы. Для арматурных изделий могут использоваться товарные сетки по ГОСТ 8478—86 «Сетки сварные для армирования железобетонных конструкций», сетки, изготавливаемые на машинах АТМС 14×75, и плоские каркасы из заготовок, изготовляемых на машинах типа МТМК 3×100 или на специальных автоматах.

Сетки обоих типов могут использоваться в конструкциях либо как готовое арматурное изделие, либо как полуфабрикат, из которого путем резки изготавливаются сетки необходимых размеров и конфигурации. В рекомендациях приведен сортамент из 25 типоразмеров заготовок для изготовления арматурных каркасов основных типовых железобетонных конструкций. Этот небольшой сортамент дает возможность изготавливать более широкий набор марок изделий, отличающихся диаметрами арматуры. Переход от одной марки к другой (от одного диаметра к другому) в пределах данного типоразмера не требует переналадки электродов многоэлектродных точечных машин. Для массовых типовых плит покрытий и панелей стен разработан сортамент сеток и каркасов.

4.5. ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций выполняется по нормам проектирования, которые распространяются как на обычные железобетонные конструкции (выполненные без предварительного напряжения), так и на предварительно напряженные. И все же можно утверждать, что расчет предварительно напряженных конструкций имеет свои особенности, более сложен и трудоемок, в значительно большей мере связан с конкретными условиями изготовления и эксплуатации конструкций.

Расчету предварительно напряженных конструкций посвящено значительное количество книг и сборников, изданных в последние годы, из которых наиболее полезны при проектировании книга С. А. Дмитриева и Б. А. Калатурова [10] и книга Б. Ф. Васильева, И. Л. Богаткина, А. С. Залесова, Л. Л. Панышина [6]. Авторы этих пособий непосредственно участвовали в разработке норм проектирования и в создании «Инструкции по проектированию железобетонных конструкций» [49], которая служит основным пособием проектировщика предварительно напряженных конструкций.

Проектирование предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на упоры стендов и на упоры силовых форм по существу может производиться тогда, когда параллельно в соответствующих проектно-конструкторских организациях ведется разработка технологии их изготовления и конструкций форм. Только при этом условии можно добиться оптимального

решения самой конструкции, конструкции форм и технологии изготовления.

Рекомендуется по возможности принимать такие методы и условия изготовления, при которых можно было бы снизить учитываемые в расчете потери предварительного напряжения арматуры. Это, в частности, относится к потерям от температурного перепада при пропаривании или подогреве бетона (определяемым по разности между температурой прогрева изделий и температурой, при которой производится натяжение арматуры на неподвижные упоры), а также к потерям от деформации формы (при натяжении арматуры на форму). Расчетный температурный перепад принимается в первом случае не более 40°C (как в большинстве типовых конструкций), что должно обеспечиваться соответствующим режимом прогрева, хотя общий перепад температуры может быть при этом и больше 40°C [2].

Для нормального обжатия конструкции и предотвращения возможного появления недопустимых трещин при передаче напряжений на бетон требуется обеспечивать ее свободную деформацию в момент отпуска натяжения арматуры. Основным условием этого является устройство плавных скосов в опорных частях балок (при переходе от уширенного сечения к узкой стенке балки), в ребрах (если без них нельзя обойтись) и в торцовых ребрах плит. В поперечном сечении элемента скосы назначаются в зависимости от конструкции формы и возможности снятия или раскрытия ее откидных бортов.

Для различных вариантов силового натяжения арматуры на упоры есть свои технологические требования, которые меняются по мере разработки новых видов оборудования и новых технологических линий.

Для балок и ферм, изготавливаемых на коротких стендах и в силовых формах, в которых натяжение выполняется при помощи траверс или группами стержней, расположение групп стержней принимают по согласованию с технологами, разрабатывающими проект стенда или силовых форм.

У конца предварительно напряженных элементов устанавливают дополнительные сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом $50\text{--}70\text{ мм}$ на длине не менее $10d$ стержней продольной арматуры и не менее 200 мм от торца элемента (рис. 4.3). Диаметр хомутов или стержней сеток принимается не менее 5 мм , но не менее $0,25d$ (где d — диаметр стержней продольной арматуры). Эта дополнительная поперечная арматура при необходимости может быть учтена в расчете на местное смятие у концов элементов.

Имеются примеры установки ненапрягаемой арматуры больших диаметров для приближения армирования к граням элемента и более точной фиксации поперечной арматуры по контуру сечения либо для местного усиления арматуры в от-

дельных панелях ферм. Диаметр стержней ненапрягаемой арматуры рекомендуется ограничивать (порядка 10—12 мм).

При проектировании изгибаемых предварительно напряженных элементов с прядевой арматурой часть ее у опор рекомен-

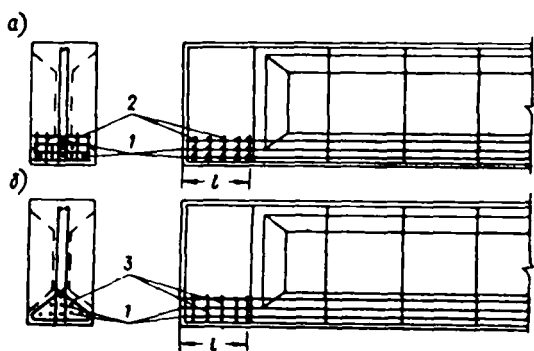


Рис. 4.3. Усиление торцов предварительно напряженных конструкций

а — усиление сварными сетками; б — усиление хомутами; 1 — напрягаемая арматура; 2 — сварные сетки; 3 — хомуты

дуется отгибать вверх, что улучшает условия расчета элементов по раскрытию трещин в верхней зоне и работу элемента на скалывание. Имеются также удачные примеры выполнения отгиба стержневой арматуры. Для оттягивания части предварительно напряженной арматуры в силовых формах применяются специальные приспособления.

Особое место в технологии предварительного напряжения арматуры занимает электротермический способ натяжения. Сущность электротермического способа натяжения арматуры заключается в том, что заготовка напрягаемой арматуры нагревается электрическим током большой плотности до рекомендуемой температуры (для различных сталей от 300 до 400°С) и фиксируется в таком состоянии в жестких упорах стенда, рамы или силовой формы. Укорочению арматурных заготовок при остывании препятствуют упоры, и поэтому в арматуре возникают напряжения. Расчетом и конструированием железобетонного элемента и силовых форм, а также соблюдением технологического режима электротермического нагрева [50] обеспечиваются заданные напряжения в арматуре с определенными пределами допустимого отклонения от предусмотренных расчетом.

На концах арматурных заготовок устраиваются временные анкеры из такого расчета, чтобы расстояние между их внутренними (опорными) плоскостями l_3 было меньше расстояния между наружными гранями упоров l_4 на заданную величину Δl . Удлиненный размер заготовки после ее нагрева l_1 должен быть таким, чтобы заготовка в нагретом состоянии свободно устанавливалась в упоры. Схема состояния заготовки до и после нагрева, а также при ее охлаждении в установленном на упорах положении приведена на рис. 4.4.

При проектировании и изготовлении конструкций с электротермическим натяжением арматуры необходимо учитывать возможность определенных отклонений величины предварительного напряжения арматуры. Практически возможная точность установки упоров на стендах или формах, расположения временных анкеров на арматуре и других процессов принята для сравнительно доступной технологии, которая не ведет к увеличению стоимости оборудования и производственных процессов. В значительной степени точность зависит от длины арматурной заготовки: чем длиннее конструкция, тем относительно менее опасны все погрешности и допуски в размерах форм, заготовки и т. д. и тем большей точности натяжения при прочих равных условиях можно достигнуть. Поэтому в расчете предварительно напряженной конструкции с электротермическим способом натяжения арматуры должен учитываться коэффициент точности натяжения m_T .

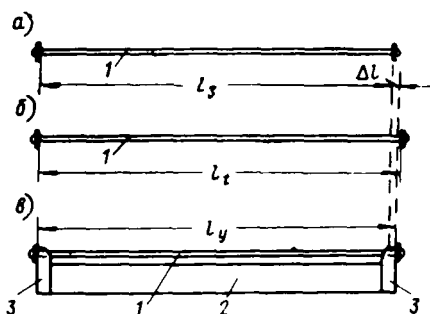


Рис. 4.4. Схема натяжения стержней арматуры электротермическим способом

а — стержень до нагрева; б — стержень после нагрева; в — натянутый стержень на упорах формы; 1 — напрягаемый стержень; 2 — силовая часть формы; 3 — упор с гренкой

При расчете конструкции на жесткость, трещиностойкость и ширину раскрытия трещин в зоне расположения напрягаемой арматуры, когда возможно снижение предварительного напряжения арматуры по сравнению с заданной величиной σ_0 , необходимо учитывать усредненное минимальное напряжение в стержнях арматуры, т. е. отклонение в меньшую сторону.

Если конструкцию рассчитывают на прочность при действии сил обжатия зоны сечения, в которой расположена данная напрягаемая арматура, или на трещиностойкость противоположной по высоте зоны сечения, когда возможно превышение усилий предварительного напряжения арматуры по сравнению с заданной величиной σ_0 , то необходимо учитывать усредненное (для данного количества стержней) максимальное напряжение в стержнях арматуры, т. е. отклонение в большую сторону.

Коэффициент точности натяжения определяют по формулам, приведенным в инструкциях [49, 50], но принимают в первом из указанных случаев не более 0,9, а во втором не менее 1,1.

В рабочих чертежах конструкций с электротермическим натяжением арматуры необходимо оговаривать заданную величину предварительного напряжения σ_0 и допустимые предельные отклонения $\pm P$ (со знаком плюс — верхнее предельное отклонение, со знаком минус — нижнее предельное отклонение) от за-

данной величины. Кроме того, в чертежах следует указывать величину коэффициента точности натяжения m_t . Необходимо иметь в виду, что допустимое предельное отклонение P относится к отдельным стержням, в то время как в остальных стержнях будут и меньшие отклонения в связи с разбросом величин предварительного напряжения. Поэтому отклонение напряжений для всего элемента в целом определяют коэффициентом точности натяжения, и при нескольких стержнях оно будет в сумме меньше, чем допустимое предельное отклонение для отдельно взятого стержня. Требуемую длину (в мм) отрезаемого арматурного стержня (заготовки), абсолютное удлинение арматуры, допустимые предельные отклонения фактического удлинения натянутой арматуры от расчетного и другие параметры определяют по указаниям специальной инструкции [50].

4.6. ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ

В практике изготовления и монтажа железобетонных конструкций известны следующие разновидности стальных деталей: закладные, накладные и анкерные.

Собственно закладная деталь состоит из одного или нескольких стальных элементов (позиций), соединенных между собой. Закладная деталь входит в состав железобетонной конструкции, она устанавливается, как и арматура, в опалубочную форму до бетонирования. Накладная деталь (или соединительный элемент) не входит в состав железобетонной конструкции, прилагается к ней (или к комплекту конструкций) дополнительно. Накладная деталь служит, как правило, промежуточным элементом между отдельными железобетонными элементами и конструкциями. Анкерные детали, привариваемые или присоединяемые другим способом к арматурным стержням, к группе закладных деталей не относятся.

Закладные и накладные детали предназначены главным образом для устройства стыков сборных элементов и для соединения сборных конструкций между собой при их монтаже. Смежные железобетонные элементы соединяются между собой с помощью дуговой сварки закладных деталей непосредственно либо посредством накладных деталей.

Для закладных деталей (в дальнейшем под этим термином будут подразумеваться и накладные детали) применяется горячекатаная полосовая, угловая и фасонная сталь, отвечающая условиям свариваемости, марок ВМСт.Зсп, ВМСт. Зпс и ВМСт. Зкп, а также марок ВКСт.Зсп, ВКСт. Зпс и ВКСт. Зкп, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии. В заказе на поставку стали для закладных деталей оговаривается, что сталь предназначена для сварных конструкций. Марки стали назначаются в зависимости от условий эксплуатации конструкций. Все перечис-

сленные марки сталей применяются для закладных деталей, не подвергающихся непосредственному динамическому воздействию подвижных или вибрационных нагрузок при температуре не ниже -30°C . В этих же условиях эксплуатации, если напряжения в металле закладных деталей и в сварных швах не превышают 0,75 расчетного сопротивления, допускается применять сталь марок МСт. 3 и КСт. 3 для сварных конструкций, поставляемую по группе Б ГОСТ 380—60.

Закладные детали, не подвергающиеся непосредственному динамическому воздействию подвижных или вибрационных нагрузок и эксплуатируемые при температуре от -30 до -40°C , а также подвергающиеся таким воздействиям, но эксплуатируемые при температуре не ниже -30°C , следует изготавливать из стали марок ВМСт. 3пс или ВКСт. 3пс; при динамических воздействиях сталь должна удовлетворять дополнительным требованиям по ударной вязкости: при нормальной температуре — если эксплуатационная температура выше -20°C и при отрицательной температуре — если эксплуатационная температура от -20 до -30°C . Закладные детали, подвергающиеся непосредственному динамическому воздействию и эксплуатируемые при температуре от -30 до -40°C , следует изготавливать из стали марки ВМСт. 3сп, удовлетворяющей дополнительным требованиям по ударной вязкости при отрицательной температуре.

Условия применения стали для закладных деталей, подвергающихся динамическому воздействию при работе кранов легкого и среднего режимов работы, допускается принимать, как для деталей, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок.

Качество и марку стали необходимо подтверждать сертификатами заводов-поставщиков. При отсутствии сертификатов использование стали для закладных и накладных деталей может быть разрешено только после лабораторной проверки их качества. В конструкциях сварных стыков следует использовать такие способы сварки, которые не вызывают значительного коробления деталей. Закладные детали обычно проектируют так, чтобы они не выступали за плоскости граней железобетонного элемента, иначе усложняется конструкция опалубочных форм. Детали заанкериваются в бетоне элемента с помощью специальных анкеров. Если анкеровка деталей путем их приварки к обычной (ненапрягаемой) стержневой арматуре даже в тех случаях, когда принимаются необходимые меры предосторожности, не рекомендуется, то к напрягаемой арматуре приварка закладных деталей категорически запрещается.

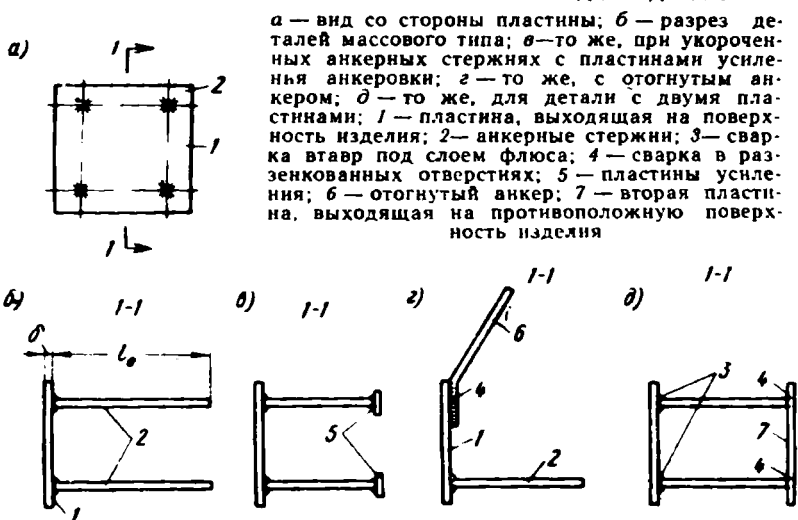
Закладная деталь обычно состоит из пластинки листовой или полосовой стали (уголков или фасонной стали) с приваренными к ней анкерными стержнями. Рекомендуется, как правило, принимать не менее четырех стержней; постановка двух анкерных стержней допускается только в случаях, когда сдвигающая сила

действует перпендикулярно плоскости, в которой расположены стержни.

Расчет закладных деталей и их конструирование выполняются по методике, формулам и указаниям, приведенным в Инструкции и Руководстве по проектированию железобетонных конструкций [49, 60].

В закладных деталях толщина листовой стали или профилей по условиям сварки принимается не менее 6 мм, а в некоторых случаях — не менее 8 мм. Анкерные стержни выполняются из стали класса А-I (реже), стали периодического профиля классов

Рис. 4.5. Схема закладных деталей



а — вид со стороны пластины; б — разрез деталей массового типа; в — то же, при укороченных анкерных стержнях с пластинами усиления анкеровки; г — то же, с отогнутым анкером; д — то же, для детали с двумя пластинами; 1 — пластина, выходящая на поверхность изделия; 2 — анкерные стержни; 3 — сварка втавр под слоем флюса; 4 — сварка в раззенкованных отверстиях; 5 — пластины усиления; 6 — отогнутый анкер; 7 — вторая пластина, выходящая на противоположную поверхность изделия

А-II или А-III, удовлетворяющей требованиям ГОСТ 5781—61 диаметром не менее 8 мм, без крюков на концах. Прямые участки анкерных стержней, изготавливаемые из стали периодического профиля, должны быть при марке бетона 200 и выше не менее: для анкера из стали класса А-II— $25d$, для анкера из стали класса А-III— $30d$. При наличии сжимающих напряжений, перпендикулярных анкеру по всей его длине, эти размеры соответственно могут быть уменьшены до $15d$ и $20d$ (где d — диаметр анкерных стержней).

Анкеры, которые воспринимают сдвигающие усилия, следует располагать по возможности в сжатой зоне элемента. Если сжатая зона отсутствует, то в закладной детали предусматриваются упорные пластинки или коротыши из арматурных стержней с расположением их между анкерами. Если отсутствует растянутая зона, то общую площадь сечения анкеров закладной детали определяют только по величине сдвигающей силы. Если сжимающее усилие на уровне крайнего ряда сжатых анкеров меньше или равно 0,3 сдвигающей силы, то вся сдвигающая сила должна быть воспринята анкерами, а размеры упорных пластинок назначаются конструктивно из условия восприятия ими не менее

30% сдвигающей силы. В этих случаях другим решением могут быть закладные детали, имеющие кроме анкеров, приваренных втавр, также отогнутые анкера, приваренные внахлестку, направленные под углом к сдвигающей силе (от 15 до 25°). Конструктивное решение закладных деталей основных двух типов показано на рис. 4.5, а и б.

Очень важно предусматривать надежную и технологичную в производстве фиксацию закладных деталей в опалубочных формах. Известно несколько вариантов закрепления закладных деталей. В некоторых типовых чертежах в пластинах предусматривается круглое отверстие с нарезкой М16; через отверстие в стенке формы закладная деталь притягивается болтом в проектное положение, а после окончания бетонирования болты снимают. В других случаях вместо нарезки в пластинах предусматривается гайка. По усмотрению завода-поставщика могут быть выбраны другие надежные способы фиксации, в том числе рекомендуемые СН 313-65 [51]. Технология изготовления, режимы сварки, методы испытания и правила приемки закладных деталей должны отвечать требованиям ГОСТ 10922—64 и СН 393—69 [78].

Закладные детали довольно долго проектировались индивидуально для каждой конструкции, в каждой серии типовых рабочих чертежей. На первых порах это отвечало способам изготовления закладных деталей на небольших предприятиях сборного железобетона, имеющих непостоянную номенклатуру изготавливаемых конструкций. С развитием типового проектирования начались попытки локальной унификации массовых закладных деталей.

Еще в 1962 г. Промстройпроект и ЦНИИПромзданий согласовали между собой применение законструированных по одному принципу закладных деталей для крепления плит покрытий, разработали набор опорных плит для балок и ферм. Затем институтами Главпромстройпроекта был проведен анализ закладных деталей типовых конструкций одноэтажных зданий и были разработаны предложения по их унификации и конструированию. В результате этих работ Харьковским Промстройпроектom с участием НИИЖБ и других институтов разработаны классификация, номенклатура и рабочие чертежи унифицированных закладных деталей сборных железобетонных конструкций одноэтажных зданий (серия 1.400-6, вып. 1).

Унифицированные детали распределены по функциональному признаку по восьми группам. Группа 0 включает детали общего назначения, предназначенные для крепления различных опорных столиков, далее идут детали, отнесенные к группам 1—7: для крепления на колоннах опорных консолей, поддерживающих стеновые панели (группа 1), для крепления на колоннах и подстропильных конструкциях стропильных балок и ферм (группа 2) и т. д. Для каждой группы имеются таблицы, позво-

ляющие выбирать необходимую деталь по расчетным и конструктивным характеристикам и применять унифицированные детали взамен неунифицированных (по ранее выпущенным типовым чертежам).

Большое внимание уделено технологичности изготовления заготовок (позиций) для деталей, их сборке и сварке, возможности изготовления массовых позиций «на склад». Проведена унификация заготовок, независимо от того, в какой группе закладных деталей они использованы, наведен порядок в градации размеров пластин и анкерных стержней. Для всей серии закладных деталей оказалось возможным ограничиться 70 позициями пластин (из них на одном предприятии может потребоваться всего 20—40 в зависимости от номенклатуры изготавливаемых конструкций) и 60 позициями стержней. Из указанных заготовок можно выполнить около 200 марок унифицированных закладных деталей, практически для всех типовых сборных конструкций одноэтажных зданий со всеми их вариантами, а также значительную часть закладных деталей, которые добавляются в реальных проектах. Рабочие чертежи каждой детали оформлены на отдельной форматке так, что чертеж можно передавать непосредственно в цех.

4.7. ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ ЗДАНИЙ С АГРЕССИВНЫМИ СРЕДАМИ

Проектирование и применение железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в зданиях с различными агрессивными средами, производится с учетом требований СН 262-67 [75], при этом в зависимости от степени агрессивности среды изменяются и требования к конструкциям.

В агрессивных средах возможно применение ненапряженных и предварительно напряженных конструкций. Рекомендуется применять предварительно напряженные конструкции преимущественно со стержневой горячекатаной арматурой, натягиваемой на формы или на упоры. Следует избегать применения составных предварительно напряженных конструкций, а тем более конструкций, армированных пучковой проволочной арматурой, размещаемой в инъецируемых каналах.

Для ненапрягаемой арматуры, а также в предварительно напряженных конструкциях, рассчитываемых по 3-й категории трещиностойкости и находящихся под воздействием агрессивных сред, нельзя применять арматурную проволоку диаметром менее 4 мм. В арматурных прядях и канатах не допускается применение проволоки диаметром менее 2,5 мм.

Для сборных железобетонных конструкций, находящихся в агрессивной газовой среде, толщина защитного слоя тяжелого бетона для любой арматуры, как правило, увеличивается (по сравнению с обычными условиями) и принимается по табл. 5 Указаний [75]. В целом для конструкций, находящихся в слабо-

агрессивной и среднеагрессивной газовой среде, защитный слой бетона полок плит, стенок балок и стеновых панелей должен быть не менее 15 мм, а балок ферм, колонн, ребер плит — не менее 20 мм (для поперечной арматуры ребер предварительно напряженных плит — не менее 15 мм). Для конструкций, находящихся в сильноагрессивной среде, толщина этих защитных слоев увеличивается соответственно до 20 и 25 мм.

Толщина защитного слоя для стержневой термоупрочненной арматуры, термоупрочненной катанки, арматуры из высокопрочной проволоки и изделий из нее должна быть не менее 25 мм; допускается уменьшение толщины защитного слоя до 20 мм при условии повышения плотности бетона конструкции на одну ступень.

Коррозонная стойкость железобетонных конструкций может быть обеспечена применением стойкого в данных условиях бетона, химической обработкой поверхностей конструкций, защитой их изолирующими пленками и покрытиями или пропиткой. Поверхности железобетонных конструкций не должны иметь усадочных трещин, раковин, выбоин и околос. Исправление дефектов последующей штукатуркой не допускается.

Для конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивного воздействия газовой среды, обычно применяются бетоны повышенной плотности, а для конструкций, работающих в особо тяжелых условиях, — особо плотные бетоны согласно специальным указаниям. Бетон для замоноличивания стыков по плотности должен соответствовать бетону основных элементов. При заделке стыков принимают меры к улучшению сцепления бетона замоноличивания с бетоном сборных элементов путем устройства выпусков арматуры, насечки бетона, устройства охватывающих сеток и т. п., а также обеспечения нормального режима твердения бетона. Толщина защитного слоя при этом рекомендована не менее: из бетона 30 мм, а из торкрета 20 мм.

Закладные детали и прочие стальные элементы сборных конструкций, не подвергающиеся обетонированию, необходимо защищать другим способом. В зданиях с агрессивными средами защита закладных деталей производится комбинированными металлизационно-лакокрасочными покрытиями в соответствии с указаниями СН 262-67 [75]. Только лакокрасочными покрытиями разрешается покрывать закладные детали, доступные для возобновления на них покрытий, применяемые при относительной влажности воздуха менее 60%, при отсутствии агрессивных газов или при наличии агрессивных газов группы А. Для защиты закладных деталей ограждающих конструкций применяют металлизационные или комбинированные покрытия независимо от параметров внутренней среды.

Принятые для большинства типовых конструкций (особенно для разработанных начиная с 1966—1967 гг.) толщины защитного слоя бетона и условия расчета по трещиностойкости и тре-

щинообразованию позволили при выполнении дополнительных требований СН 262-67 использовать эти конструкции в зданиях со слабой и средней агрессивной средой. Соответствующие указания о применении определенных марок типовых элементов при наличии агрессивной среды приведены в альбомах типовых чертежей.

Большинством действующих типовых чертежей, разработанных до 1967 г., предусматривались обычные условия эксплуатации конструкций. Поэтому в 1967 г. были утверждены «Указания по применению типовых сборных железобетонных конструкций промышленных зданий в агрессивных воздушных средах» (серия 1.400-1, вып. 1 и 2). В этой серии приведены материалы, предназначенные для использования проектными организациями при применении обычных типовых конструкций в агрессивных воздушных средах. В серии содержатся также чертежи корректировки арматурных изделий для увеличения защитного слоя бетона до требуемой или минимально допустимой величины, приведены требования к бетону, качеству поверхностей, защите закладных деталей. По мере переработки чертежей конструкций (стропильных и подстропильных ферм и др.) и введения в действие типовых чертежей конструкций, учитывающих возможность применения в слабой и средней агрессивной среде, разделы этой серии, содержащие дополнения к теперь уже отмененным чертежам, потеряли свое значение.

Меры по антикоррозионной защите строительных конструкций предусматриваются в рабочих чертежах железобетонных конструкций проекта здания, которые должны содержать:

основные требования к бетону и материалам для его изготовления (проектные марки по водопроницаемости, морозостойкости, вид цемента, водоцементное отношение, прочность и вид заполнителей и др.);

указания и чертежи по защите подземных железобетонных конструкций от агрессивных и грунтовых вод (фундаментов и др.);

требования к технологии изготовления конструкций (способы фиксации арматуры и уплотнения бетонной смеси, режимы пропаривания, отпускная прочность бетона конструкций, качество поверхностей и др.);

указания по защите стальных закладных и накладных деталей на заводе и на строительной площадке (вид защитного покрытия, его толщина, расход, способ нанесения); при частичной антикоррозионной защите на чертежах этих элементов должны быть показаны места нанесения защитных покрытий.

В случае необходимости восстановления защитных покрытий, нарушаемых в процессе сварки деталей, на чертеже должны быть соответствующие указания. Конструкции, предназначенные для монтажа в зданиях и сооружениях с агрессивными средами, должны иметь специальную маркировку.

4.8. ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ ЗДАНИЙ, СООРУЖАЕМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

В сейсмических районах высокой балльности (8 и 9 баллов) целесообразно применять облегченные конструкции. Это относится в первую очередь к конструкциям покрытий, для которых главным образом предназначаются облегченные металлические конструкции в сочетании с профилированным оцинкованным настилом и легкими утеплителями типа пенополистирола. При применении сборных железобетонных конструкций каркаса здания, покрытий и стен необходимо стремиться к максимальному их облегчению за счет использования легких бетонов в несущих и ограждающих элементах, высоких марок обычного бетона, легчайших утеплителей.

Проектирование каркасов зданий для сейсмических районов необходимо вести с учетом требований главы СНиП II-A.12-69 (конструкции, разработанные до 1970 г., проектировались по СНиП II-A.12-62 с учетом изменения № 1, 1966 г.) и Инструкции по проектированию промышленных зданий с каркасом из сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов (серия 7-148, ЦНИИПромзданий).

Основные антисейсмические меры сводятся к созданию более жесткого, чем обычно, и более надежного соединения сборных элементов каркаса здания между собой и плит диска покрытия путем сварки выпусков арматуры и закладных деталей (главным образом для случаев сейсмичности 9 баллов), замоноличивания в ряде случаев стыков и швов, а также усиления системы связей.

Предварительно напряженные конструкции допускается применять в районах с сейсмичностью 9 баллов. При этом должны соблюдаться дополнительные условия: применять арматуру из сталей с достаточной деформативностью для возможности развития пластических деформаций, обеспечивать надежную анкерровку арматуры.

Арматуру железобетонных конструкций и связи между элементами конструкций, выполняемые из арматурной стали для каркасов зданий, рассчитываемых на сейсмические воздействия, следует преимущественно применять: напрягаемую — из стали класса А-IV марок 20ХГ2Ц и 20ХГСТ и класса А-V марки 23Х2Г2Т, ненапрягаемую и связи — из стали класса А-II марки 10ГТ. Для этих же условий в случаях, когда стержни арматуры на монтаже или при заготовке арматуры не соединяются сваркой, допускается применять в конструкциях, предназначенных для строительства зданий, с расчетной сейсмичностью до 7 баллов (включительно): для напрягаемой арматуры — стержни мерной длины из стали класса А-IV марки 80С и классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI, если относительное равномерное удли-

нение арматуры после разрыва $\sigma_p \geq 2\%$, для ненапрягаемой арматуры — сталь класса А-II марки Ст.5пс.

Для районов сейсмичностью 7—8 баллов, как правило, удается использовать обычные типовые конструкции с небольшими изменениями в армировании отдельных элементов или узлов, установке закладных деталей и устройстве шпонок по боковым поверхностям плит покрытий. Конструкции, предназначенные для районов сейсмичностью 9 баллов, как правило, приходится проектировать специально, не ограничивая себя условием обязательного использования опалубочных форм массовых типовых конструкций.

Применение железобетонных каркасов зданий и особенно железобетонных конструкций покрытий для районов сейсмичностью 9 баллов может быть оправдано лишь в тех случаях, когда по противопожарным требованиям для соответствующего производства нельзя применить металлические конструкции, а также в небольших и сравнительно низких зданиях. Во всех остальных случаях в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов целесообразно применение стальных конструкций с облегченными покрытиями из профилированного оцинкованного настила. Для ряда районов, где стоимость железобетона сравнительно высока, новые облегченные конструкции следует применять и в районах сейсмичностью 7 баллов.

4.9. ТРЕБОВАНИЯ К ТРАНСПОРТИРОВАНИЮ И СКЛАДИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ

Перевозка длинномерных конструкций получила за последнее десятилетие огромное распространение, стала обыденным явлением. Возможно поэтому не всегда уделяется должное внимание правильности установки, опиранию и закреплению конструкций на транспортных устройствах, а также режиму перевозки, что приводит в некоторых случаях к появлению и сильному раскрытию трещин в элементах и даже к разрушению конструкций при перевозке.

Положения по транспортированию, погрузке, приемке, разгрузке и складированию сборных железобетонных конструкций, требования к перевозкам грузов автомобильным транспортом по дорогам общей сети СССР, а также рекомендуемые ЦНИИОМТП автотранспортные и погрузочно-разгрузочные средства для конструкций содержатся в специальных указаниях. Имеется также специальное руководство по перевозке железобетонных конструкций железнодорожным транспортом [59].

В рабочих чертежах сборных железобетонных конструкций или в пояснительной записке к ним обязательно должны быть приведены схемы их установки на транспортные средства, схемы строповки конструкций при их подъеме и монтаже, а в случае необходимости и при кантовании. На схемах нужно указы-

вать места опирания при транспортировании и складировании, места захвата элементов, а также характерные особенности строповки данной конструкции. Схемы должны соответствовать принятым на предприятиях и на монтаже способам перемещения, транспортирования, складирования и монтажа конструкций с учетом условий, приемлемых для массового применения. В отдельных случаях (конструкции больших пролетов, экспериментальные конструкции) эти схемы разрабатывают с учетом применения специально изготовляемых индивидуальных устройств и приспособлений.

Схемы строповки и перевозки должны быть обоснованы расчетом конструкций на кратковременные нагрузки, возникающие при их кантовании, подъеме и транспортировании; в расчете должна учитываться кубиковая прочность бетона, которая предусмотрена при снятии конструкций со стенда и прочность бетона к моменту отгрузки. Конструкции следует рассчитывать по несущей способности и по образованию (или раскрытию) трещин. Деформации, если они остаются в упругой стадии и не отражаются на образовании или недопустимом раскрытии трещин, могут превышать те, на которые проверяется конструкция в условиях эксплуатационных нагрузок. При расчете конструкций на воздействие усилий, возникающих при подъеме, монтаже и перевозке, нагрузку от собственного веса конструкции следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности 1,5; при этом коэффициент перегрузки к собственному весу не вводится.

При необходимости внесения изменений в схему перевозки и строповки конструкций они должны быть согласованы с проектной организацией — автором конструкций. Если это требование не соблюдается, в конструкциях могут возникать различные дефекты, в том числе снижение трещиностойкости отдельных элементов и узлов, причем такие дефекты могут быть сразу не замечены и сказаться лишь в дальнейшем при эксплуатации. Известны случаи, когда по этим причинам приходилось впоследствии усиливать отдельные конструкции.

К выбору транспортных средств следует привлекать специалистов в области проектирования конструкций, авторов конструкций, которые помогли бы транспортникам оценить влияние транспортных воздействий на несущие свойства и качество перевозимых железобетонных конструкций. Такие вопросы, как конкретные условия дороги (состояние, повороты, подъемы, спуски и др.), используемые скорости, детали опирания конструкций и их крепления, трудно поддаются конкретизации в общих указаниях и инструкциях, особенно для крупногабаритных ответственных конструкций. В ряде случаев требуются экспериментальные исследования для определения оптимальных способов установки и крепления конструкций при их перевозке.

5.1. НУЛЕВОЙ ЦИКЛ РАБОТ

До 1957—1958 гг. в строительстве одноэтажных производственных зданий применялись фундаменты под колонны с заложением основания обычно на 1,75—1,8 м ниже уровня чистого пола. При этом верх фундаментов находился на глубине 0,75—1,2 м от пола. Вырытые котлованы приходилось оставлять открытыми до окончания монтажа колонн, подкрановых балок и других конструкций, выверки и заливки колонн (рис. 5.1, а). Такой порядок производства работ приводил к большим неудобствам при монтаже конструкций, так как котлованы и отвалы грунта занимали значительную часть площади, необходимой для работы механизмов и доставки конструкций; создавались серьезные помехи для нормальной ведения строительных и монтажных работ. С целью повышения индустриальности строительства было решено выделить в специальный цикл все работы по сооружению фундаментов, установке фундаментных балок и устройству подземного хозяйства; этот цикл был назван «нулевым». Промстройпроектом были разработаны технические решения конструкций для нулевого цикла работ, а затем и соответствующие чертежи. Сущность этого решения заключается в следующем: фундаменты заглубляются настолько, чтобы их верхняя плоскость находилась на 150 мм ниже уровня чистого пола (рис. 5.1, б). В здании на отметке, соответствующей конструкции пола и его толщине, устраивается подготовка под полы. Размеры стакана фундамента поверху в плане принимаются такими, чтобы можно было разместить кондуктор для установки колонн при их монтаже. Для типового случая эта ширина принята равной 1000 мм. Фундаментные балки располагаются между верхними ступенями фундаментов, длина их на 1000 мм меньше, чем фундаментных балок для колонн с заглубленными стаканами (при старом решении). Опираются фундаментные балки на опорные подушки в виде столбиков, установленных на следующий обрез фундамента (рис. 5.2, а). Когда в крупных фундаментах ширина верхней ступени превышает 1000 мм, в них приходится предусматривать ниши, чтобы установить типовые

фундаментные балки, не укорачивая их (рис. 5.2, б). В ячейках здания, примыкающих к поперечному температурному шву, применяются фундаментные балки, укороченные на 500 мм.

Практикой строительства подтверждена эффективность осуществления нулевого цикла работ. Незначительное увеличение расхода бетона в фундаментах компенсируется некоторым



Рис. 5.1. Схема монтажа колонн

а — при открытых котлованах (старое решение); б — при выполнении работ нулевого цикла

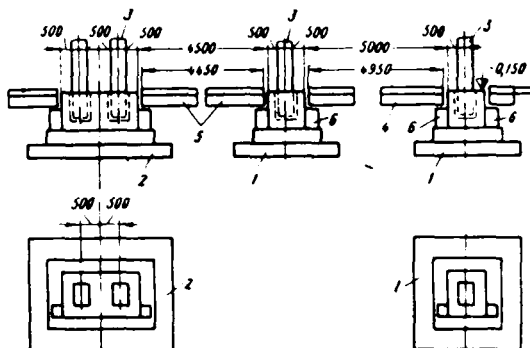


Рис. 5.2. Фундаменты и фундаментные балки для зданий с шагом колонн 6 м

1 — фундамент рядовой колонны; 2 — фундамент парных колонн в температурном шве; 3 — колонна; 4 — фундаментная балка рядовая; 5 — то же, укороченная; 6 — столбики

уменьшением длины колонн и фундаментных балок, унификацией размеров фундаментных балок по наружным и внутренним рядам колонн.

В ходе разработки в 1966—1967 гг. типовых рабочих чертежей двухветвевых колонн с проходами в уровне подкрановых балок проектным институтом № 1 были произведены расчеты рам каркасов зданий с различными отметками заложения фундаментов, выполненные для двух вариантов решения — при фундаментах с банкетками (исходя из принятых условий для нулевого цикла) и без них (с удлинением и заглублением нижней части колонны). Техничко-экономический анализ показал, что стоимость всех конструкций в обоих вариантах оказалась близ-

кой по величине (без учета факторов унификации). Учитывая преимущества нулевого цикла работ, было признано целесообразным разрабатывать колонны с проходами, исходя из заделки их в банкеты фундаментов, имеющие отметку верха $-0,150$ м, т. е. такую, как и в других типовых колоннах.

Такое решение не может быть признано универсальным для всех случаев проектирования зданий. В частности, в зданиях, в которых имеются под полом различные коммуникации, целесообразнее фундаменты опускать ниже, с тем чтобы их верх находился на отметке от $-0,600$ до $-1,000$ м. По этой причине был разработан второй вариант колонн с проходами, исходя из заделки их в банкеты фундаментов с отметкой верха $-1,000$ м.

5.2. ТИПЫ ФУНДАМЕНТОВ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

Под колонны одноэтажных производственных зданий применяются отдельно стоящие фундаменты, прямоугольные в плане. По условиям изготовления и транспортирования (габариты, вес) этот элемент здания чаще выполняется из монолитного железобетона. Однако для достижения полнороботности зданий, по конъюнктурным причинам, а также в силу конкретных условий производства работ (например, в зимнее время) немало фундаментов выполнялось в виде сборных элементов, и в различные периоды развития сборного железобетона не прекращались поиски решений сборных фундаментов.

Сборные фундаменты выполняются в виде цельного элемента либо составными из двух или нескольких элементов. Цельные сборные фундаменты обычно бывают ступенчатыми, преимущественно с одной ступенью: нижняя — плита и далее башмак со стаканом (рис. 5.3.). Применение цельных сборных фундаментов ограничивается размерами подошвы фундамента, их весом, возможностями кранового оборудования на предприятии, где они изготавливаются, на монтаже и возможностями транспортирования. Для облегчения веса сборных фундаментов были предложены различные конструкции ребристых фундаментов; некоторые из них применены в опытном порядке, но не получили распространения.

Проектными организациями были разработаны различные решения составных сборных фундаментов под колонны из двух и более элементов (рис. 5.4.). Эти решения в ряде случаев были использованы в строительстве зданий, но ни одно из них не завоевало массового признания. Задача создания технологичных и экономически выгодных сборных фундаментов остается во многом не решенной. Трудности разработки типовых сборных фундаментов связаны с большим разнообразием сечений колонн, чрезвычайно широким диапазоном нагрузок, разнообразием грунтовых условий и глубин заложения в реальных проектах. Решение задачи затрудняется ограничением габаритов и веса

сборных элементов. Вес фундаментов под колонны прямоугольного сечения колеблется от 5 до 50 т, фундаментов под двухветвевые колонны — от 10 до 100 т. Необходимость членения фундамента на несколько элементов приводит к увеличению суммарных

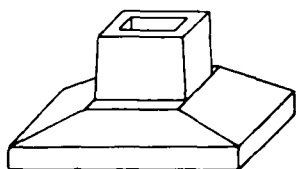


Рис. 5.3. Сборный фундамент из одного элемента

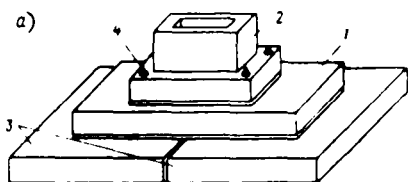
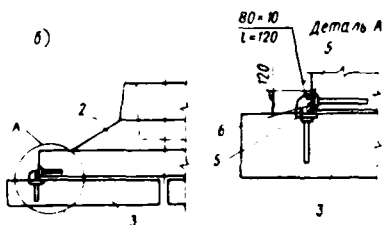


Рис. 5.4. Составные сборные фундаменты.

а — из четырех элементов; 5 — деталь соединения сборных элементов фундамента сваркой; 1 — плита; 2 — башмак; 3 — составные плиты; 4 — болт; 5 — закладная деталь; 6 — сварка



затрат труда и ухудшению экономических показателей сборных фундаментов по сравнению с хорошо решенными монолитными фундаментами.

Типовых рабочих чертежей фундаментов под колонны зданий в течение длительного времени не было: ни сборных, ни монолитных. Фундаменты проектировались в рабочих чертежах конкретных зданий.

По данным анализа проектов промышленных зданий, разработанных организациями Главпромстройпроекта в 1963—1967 гг., доля сборных фундаментов (от общего объема сборных и монолитных фундаментов под колонны зданий) составляла 18—20%.

Сопоставления стоимости сборных и монолитных фундаментов, произведенные в последние годы проектным институтом № 1, ЦНИИПромзданий и НИИ экономики строительства, хотя и не являются всеобъемлющими и методически вполне совершенными, говорят в пользу монолитных фундаментов.

К области эффективного применения сборных фундаментов можно отнести цельные фундаменты малого объема при расщепленном строительстве объектов в трудных гидрогеологических условиях, при строительстве в суровых зимних условиях, а также при возведении таких объектов, где требуется быстро развернуть монтаж конструкций каркаса и где реально может быть использован экономический эффект от сокращения сроков строительства здания (как результат сокращения работ нулевого цикла).

Выбор конструкции фундаментов под колонны зданий, если этого нельзя сделать на основании имеющихся аналогов или рекомендаций, необходимо выполнять путем эскизного проектирования вариантов и их сопоставления с учетом конкретных условий строительства.

5.3. ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

В тех случаях когда целесообразно применение сборных фундаментов, их проектирование производится на основании нормативных и инструктивных документов, используемых при проектировании монолитных фундаментов, в частности СНиП II-Б.1-62* и СНиП II-В.1-62* [66, 65*].

Размеры подошвы фундаментов зданий (если основание сложено нескальными грунтами) определяются из расчета оснований по деформациям (по второму предельному состоянию) на невыгоднейшие комбинации изгибающих моментов и нормальных сил от нормативных нагрузок. Для облегчения расчета по деформациям допускается определять суммарную нормативную нагрузку на основание по усилиям от расчетных нагрузок путем деления последних на осредненный коэффициент перегрузки 1,2. Высота плитной части фундамента, размеры ступеней, сечение арматуры определяются на основное, дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок в соответствии с указаниями глав СНиП II-А.10-62 и СНиП II-А.11-62 [63, 64]. Размеры сечения фундамента следует назначать так, чтобы напряжения от сжатия и от поперечных сил по возможности воспринимались полностью бетоном.

Детальные указания по расчету и конструированию железобетонных фундаментов (монолитных), которые в основном относятся и к сборным фундаментам, содержатся в Инструкции по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий промышленных предприятий¹. В Инструкции имеется ряд таблиц, графиков и других вспомогательных материалов, предназначенных для определения размеров подошвы фундаментов, их высоты и других параметров, необходимых для конструирования. Ценный материал, который может быть использован для назначения основных расчетных параметров и армирования сборных фундаментов, содержится в сериях 1.412-1 и 1.412-2 типовых чертежей монолитных фундаментов под прямоугольные и двухветвевые колонны, разработанных проектным институтом № 1 при участии ЦНИИПромзданий и НИИЖБ.

Отдел технического нормирования Госстроя СССР утвердил в 1968 г. разъяснение по выбору комбинаций нагрузок при опре-

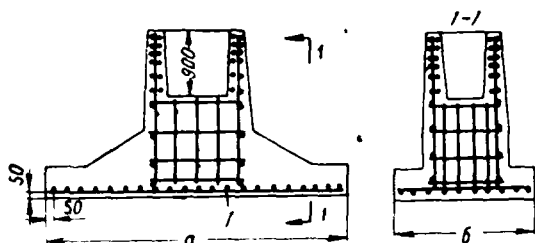
¹ Разработана Ленинградским Промстройпроектом при участии ЦНИИПромзданий, НИИЖБ и НИИОПС (одобрена Главпромстройпроектом Госстроя СССР в 1969 г.).

делении наибольшего краевого давления внецентренно нагруженных фундаментов, составленное НИИ оснований и подземных сооружений, ЦНИИСК и Ленинградским Промстройпроект, которое было принято при составлении Инструкции по проектированию фундаментов.

При определении наибольшего давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента учитываются основные сочетания нагрузок для двух комбинаций нагрузок. Первая комбинация: все постоянные и временные длительные нагрузки, снеговая, ветровая. Вторая комбинация: все постоянные и временные длительные; снеговая; вертикальная нагрузка не

Рис. 5.5. Фундамент с подколонником

1 — сварная арматурная сетка



более чем от двух (для колонн крайнего ряда) или четырех (для колонн среднего ряда) мостовых или подвесных кранов и горизонтальная нагрузка не более чем от двух кранов. При загрузке колонн среднего ряда тремя или четырьмя кранами принимается не более двух кранов на каждом крановом пути, а вертикальная нагрузка учитывается с коэффициентом 0,8. Снеговая нагрузка учитывается только в тех случаях, когда это приводит к более невыгодным результатам по сравнению с теми, которые получаются, если ее не учитывать.

При проектировании сборных фундаментов необходимо учитывать условия их изготовления, погрузки и транспортирования. Рекомендуется проектировать фундаменты из одного блока, с небольшим количеством ступеней, а лучше с пирамидальной плитной частью и подколонником (рис. 5.5). Размеры в плане плиты, ступеней и подколонника принимают кратными 300 мм либо, в крайнем случае, кратными 100 мм. Для применяемого решения опирания фундаментных балок на подбетонки или на столбики последние предусматривают в составе сборного фундамента. Подошва плиты фундамента армируется сварными сетками из стали класса А-II. При условии проверки ширины раскрытия трещин может применяться и сталь класса А-III. Расстояние между стержнями в сетках рекомендуется принимать 200 мм. Марка бетона 200 или 300. Защитный слой для рабочей арматуры в фундаментах принимают не менее 35 мм — при подготовке из бетона и 70 мм — при песчаной подготовке.

В фундаментах стаканного типа при отношении толщины стенки стакана к высоте его уступа (подколонника), равном или более 0,75, стенки стакана не армируются (при этом толщина их принимается не менее 200 мм). При отношении толщины стенки к высоте подколонника менее 0,75 стенки стакана рассчитываются, как железобетонные. Толщина дна стакана принимается не менее 200 мм, глубина — в зависимости от необходимой глубины заделки колонн (по инструкции) плюс 50 мм на рихтовку. Зазоры между стенками стакана и колонной принимаются понизу не менее 50 мм и сверху не менее 75 мм.

Составные фундаменты могут выполняться с применением сварных соединений либо с замоноличиванием. Крепление элементов между собой при помощи сварки (например, стакана к плите) можно не предусматривать в тех случаях, если в местах присоединения одного из них к другому при любых комбинациях нагрузок на фундамент будут действовать всегда только сжимающие усилия, т. е. если колонны работают с небольшим эксцентриситетом. Для колонн с большими эксцентриситетами соединение элементов составных фундаментов требует сварки, применения закладных деталей или выпусков арматуры, замоноличиваемых при сборке фундаментов. Поверхности элементов составных фундаментов, соединяемые при сборке, должны быть шероховатыми или иметь бороздки для обеспечения максимального сцепления. Подошву фундамента следует располагать строго горизонтально на песчаной подготовке.

При расчете сборных фундаментов, составленных из двух блоков, размеры подошвы основания, высоту фундамента и сечение арматуры нижней плиты определяют как для монолитного фундамента. Затем подбирают сечение арматуры верхнего блока (подколонника) с учетом трения по поверхности между плитой и верхним блоком. Коэффициент трения бетона по бетону можно принимать равным 0,4.

Сборные фундаменты, составленные из трех блоков, рассматривают как балку, опирающуюся на плиту или на ряд плит. Нижние плиты рассчитывают на нагрузку от реактивного давления грунта как двухконсольные плиты. Верхние блоки (подколонники) рассчитывают как двухконсольные балки от реактивного давления грунта, передающегося на балки от плиты, которая является основанием по отношению к верхнему блоку, играющему роль собственно фундамента.

Первые типовые рабочие чертежи сборных железобетонных фундаментов под колонны одноэтажных производственных зданий разработаны Киевским Промстройпроектом в серии ОФ-01-01, утвержденной Госстроем СССР в 1955 г. Фундаменты этой серии в виде цельного ступенчатого блока, состоящего из плиты и стакана, были предназначены под типовые колонны сечениями 300×300, 400×400 и 600×400 мм. Размеры блока в плане от 1,3×1,3 до 2,1×2,1 м, вес от 1,7 до 4,8 т. Арматура — в

виде сварных сеток только по подошве фундамента. С введением нулевого цикла работ чертежи серии ОФ-01-01 были отменены.

В проектах производственных зданий в прошедшие годы применялись различные конструкции сборных составных фундаментов, главным образом с горизонтальной разрезкой. Еще в 1956 г. Киевским Промстройпроектом был разработан составной фундамент из двух элементов: плиты, окаймленной бортиком, и башмака со стаканом. Испытания такого фундамента показали, что силы сцепления и трения между башмаком и плитой недостаточны, чтобы можно было принять условия совместной их работы как монолитного фундамента. Проектным институтом № 1 были разработаны и применялись в отдельных проектах чертежи сборных фундаментов одноблочных и составных из плиты и башмака (вес элементов до 12,5 т). Были также запроектированы и применены на строительстве индивидуальные решения сборных фундаментов из блоков, соединяемых через выпуски арматуры и путем замоноличивания, с вертикальной и горизонтальной разрезкой, только с вертикальной разрезкой и др.

Как правило, этим решениям присущи недостатки. Членение фундамента на элементы нарушает связи, обеспечивающие работу конструкции в целом, препятствует перераспределению усилий. Отдельные элементы приходится рассчитывать по самой невыгодной для каждого из них схеме. Плита из сборных элементов, уложенных в два-три ряда без надежных связей для восприятия усилий сдвига по горизонтальным швам, всегда оказывалась по расходу материалов менее экономичной, чем в монолитном фундаменте. Соединением элементов фундамента выпусками арматуры с замоноличиванием можно достигнуть необходимой совместной работы, но изготовление блоков с выпусками связано с ухудшением их технологических качеств, неудобствами при транспортировании и складировании.

5.4. ФУНДАМЕНТНЫЕ БАЛКИ

Применение отдельно стоящих фундаментов в производственных зданиях предопределяет, как правило, применение фундаментных балок, устанавливаемых под стены между фундаментами. Фундаментные балки обеспечивают сборность, упрощают ввод в здание подземных коммуникаций. В зданиях со стенами из кирпича и блоков, а также при наличии кирпичной цокольной части панельных стен применение фундаментных балок обязательно. В зданиях с навесными панельными стенами фундаментные балки не несут нагрузки от стен. Однако применение балок и в этом случае настолько облегчает производство работ и повышает долговечность нижней части панельных стен, что полностью

оправдывает небольшие дополнительные затраты, которые связаны с их применением.

В зависимости от решения фундамента и отметки его верха фундаментные балки можно разделить на два основных типа: балки, устанавливаемые на верхний обрез фундаментов (которые несколько заглублены) и имеющие по крайним рядам номинальную длину, равную шагу колонн, и балки, устанавливаемые на подбетонки или столбики, опирающиеся на предпоследний обрез фундаментов, запроектированных в соответствии с требованиями нулевого цикла (верх фундамента и верх фундаментной балки находятся соответственно на 150 и 30 мм ниже уровня чистого пола), номинальная длина балки в этом случае на 1000 мм меньше шага колонн. Могут быть и другие сочетания фундаментов и фундаментных балок. Подбетонки или столбики выполняются либо во время бетонирования фундаментов, либо после распалубки последних. В первом случае несколько усложняется опалубка фундаментов, а во втором требуется добетонирование на месте небольших столбиков с предварительной очисткой поверхности фундамента и устройством опалубки для столбика.

Первые типовые сборные железобетонные фундаментные балки для шага колонн 6 м разработаны Промстройпроектом в 1955 г. (серия КЭ-01-01); после их корректировки (с сохранением принятых сечений) чертежам был присвоен новый шифр КЭ-01-15. Балки трапециевидного сечения высотой 450 мм — трех типоразмеров: с шириной поверху 300; 400 и 520 мм в соответствии с толщиной стен из кирпича и блоков. Трапециевидное сечение было принято с целью возможности изготовления балок в неразъемных формах. Длина балок: рядовой — 5950 мм и у температурного шва — 5350 мм. Рабочая арматура балок — из стали класса А-II марки Ст.5. С переходом на производство работ с нулевым циклом балки этой серии уступили свое место другим. Однако иногда эта конструкция используется в строительстве, например при реконструкции зданий и в других случаях, когда фундаментные балки приходится устанавливать на верхний обрез фундамента. Поэтому серия КЭ-01-15 оставлена в приложении к каталогу унифицированных конструкций издания 1970 г. для ограниченной области применения.

В 1958 г. Промстройпроектом разработаны типовые чертежи фундаментных балок для зданий с шагом колонн 6 м применительно к производству работ с нулевым циклом — серия КЭ-01-23, вып. I — балки без предварительного напряжения и вып. II — балки предварительно напряженные. Балки таврового сечения — трех типоразмеров (рис. 5.6.). При колоннах с шагом 6 м балки имеют длину 4950 мм (номинальная длина 5 м); для крайних ячеек здания и у температурного шва, где расстояние между колоннами 5,5 м, предусмотрены балки длиной 4450 мм. Балки без предварительного напряжения армируются сварны-

ми каркасами с рабочими стержнями из стали класса А-III. Предварительно напряженные балки армированы высокопрочной проволокой диаметром 5 мм и каркасами из стали класса А-III.

Моменты и поперечные силы от нагрузки стен определялись по методике Промстройпроекта. Изготовление балок с проволочной арматурой оказалось малоцелесообразным, поэтому в ката-

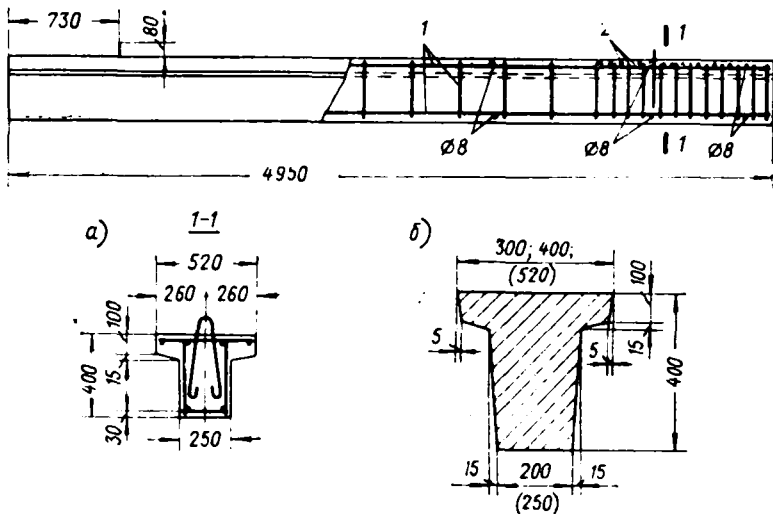


Рис. 5.6. Фундаментные балки для колонн с шагом 6 м
а — типовые балки; б — типы сечений; 1 — пространственный арматурный каркас; 2 — сварная сетка

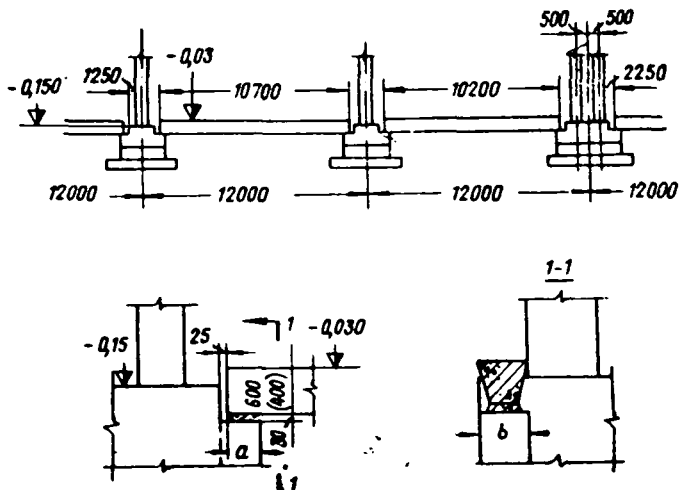


Рис. 5.7. Схема опирания фундаментных балок при шаге колонн 12 м

лог включены только балки со стержневой ненапрягаемой арматурой (вып. I).

Несколько позже ЦНИИПромзданий разработаны типовые чертежи фундаментных балок для производственных зданий с шагом колонн по наружным рядам 12 м (серия КЭ-01-53, утверждена в 1963 г.). Балки имеют длину 10,7 и 10,2 м соответственно для колонн с шагом 12 и 11,5 м, примыкающих к торцу здания и

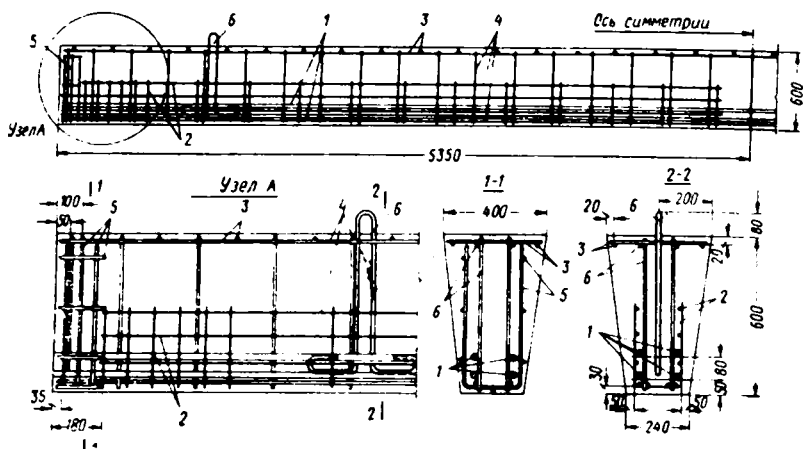


Рис. 5.8. Типовая фундаментная балка при колоннах с шагом 12 м
1 — предварительно напряженная рабочая арматура; 2 — П-образная сварная сетка; 3 — каркас сжатой зоны; 4 — каркас поперечной арматуры; 5 — опорная сетка; 6 — петли

температурному шву (рис. 5.7). По сечению балки подразделяются на два типа высотой 400 и 600 мм и соответственно шириной поверху 300 и 400 мм. Балки высотой 400 мм предназначены для опирания на них стеновых панелей длиной 12 м, а высотой 600 мм — для стен из панелей при наличии цоколя из кирпича или из блоков высотой до 2,4 м и толщиной 380 мм. Нагрузка от цоколя не должна превышать 1800 кг/м (с учетом нагрузки от переплетов с остеклением высотой до 7,2 м). Длина опирания балок на фундамент из бетона марки не ниже 150 принимается не менее 300 мм и не более 750 мм. Ширина опирания 500 мм. Балки — предварительно напряженные, с натяжением арматуры на упоры стендов либо на силовые формы. Напрягаемая стержневая арматура, упрочненная вытяжкой, из стали класса А-IIIв марки 35ГС; ненапрягаемая арматура — в виде сварных каркасов и сеток из стали марки 35ГС и холоднотянутой проволоки; бетон марки 400, а к моменту передачи предварительного напряжения его кубиковая прочность должна составлять не менее 70% проектной. Сечение и армирование балок показаны на рис. 5.8.

Типовые чертежи фундаментных балок для шага колонн 6 м в 1970—1971 гг. переработаны с учетом последних данных (се-

рия 1.415-1, вып. 1). Балки разработаны для зданий с самонесущими кирпичными (толщиной 1; 1,5 и 2 кирпича) и навесными панельными стенами, с типовыми железобетонными колоннами для нулевого цикла работ и с колоннами при заглубленной отметке верха фундамента. Размеры подколонников приняты по сериям 1.412-1 и 1.412-2. Блоки рассчитаны на три случая загрузки: в период возведения стен, при оттаивании зимней кладки и в законченном здании. Для зданий с панельными стенами разработаны два вида балок: под стены без кирпичного цоколя и с кирпичным цоколем толщиной 380 мм и высотой 2,4 м. Фундаментные балки, рассчитанные на передачу на них нагрузки, опираются на фундаменты через столбики; а предусматриваемые непосредственно под стеновые панели опираются на обрез фундамента через выпущенные из торцов балок петли, что избавляет от устройства столбиков и подбетонок и упрощает работы (такой способ опирания разработан по предложению проектного института № 2). Высота балок 450 мм, ширина поверху 300, 400 и 520 мм. Арматура — ненапряженная, в виде сварных каркасов.

Балки серии КЭ-01-53 для шага колонн 12 м сохранены в прежнем виде, но к ним добавлены чертежи варианта их армирования напряженной арматурой класса А-V марки 23Х2Г2Т.

Защита фундаментных балок от агрессивной среды производится так же, как и фундаментов, причем агрессивность грунтовых вод к бетону определяется по СН 249-63, а необходимые меры защиты принимаются по СН 262-67.

5.5. ОБВЯЗОЧНЫЕ БАЛКИ И ПЕРЕМЫЧКИ

Сборные железобетонные обвязочные балки (или ригели фахверка) предназначены для каркасных зданий с шагом крайних колонн 6 м с кирпичными стенами и стенами из легкобетонных камней по ГОСТ 6928—54 (как правило, стены навесные фахверковые). Через обвязочные балки нагрузки от стен передаются на колонны.

Типовые рабочие чертежи железобетонных обвязочных балок даны в серии КЭ-01-58, вып. 1, разработанной ЦНИИПромзданий и включенной в каталог унифицированных сборных железобетонных конструкций одноэтажных зданий в 1965 и 1970 гг. В серии даны рабочие чертежи балок для зданий, осуществляемых в сейсмических районах и районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, а также монтажные детали, включающие стальные консоли для опирания балок, элементы установки и крепления балок к колоннам. Балки запроектированы для кирпичных стен толщиной 250 и 380 мм и стен из легкобетонных камней толщиной 190 и 390 мм. Длина балок 5950 мм, ширина 200 и 380 мм, высота 585 мм. Вес балок 1,75 и 2,5 т. Для сейсмических и сейсмических районов дано по четыре марки балок, отличающихся

количеством рабочей арматуры. Армированные — сварными каркасами, рабочая арматура — из стали класса А-III.

В зависимости от их положения в здании балки делятся на рядовые, устанавливаемые по колоннам продольных и торцовых стен, и крайние, устанавливаемые по колоннам продольных стен, примыкающим к торцовой стене и поперечным швам. Крайние балки отличаются от рядовых количеством и расположением закладных деталей. Для сейсмических районов предусматриваются специальные марки балок с различным армированием и разными закладными деталями, которые путем сварки соединяют балки в антисейсмический пояс. В зависимости от толщины стены, наличия проемов в стене и их размеров, а также от условий возведения кладки стен определяется допустимая высота кладки над балкой по несущей способности балки. Указания по назначению марок балок и высоты кладки содержатся в пояснительной записке серии.

Для перекрытия отдельных проемов в каменных стенах промышленных зданий (кирпичных толщиной 250, 380 и 510 мм, из легкобетонных камней и из других естественных и искусственных камней правильной формы) применяются сборные железобетонные перемычки. Для проемов шириной 3 и 4,5 м имеются типовые перемычки длиной 3,5 и 5 м, разработанные ЦНИИПромзданий при участии НИИЖБ — серия КЭ-01-58, вып. 2. Две длины, четыре типоразмера поперечных сечений, а также частичное изменение армирования позволили ограничиться всего 11 марками перемычек, применяемых для широкого диапазона проектных случаев. Марка бетона 200. Армируются перемычки пространственными каркасами, собираемыми из плоских каркасов. Рабочая арматура — из стали класса А-III. Закладные детали для крепления стальных переплетов защищают цинковым покрытием. Изготовление перемычек производится агрегатно-поточным способом. Для проемов шириной 4,5 м со значительными нагрузками могут быть использованы типовые обвязочные балки.

6.1. ТИПЫ КОЛОНН И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

Сборные железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий по назначению можно разделить на колонны для зданий без кранов и колонны для зданий, оборудованных мостовыми или другими кранами, для которых необходимы подкрановые пути, опирающиеся на колонны. Среди последних можно выделить колонны для зданий с мостовыми электрическими кранами массового применения, колонны для зданий с ручными мостовыми кранами, встречающимися значительно реже, и колонны для особых случаев: для зданий с мостовыми кранами, расположенными в два-три яруса, зданий со специальными кранами и др. По расположению в здании колонны делят на колонны крайних рядов (их же используют и в рядах, примыкающих к продольным температурным швам) и колонны средних рядов, имеющие обычно среднюю вертикальную ось симметрии.

Кроме основных колонн в одноэтажных зданиях используют также колонны (стойки) фахверка продольных и торцовых стен, колонны этажерок и рабочих площадок.

По конструкции колонны бывают постоянного и переменного сечения по высоте (так называемые ступенчатые колонны), сплошные (прямоугольного или двутаврового сечения) и сквозные (двухветвевые), которые могут быть безраскосными и раскосными. Известны также решения колонн пустотелых — прямоугольного и круглого сечения.

В колоннах переменного сечения по высоте возможны различные варианты сочетания сечений: например прямоугольного в нижней (подкрановой) и верхней (надкрановой) части колонн, двутаврового сечения в подкрановой и надкрановой части, двутаврового в подкрановой и прямоугольного в надкрановой части. Двухветвевые колонны для зданий с мостовыми кранами обычно устраивают с надкрановой частью прямоугольного сечения.

Сборные железобетонные колонны можно отнести к числу наиболее распространенных конструкций, применявшихся в промышленном строительстве крупных объектов, начиная с первых пятилеток. К 1935 г. были разработаны варианты колонн для зданий без кранов и зданий с мостовыми кранами различной гру-

зоподъемности: одноярусных, двухъярусных и трехъярусных. Имелись решения колонн прямоугольного, двутаврового сечения и двухветвевых, изготавливаемых целиком либо из двух и трех элементов. Было разработано и осуществлено в строительстве зданий соединение сборной колонны с фундаментом стаканного типа, принцип которого сохранился в современных конструкциях.

В первые годы после войны сборные железобетонные колонны применяли в сочетании со стальными конструкциями покрытий при кранах грузоподъемностью до 20 т включительно и высоте от пола до головки подкранового рельса до 10 м. В дальнейшем область применения сборных железобетонных колонн значительно расширилась. В зданиях промышленных предприятий, построенных за последние десятилетия, можно встретить самые разнообразные конструкции и типы сборных железобетонных колонн. Они были запроектированы в различное время в индивидуальном порядке, либо по локальным типовым рабочим чертежам Промстройпроекта, Гипромеца и других организаций, либо по типовым чертежам Гипротиса для зданий с сеткой колонн 6×12 и 6×15 м (начало 50-х годов), либо и главным образом по общесоюзным типовым чертежам (начиная с 1956 г.).

Типовые железобетонные колонны разработаны в соответствии с параметрами унифицированных габаритных схем (см. 1.3, табл. 1.1) и широко применяются в строительстве зданий многих отраслей промышленности — бескрановых и с мостовыми кранами грузоподъемностью от 10 до 30 т, а в некоторых случаях и 50—75 т.

Для зданий, в которых по технологическим требованиям пролеты, высоты, шаг колонн или грузоподъемность кранов превышают величины, принятые в унифицированных схемах, а также для зданий, проектируемых с неунифицированными параметрами и нагрузками, следует, как правило, применять стальные колонны. При проектировании зданий с двумя-тремя ярусами кранов применяют стальные колонны, хотя известны случаи использования индивидуально запроектированных железобетонных колонн. Так, при строительстве трансформаторного корпуса в 1962—1963 гг. Куйбышевгидростроем были выполнены железобетонные двухветвевые колонны с тремя ярусами кранов, запроектированные проектным институтом № 2. Стальные колонны принимают иногда и в зданиях, проектируемых с применением унифицированных параметров, когда это технически и экономически обосновано (например, в районах строительства, удаленных от производственных баз с высокими оптовыми ценами на сборный железобетон).

Нетиповые железобетонные колонны применяются крайне редко: в отдельных случаях расширения или реконструкции зданий, в зданиях с неунифицированными параметрами, если в них нельзя применить по противопожарным требованиям стальные колонны, и в других особых случаях.

6.2. ОСОБЕННОСТИ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА КОЛОНН

При проектировании одноэтажных производственных зданий основной расчетной схемой является схема поперечной рамы с шарнирным креплением ригелей к колоннам (рис. 6.1). Такая схема отвечает практике применения сборных железобетонных конструкций в зданиях без мостовых кранов, с мостовыми кранами, а также в зданиях со смешанным каркасом—при железобетонных колоннах и стальных фермах.

Схемы продольных рам каркаса здания зависят от типа стропильных конструкций, наличия подстропильных конструкций и подкрановых балок (рис. 6.2—6.4).

Расчет одноэтажной рамы с шарнирным креплением ригелей сводится к расчету отдельных стоек (колонн) постоянного либо переменного сечения, с защемлением в нижнем сечении на уровне фундамента, и шарнирно опертых в верхнем сечении, на уровне верха колонн и низа опорной части стропильной конструкции. Практически этого шарнира нет; общепринятая конструкция опирания стропильной фермы или балки на колонну создает даже некоторое защемление колонны в верхнем ее сечении. Лишь для зданий, возводимых в районах с сейсмичностью 9 баллов, предусматривается особая конструкция соединения фермы с колонной, позволяющая осуществлять взаимные повороты плоскостей верха колонны и опорного листа фермы (при сравнительно больших перемещениях колонн).

В узлах соединения стропильной конструкции с фермой, характерных для массового применения, как это можно полагать, моменты, возникающие в результате защемления, сравнительно небольшие. Они частично погашаются благодаря наличию закладных листов верха колонны и опорной части стропильной конструкции и подкладного листа между ними. Моменты в оголовках колонн возникают также вследствие перемещения центра тяжести сжимающих сил, передающихся от опорной части ферм при перемещении колонн (в большей мере это относится к колоннам по средним осям зданий).

Эти неопределенной величины реально действующие моменты, обычно неучитываемые в расчете, в верхней части колонны воспринимаются арматурой, которая конструктивно доводится до верха колонны, а также стержнями, анкерующими стальной лист оголовка колонны. Гораздо бóльшую опасность эти моменты могут представлять для опорных частей балок и ферм, что необходимо принимать во внимание при конструировании. Работа узла соединения стропильных конструкций с колонной весьма сложна и требует дальнейшего исследования.

Статический расчет колонн для многопролетных зданий с мостовыми кранами очень сложен из-за большого количества нагрузок и необходимости составления различных комбинаций этих нагрузок, из которых определяют наиболее неблагоприятные со-

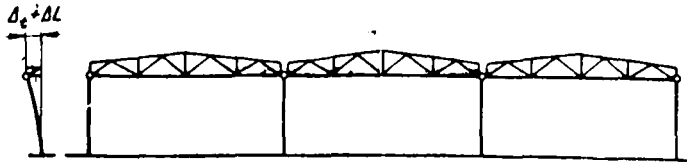
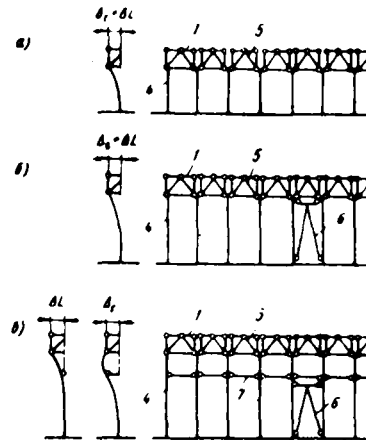
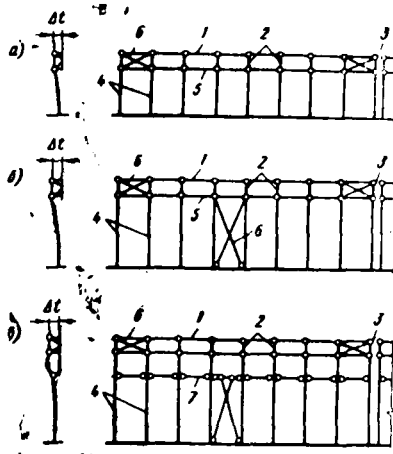
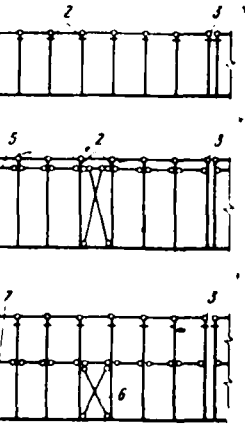


Рис. 6.1. Схема поперечной рамы одноэтажного здания



ны продольных рам од-
зданий со стропильными
и, имеющими высоту
опоре до 1 м

без мостовых кранов вы-
сило, не более 10,8 м; б — то
лее 10,8 м; в — для зданий
рами; 1 — диск покрытия;
е конструкции; 3 — темпера-
— колонны; 5 — распорки;
я связь; 7 — подкрановую
балки

Рис. 6.3. Схемы продольных рам од-
ноэтажных зданий со стропильными
конструкциями, имеющими высоту
на опоре более 1 м

а — для зданий без мостовых кранов при
небольшой высоте; б — то же, при боль-
шой высоте; в — для зданий с мостовыми
кранами (обозначения по рис. 6.2)

Рис. 6.4. Схемы продольных
подстропильными констр

а — для зданий без мостовых кранов при
высокой высоте; б — то же, при бо-
вой высоте; в — для зданий с мостовыми кранами
по рис. 6.2); 5 — подстропильные

четания усиллий: нормальных сил, моментов и поперечных сил. Расчет колонн для зданий без мостовых кранов менее сложен. Нагрузки для этих колонн: собственный вес покрытия здания и снеговая нагрузка, приложенные в виде нормальной силы с эксцентрицитетом к крайним стойкам и центрально к средним; нагрузки от подвесного транспорта и веса крановых путей, от подвесных потолков (если таковые имеются), коммуникаций и другие нагрузки, приложенные к стропильным конструкциям и передаваемые через опорные части на колонны здания; ветровая нагрузка, действующая на конструкции покрытия здания (в том числе и на фонари) и передаваемая на жесткий диск покрытия или связи, — эта нагрузка действует на раму в виде сосредоточенных сил на уровне верха колонн. На крайние колонны действуют также нагрузки от веса стен (если стены не самонесущие и опираются на каркас здания), горизонтальная нагрузка от активного давления ветра и отсоса, распределенного по высоте крайних колонн.

Колонны для зданий с мостовыми кранами в общих случаях рассчитывают, кроме того, на различные комбинации вертикального давления мостовых кранов, расположенных в пролетах здания, с учетом собственного веса подкрановых балок. В конкретных проектах возможны и другие виды нагрузок на колонны одноплетажных зданий в зависимости от их использования.

Учитывая, что на рамы зданий действует значительное количество нагрузок, а также необходимость введения в расчет их различных сочетаний (для определения N_{\max} и соответствующего M , а также M_{\max} и соответствующего ему N), усилия в колоннах рекомендуется сначала определять на единичные нагрузки.

По числу пролетов различают рамы однопролетные, двухпролетные и многопролетные, к которым относят рамы с тремя пролетами и более. По способу расчета рамы могут быть разделены на две группы: многопролетные и однопролетные — двухпролетные.

Колонны многопролетных рам на все виды нагрузок, кроме ветровой, рассчитывают как стержни, имеющие защемление внизу и неподвижный шарнир вверху. Колонны рассчитывают в соответствии с их конструкцией как стержни с постоянным либо переменным сечением и переменной (ступенчатой) жесткостью.

Колонны однопролетных и двухпролетных рам рассчитывают как стержни, имеющие защемление внизу и смещаемый шарнир вверху. При расчете необходимо учитывать смещение верха колонн, определяя смещающую силу и рассчитывая раму на эту силу. Раму рассчитывают с использованием законов строительной механики, определяя усилия в основной схеме и усилия от смещений, которые затем суммируют. При этом ригель принимают несжимаемым, и все стойки рамы получают одинаковое смещение, а единичную горизонтальную силу между стойками рас-

пределяют в зависимости от коэффициента, характеризующего жесткость колонн на сдвиг и определяемого по формуле, приведенной в руководстве по расчету колонн.

Эта методика, широко применяемая все последние годы при расчете колонн, в том числе и типовых, допускает некоторые условия (при определении жесткости колонны принимаются упругими, без трещин; влияние прогиба верхней части колонн учи-

Таблица 6.1

Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных производственных зданий при жестких покрытиях (из железобетонных, армопенобетонных и других плит)

Колонны (за исключением двухветвевых и других колонн сквозных конструкций)	Расчетная длина l_0 колонн при расчете их в плоскости		
	несущих конструкций покрытий (ферм, балок и т. п.)	оси продольного ряда колонн	
		при отсутствии	при наличии
		связей в плоскости продольного ряда колонн	
Для зданий с мостовыми кранами Подкрановая часть колонн при подкрановых балках: разрезных	1,5 H_H	1,2 H_H	0,8 H_H
	неразрезных	1,2 H_H	
Надкрановая часть колонн при подкрановых балках: разрезных	2,5 H_B	2 H_B	1,5 H_B
	неразрезных	2 H_B	
Для зданий без мостовых кранов Однопролетных Двух- и многопролетных	1,5 H	1,2 H	H
	1,2 H		

Примечания: 1. Обозначения: H — полная высота колонны, считая от верха фундамента; H_H — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки; H_B — высота надкрановой части колонн.

2. Значения расчетных длин колонн крановых цехов даны для случая расчета их с учетом крановой нагрузки. Если крановая нагрузка не учитывается, значения расчетных длин колонн принимают как для зданий без мостовых кранов.

тывается условным коэффициентом и др.). Расчетная длина колонн при этом назначается с известным приближением.

Расчетные длины сплошных колонн одноэтажных производственных зданий допускается брать по данным табл. 6.1 согласно СНиП II-V.1-62* [65*]. Хотя пользование этими данными и упрощает расчет, они могут быть рекомендованы только при проектировании индивидуальных колонн, поскольку величины расчетных длин колонн (особенно для надкрановой части) даны по наиболее неблагоприятным случаям и несколько завышены. При расчете типовых колонн их расчетная длина определена, как для элементов рамной конструкции, в предположении одновременной потери их устойчивости и исходя из того, что расчетная нагрузка расположена наиболее невыгодно для колонны.

В последнее время в ЦНИИПромзданий предложена и разработана методика расчета колонн по деформированной схеме. По этой методике каркас зданий без перепадов высот в пределах температурного блока рассчитывается как упругая, нелинейно деформируемая система с учетом влияния продольного изгиба, а также трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и соответственно жесткость колонн. Расчет каркасов по деформированной схеме позволяет избавиться от отдельных условностей принятого долгое время метода, более правильно и с меньшим расходом материалов проектировать колонны. По деформированной схеме колонны рассчитывают с применением ЭВМ. Для колонн прямоугольного сечения этот расчет может выполняться с помощью ручных вычислительных средств.

Рамы зданий с увеличенными температурными блоками (с размерами более 72 м) рассчитываются на комбинации внешних нагрузок с учетом температурных перемещений.

До последнего времени при определении усилий в стойках каркасов зданий с увеличенными расстояниями между поперечными швами прибегали к несколько условному, но сравнительно простому способу учета температурных воздействий в поперечном направлении. Исходя из того, что принятые при определении усилий условия (температурный перепад 40° , жесткости колонн, равные $0,5 EJ$) предусматривают определенный резерв, считали, что это может компенсировать влияние удлинений нижних поясов ферм. Это упрощало расчет. Теперь каркас рассчитывают на температурные перемещения с учетом деформаций поясов стропильных и подстропильных ферм и нижних граней продольных ребер плит покрытия. При этом жесткость колонн принимается, как при длительном действии нагрузок с учетом наличия трещин [8].

Современные способы расчета железобетонных рам и колонн достаточно сложны. Детально они изложены в руководстве по проектированию сборных железобетонных колонн одноэтажных зданий промышленных предприятий, разработанном ЦНИИПромзданий при консультации НИИЖБ и ЦНИИСК и одобрен-

ном Главпромстройпроектом в 1970 г. Это ценное пособие содержит весьма полные, по ряду вопросов новые и оригинальные, материалы по расчету колонн и их конструированию.

6.3. ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ КОЛОНН

Колонны сплошного сечения, как правило, прямоугольного, применяются в зданиях пролетами до 24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при высоте от пола до головки кранового рельса 10 м.

Для зданий пролетом 30 м или при высоте от пола до головки рельса более 10 м, а также при мостовых кранах грузоподъемностью более 30 т экономичнее двухветвевые колонны со сплошным сечением в надкрановой части, а в подкрановой — с сечением, состоящим из двух стоек (ветвей), соединенных между собой короткими ригелями (безраскосная система). Расстояния между осями ветвей покрановой части колонн принимают в зависимости от грузоподъемности кранов, их привязки к осям здания, от расположения колонн в крайнем или среднем ряду и других условий. Расстояние между горизонтальными ригелями берут в пределах от 2 до 3 м. Второй от низа колонны ригель размещают на расстоянии, достаточном для свободного прохода между ветвями колонн.

Типовые двухветвевые колонны, применявшиеся длительное время, разработаны так, что первый ригель от низа колонны расположен на некотором расстоянии от концов ветвей. Эти колонны заделывают в фундамент по типу детали на рис. 6.5, а. Однако постепенно сложилось мнение, что нижняя часть двухветвевых колонн должна замыкаться ригелем по типу, приведенному на рис. 6.5, б. В этом случае заделка колонны в фундамент более надежна и проще выполняется, кроме того, улучшаются условия изготовления перевозки и монтажа колонн.

«Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», утвержденные Госгортехнадзором РСФСР в 1964 г., предусматривают обязательное устройство проходных галерей вдоль подкрановых путей даже для кранов среднего режима работы при их круглосуточной работе, тогда как ранее это требовалось только при тяжелом режиме работы кранов — в цехах горячего производства при круглосуточной работе плавильных, нагревательных и термических печей. В зданиях, которые проектировались с использованием ранее разработанных типовых железобетонных колонн, проходные галереи вдоль крановых путей отсутствуют. Они предусматривались только в зданиях металлургических заводов с колоннами, разработанными Гипромезом. В последних разработках типовых колонн предусмотрены двухветвевые колонны с проходами размером $2 \times 0,4$ м на уровне тормозных площадок подкрановых балок и проходы высотой 2 м на уровне пола цеха (см. 6.6).

Колонны общего назначения конструируют исходя из их заделки в банкеты фундаментов с отметкой верха — 0,15 м (см. 5.1). При решении колонны для зданий с подвалами и другими устройствами необходима увязка с остальными конструкциями, обычно с удлинением нижней части колонны.

Членение колонн по высоте для уменьшения веса монтажной единицы связано с устройством стыков, что усложняет изготовление, увеличивает расход стали и требует выполнения сложных

Рис. 6.5. Деталь заделки двухветвевых колонн в фундамент

a — по прежнему решению; *b* — по последнему решению; 1 — ветвь колонны; 2 — стакан фундамента; 3 — ригель между ветвями; 4 — бетон на мелком гравии; 5 — риски разбивочных осей

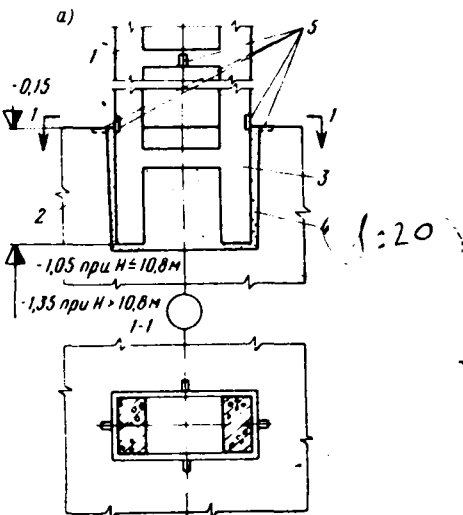
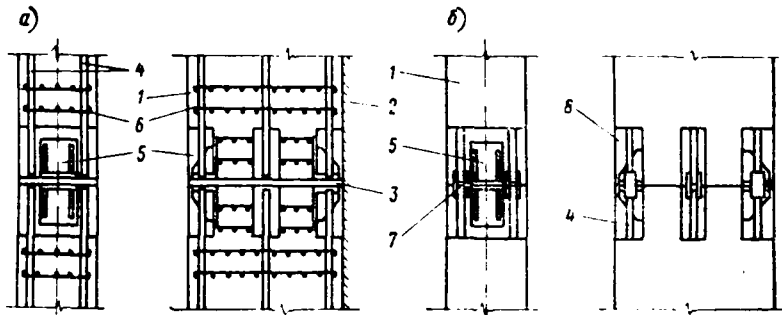
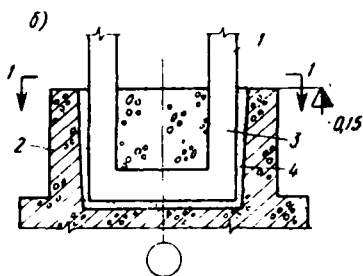


Рис. 6.6. Деталь стыка ветви типовых двухветвевых колонн

a — положение стыкуемых частей колонны при изготовлении; *b* — сухой стык элементов ветви после сварки концов арматуры; 1 — нижняя и верхняя стыкуемые части колонны; 2 — поддон опалубки (при изготовлении частей колонны находится в горизонтальном положении); 3 — стальная строганая прокладка, временно используемая при изготовлении частей колонны; 4 — рабочая арматура; 5 — закладные детали для рихтовки и временного закрепления верхней части колонны при монтаже; 6 — арматурные сетки усиления торцов стыкуемых частей ветви; 7 — сварной стык арматуры; 8 — пазы в бетоне после сварки стыков арматуры



2 арк. м.

50

работ по сборке колонн при монтаже, связанных с большой точностью. Поэтому членение массовых колонн в одноэтажных зданиях производится сравнительно редко. Для удобства изготовления, транспортирования и монтажа тяжелые двухветвевые колонны больших габаритов проектируют и изготавливают составными по длине с одним стыком. При изготовлении двух частей колонны в опалубочной форме полной длины длина составной колонны уменьшается на 30 мм ввиду использования разделительной стальной плиты. В этом случае проектное положение колонны достигалось увеличением толщины подливки в стакане фундамента на 30 мм. Решение стыка ветви типовых двухветвевых колонн серий КЭ-01-52, КЭ-01-60 и 1.424-1 (для случая их разрезки на два элемента) разработано проектным институтом № 1 совместно с НИИЖБ (рис. 6.6).

При проектировании типовых колонн серьезное внимание уделяется унификации их сечений и опалубочных форм. Централно сжатые и внецентренно сжатые с небольшим эксцентризмом колонны под различные нагрузки по возможности принимаются одинакового сечения, при этом расчетные усилия воспринимаются за счет изменения армирования (в пределах от 0,5 до 3%) и применения бетона двух марок. Пределы унификации сечений внецентренно сжатых колонн с большим эксцентризмом устанавливаются на основании сравнения моментов относительно растянутой арматуры. В указаниях по унификации элементов железобетонных конструкций, разработанных ЦНИИПромзданий (серия 1-288) даны следующие рекомендации.

При унификации небольшого числа мало нагруженных колонн с большим числом более нагруженных (имеющих процент армирования в пределах 1,1—1,5) целесообразно для мало нагруженных колонн принимать армирование 0,2—0,5%, что само по себе было бы малоэкономично (особенно при массовом применении колонн с такими сечениями).

При унификации небольшого числа сильно нагруженных колонн с большим количеством менее нагруженных целесообразно, назначая одинаковые сечения, для более нагруженных колонн предусматривать сжатую арматуру. При большом количестве колонн, как сильно, так и мало нагруженных, целесообразно в возможных пределах принимать в обеих группах колонн бетон разных марок.

Для унификации опалубочных форм и по возможности арматурных каркасов коротких консолей колонн для опирания подкрановых балок размеры консолей в колоннах одинакового поперечного сечения принимают также одинаковыми.

Чтобы не вводить при реальном проектировании колонны новых типоразмеров во всех случаях, когда на колонны необходимо передать местную нагрузку от площадок и другого оборудования, рекомендуется предусматривать закладные детали, способные выдержать соответствующие усилия, и приваривать к

ним стальные опорные столики. Эта рекомендация особенно важна при необходимости каких-либо креплений в плоскости, перпендикулярной плоскости основных железобетонных консолей колонны. По условиям использования гладких поддонов и возможности механизированного заглаживания верхней поверхности колонн железобетонные консоли или выступы на нижней и верхней плоскости колонн (при их положении в опалубочной форме) не допускаются.

К одному типоразмеру следует относить такие колонны, которые имеют одинаковые размеры сечения, расположение их по длине и общую длину, а также одинаковые расположение и размеры консолей. Колонны одного типоразмера могут изготавливаться в одной опалубочной форме с применением, если это необходимо, простых дополнительных приспособлений. Колонны одного типоразмера, имеющие один и тот же вид и проектную марку бетона, а также одинаковые вид и сечение арматуры, относят к колоннам одной несущей способности. Колонны одного типоразмера и одной несущей способности могут иметь разновидности, которые зависят от положения в здании и привязки на монтажной схеме, наличия дополнительных закладных деталей, отверстий и т. д. Такие колонны изготавливают в типовых опалубочных формах с применением приспособлений для временного закрепления закладных деталей.

Колонны армируются пространственными сварными каркасами; при отсутствии сварочного оборудования для изготовления пространственных каркасов и специальных требований о необходимости приварки поперечной арматуры каркасы выполняются вязаными.

Пространственные сварные каркасы образуют путем соединения плоских каркасов между собой стержнями либо непосредственно друг с другом. Плоские каркасы принимают с односторонним расположением арматуры и изготавливают при помощи контактной точечной сварки. Соединяя плоские каркасы в пространственный, приваривают поперечные стержни к продольным стержням плоских каркасов контактной точечной сваркой при помощи сварочных клещей. Расстояние в свету между продольными стержнями принимается не менее 70 мм, расстояние от соединения, выполняемого при помощи клещей, до ближайшего поперечного стержня каркаса принимается не менее 5 мм, диаметры меньшего и большего свариваемых стержней не могут превышать соответственно 12 и 32 мм.

Так как на заводах-изготовителях редко имеются клещи для сварки стержней большого диаметра (более чем 10+10 мм), допущено приваривать клещами соединительные стержни к поперечным стержням плоских каркасов, при этом расстояние между осями продольного и соединительного стержней принимается не менее 25 мм. Для мощных колонн оказываются также целесообразными пространственные каркасы, собираемые из плоских

путем соединения крайних продольных стержней плоских каркасов дуговой сваркой прерывистыми фланговыми швами. Хорошим способом является изготовление пространственных каркасов из плоских арматурных сеток большой длины путем их сгиба на гибочных машинах.

Детальные указания по конструированию колонн содержатся в руководстве, разработанном ЦНИИПромзданий и одобренном в 1970 г.

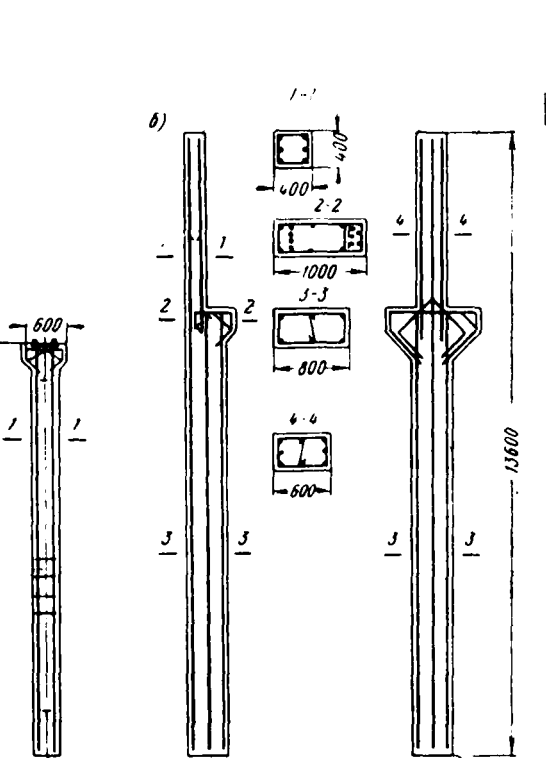
6.4. ТИПОВЫЕ КОЛОННЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ БЕЗ КРАНОВ И С КРАНАМИ

В практике проектирования, эксплуатации и реконструкции зданий иногда приходится иметь дело с типовыми колоннами различных серий. Поэтому ниже дается краткая характеристика типовых колонн, в том числе и по отмененным сериям прошлых лет.

В соответствии с первыми основными положениями по унификации конструкций производственных зданий Промстройпроектом были разработаны типовые чертежи сборных железобетонных колонн для одноэтажных производственных зданий пролетами от 6 до 24 м при шаге колонн 6 м (серия КЭ-01-06; действовала в качестве типовой с 1956 по 1962 г.). В первых двух выпусках содержались чертежи колонн прямоугольного сечения, в выпусках III и IV — двутаврового сечения. Колонны применялись в зданиях с мостовыми кранами или подвесным транспортом, возводимых в I и II географических районах по ветровым нагрузкам. Верх фундаментов принимался на отметке 0,5—0,7 м ниже уровня чистого пола, подошва фундамента заглублялась для этих колонн, как правило, на —1,55 м. Колонны серии КЭ-01-06, особенно прямоугольного сечения, широко применялись в строительстве. С переходом на выполнение работ нулевого цикла с обратной засыпкой котлованов до монтажа колонн (см. 5. 1) область применения этих колонн сократилась, однако они применялись еще несколько лет после их отмены — при строительстве зданий по ранее выполненным проектам.

Для производственных зданий, возводимых с нулевым циклом работ, были разработаны типовые колонны в двух вариантах: с прямоугольным и двутавровым сечением (серия КЭ-01-09). Действующими в то время нормами ветровые нагрузки дифференцировались по двум основным районам: I и II. Типовые чертежи колонн были разработаны отдельно для I района (выпуски I—V, утверждены в 1958 г.) и для II района (выпуски VI—X, утверждены в 1959 г.).

Для зданий без мостовых кранов (выпуски I и VI, IV и IX) с шагом колонн 6 м пролетом 6 и 12 м (без фонарей), высотой в крайних пролетах 4 и 5 м колонны прямоугольного сечения были приняты размером 300×300 мм, для зданий пролетом до 24 м (с фонарями и без фонарей) и высотой 5, 6 и 7 м — 400×400 мм



а) — крайняя и средняя колонны прямоугольного сечения серии КЭ-01-09

а) — для зданий без кранов; б) — для зданий с мостовыми кранами

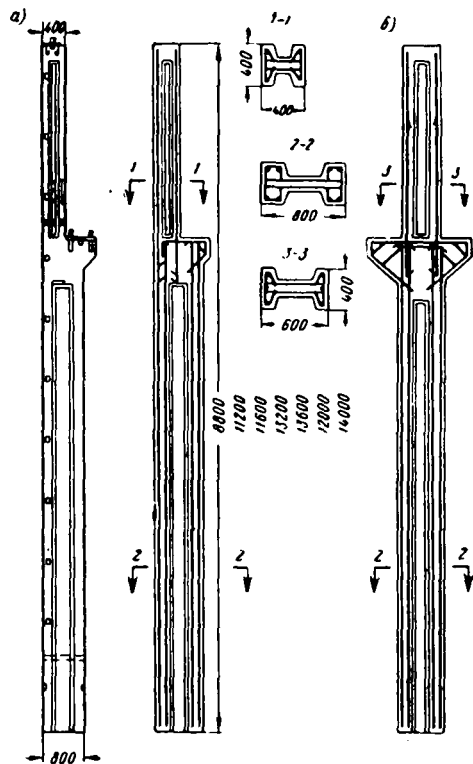


Рис. 6.8. Колонны двутаврового сечения серии КЭ-01-09 для зданий с мостовыми кранами

а — крайняя; б — средняя

(рис. 6.7, а), а для зданий с шагом крайних колонн 6 м и средних 12 м, пролетом от 12 до 24 м и высотой 7 м по крайним рядам — 400×400 мм и по средним — 600×400 мм. Колонны заармированы сварными каркасами с рабочей арматурой из стали класса А-III марки 25Г2С, поперечная арматура из стали класса А-I марки Ст. 3.

Для зданий с мостовыми кранами при шаге колонн 6 м и высоте от пола до подкранового рельса 8 и 10 м были приняты колонны прямоугольного сечения (выпуски II и VII; рис. 6.7, б) и колонны двутаврового сечения (выпуски III и VIII; рис. 6.8). Колонны двутаврового сечения были приняты также для средних рядов зданий с кранами грузоподъемностью 10—20 т с шагом колонн 12 м при высоте от пола до верха подкранового рельса 8 м. Размер сечения в направлении шага колонн принят постоянным для всех случаев, а именно: при шаге 6 м — 400 мм и при шаге 12 м — 500 мм. Другие размеры сечения меняются в зависимости от высоты, грузоподъемности кранов и шага колонн: в нижней части 600 и 800 мм, в верхней 400 и 600 мм (в одном случае вместо 400 мм — 380 мм из-за габаритных размеров крана грузоподъемностью 30 т). Колонны зданий с мостовыми кранами армировались вязаными каркасами с рабочей арматурой из стали класса А-III марки 25Г2С. При отметке верха фундаментов — 0,15 м низ колонн находится на отметке — 0,8 или — 1 м. Заделка в стакан принималась не менее большего размера сечения колонн и не менее 40 d расчетной арматуры для растянутых стержней и 30 d для сжатых. Колонны рассчитаны в соответствии с ННТУ 123-55 [53].

С утверждением унифицированных габаритных схем одноэтажных зданий в 1962 г. серия КЭ-01-09 была отменена, при этом была оговорена возможность применения колонн прямоугольного сечения в строительстве зданий, осуществляемом до 1964 г. по ранее выданным проектам. Практически в ряде случаев эти колонны применяли в строительстве и после 1964 г., так как параметры строящихся зданий нельзя было уже менять.

Следует остановиться на варианте колонн двутаврового сечения, который вновь рассматривается специалистами, как конкурентоспособный [9; 15]. В колоннах двутаврового сечения серии КЭ-01-09 были использованы бетоны марок 300 и 400 (вместо марок 200 и 300 в соответствующих колоннах прямоугольного сечения). Форма сечения, а также повышение марки бетона позволили облегчить эти колонны в среднем на 25—30% и уменьшить расход арматуры на 5—10%. В каталог унифицированных сборных железобетонных конструкций для промышленного строительства 1959 г. для зданий с мостовыми кранами были включены только колонны двутаврового сечения (хотя в серии были разработаны также взаимозаменяемые колонны прямоугольного сечения). Правда, уже при разработке колонн двутаврового сечения для шага 12 м (выпуски V и X) отказались от

применения двутаврового сечения в верхней части колонн, поскольку экономия бетона была сравнительно небольшой, зато усложнилось бетонирование верхушки колонны с узкими полками двутавра.

Изготовление колонн двутаврового сечения предусматривалось в стальных опалубочных формах с применением вкладышей и виброштампов. Однако применявшиеся на отдельных предприятиях способы виброштампования оказались недостаточно совершенными. Другие, более примитивные способы бетонирования колонн двутаврового сечения по сравнению с бетонированием и армированием колонн прямоугольного сечения были также более трудоемки. Расчет на сокращение расхода цемента и снижение стоимости колонн двутаврового сечения не оправдался. Поэтому при дальнейшей разработке (в 1962 г.) колонн от варианта двутаврового сечения отказались.

Использование двутаврового сечения в целях облегчения колонн для определенных параметров зданий представляет интерес в связи с возможностями применения повышенных марок бетона и значительного облегчения колонн. Такие проектные предложения в последнее время разработаны (см. 6.12).

С 1962 г. Промстройпроектом при участии НИИЖБ разрабатывались типовые рабочие чертежи сборных железобетонных колонн прямоугольного сечения для одноэтажных производственных зданий по унифицированным габаритным схемам (серия КЭ-01-49).

Колонны серии КЭ-01-49 рассчитаны как стойки одно-, двух- и многопролетных рам с полной их заделкой на уровне верха фундамента и шарнирного соединения со стропильной конструкцией. В расчете учтена пространственная работа каркаса здания исходя из наличия жесткого диска покрытия. При расчете на краевые нагрузки верхняя опора колонны предусматривалась несмещаемой, и расчетную длину колонн принимали такой же, как для ступенчатых колонн с нагрузками, расположенными в разных уровнях. Поскольку колонны были предназначены для применения в зданиях как с обычной, так и с агрессивной средой, для рабочей арматуры принят увеличенный на 5 мм защитный слой бетона. Дополнительные защитные мероприятия разрабатываются в конкретном проекте в зависимости от условий агрессивной среды.

Серия КЭ-01-49 содержит ряд выпусков, которые разрабатывались в разные годы и включены в каталог 1970 г. Основой серии являются первые три выпуска типовых чертежей колонн (утвержденные в 1962 г.), которые определили конструктивное решение и опалубочные размеры типовых колонн прямоугольного сечения примерно на десятилетний период.

Чертежи колонн производственных зданий пролетом 18 и 24 м и высотой до низа несущих конструкций покрытия 8,4; 9,6 и 10,8 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью

10—20 т тяжелого и среднего режима работы содержатся в выпуске I серии. Габариты колонн в увязке с унификацией размеров зданий по высоте показаны на рис. 6.9. Колонны рассчитаны на максимальную расчетную нагрузку 250 кГ/м^2 в зданиях с фонарями и 195 кГ/м^2 в бесфонарных зданиях. Крановая нагрузка принята в каждом пролете от двух кранов тяжелого режима

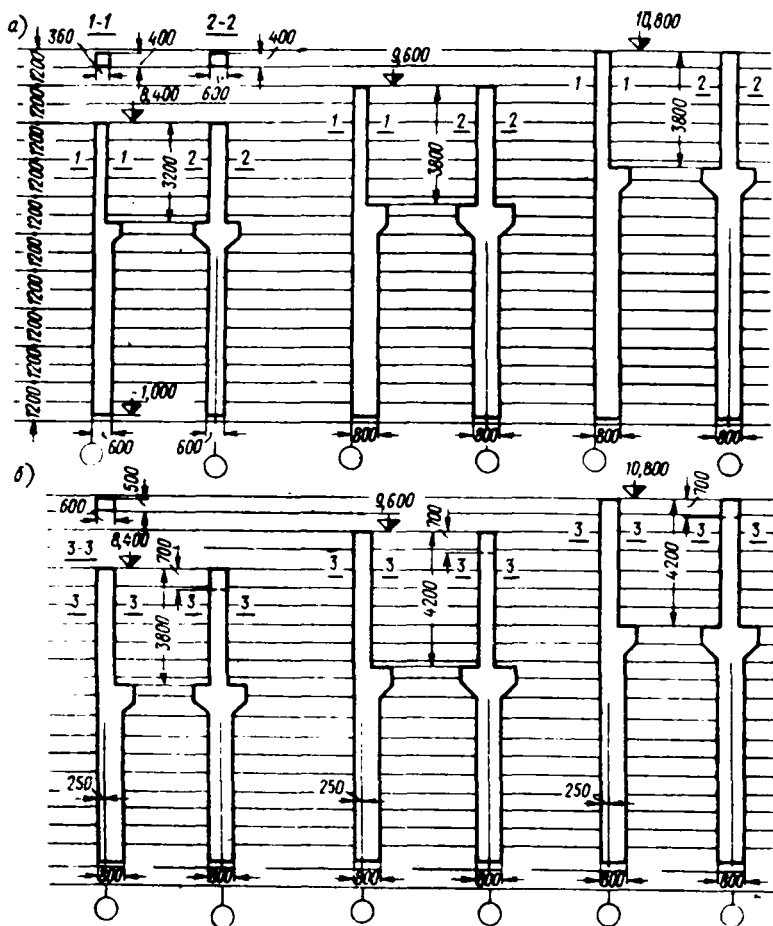


Рис. 6.9. Типовые колонны прямоугольного сечения серии КЭ-01-49 для зданий с мостовыми кранами
 а — с шагом 6 м; б — с шагом 12 м

работы при стальных разрезных подкрановых балках или среднего режима работы при сборных железобетонных разрезных подкрановых балках. Учтена также нагрузка для колонн по крайним рядам от стеновых панелей. Колонны этого выпуска разработаны для зданий шириной до 72 м (18×4 , 24×3 , 30×2) и до 144 м. Крайние колонны проверены по ранее действовавшем

нормам на нагрузку от температурных воздействий при перепаде температур 30 и 40°; при этом расчет производился с учетом упругого поворота фундамента. Привязка колонн крайних рядов при шаге 6 м — нулевая, при шаге 12 м — 250 мм. При шаге колонн по крайним рядам 6 м и средним 12 м конструкции покрытий устанавливаются через 6 м с опиранием по средним рядам на подстропильные конструкции. Для этого в серии предусмотрены укороченные на 700 мм колонны средних рядов.

Опалубочные размеры колонн для кранов грузоподъемностью 10 и 20 т унифицированы. Ширина всех колонн крайних и средних рядов при шаге 6 м — 400 мм, при шаге 12 м — 500 мм. Колонны армированы вязаными каркасами. Для крепления

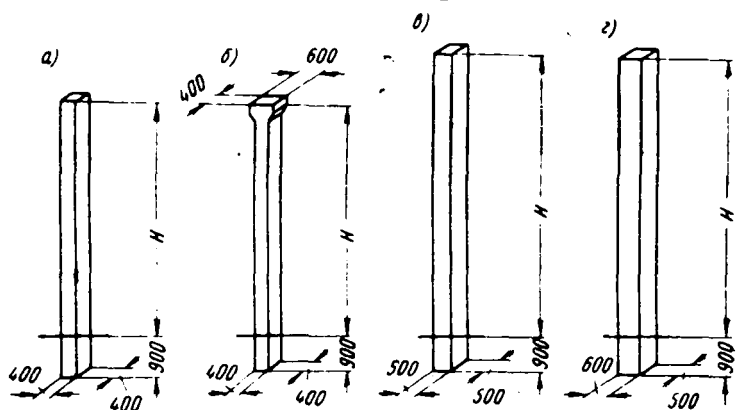


Рис. 6.10. Типовые колонны прямоугольного сечения серии КЭ-01-49 для зданий без мостовых кранов

а — крайние с шагом 6 м; б — средние с шагом 6 м; в — крайние с шагом 12 и 6 м; г — средние с шагом 12 м

стропильных конструкций, подкрановых балок и панелей стен в колоннах предусмотрены постоянные закладные детали. Для строповки колонн при их извлечении из опалубочных форм и при монтаже в них имеются отверстия, окаймленные трубками. Однако на ряде предприятий и строек эти трубки не используются и колонны поднимают из форм за монтажные петли. Колонны заглублены ниже отметки чистого пола на 1000 мм. На нижнем конце колонн для улучшения анкеровки их в стакане предусмотрены горизонтальные бороздки с шагом 200 мм.

Выпуск II серии содержит рабочие чертежи колонн зданий без подвешеного и с подвешеным оборудованием пролетами 12, 18 и 24 м, высотой до низа несущих конструкций от 3,6 до 7,2 м (рис. 6.10, а) с шагом колонн по крайним и средним рядам 6 м, с наружным и внутренним отводом воды. Ширина здания в поперечном направлении при внутреннем отводе воды принята до 72 и 144 м, а при наружном — до 60—72 м. Сечение колонн

400×400 мм; рассчитаны они на максимальную нагрузку от покрытия 950 кг/м² для зданий с внутренним отводом воды и 700 кг/м² для зданий с наружным отводом воды и минимальную расчетную нагрузку 250 кг/м² при наличии фонарей и 195 кг/м² при их отсутствии. Чертежи колонн для таких же зданий, по высоте до низа конструкций от 4,8 до 9,6 м и шагом колонн по крайним рядам 6 или 12 м и по средним 12 м (рис. 6.10, б), содержатся в выпуске III серии. Колонны средних рядов разработаны двух размеров: полной длины и укороченные на 700 мм для установки на них подстропильных конструкций. Нагрузки приняты те же, что и для колонн в выпуске II. Ширина здания — до 72 и 144 м. Сечение колонн средних рядов 500×600 мм. Колонны зданий без мостовых кранов армированы пространственными сварными каркасами, которые собираются из двух плоских при помощи приварки поперечных стержней точечной сваркой. Заглубление колонн ниже чистого пола на 900 мм.

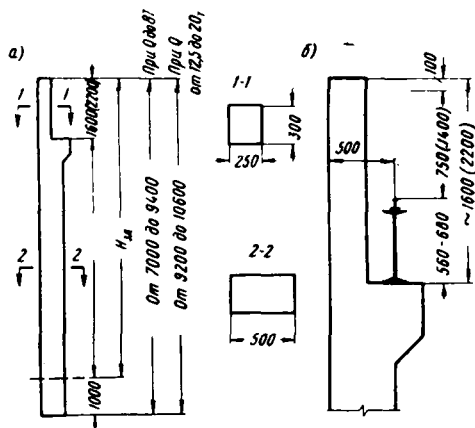
В период разработки типовых чертежей выпусков I—III серии КЭ-01-49 колонны были рассчитаны и законструированы по нормам СНиП 1954 г. и ННТУ 123-55 [53], которые после утверждения этих выпусков были отменены с 1963 г. В связи с полной заменой норм типовые чертежи колонн в 1963—1964 гг. подверглись проверочному расчету по введенным нормам, а затем была выполнена работа по приспособлению чертежей выпусков I—III к нормам СНиП II-A.11-62 и СНиП II-B.1-62 [64, 65]. В результате серия КЭ-01-49 была пополнена выпусками IV и V (утверждены в 1968 г.). Выпуск IV содержит указания по применению рабочих чертежей колонн выпусков I, II и III, пересмотренных в соответствии с изменениями в нормах, а также новые ключевые таблицы для подбора марок колонн при проектировании зданий применительно к I, II, III и IV географическим районам по скоростному напору ветра. При пересчете появилась необходимость в разработке рабочих чертежей дополнительных марок колонн (выпуск V) с сохранением опалубочных размеров типовых колонн и изменением только их или повышением марки бетона. Последующие выпуски серии КЭ-01-49 относятся к особым условиям проектирования зданий и повышению технико-экономической эффективности колонн (см. 6.9).

ЦНИИПромзданий с участием других институтов разработаны технические решения колонн для зданий нефтеперерабатывающей и нефтехимической промышленности и некоторых других отраслей, в которых применяются мостовые ручные краны (ГОСТ 7075—64). Применение ручных кранов обуславливается в таких зданиях тем, что они часто используются только для монтажа и демонтажа технологического оборудования, они целесообразны также во взрывоопасных помещениях. Нагрузки на колонны от ручных кранов значительно меньше, чем от электрических, параметры габаритных схем зданий другие (см. п. 1.3, табл. 1.2). Это позволяет применять в этих зданиях колонны

меньшей высоты и с меньшим расходом материалов, чем при использовании типовых колонн, рассчитанных на массовый случай электрических кранов. Рабочие чертежи облегченных колонн разработаны Промстройпроектом в серии 1.424-2, вып. 1.

Колонны (рис. 6.11) разработаны для зданий пролетами 9, 12 и 18 м длиной от 24 до 60 м в несейсмических и 60 м в сейсмических районах. При пролетах 12 и 18 м в расчете приняты как

Рис. 6.11. Типовые колонны прямоугольного сечения для зданий с ручными кранами (а) и привязка подкрановых балок (б)



бесфонарные, так и фонарные здания. Покрытие — с теплой кровлей, стены — из навесных панелей, снеговая нагрузка для I—IV районов. Сечения колонн: подкрановая часть 500×300 мм и надкрановая 250×300 мм. Высота колонн (с учетом заделки на отметке — 1 м) при кранах грузоподъемностью до 8 т — 7; 7,6; 8,2; 8,8 и 9,4 м (в том числе 1,6 м надкрановая часть); при кранах грузоподъемностью 12,5—20 т — 8,2; 8,8; 9,4; 10 и 10,6 м (в том числе 2,2 м надкрановая часть). Марка бетона 200—300. Колонны армированы сварными каркасами.

6.5. ТИПОВЫЕ ДВУХВЕТВЕВЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

С 1958 по 1963 г. при проектировании производственных зданий пролетами 24 и 30 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10—30 и 30—50 т применялись типовые двухветвевые колонны (серия КЭ-01-07, выпуски V—VIII), разработанные проектными институтами № 1 и 6. Колонны запроектированы исходя из нулевого цикла работ. Шаг колонн 6 м для наружных рядов и 12 м для средних. Для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 10—30 т и высотой от пола до верха подкранового рельса 10 и 12 м ширина колонн крайних рядов 1000 мм, средних 1400 мм. Для зданий с мостовыми крана-

ми грузоподъемностью 30—50 т ширина колонн крайних рядов 1000 и 1250 мм, средних 1400 и 1850 мм. Колонны серии КЭ-01-07 рассчитаны для трехпролетных и многопролетных зданий с фонарями и без них; часть колонн была запроектирована для однопролетных и двухпролетных зданий без фонарей. Расчет сделан по НИТУ 123-55 [53]. Железобетонные колонны этого типа сравнительно часто применялись в строительстве зданий по 1964 г., а в отдельных случаях и позже.

В 1962 г. проектным институтом № 1 при участии НИИЖБ разработаны типовые рабочие чертежи сборных железобетонных двухветвевых колонн одноэтажных зданий (серия КЭ-01-52, выпуски I—III, введены с 1963 г. взамен серии КЭ-01-07). Разработка этой серии была вызвана необходимостью приведения колонн в соответствие с унифицированными габаритными схемами зданий. Шаг колонн по крайним рядам 6 и 12 м, по средним 12 м. При шаге колонн по крайним рядам 6 м стропильные конструкции устанавливаются с шагом 6 м с опиранием по средним рядам на подстропильные конструкции; при этом по средним рядам применяются колонны, укороченные на 700 мм (в верхней части).

Колонны рассчитаны на нагрузку от покрытия, панельных стен и от кранов грузоподъемностью 10—50 т, предусмотренных по два во всех пролетах с тяжелым режимом работы — при стальных разрезных подкрановых балках, а при среднем режиме — железобетонных. Для сокращения количества типоразмеров колонн и стальных форм расчетные нагрузки от кранов сгруппированы. Максимальная нагрузка от покрытия при расчете колонн принята 700 кг/м^2 , минимальная — 195 кг/м^2 при шаге стропильных конструкций 6 м и 250 кг/м^2 при шаге стропильных конструкций 12 м. При расчете трехпролетных рам общей шириной 90 м крайние колонны проверены на нагрузку от температурных воздействий при перепаде температур 40° с учетом упругого поворота фундамента.

Колонны разработаны для зданий высотой (от пола до низа стропильных конструкций) 10,8; 12,6; 14,4; 16,2 и 18 м. Высота подкрановой части принята из расчета использования типовых подкрановых балок. При кранах грузоподъемностью 10—30 т и шаге колонн 6 м (по крайним рядам) высота балок 1000 мм, при шаге 12 м — 1400 мм. При кранах грузоподъемностью 50 т высота балок соответственно 1200 и 1600 мм. Низ колонн на 1050 мм ниже отметки чистого пола для зданий с верхней отметкой 10,8 м и на 1350 мм для остальных колонн. Эти размеры приняты из условий унификации опалубочных форм, требуемой длины заделки колонны в фундамент и необходимой анкеровки растянутой арматуры. Конструктивное решение колонн (применительно к высоте здания 16,2 м) показано на рис. 6.12.

Колонны устанавливаются в общий для обеих ветвей стакан фундамента (см. рис. 6.5, а). На боковых поверхностях ветвей

ретном проекте здания по материалам, приведенным в соответствующих сериях типовых чертежей.

Колонны серии КЭ-01-52 выпусков I—III рассчитаны и за-

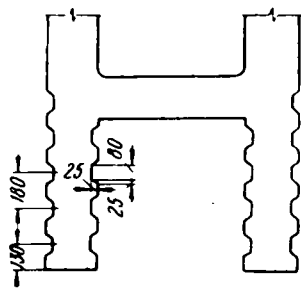


Рис. 6.13. Деталь концов двухветвевых колонн для обеспечения их заделки в фундаментах

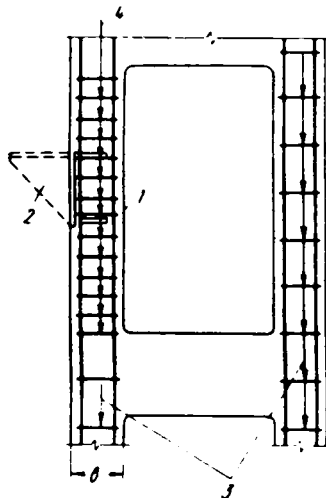


Рис. 6.15. Деталь усиления ветви колонны высотой 14,4 м и более в месте установки столика для крепления панелей стен

1 — ветвь колонны; 2 — столик;
3 — хомуты по рабочим чертежам колонны, вып. I—III; 4 — дополнительные хомуты по вып. IV

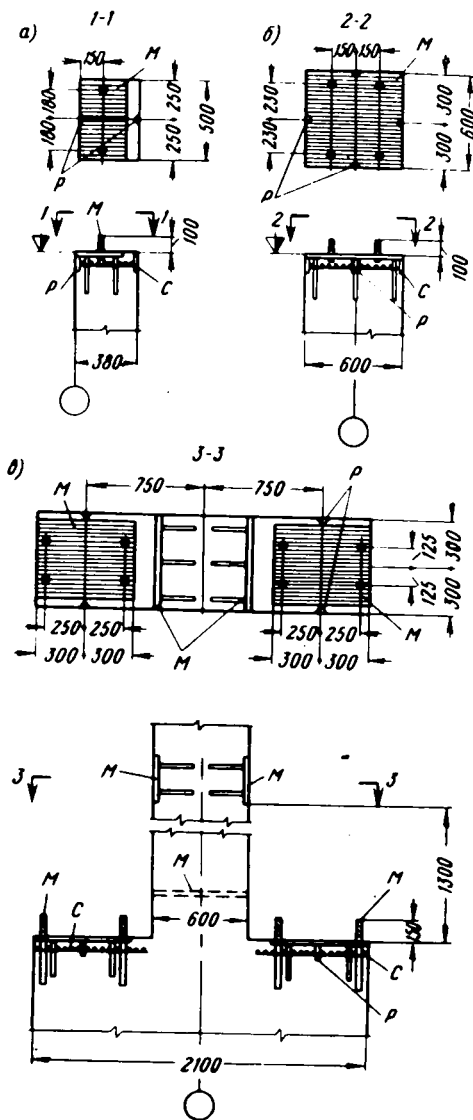


Рис. 6.14. Закладные детали колонн серии КЭ-01-52

а — оголовка крайнего ряда колонн; б — оголовка среднего ряда; в — на уровне крепления подкрановых балок; С — сетки; Р — риски; М — закладные детали

конструированы по СНиП 1954 г. и НИТУ 123-55 [53]. В 1963 г. в связи с введением СНиП II-В.1-62 и II-А.11-62 типовые колонны подверглись проверочному расчету по этим нормам. Затем серия была пополнена выпусками IV и V, введенными в действие в 1964 г. Без выпуска IV нельзя использовать чертежи колонн, разработанные в выпусках I—III серий.

В выпуске IV содержатся указания по применению колонн, чертежи которых приведены в выпусках I—III (в соответствии с измененными нормами) для I, II и III по ветровой нагрузке географических районов, расчетные нагрузки на колонны и фундаменты, ключевые таблицы для подбора вертикальных связей и необходимые дополнительные детали колонн. При пересчете колонн приняты следующие нагрузки от покрытия: наибольшая нормативная 585 кг/м^2 , в том числе длительно действующая 435 кг/м^2 и кратковременная 150 кг/м^2 (снег); наибольшая расчетная 700 кг/м^2 , в том числе длительно действующая 490 кг/м^2 ; наименьшая нормативная (расчетная) при шаге стропильных конструкций; $6 \text{ м} — 175 (160) \text{ кг/м}^2$, $12 \text{ м} — 225 (200) \text{ кг/м}^2$. В связи с корректировкой нагрузок соответствующие части I выпуска серии были аннулированы. Колонны I—III выпусков для конкретного здания выбираются при помощи ключевых таблиц. В частности, колонны, разработанные в выпуске II для I географического района (по отмененным нормам), можно применять без изменения их марок для I и II географических районов по нормам СНиП 1962 г. Соответственно колонны, разработанные в выпуске III для II по ветровым нагрузкам географического района (по отмененным нормам), могут применяться для III географического района по нормам 1962 г. В выпуске IV имеются также дополнительные указания и детали: так, например, при установке закладного листа для крепления к нему опорного столика, предназначенного для опирания стеновых панелей, в колоннах высотой $14,4$; $16,2$ и 18 м для II и III географических районов требуется добавлять на данной ветви колонны (между смежными ригелями) дополнительные четырехсрезные хомуты диаметром 6 мм из такого расчета, чтобы расстояние между ними было $80—100 \text{ мм}$ при шаге колонн 6 м и $65—75 \text{ мм}$ при шаге колонн 12 м (рис. 6.15). Дана таблица со значениями растягивающих усилий в ветвях колонн на уровне заделки в фундамент. По этим данным определяется возможность сохранения треугольных шпонок или необходимость перехода на развитые шпонки (см. рис. 6.13).

В колоннах серии КЭ-01-52 первый ригель снизу расположен на некотором расстоянии от концов ветвей. В более поздних разработках двухветвевых колонн предложено решение, в котором нижняя часть колонн замыкается ригелем. В этом варианте заделка колонны в фундамент более надежна.

В дополнение к выпускам I—IV серии были разработаны чертежи колонн высотой $10,8 \text{ м}$ для зданий, оборудованных крана-

ми грузоподъемностью 30 т (выпуск V). Такие здания встречаются сравнительно редко и известны, например, на предприятиях строительных материалов. Для них могут быть рекомендованы колонны прямоугольного сечения, разработанные Промстройпроект в составе типовых унифицированных пролетов (УТП). Осваивать двухветвевые колонны высотой 10,8 м не рекомендуется. По-видимому, в дальнейших типовых чертежах колонн для этой высоты останутся только колонны прямоугольного сечения.

Выпуски I—IV серии КЭ-01-52 включены в каталог 1970 г. В этих выпусках имеются ссылки на использование отдельных закладных элементов и сеток по ныне отмененной серии КЭ-01-07, выпуск 9. Теперь закладные элементы и арматурные сетки опорных частей колонн (серии КЭ-01-52, а равно и ранних выпусков других действующих серий: КЭ-01-49 и КЭ-01-56) под стальные неразрезные и разрезные подкрановые балки, а также стальные стропильные и подстропильные фермы принимаются по выпуску VIII серии КЭ-01-52, в котором содержатся также ключевые таблицы и детали для подбора колонн в зданиях со стальными неразрезными подкрановыми балками.

6.6. ТИПОВЫЕ ДВУХВЕТВЕВЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ПРОХОДАМИ В УРОВНЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Как уже говорилось в 6.3, в зданиях с определенным режимом работы кранов для ряда производств требуется устройство проходных галерей вдоль подкрановых путей, поэтому колонны должны иметь соответствующие отверстия. При проектировании зданий основных цехов металлургических заводов пролетами 24—36 м и мостовыми кранами грузоподъемностью 10—30 и 15—75 т, для которых это требование существует давно, в течение ряда лет использовались чертежи железобетонных колонн, разработанные Гипромезом в 1961 г. в серии КЭ-01-48 (серия не утверждалась), или разрабатывались рабочие чертежи колонн в конкретных объектах.

Проектным институтом № 1 с участием НИИЖБ разработаны типовые рабочие чертежи колонн и связей к ним для применения в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10, 20, 30 и 50 т среднего и тяжелого режима работы, а также кранами весьма тяжелого режима работы (с гибким подвесом) грузоподъемностью до 30 т в тех случаях, когда по условиям эксплуатации и требованиям Госкотлонадзора необходимо устройство проходных галерей в уровне подкрановых балок (серия КЭ-01-60, выпуски I—VI).

Колонны применяются в зданиях пролетами 24, 30 и 36 м с фонарями и без фонарей. Высота зданий до низа стропильных конструкций при кранах грузоподъемностью 10—30 т: 10,8; 12,6; 14,4; 16,2 и 18 м, а при кранах 50 и 75 т только три последние высоты. Шаг колонн по средним рядам 12 м, по крайним 6 или 12 м.

Длина температурного блока в отапливаемых зданиях 144 м (при шаге колонн 12 м) и 156 м (при шаге крайних колонн 6 м и средних 12 м). Длина температурного блока неотапливаемых зданий при меньших высотах принята 96 м и при больших — 108 м. Стропильные фермы при проектировании колонн приняты для пролета 24 м железобетонные и стальные, для пролетов 30 и

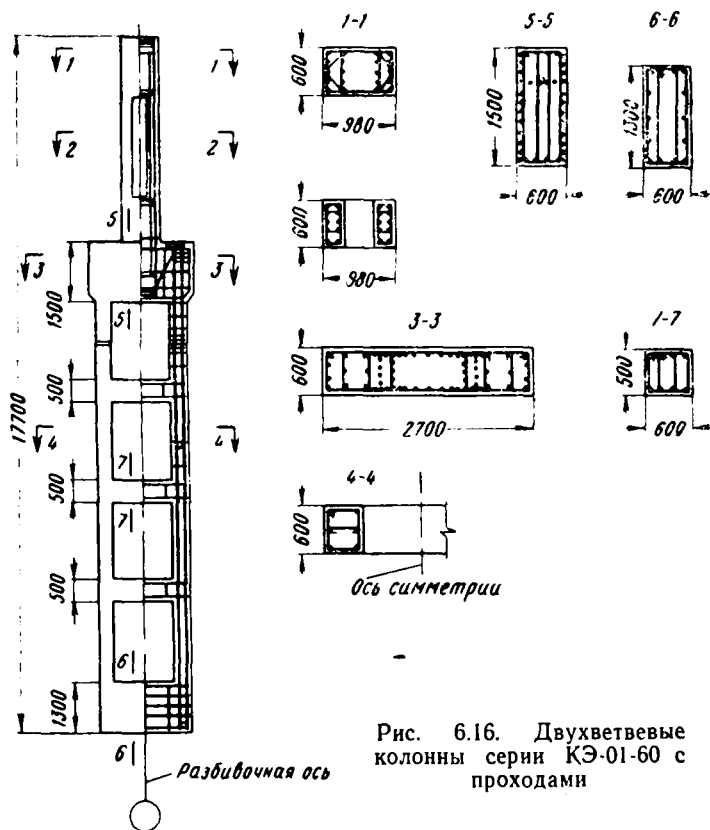


Рис. 6.16. Двухветвевые колонны серии КЭ-01-60 с проходами

36 м только стальные. Покрытие — с применением железобетонных плит, образующих жесткий диск. Подкрановые балки стальные разрезные и неразрезные. В теле колонн в уровне верха подкрановых балок предусмотрено отверстие размером $0,4 \times 2$ м для прохода. Привязка наружной грани крайних колонн к разбивочной оси здания 500 мм, привязка от подкрановой балки к разбивочной оси 1000 мм. Конструктивное решение средней колонны с проходами показано на рис. 6.16.

Нагрузки от покрытия: нормативные — наименьшая постоянная 225 кг/м^2 , наибольшая суммарная (с учетом длительно действующей и кратковременной снеговой) 580 кг/м^2 , расчетные —

до 700 кг/м^2 . Снеговая нагрузка — для I—IV районов. Ветровая нагрузка — для I—IV географических районов. Нагрузка для крайних колонн от панельных стен 225 кг/м^2 .

Расчет колонн произведен в соответствии с руководством по проектированию колонн (ЦНИИПромзданий). Колонны рассчитывали на косо внецентренное сжатие с учетом совместного действия температуры в поперечном и продольном направлении. Свободная длина ветви подкрановой части колонн принята равной расстоянию между осями горизонтальных распорок. При неразрезных подкрановых балках расчетная длина колонн принималась на 20% меньше, чем при разрезных.

Марки бетона в колоннах — 300 и 400. Рабочая арматура — из стали класса А-III, арматура хомутов и сеток — из стали класса А-I. Армирование колонн предусмотрено в двух вариантах. Первый вариант: армирование ветвей и надкрановой части колонн выполняется в виде сварных пространственных каркасов; арматура подкранового и промежуточных ригелей вязаная. Второй вариант: вся арматура колонн в виде вязаных каркасов с учетом того, что ряд предприятий и полигоны сборного железобетона не оснащены еще оборудованием для изготовления сварных каркасов из арматуры крупных диаметров.

Для улучшения заделки колонн в стакан фундамента на нижнем конце колонн по двум боковым поверхностям устраиваются горизонтальные шпонки. На внутренней поверхности стакана фундаментов в некоторых случаях необходимо выполнять на сечку. В колоннах весом более 27 т устраивается один монтажный стык. •

В серии КЭ-01-60 приведены необходимые материалы для проектирования с использованием типовых колонн с проходами — расчетные схемы, нагрузки на колонны и фундаменты, ключи для подбора колонн и связей, а также опалубочные размеры колонн с шагом по всем рядам 12 м и опиранием стропильных ферм также с шагом 12 м (выпуск I), рабочие чертежи армирования этих колонн сварными каркасами (выпуски II и III), рабочие чертежи сварных каркасов, закладных деталей и стальных связей по колоннам (выпуск IV), рабочие чертежи армирования вязаными каркасами колонн под краны грузоподъемностью 10—30 т (выпуск V) и под краны грузоподъемностью 50 и 75 т (выпуск VI).

Вторая часть серии КЭ-01-60 относится к зданиям с шагом колонн по крайним рядам 6 м и средним рядам 12 м со стропильными фермами с шагом 6 м по подстропильным фермам, устанавливаемым по средним рядам. В ней содержатся материалы для проектирования (выпуск VII), рабочие чертежи колонн, армированных сварными каркасами под краны грузоподъемностью 10—30, 50 и 75 т (выпуски VIII и IX), чертежи сварных каркасов, закладных деталей и стальных связей (выпуск X). Серия КЭ-01-60 стала известна проектным организациям в 1968—1969 гг. и

включена в общесоюзный каталог лишь в 1970 г., однако уже имеются объекты, где эти колонны осуществлены в натуре.

Учитывая потребность применения в зданиях предприятий металлургической промышленности и некоторых других отраслей заглубленных (по отношению к уровню пола) фундаментов, в 1969 г. разработаны и утверждены типовые рабочие чертежи двухветвевых колонн с проходами в уровне подкрановых балок для зданий с отметкой верха фундамента — 1.000 м (серия 1.424-1). Эти колонны по сути являются модификацией колонн серии КЭ-01-60, но их длина соответственно больше из-за большего на 0,85 м заглубления верха фундамента. Все связи и закладные детали используются также по серии КЭ-01-60 (выпуск IV).

6.7. ТИПОВЫЕ ДВУХВЕТВЕВЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ БЕЗ КРАНОВ И С ПОДВЕСНЫМ ТРАНСПОРТОМ

Двухветвевые колонны серии КЭ-01-56 (выпуски I—III) предназначены для зданий без кранов с покрытием в виде жесткого диска с фонарями и без фонарей. Отметки верха колонн 10,8; 12,6; 14,4; 16,2 и 18 м. Колонны первых двух высот — для однопролетных и многопролетных зданий пролетами 18—30 м; колонны последних трех высот — для зданий пролетами 24—36 м, однопролетных и двухпролетных (павильонного типа). Шаг колонн по крайним рядам 6 и 12 м, по средним 12 м. Предусмотрена возможность уменьшения длины колонн на 700 мм для применения подстропильных конструкций. Величина температурного блока здания в продольном направлении 120 м, в поперечном до 150 м.

Максимальная расчетная нагрузка от покрытия для колонн пролетом 18—30 м принята 850 кг/м^2 (длительно действующая 480 кг/м^2); для колонн пролетом 36 м — 700 кг/м^2 (длительно действующая 400 кг/м^2). Для средних колонн дополнительно учитывается вес подстропильных конструкций. Наименьшая расчетная нагрузка при шаге стропильных конструкций 6 м принята 160 кг/м^2 , при шаге 12 м — 200 кг/м^2 . Максимальные нагрузки от веса панельных стен при шаге 6 м — 250 кг/м^2 , при шаге 12 м — 290 кг/м^2 . Ветровые нагрузки приняты для I, II, III и IV географических районов. Кроме того, учтены горизонтальные тормозные усилия от подвесной кран-балки грузоподъемностью 3—5 т, расположенной в каждом пролете.

Расчет колонн серии КЭ-01-56 сделан в соответствии с главами СНиП II-A.10-62; II-A.11-62 и II-B.1-62 [63, 64, 65].

Усилия в колоннах высотой 10,8 и 12,6 м определены как в стойках одно- и многопролетных упругих рамных систем без учета возможности появления трещин; для всех остальных колонн — как в стойках одно- и двухпролетных рамных систем с учетом возможности образования трещин в одной из ветвей (вся поперечная сила, а следовательно, и момент в этом случае передавались на сжатую ветвь). Расчетная длина колонн в двухвет-

вевой части составляет $1,5 H$ для однопролетных зданий и $1,2 H$ для двух- и многопролетных зданий, прямоугольной части — $2H_{\text{в}}$ высоты этой части и в плоскости продольных осей здания — H . Остальные условия расчета изложены в 6.2.

Расчет на температурные воздействия сделан без учета поворота фундаментов, при этом жесткость колонн принята равной $0,5E_0J$; этот случай отнесен к кратковременным воздействиям. Колонны проверены расчетом на случай быстрого перехода от отрицательной температуры внутри здания к положительной, и наоборот, без учета одновременного действия ветра (как аварийное сочетание). В дальнейшем было установлено, что расчет на аварийное понижение температуры можно не производить.

Колонны предусмотрены из бетона марок 300 и 400 и армированы сварными пространственными и плоскими арматурными каркасами. Снимать колонны с поддонов после пропаривания, перевозить и монтировать можно после достижения бетоном прочности на сжатие не менее 70% проектной. Заглубление колонн, заделка в фундаменты, конструирование арматуры и закладных деталей, связи и их крепления и др. решены по аналогии с колоннами серии КЭ-01-52 (см. 6.5).

Серия КЭ-01-56 (выпуски I—III) разработана ЦНИИПромзданий, действует с 1964 г. и включена в каталоги унифицированных конструкций 1965 и 1970 гг.

6.8. ТИПОВЫЕ КОЛОННЫ ТОРЦОВЫХ И ПРОДОЛЬНЫХ ФАХВЕРКОВ

Типовые чертежи фахверковых колонн (серия КЭ-01-55, выпуски I и II) разработаны и утверждены в 1964 г. в соответствии с унифицированными габаритными схемами зданий и использованы в унифицированных типовых секциях. Конструкции торцов зданий и фахверковые колонны продольных стен разработаны для случаев, когда при шаге основных колонн крайних рядов 12 м применяются стеновые панели длиной 6 м. Колонны применяются для следующих групп зданий: зданий без кранов пролетами 12, 18 и 24 м при отсутствии и при наличии вертикальных связей между колоннами; зданий с мостовыми кранами пролетами 18, 24 и 30 м с вертикальными связями между колоннами.

Ветровые нагрузки частично передаются через фахверковые колонны на жесткий диск покрытия или на горизонтальные ветровые фермы в торце здания (в зависимости от условий, изложенных в 2.3). Ветровые нагрузки приняты для I и II географических районов. Нагрузка от стен — по аналогии с нагрузками для типовых колонн серий КЭ-01-49 и КЭ-01-52. Нагрузка от температурных воздействий принята при перепаде температур 30° без учета поворота фундаментов. Одновременное действие температуры и ветра учтено как дополнительное сочетание нагрузок.

Фахверковые колонны рассчитаны как стойки, которые заделаны снизу и шарнирно закреплены на уровне плит покрытия.

Расчетная длина принята равной H — высоте колонны. Колонны также рассчитаны на усилия при изготовлении, перевозке и монтаже: при съеме форм за две точки — с коэффициентом ди-

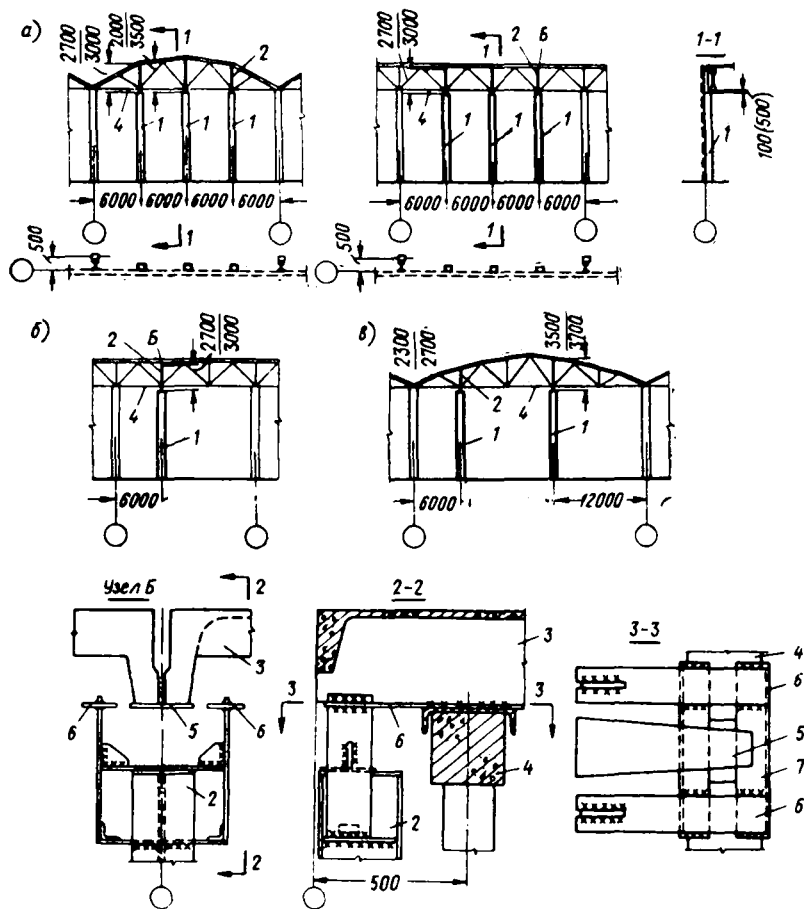


Рис. 6.17. Схема фахверковых стоек в торцах зданий

a — с шагом стоек 6 м в зданиях со скатной и плоской кровлей пролетом 24 м; *б* — с шагом стоек 12 м в здании с плоской кровлей пролетом 18 м; *в* — то же, со скатной кровлей пролетом 30 м; 1 — фахверковая стойка; 2 — стальной оголовок стойки; 3 — плита покрытия; 4 — верхний пояс фермы; 5 — лист для крепления плит; 6 — листы для крепления оголовка стойки; 7 — накладные уголки

наличности $K=1,5$; при подъеме за верхний конец — без коэффициента динамичности. Колонны рассчитаны по нормам СНиП [63, 64, 65].

Типовые фахверковые колонны разработаны с учетом использования опалубочных форм колонн серий КЭ-01-49 и КЭ-01-52. Бетон проектных марок 200 и 300. Для зданий высотой 10,8 и

12,6 м фахверковые колонны приняты прямоугольного сечения размером 400×600 мм, для зданий других высот — составные: из железобетонной части и металлических оголовков, высота которых меняется в зависимости от места установки. Колонны продольного фахверка изготавливают в опалубке колонн основного каркаса с шагом 6 м. Фахверковые колонны, устанавливаемые в зданиях с кранами, изготавливают на 500 мм короче основных (в нижней части) для свободной установки подкрановых балок длиной 12 м. Двухветвевые колонны торцовых фахверков, выполняемые в опалубке типовых двухветвевых колонн основного каркаса, также укорачивают снизу на 500 мм для удобства крепления стальных оголовков. Стальные связи по основным и фахверковым колоннам приведены в выпуске III серии КЭ-01-55. Примеры схемы фахверковых колонн торцов здания и детали крепления даны на рис. 6.17.

Как показал опыт проектирования и произведенный анализ, использование опалубочных форм основных колонн для стоек фахверка, а также излишне жесткая унификация параметров (принята одна опалубка колонн для соответствующих высот, одинаковая для ветровых районов с I по IV) приводят во многих случаях к неоправданному перерасходу бетона и удорожанию конструкции в объектах.

В 1968—1969 гг. ЦНИИПромзданий разработал технические решения фахверковых колонн с меньшим расходом бетона. Торцовые стойки предложены в двух вариантах: в принципе с сохранением прежнего решения и с применением железобетонной стойки на всю высоту с подрезкой на уровне низа стропильных конструкций. Продольные стойки запроектированы на всю высоту до верха покрытия. Эти работы, уточнение области применения железобетонных и стальных стоек фахверка для несейсмических и сейсмических районов строительства, а также разработку типовых рабочих чертежей новой серии стоек фахверка предстоит завершить в 1971 г.

6.9. ТИПОВЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Специфика проектирования промышленных зданий с железобетонным или смешанным каркасом для сейсмических районов в наибольшей мере отражается на конструкциях колонн и связей зданий. Колонны зданий, возводимых в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, рассчитываются и конструируются с учетом специальных требований. До последнего времени расчет колонн, предназначенных для применения в сейсмических районах, производился в соответствии с главой СНиП II-A.12-62, а с 1966 г. с учетом изменения № 1* к этим нормам. Использовалась также

* «Бюллетень строительной техники», 1966, № 10.

«Инструкция по проектированию промышленных зданий с каркасом из сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов» (серия 7-148 ЦНИИПромзданий), одобренная в 1968 г. Главпроектстройпроектом для применения при проектировании. Начиная с 1970 г. введены в действие переработанные нормы СНиП II-A.12-69.

Учитывая, что в сейсмических районах промышленное строительство ведется в довольно значительных объемах, институтами Главпроектстройпроекта за последние три-четыре года выполнен ряд разработок типовых колонн для этих районов, основанных на максимально возможном использовании типовых колонн (или их опалубочных размеров) действующих серий для несейсмических районов.

Размер блоков в поперечном направлении для зданий, рассчитываемых на сейсмические воздействия 7 и 8 баллов, ограничивается соответственно 150 и 120 м. При расчете колонн на особое сочетание нагрузок приняты, как правило, те же нормативные нагрузки на покрытие, что и при расчете колонн для обычных условий на основное и дополнительное сочетание нагрузок. При сейсмических воздействиях и связанных с ними возможных относительно больших деформациях колонн, в последних неизбежно и интенсивно развиваются трещины. Это приводит к исчезновению всякого рода внутренних напряжений и соответствующих им усилий от температурных напряжений, деформаций поясов и т. п. Поэтому при разработке методики расчета каркасов зданий на сейсмические воздействия сочли возможным не учитывать усилия от так называемых «принудительных» деформаций при одновременном учете сейсмических усилий (особое сочетание).

При проектировании типовых колонн для сейсмических районов имелось два пути: либо использовать без изменений или с минимальными изменениями типовые колонны действующих серий и не менять сечений колонн, либо разрабатывать другие колонны в новых опалубочных формах. Учитывая практику строительства и известную пестроту в сейсмическом районировании территории СССР, был избран первый путь.

В дополнение к чертежам колонн прямоугольного сечения серии КЭ-01-49 (см. б. 4) Казахским Проектноинженерным проектом при участии ЦНИИСК и НИИЖБ разработаны указания по применению в районах с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов типовых колонн, ключевые таблицы для подбора марок колонн и вертикальных связей в конкретных условиях проектирования зданий. Для случаев, когда нельзя было обойтись марками колонн, имеющимися в предыдущих выпусках серии, запроектированы дополнительные марки колонн, изготавливаемых в опалубочных формах типовых колонн для несейсмических районов и отличающихся армированием, закладными деталями, а иногда и маркой бетона. Добавлены также чертежи соответствующих вертикальных свя-

зей. Все эти материалы утверждены в 1969 г. (выпуск VI серии КЭ-01-49) и включены в каталог 1970 г.

Аналогичная работа выполнена проектным институтом № 1 при участии ЦНИИСК и НИИЖБ по двухветвевым колоннам. Разработаны указания по применению в районах с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов типовых двухветвевых колонн для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 10—50 т (приведенных в выпусках II, III и IV серии КЭ-01-52 для несейсмических районов) и рабочие чертежи дополнительных марок колонн, связей и др. (выпуск VII). После изменений, внесенных в нормы проектирования для сейсмических районов, рабочие чертежи дополнительных марок колонн частично переработаны, причем одновременно было принято в расчет увеличение температурных блоков здания (выпуск XI серии КЭ-01-52, утвержден в 1969 г.). Дополнительные материалы и чертежи, необходимые для использования в проектах зданий, возводимых в сейсмических районах, типовых колонн серии КЭ-01-56 (см. б. 7) содержатся в выпуске IV этой серии, утвержденном в 1965 г. и включенном в каталог 1970 г.

ЦНИИПромзданий разработаны также в 1969 г. указания по применению в районах с сейсмичностью 7 и 8 баллов железобетонных колонн продольных и торцовых фахверков (приведенных в выпусках I и II серии КЭ-01-55), рабочие чертежи дополнительных марок колонн и закладных деталей (выпуски IV и V серии). Стальные связи предусматриваются по основным колоннам с шагом 12 м, между которыми имеются стойки фахверка.

В перечисленных работах по приспособлению типовых железобетонных колонн для возможности применения в районах с сейсмичностью 7 и 8 баллов расстояние между антисейсмическими швами в зданиях в продольном направлении принято 72 м. Размер температурных блоков в поперечном направлении и учет усилий от температурных деформаций каркаса здания при расчете колонн на сейсмические силы принят по материалам инструкции ЦНИИПромзданий (серия 7-148). Типовые монтажные детали колонн разработаны в 1970—1971 гг. в серии 2.420—2с.

Анализируя разработанные материалы, можно отметить, что для зданий, возводимых в районах с сейсмичностью 7 и 8 баллов, в которых применяются конструкции покрытий с плитами размером 6×3 м и сравнительно легкими утеплителями (нормативная постоянная нагрузка от покрытия в пределах 300 кг/м²), возможно в большинстве случаев применять обычные типовые колонны без увеличения расхода арматуры. Применяя в таких районах тяжелые плиты покрытий размером 12×3 м и особенно 12×1,5 м с традиционными утеплителями (нормативная постоянная нагрузка от покрытия до 400 кг/м²), приходится увеличивать расход арматуры в колоннах по сравнению с такими же колоннами для несейсмических районов.

Расход бетона и стали в колоннах, предназначенных для при-

менения в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, в значительной мере зависит от уменьшения сейсмических сил на каркас здания, что может быть достигнуто облегчением покрытия и стен. Существенное снижение веса покрытия дает переход на стальные конструкции с профилированным настилом и утеплителем из пенополистирола или другого синтетического материала (нормативная постоянная нагрузка от покрытия в пределах 100 кг/м^2).

Для этого варианта покрытия разработаны указания по применению колонн прямоугольного сечения в районах сейсмичностью 9 баллов и рабочие чертежи дополнительных марок колонн (выпуск IX серии КЭ-01-49). В разработанных материалах имеются также необходимые данные для подбора колонн при проектировании зданий с покрытием из железобетонных конструкций — ферм или балок и плит размером $3 \times 6 \text{ м}$ — при шаге колонн 6 м . Применение такого варианта конструкций не исключается и в районах с сейсмичностью 9 баллов (например, в связи с противопожарными требованиями, условиями агрессивной среды и др.).

Разработаны технические решения двухветвевых колонн для зданий с облегченными покрытиями, возводимых в районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов. Эти колонны запроектированы на нормативные снеговые нагрузки 50 и 100 кг/м^2 при постоянной нагрузке от покрытия 100 кг/м^2 и снеговую нагрузку 100 кг/м^2 в сочетании с постоянной нагрузкой 370 кг/м^2 . Шаг крайних колонн 6 м , средних 12 м . Ширина температурных блоков зданий для районов сейсмичностью 9 баллов принята 96 м . Разрабатываются рабочие чертежи железобетонных колонн для зданий, оборудованных ручными мостовыми кранами, строящихся в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

6.10. ТИПОВЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ С УВЕЛИЧЕННЫМИ ТЕМПЕРАТУРНЫМИ БЛОКАМИ

До недавнего времени при проектировании одноэтажных зданий с железобетонными каркасами расстояние вдоль здания между поперечными температурными швами принималось в подавляющем большинстве случаев 72 м . При этом не требовалось рассчитывать колонны и другие элементы каркаса на температурные воздействия. По сути все типовые схемы каркаса зданий привязывались к блоку здания длиной 72 м . Это обстоятельство существенно отражалось на технико-экономических показателях зданий с железобетонными каркасами и создавало весьма неравноценные условия при сравнении со стальными каркасами, в которых длины температурного блока принимаются 144 и 216 м .

Исследовательские и проектные разработки, выполненные в 1967—1970 гг. ведущими институтами Госстроя СССР, открывают возможность в сравнительно широких масштабах перейти на

проектирование зданий с увеличенными размерами температурных блоков [8, 57]. Сокращение количества парных колонн и стропильных конструкций, поперечных и продольных связей, температурных швов и других элементов заметно сказывается на снижении стоимости и трудоемкости каркасов зданий.

Величина температурного перепада при расчете колонн принята до 40° (при расчете каркаса в продольном направлении принимались три градации перепадов: 20 , 30 и 40° ; в поперечном направлении — один общий случай перепада 40°). Усилия от принудительных деформаций колонн определялись с понижающим коэффициентом $0,8$ для учета податливости узлов сопряжений сборных конструкций. Представляется, что дальнейшие исследования и наблюдение за построенными зданиями с увеличенными температурными блоками позволят несколько снизить этот коэффициент, что приведет к уменьшению расчетных усилий в колоннах и связях и даст дополнительный эффект.

Опалубочные размеры колонн, их армирование, а для многих случаев и полностью марки действующих типовых колонн приняты неизменными. В необходимых случаях даны дополнительные марки колонн с минимальным увеличением сечения арматуры на отдельных участках (главным образом в нижней части).

Колонны рассчитывались с учетом снижения их жесткости вследствие образования трещин. Естественно, что моменты от деформаций в связи с температурным перепадом оказываются не столь существенными для колонн прямоугольного сечения, для колонн бескрановых зданий, для колонн с большой высотой до низа стропильных конструкций. Чем больше жесткость колонн и меньше высота от места их заделки до отметки крепления подкрановых балок (при большом температурном перепаде и большой длине блока), тем больше моменты возникают внизу у места заделки колонн и тем больше сдвигающая сила, передаваемая на анкерные соединения в уровне подкрановых балок. Это заставило ограничиться пока длиной блоков до 156 м, хотя расчетные исследования и технико-экономические сопоставления велись и для блоков длиной 228 м. Можно полагать, что для определенных параметров зданий решения блоков длиной 228 м без температурных швов будут в дальнейшем доведены до практического использования.

Результатом выполненных к 1970 г. работ являются указания по применению типовых колонн прямоугольного сечения серии КЭ-01-49 в бескрановых зданиях с расстоянием между поперечными температурными швами 156 м и рабочие чертежи колонн необходимых дополнительных марок (выпуск VII серии КЭ-01-49), такие же материалы и рабочие чертежи для применения типовых двухветвевых колонн серии КЭ-01-52 в блоках длиной по 156 м (выпуски VI и XII серии КЭ-01-52). В зданиях без мостовых кранов (т. е. не имеющих подкрановых балок) с двухветвевыми колоннами высотой $12,6$ — 18 м серии КЭ-01-56 оказа-

лось возможным увеличить расстояние между температурными швами со 120 до 228 м, подбирая по имеющимся ключевым таблицам готовые марки колонн, рабочие чертежи которых даны в I—III выпусках, за исключением отдельных случаев, при которых требуется замена марок колонны (указания даны в выпуске V серии КЭ-01-56).

В связи с этим оказалось необходимым проверить действующие, откорректировать и разработать некоторые новые детали сопряжений конструкций в зданиях с железобетонным и смешанным каркасом при увеличенном расстоянии между поперечными температурными швами и выявить возможности использования других типовых конструкций без их изменений или с какими-либо коррективами. Эти решения разработаны в альбомах ЦНИИПромзданий (831-70 и 882-70).

При длине блоков до 156 м поперечный температурный шов решается без вставок (как и при длине блоков 72 м). Зазор между плитами покрытий величиной 50 мм образуется за счет сдвижки плит в сторону от шва, о чем необходимо давать указание в пояснительных записках. Швы в зданиях с блоками длиной 228 м решаются со вставкой шириной 150 мм. Максимальное расстояние между температурными швами в панельных навесных стенах при заполнении швов между панелями не упругими материалами, а цементным раствором составляет 60 м.

После разработки типовых материалов для проектирования зданий с температурными блоками длиной 156 м ЦНИИПромзданий выполнил технико-экономические сопоставления. Эффект оказался весьма ощутимым. В бескрановых зданиях с блоками длиной 156 м в расчете на 1 м² площади здания стоимость уменьшается на 0,4—0,6 руб., расход железобетона и стали снижается соответственно на 0,2—0,3 см и 0,2—1 кг, трудоемкость на площадке меньше на 0,1—0,2 чел.-часа. Для крановых зданий это снижение соответственно составляет на 1 м² площади: 1—1,5 руб., 0,2—0,6 см, 2—3 кг и 0,2—0,3 чел.-часа.

6.11. ТИПОВЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ С АГРЕССИВНОЙ СРЕДОЙ

Все разработанные до 1967 г. применительно к нормальным условиям эксплуатации типовые колонны могут быть также применены в условиях слабо- и среднеагрессивной воздушной среды (по классификации СН 262-63) с обязательным выполнением требований «Указаний по применению типовых сборных железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий в агрессивных воздушных средах» (серия 1.400-1). Конструктивное решение типовых колонн, разработанных и утвержденных начиная с 1968 г., позволяет также применять их в зданиях со слабо- и среднеагрессивной газовой средой при соблюдении требований к изготовлению конструкций и мер по защите их от коррозии в соответствии с СН 262-67 [75]. Условия использования железобе-

тонных колонн на производствах с сильноагрессивной газовой средой более сложные. Поэтому с 1969 г. введены в действие «Указания по применению типовых сборных железобетонных колонн одноэтажных промышленных зданий в сильноагрессивных газовых средах», разработанные ЦНИИПромзданий, Промстрой-проектом и проектным институтом № 1 при участии НИИЖБ (серия 1.400-4). Материалы этой серии учитывают требования СН 262-67 и являются дополнением к следующим сериям типовых колонн: КЭ-01-49, выпуски I—V (см. 6.4); КЭ-01-52, выпуски I—IV, VI, VIII, X (см. 6.5); КЭ-01-55, выпуски I—III (см. п. 6.8); КЭ-01-56, выпуски I—III (см. п. 6.7). Опалубочные чертежи колонн оставлены без изменений. В серии 1.400-4 произведена корректировка арматурных чертежей колонн с тем, чтобы обеспечить минимальную толщину защитного слоя 25 мм и до торцов арматурных стержней 10 мм (согласно требованиям СН 262-67).

Наружные элементы закладных деталей и анкеры на длине 5 см должны покрываться на заводе слоем цинка толщиной не менее 0,15 мм. В случаях когда цинковое покрытие недостаточно стойкое, применяют алюминиевые металлизационные покрытия. Поверхности колонн, стальных оголовков и связей по колоннам должны быть защищены лакокрасочными покрытиями в соответствии с СН 262-67 и с учетом состава покрытия других элементов здания. Поверхности закладных деталей, доступные для нанесения покрытия, должны быть защищены лакокрасочными составами независимо от предшествующей металлизации. После приварки к закладным деталям каких-либо элементов сварные швы и участки закладных деталей с нарушенным защитным покрытием должны быть металлизированы. Ширина раскрытия трещин в колоннах зданий с сильноагрессивной газовой средой не должна превышать 0,1 мм, со слабо- и среднеагрессивными средами — 0,2 мм. Особые требования предъявляются к составу бетонной смеси и к плотности бетона, а также к качеству поверхности колонн.

Применение типовых колонн серии КЭ-01-60 в зданиях со слабо-, средне- и сильноагрессивными средами, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 75 т, регламентируется указаниями, разработанными в 1970 г. (выпуск XII серии КЭ-01-60). Мероприятия по повышению коррозионной стойкости колонн аналогичны перечисленным. Основное внимание уделяется применению бетонов повышенной плотности и защите всех закладных деталей металлизационно-лакокрасочными покрытиями. Армирование промежуточных ригелей колонн для зданий с сильноагрессивной средой увеличивается.

Для обеспечения допустимой ширины раскрытия трещин колонн зданий с агрессивными средами рассчитываются по раскрытию трещин. При этом ветровая нагрузка учитывается в размере 30% нормированного значения. При наличии растяжения в

одной из ветвей двухветвевых колонн эта ветвь рассматривается как центрально растянутая от нагрузок, действующих в плоскости поперечной рамы каркасов. Полная ширина раскрытия трещин определяется как сумма двух значений, вычисленных раздельно: в плоскости поперечной рамы — от ветровой, крановой нагрузок и температурных воздействий, в плоскости продольной рамы каркаса — от принудительных деформаций.

6.12. РАБОТЫ ПО ДАЛЬНЕЙШЕМУ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ КОЛОНН

Массовые типовые колонны, разработанные в 1962—1965 гг. и применяемые в строительстве зданий промышленных предприятий, до последнего времени по своим принципиальным решениям близки предшествующим им типовым колоннам. Характерно, что последующие доработки и дополнения типовых колонн производились на основе максимального сохранения опалубочных размеров колонн и форм. Следовательно, сохранялся и их вес. Совершенствовалось главным образом армирование колонн. Наряду с систематической работой по совершенствованию стабильных типовых колонн научными и проектными институтами Госстроя СССР ведутся разработки по созданию новых, более эффективных конструкций. Эти работы проводятся в нескольких направлениях.

ЦНИИПромзданий, Промстройпроект, проектный институт № 1 и НИИЖБ на основе выполненных за последние годы исследований разработали технические решения облегченных типовых колонн. Уменьшение размеров колонн прямоугольного сечения достигается благодаря повышению марок бетона с 200 и 300 до 400, а для двухветвевых колонн — с 400 до 500, а в отдельных случаях — и до 600. При этом объем бетона и вес колонн снижаются на 15—25% [15].

Выполненные проектным институтом № 1 технические решения двухветвевых колонн из бетона марок 600—800 показали, что уже при бетоне марки 600 армирование многих типоразмеров колонн принимается конструктивно. Применение бетона марки 600 дает экономический эффект только в колоннах средних рядов.

Рабочие чертежи колонн средних рядов из бетона марок 400 и 600 уже разработаны (выпуск XIII серии КЭ-01-52). Ширина этих колонн уменьшена на 100 мм по сравнению с соответствующими типовыми колоннами первых выпусков серии, запроектированными из бетона марок 300 и 400. Это дает экономию бетона порядка 17—20%, стали 5—10%. По произведенным подсчетам стоимость колонн должна снизиться при этом на 5—6%. Кроме рабочих чертежей колонн и арматурных каркасов к ним, в выпуске приведены узлы сопряжения стропильных и подстропильных ферм с колоннами при ширине последних 400 мм (вместо обычной ширины 500 мм). Это потребовало установки допол-

нительного стального опорного листа. Чертежи колонн выпуска XIII одобрены в 1968 г. для применения в проектировании и строительстве зданий с целью накопления производственного опыта и определения технико-экономического эффекта.

Работами Промстройпроекта и НИИЖБ обоснована целесообразность упрощения армирования колонн прямоугольного сечения путем применения в арматурных каркасах стержней крупных диаметров, устанавливаемых в углах сечений (вместо шести—восьми стержней меньшего диаметра). При этом приходится учитывать технические возможности существующих электросварочных машин, которые пока ограничивают сварку определенными диаметрами стержней.

Этими же институтами ведутся поисковые работы по решению колонн с предварительным напряжением арматуры. Возможная область применения предварительного напряжения — колонны прямоугольного сечения (с большой гибкостью) для бескрановых зданий. Обжатие бетона предусматривается только в пределах, гарантирующих необходимую категорию трещиностойкости (в зависимости от вида армирования: стержневой или прядевой арматурой и характера агрессивной среды). Такие колонны могут применяться в условиях средней и сильной агрессивности среды при меньших затратах на защитные обмазки.

ЦНИИПромзданий установлена целесообразность изменения сечения ряда типовых колонн в зависимости от нагрузок на покрытие. Колонны в зданиях, возводимых в южных районах, могут быть на 10—15% легче колонн в аналогичных зданиях, возводимых в центральных и северных районах [15].

Институтами Главпромстройпроекта ведется также работа по уточнению и обоснованию целесообразной области применения железобетонных колонн. Для разных параметров зданий и разных районов строительства определяются границы целесообразного применения железобетонных и стальных колонн с учетом ряда факторов, влияющих на экономику строительства.

Ведется подготовка к коренной переработке типовых колонн. ЦНИИПромзданий разрабатывает предложения по улучшению номенклатуры колонн одноэтажных зданий на основе оптимизации их сечений. Ведутся исследования и технико-экономические сопоставления колонн бескрановых зданий с различными сечениями (пустотелых, двутавровых и др.) и разрабатываются технические решения двутавровых колонн для зданий с мостовыми кранами. По двутавровым колоннам в последние годы выполнен ряд разработок ЦНИИПромзданий, Промстройпроектом и НИИЖБ [9, 15], в которых установлено, что при замене колонн прямоугольного сечения на двутавровые с одновременным повышением марки бетона можно значительно сократить расход бетона (в ряде случаев на 30—40%) и облегчить конструкции. В НИИЖБ испытаны опытные образцы двутавровых колонн [9].

Двухтавровые колонны для бескрановых зданий предлагается бетонировать в положении «на ребро», т. е. как двухтавровые балки. Такая технология разрабатывается Гипростроммашем. Пока нет еще надежного и проверенного технологического решения изготовления двухтавровых колонн с консолями для зданий с мостовыми кранами. Колонны этого типа, по-видимому, целесообразнее будет формировать при горизонтальном положении стенки, а это значит, что придавать необходимый профиль придется путем применения вкладышей или виброштампования (что достаточно удовлетворительно не удавалось ранее, см. б. 4). В работах по двухтавровым колоннам еще недостаточно полно рассмотрены сопутствующие соображения (сопоставление огнестойкости, работа колонн при косом внецентренном сжатии, которое имеет место при больших размерах блоков здания в двух направлениях и др.). Не могли быть также пока составлены достоверные сравнительные показатели по заводской стоимости этих колонн.

Можно полагать, что на основе обобщения имеющегося опыта, проведенных исследований и разработок, ожидаемого нового ГОСТа на мостовые краны, а также предстоящего обновления норм проектирования в ближайшие два-три года будут разработаны и введены в действие новые объединенные серии типовых рабочих чертежей современных конструкций облегченных и экономичных колонн (взамен серий КЭ-01-49, КЭ-01-52 и КЭ-01-56), рассчитанные для всех массовых случаев применения в зданиях, возводимых в сейсмических и сейсмических районах.

7.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ БАЛОК

Железобетонные стропильные балки применяются для перекрытия зданий небольшого и среднего по размерам пролета. Наиболее распространены стропильные балки пролетами 12 и 18 м, в несколько меньшем объеме — пролетами 6 и 9 м. В зданиях, построенных несколько лет назад, иногда встречаются балки пролетами 15 и 24 м. В действующие типовые чертежи включены балки пролетом до 18 м. Для пролета 18 м имеются также типовые железобетонные фермы. Выбор стропильных конструкций для этого пролета зависит от объемно-планировочных решений зданий на данной площадке и конкретных условий строительства. При проектировании зданий пролетом 12 м и менее всегда применяются железобетонные балки и выбор конструкции сводится к определению типа и марки.

Среди многообразия применявшихся типовых и экспериментальных стропильных балок можно выделить следующие типы по их назначению и очертанию:

1) для скатных покрытий — двускатные: трапецеидального очертания с единым уклоном верхней полки от конька (рис. 7.1, а); полигональные с ломаным очертанием верхней полки (рис. 7.1, б) и с криволинейным очертанием верхней полки или так называемые арочные (рис. 7.1, в);

2) для скатных покрытий — односкатные: постоянной высоты (рис. 7.2, а), с ломаным очертанием нижней полки (рис. 7.2, б), с ломаным очертанием верхней полки;

3) для плоских покрытий — постоянной высоты, с параллельными полками (рис. 7.2, в).

Для скатных покрытий применяются балки тавровые, двутавровые и прямоугольные; для плоских — двутавровые и прямоугольные.

Различают также балки сплошные (со сплошной стенкой), с отверстиями в стенке и решетчатые, в которых участки стенки между отверстиями максимально сокращены (рис. 7.2, г).

Двускатные покрытия зданий с рулонной кровлей выполняются, как правило, с уклоном 1 : 12. Этот уклон был принят в те-

чение ряда лет для разработки типовых железобетонных конструкций и фонарей для них, однако встречались уклоны 1:10 и 1:15. Двускатные балки пролетом до 12 м включительно применяют с единым уклоном верхней полки, хотя балки трапецеидального очертания и не являются оптимальными с точки зрения

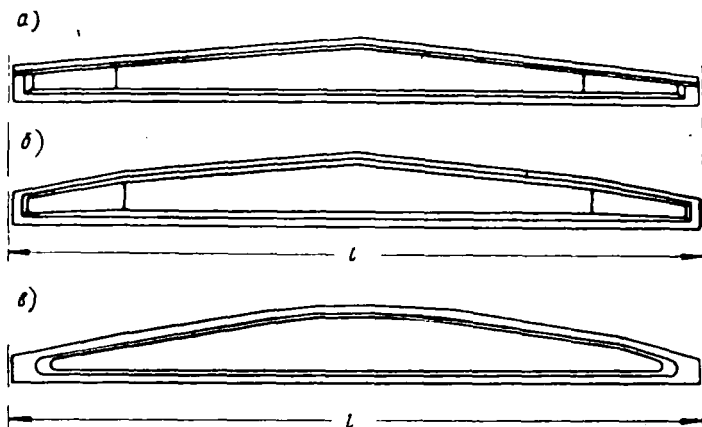


Рис. 7.1. Двускатные балки

a — с единым уклоном верхней полки; *b* — с переломом уклона верхней полки; *c* — с криволинейным очертанием верхней полки

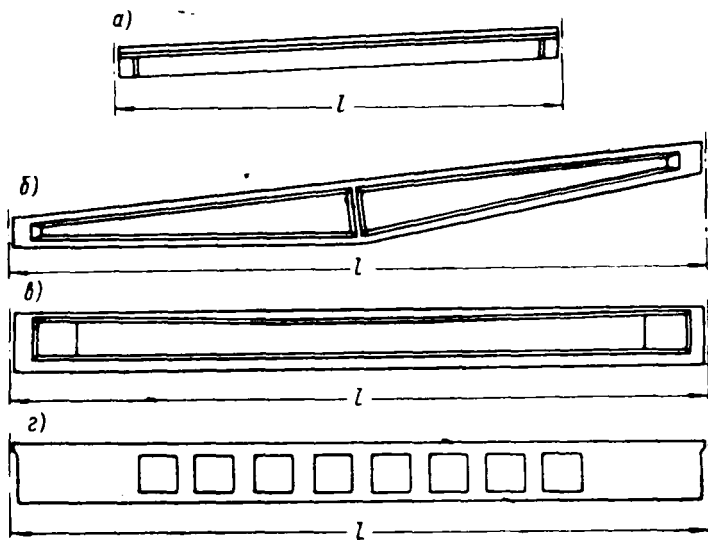


Рис. 7.2. Балки односкатные и с параллельными поясами

a — таврового сечения; *b* — двутаврового сечения с ломаным очертанием нижней полки; *v* — двутаврового сечения с параллельными полками (для плоских покрытий); *z* — прямоугольного сечения с отверстиями (решетчатая)

статического расчета, особенно при нагрузках от фонарей. Сечение таких балок приходится подбирать по наиболее невыгодному месту при работе на изгиб — в $1/4$ — $1/3$ пролета балки, и в середине пролета сечение полностью не используется. Однако единый уклон ската балки дает некоторые преимущества при изготовлении балок.

Балки пролетом 18 м и более проектируют полигонального очертания с одним переломом верхней полки в первой четверти пролета; уклон на протяжении 3 м от опоры несколько больше обычного, а далее — 1 : 12. В таких балках более выгодно распределен материал. Оптимально решение балок с криволинейным (практически с несколькими переломами) очертанием верхней полки. Такое решение предусматривалось в отдельных случаях для балок пролетом 18 м и более.

Односкатные балки применяются в двухпролетных зданиях, в крайних пролетах многопролетных зданий и в пристройках. В последнее время в связи с унификацией габаритных схем зданий и широкой блокировкой примененные односкатных балок сократилось.

Железобетонные балки разделяют на балки с обычной арматурой и предварительно напряженные. Балки пролетом 12 м и более изготавливают предварительно напряженными.

7.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО НАЗНАЧЕНИЮ ГАБАРИТНЫХ РАЗМЕРОВ И СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ БАЛОК

Размеры балок покрытий тесно увязаны с габаритными размерами здания в целом, размерами колонн, подстропильных конструкций, панелей стен. Поэтому при назначении габаритных размеров балок возможности вариации ограничены условиями рационального решения здания в целом, необходимостью применения типовых конструкций и соблюдения основных положений по унификации конструктивных решений производственных зданий и сборных железобетонных конструкций [55, 62].

Номинальным размером балки в том случае, если она занимает весь пролет с минимальным зазором, обусловленным величиной допусков, является ее пролет, т. е. расстояние между осями здания L_0 . Номинальный размер балки, опирающейся на нижнюю полку подстропильных балок, — ее пролет за вычетом конструктивного интервала, т. е. номинального размера ширины стенки подстропильной балки ($L_0 - \Delta$). Конструктивная длина балки l — длина от торца до торца — принимается равной номинальной длине за вычетом нормированного зазора δ , который устанавливается в соответствии с особенностями конструктивного решения узла сопряжения, способа анкеровки арматуры, условий монтажа и с величинами допусков:

$$l = L_0 - \delta; \quad l = L_0 - \Delta - \delta.$$

Необходимо стремиться, чтобы зазор δ между смежными балками был минимальным (для более надежного опирания балки на колонну и уменьшения зазора между ребрами смежных плит покрытия, опирающихся на смежные балки). Зазор должен быть таким, чтобы с учетом плюсовых допусков при изготовлении балок и длины выступающих концов арматуры было возможно поставить балки на колонны, не увеличивая расстояния между их осями.

В типовых балках обычно принимают следующие конструктивные длины в нижней ее части в зависимости от пролета (для случая опирания балок на колонны): а) при пучковой и стержневой арматуре с натяжением на бетон $l=L_0-50$ мм; б) при стержневой, проволочной и прядевой арматуре с натяжением на упоры $l=L_0-20$ мм. При этом теоретический зазор между торцами выступающих концов арматуры балок составляет от 10 до 20 мм (исходя из назначенных опалубочных размеров балок). Фактически этот зазор увеличивается еще на 10—20 мм из-за уменьшения длины балки при обжатии ее напрягаемой арматурой; получаемый зазор при соблюдении установленных допусков на длину балок достаточен для правильной установки балок при монтаже.

Высота типовых балок и ферм на опоре принята равной 800 мм, что увязано с другими конструкциями зданий. В дальнейшем для увязки с модулем по высоте более удобной оказалась для сборных балок (и ферм) высота на опоре 600 или 900 мм. Для типовых балок с большим диапазоном нагрузок, разрабатываемых с 1969 г., принята единая высота на опоре: для зданий со скатными кровлями — 900 мм, с плоскими кровлями — 1500 мм.

Для выбора высоты балок, а также для оценки конструкций балок предложены различные формулы и аналитические способы определения оптимальной высоты сечения, учитывающие расход бетона и стали (по усредненным стоимостям материалов), условный показатель сложности сечения балки и некоторые конструктивные параметры. Однако в этих подсчетах почти не учитываются требования технологии изготовления и такие факторы, как унификация конструкций, сечений, способ армирования и др. Поэтому в практике проектирования типовых балок к такому назначению размеров сечений не прибегают. При проектировании экономических соотношения учитывают путем ограничения процентов армирования (приближая их к оптимальным) и использования опыта применения сборных железобетонных балок заводского изготовления.

Сборные балки рассчитывают как свободно лежащие на двух опорах. Расчетный пролет принимают меньше пролета здания, для которого балка предназначена, с учетом деталей опирания балки на колонны. Для расчета балок с типовым опиранием пролет принимается равным: $l_p=L_0-0,3$, где L_0 — номинальный пролет в м.

Нагрузка на балки от веса покрытия и снега передается через ребра плит в виде сосредоточенных сил. Вместо сосредоточенной нагрузки при передаче ее через 1,5 м во всех балках либо через 3 м (при наличии пяти и более сосредоточенных сил) в расчет можно вводить приведенную равномерно распределенную нагрузку. Нагрузки, передаваемые через стойки фонаря, нагрузки от подвесного транспорта, подвесных грузов, шахт и т. п. рассматривают в расчете как сосредоточенные грузы. В местах перепадов высот здания дополнительные нагрузки от снеговых мешков, передаваемые через ребра плит, следует также рассматривать как сосредоточенные грузы.

При определении собственного веса балок необходимо прибегать к аналогам, используя данные по ранее запроектированным балкам. После предварительного расчета балки ее вес определяется на основании принятых сечений. Если вес существенно отличается (более 10%) от предварительно принятого, то расчет уточняется.

Изгибающий момент в балках для заранее намеченных расчетных сечений определяется лишь для некоторых частных случаев очертаний балок и нагрузок. Так, например, для равномерно распределенной нагрузки (либо сосредоточенной, которая приводится к равномерно распределенной) в скатных балках с уклоном верхнего пояса 1 : 12 расчетным является сечение на расстоянии 0,37 l от опоры. В балках с криволинейным параболическим очертанием, а также в балках с параллельными полками расчетное сечение при более или менее равномерно распределенной нагрузке находится посередине пролета.

На стропильные балки воздействуют различные нагрузки, в том числе от покрытий, подвесных кранов, подвесных потолков, подвесного вентиляционного оборудования, несимметричные нагрузки от снега в местах перепадов высот зданий и др. Эти нагрузки могут встречаться в различных сочетаниях. Поэтому нельзя ограничиваться определением расчетных усилий в отдельных, заранее назначенных или вычисленных по формулам сечениях. Необходимо определять эпюры моментов и поперечных сил от каждой нагрузки и строить огибающие эпюры от наименее выгоднейших комбинаций нагрузок.

7.3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА БАЛОК ПО ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ, ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Расчет балок по прочности производится для всех стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации на воздействие внешних расчетных нагрузок и усилий предварительного обжатия. При расчете следует использовать материалы Инструкции по проектированию железобетонных конструкций [49].

Расположение арматуры по длине балок должно по возможности соответствовать огибающей эпюре изгибающих моментов

и поперечных сил. Установка расчетной продольной сжатой не-напрягаемой арматуры допускается только в исключительных случаях. Количество продольной напрягаемой арматуры A_n и величина ее предварительного напряжения σ_0 устанавливаются расчетом по прочности, но в большинстве случаев обуславливаются требованиями трещиностойкости и обеспечения допускаемого прогиба балок от действия внешних нагрузок.

При расчете предварительно напряженных балок в расчетные формулы вводят величину предварительных растягивающих напряжений напрягаемой арматуры σ_0 , возникающих до обжатия бетона либо в момент достижения бетоном нулевого напряжения от обжатия и внешней нагрузки в рассматриваемом сечении. Эту величину при назначении предварительного напряжения принимают без учета потерь предварительного напряжения в зависимости от вида арматуры и других факторов. Величины напряжений σ_0 и σ'_0 в напрягаемой арматуре A_n и A'_n без учета потерь, принимаемые в расчетах, как правило, должны быть: для проволочной арматуры — не более $0,7 R_a^H$ и для стержневой — не более $0,9 R_a^H$. В практических расчетах обычно используется разрешение норм повышать эти значения для компенсации потерь от релаксации напряжений и от температурного перепада между натянутой арматурой и устройствами, воспринимающими усилия ее натяжения: для проволочной арматуры — до $0,75—0,8 R_a^H$ и для стержневой — до R_a^H . Для стержневой арматуры это разрешение часто используется с доведением σ_0 до $0,95 R_a^H$ и R_a^H ; для проволочной арматуры доводить σ_0 до $0,8 R_a^H$ следует только в крайних случаях (при этом потери релаксации могут возрасти настолько, что окажется выгоднее уменьшить величину σ_0).

При расчете балок в стадии предварительного обжатия, транспортирования и монтажа σ_0 принимают с учетом потерь предварительного напряжения, происходящих до окончания обжатия бетона. При расчете балок в стадии эксплуатации σ_0 принимают с учетом всех потерь. Значение потерь и вспомогательные материалы для их определения принимают по Инструкции [49].

Технология изготовления балок должна выбираться такой, чтобы величина суммарных потерь напряжения была по возможности минимальной. Особенно это касается назначения режимов тепловой обработки конструкций, изготавливаемых по стендовой технологии [73]. Так, например, не может быть рекомендовано электротермическое натяжение арматуры на упоры стенда, так как суммарные потери напряжения с учетом потерь от перепада температуры и отклонений в величине предварительного напряжения арматуры становятся столь значительными, что применяемые типовые балки пролетом 18 м, как правило, не будут удовлетворять требованиям расчета по образованию и раскрытию

трещин. Для такого способа натяжения лучше принимать силовые формы, тогда перепада температуры в конструкции и упорах нет и этот вид потерь напряжения отсутствует.

При расчете по образованию трещин, который часто является для балок определяющим (лимитирует несущую способность балки либо приводит к увеличению сечения бетона и арматуры), момент образования трещин может быть найден не по формулам инструкции [49], а по более точным формулам, приведенным в книге С. А. Дмитриева и Б. А. Калатунова [10]. Это позволяет устранить погрешность, получающуюся в запас трещинообразования от применения приближенных формул в пределах до 10%.

Балки 2-й категории трещиностойкости, не подвергающиеся воздействию агрессивной среды, по образованию трещин не рассчитывают для зоны нормальных сечений, армированной стержневой арматурой или сварной арматурой из холоднотянутой проволоки и работающей при нормативной нагрузке на сжатие, а при расчете на воздействие предварительного обжатия — на растяжение. Нормами СН 10—57 [47] требовалось, чтобы армирование этой зоны нормальных сечений F'_a было не менее $0,05\% \cdot F$ (где F — площадь опорного сечения балки). Опыт изготовления балок показал, что при таком армировании трещины в верхней зоне до нагружения балок проявляются довольно сильно, поэтому нормами СНиП II-V.1-62 [65] установлены новые условия, а именно: в растянутой части приопорной зоны верхней полки балки на длине не менее $1,5h_0$ от начала зоны анкеровки требуется установка ненапрягаемой продольной арматуры, площадь сечения которой составляет не менее 0,2% площади опорного сечения балки F .

Для расчета балок необходимы следующие исходные данные: проектная марка бетона, вид, класс и марка арматурной стали; расчетное и нормативное сопротивление арматуры, расчетный и нормативный модули упругости бетона, предварительное натяжение арматуры σ_0 , прочность бетона при отпуске натяжения арматуры. Из статических расчетов балки выписывают значения нормативных и расчетных моментов и поперечных сил, а также огибающие эпюры M и Q .

Сечение балки обычно определяют по ряду условий (см. 7.4), по аналогии с ранее запроектированными балками и ориентировочному расчету. Порядок расчета следующий.

Определяют и уточняют геометрические характеристики сечения, количество арматуры и проверяют прочность балки в опасных сечениях в стадии эксплуатации. Проверяют условие трещиностойкости (для проволочной и прядевой арматуры). При стержневой арматуре устанавливают ширину раскрытия трещин. Проверка на главные растягивающие напряжения в сечениях ведется на разных расстояниях от конца балки; высота полки балки определяется в сечениях на разных расстояниях от опоры.

Проверяют балки на главные сжимающие напряжения в разных сечениях, после чего выполняется проверка расчетом на поперечную силу от эксплуатационных нагрузок в опасных сечениях на различных расстояниях от конца балки (по эпюрам поперечных сил). Проверяют прочность балки при принятой схеме транспортирования и монтажа. Если балка имеет отверстия, то необходимо рассчитать ее на прочность в стадии эксплуатации в сечениях, ослабленных отверстиями, и проверить выполнение условия по соотношению статических моментов. После этого определяют площадь сечения верхней ненапрягаемой арматуры в соответствии с требованиями норм, а также площадь сечения и расстановку поперечной ненапрягаемой арматуры.

Обязательной является проверка деформаций балки и сравнение прогиба, получаемого по расчету с допускаемым прогибом. Прогиб железобетонных балок зависит от их геометрической характеристики, жесткости, пролета балки l , величины максимальных напряжений в арматуре, вида и величины нагрузки. В балках одного и того же пролета и сечения при одинаковых нагрузках прогиб практически прямо пропорционален напряжениям в арматуре. В балках без предварительного напряжения серии ПК-01-05 из условия жесткости пришлось ограничиться применением в качестве рабочей арматуры стали класса А-II марки Ст.5. В отдельных случаях сталь марки Ст.5 заменяли сталью класса А-III марки 25Г2С с соответствующим уменьшением площади ее сечения и с повышением напряжений. В этих случаях в балках появились прогибы более допускаемых, и такая замена была запрещена. Таким образом, в сборных балках без предварительного напряжения использование арматурных сталей повышенной прочности, становится, как правило, неэффективным, потому что прогибы балок в этом случае превышают установленные нормы величины и для того, чтобы выполнить это требование норм, приходится увеличивать сечение арматуры против требуемого в расчете по прочности. Для использования в балках высокопрочной арматуры необходимо ее предварительное напряжение.

Нормы прогибов балок гарантируют нормальную эксплуатацию конструкций. Для балок покрытий прогиб от нормативных нагрузок не должен превышать $1/300$ пролета. Нормами СНиП II-V.1-62 [65] при определении прогиба предусмотрен учет длительного действия всей постоянной и части временной нагрузки. При выполнении балок со строительным подъемом значение предельного прогиба может увеличиваться на величину строительного подъема, а для предварительно напряженных балок необходимо учитывать поправку на выгиб от предварительного обжатия бетона.

При определении прогиба односкатных балок и балок с параллельными полками за расчетную принимают высоту в середине пролета, а в двускатных балках с уклоном 1:10—1:12 — высоту в четверти пролета. Прогибы балок вычисляют по форму-

лам строительной механики с подстановкой вместо жесткости упругого стержня EJ средней жесткости железобетонной балки B .

Прогиб балок, при эксплуатации которых не допускаются трещины в растянутой зоне, т.е. предварительно напряженных балок 2-й категории трещиностойкости с проволочной и прядевой арматурой, определяют как прогиб сплошного упругого тела с учетом работы бетона сжатой и растянутой зон; при этом в расчет вводят полное приведенное сечение балки.

Экспериментальное исследование показало, что жесткость балок, в которых при предварительном обжатии в верхней зоне появляются трещины, уменьшается по сравнению с жесткостью балок, в которых этих трещин не было, что учтено в нормах [65].

Полную величину прогиба при учете длительного воздействия части нагрузок и выгиба от предварительного обжатия бетона определяют по формуле

$$f = f_k + (f_d - f_b) c,$$

где f_k — прогиб от кратковременно действующей части нагрузки;
 f_d — начальный (кратковременный) прогиб от длительно действующей части нагрузки;

f_b — прогиб от кратковременного действия предварительно обжатия бетона (выгиб); при вычислении f_b усилие в напрягаемой арматуре определяют с учетом всех потерь;

c — коэффициент, учитывающий увеличение прогиба из-за ползучести бетона от длительного воздействия нагрузки.

7.4. ВЫБОР ОЧЕРТАНИЯ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК ПОКРЫТИЙ

Известно, что даже при одинаковых основных габаритных размерах балки под одинаковую нагрузку могут быть запроектированы разного очертания с различным армированием. Для определенной комбинации нагрузок современные методы проектирования с применением вычислительной техники позволяют определить оптимальное сечение балки и ее армирование исходя из минимальной стоимости балки. Однако такие сравнительно простые задачи в практике проектирования встречаются крайне редко.

В большинстве случаев проектировщики пользуются типовыми балками, проектирование которых выдвигает сложные задачи. Как правило, балка одного и того же пролета разрабатывается на значительное количество комбинаций расчетных нагрузок, имеющих большой диапазон собственного веса покрытия, нагрузок от снега, подвесного транспорта и др. Возникают вопросы, сколько принимать сечений (а следовательно, и типоразмеров опалубочных форм), сколько марок по армированию рабочей арматурой и др.

Кроме требований прочности и долговечности конструкции важное место в проектировании занимают вопросы технологии изготовления и монтажа, экономики производства железобетона. Однако подходить к проектированию балок и других конструкций только или главным образом с точки зрения технологичности конструкции, подчиняя все только требованиям повышения производительности и рентабельности заводов сборного железобетона, было бы неправильным. Такие требования, как минимум разных конструкций и форм, минимум арматурных изделий, минимум применяемых диаметров рабочей арматуры и т. д., вполне закономерны, но не определяют экономичности конструкции в здании и, как правило, не приводят в целом к экономии в строительстве. Например, при одной опалубочной форме (с вариациями марок бетона и рабочей арматуры) для балок, рассчитанных на широкий диапазон комбинаций нагрузок, в целом увеличивается расход материалов (при применении этих балок в различных условиях), который в большинстве случаев нельзя компенсировать удешевлением производства.

Экономичное решение серии балок — сложный вопрос оптимизации проектирования с рассмотрением очень многих факторов. Должны быть учтены: требования взаимосвязки размеров элементов конструкций в здании, распределение приведенных нагрузок на основе статистических данных их распространения в зданиях, технологические требования к конструкции, стоимостные факторы (стоимость форм с учетом оборачиваемости, стоимость материалов с учетом их обработки по принятой технологии, влияние на стоимость переналадок в технологических линиях из-за различия в типоразмерах изделий и т. п.), эксплуатационные требования к конструкции (ее долговечность, стойкость против коррозии и расходы на восстановление защитных покрытий в условиях агрессивной среды, удобство крепления подвесного транспорта, наличие отверстий для пропуска малогабаритных коммуникаций). Различные группы требований вступают в противоречие друг с другом, и нелегко найти все-стороннее оптимальное решение.

Существуют программы для расчета типовых балок покрытий с помощью электронно-вычислительных машин. Однако создание комплексной программы оптимального проектирования балок далеко еще от завершения. Необходимо сначала разработать методы определения оптимальных градаций типоразмеров и марок элементов, числа типоразмеров балок и др., иными словами, найти методы построения оптимального сортамента. Для реализации этой задачи нужна соответствующая статистическая база и достаточно глубокая и достоверная экономическая информация.

Дальнейший учет требований по взаимосвязке размеров элементов, технологических требований к изготовлению, а также эксплуатационных требований может производиться на стадии

отработки типа балок, поскольку формализация этих требований представляется пока весьма громоздкой. Учет же этих требований при отработке конструкции облегчает решение задачи.

Общие вопросы конструирования балок решаются в соответствии с указаниями Инструкции по конструированию [49] с учетом дополнительных указаний по применению стержневой арматуры [75] и по электротермическому натяжению арматуры [50].

Имеется ряд специфических вопросов, от правильного решения которых зависит несущая способность, долговечность, технологичность изготовления и монтажа, эксплуатационные качества балок. Эти вопросы решаются на основе опыта проектирования, изготовления, монтажа, эксплуатации балок. Трудности заключаются в том, что при проектировании типовых балок ориентируются на определенные условия их изготовления, принимаемые применительно к разрабатываемым типовым технологическим линиям и пролетам заводов сборного железобетона (а они тоже периодически меняются и совершенствуются). В связи с многообразием технологии производства на различных предприятиях, построенных и оборудованных в разное время и располагающих разным оборудованием (например, одни предприятия перешли на новые виды оборудования и формы, другие этой возможности еще не имеют или в связи с малым объемом производства отдельных типов балок считают нецелесообразным производить серьезные переустройства), приходится создавать типовые чертежи для сравнительно многих вариантов технологии изготовления [44].

Эти обстоятельства вступают в противоречие с принципами типового проектирования конструкций. И все же разрабатывать новые типовые чертежи конструкций для прогрессивной технологии вполне целесообразно. Вновь строящиеся заводы будут ориентироваться на новую технологию, а другие предприятия какое-то время будут использовать имеющиеся формы и оборудование для изготовления конструкций по «старой» технологии и постепенно переходить на новую. Обилие типовых чертежей и такой параллелизм хотя и нежелательное явление, в данном случае обеспечат эффект производству и не приведут к разнообразию конструкций одного и того же типа, изготавливаемых на каждом заводе.

Проектирование сечений типовых балок и некоторых нетиповых, но получивших широкое распространение имеет определенные тенденции.

Характерным для балок, применяемых в Советском Союзе, является меньшая, чем в зарубежных нормах, величина предела соотношения ширины верхней полки к пролету. Это обусловлено не только применением крупноразмерных плит покрытий, но и экспериментальными данными и изучением опыта транспортирования и монтажа сборных балок и ферм, верхняя полка которых имела ширину всего 200—220 мм. Поэтому наряду с балка-

ми, имеющими отношение ширины полки к пролету, близкое к $1/50 - 1/60$, встречаются также и балки, в которых это соотношение достигает $1/80$ [17].

Наиболее оптимальное и распространенное сечение предварительно напряженных балок — двутавровое, а ненапряженных — тавровое; в последнее время выдвигается вопрос о целесообразности прямоугольного сечения балок с отверстиями для определенных параметров. При проектировании балок двутаврового сечения необходимо помнить, что необоснованно сложное очертание сечения потребует сложного армирования и усложнит конструкцию форм.

Основные размеры сечения двутавровых балок, изготавливаемых в рабочем положении (наиболее распространенный способ изготовления, при котором стенка балки бетонируется в вертикальном положении), могут назначаться с использованием следующих рекомендаций: ширина верхней полки 300—400 мм, ширина нижней по условиям опирания на колонны, как правило, несколько меньше (рис. 7.3, а); толщина полки не менее 80 мм; толщина стенки не менее 80 мм, а при расположении части напрягаемой арматуры в стенке — не менее 90 и даже 100 мм; уклоны скосов нижних полки близки к 45° (для лучшего прохода бетона и исключения раковин), для верхней полки уклоны назначаются с учетом принятой конструкции формы. Скосы должны быть такими, чтобы борт мог легко откидываться или сниматься. Может быть учтено и такое положение, когда балку необходимо снимать при одной неподвижной бортовой стенке формы и другой съемной или откидной.

Размеры балок, изготавливаемых в горизонтальном положении: ширина обеих полки, как правило, одинаковая — 200—300 мм (рис. 7.3, б); толщина полки не менее 80 мм (толщина верхней полки может быть переменной); уклоны скосов полки не более 45° ; толщина стенки не менее 60 мм; уклоны скосов участков перехода от опорных утолщений к нормальной толщине стенки полки.

Рекомендуется переход от прямоугольного сечения балок с

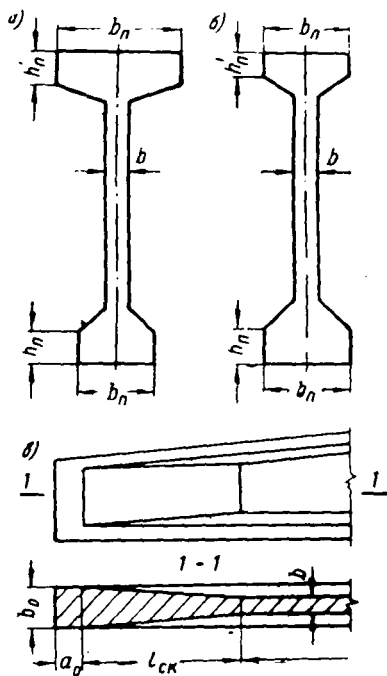


Рис. 7.3. Основные типы и размеры сечений двутавровых балок

шириной b_0 на опоре к толщине стенки b выполнять на удлиненном участке плавно (рис. 7.3, а). Этот участок следует принимать значительно длиннее, чем в типовых балках серии ПК-01-06 (см. 7.9). Необходимо избегать устройства ребер в стенках балок.

Для упрощения каркасов типовых балок массового изготовления верхнюю полку проектируют постоянного сечения. Однако при проектировании балок больших пролетов и под тяжелые нагрузки в целях облегчения веса балок можно принимать верхнюю полку переменного сечения, используя в ней частично вязаную арматуру.

Конструирование балок ведется в тесной увязке с разработкой форм и технологии изготовления. Необходимо, в частности, оптимально унифицировать арматурные изделия, предусмотреть сборку пространственных каркасов, порядок установки арматурных элементов, заводки напрягаемой арматуры, установки закладных деталей с их фиксацией и др. В балках с электротермическим натяжением арматуры необходимо учесть возможность свободной укладки нагретых стержней в форму с определенной заводкой (сверху или сбоку в зависимости от положения балки при формовании и от конструкции форм).

При напрягаемой стержневой арматуре диаметром более 32 мм рекомендуется принимать толщину защитного слоя не менее диаметра стержней. На участке заделки арматуры длиной в 15 диаметров стержня толщина защитного слоя бетона в балках должна быть не менее $2d$ и не менее 40 мм. Толщину защитного слоя со стороны стальной опорной детали, надежно заанкеренной в бетоне балки, допускается принимать такой же, как и для сечения в пролете балки.

При проектировании балок с проволочной арматурой, изготовляемых на протяжных стендах в вертикальном положении, расстояние между струнами (в осях) по горизонтали должно быть не менее 30 мм и по вертикали — не менее 15 мм, а в нижней полке балок (по ширине полки около 300 мм) — не более 180 струн. При спаренных проволоках для лучшего бетонирования пары проволок следует располагать по ходу подачи бетона в форму и обеспечивать расстояние в свету между рядами проволок не менее 25 мм; при вертикальном бетонировании балок следует по возможности избегать установки проволочной арматуры в стенке балки.

Применение в балках высокопрочной проволоки эффективно с точки зрения экономного расходования стали. Однако при натяжении на упоры одиночной проволочной арматуры достигнуть снижения трудовых затрат на процессы, связанные с протяжкой проволок, их закреплением (на протяжных стендах) либо набором пакетов проволок и их установкой (на пакетных стендах) и на другие операции, весьма затруднительно. Поэтому опреде-

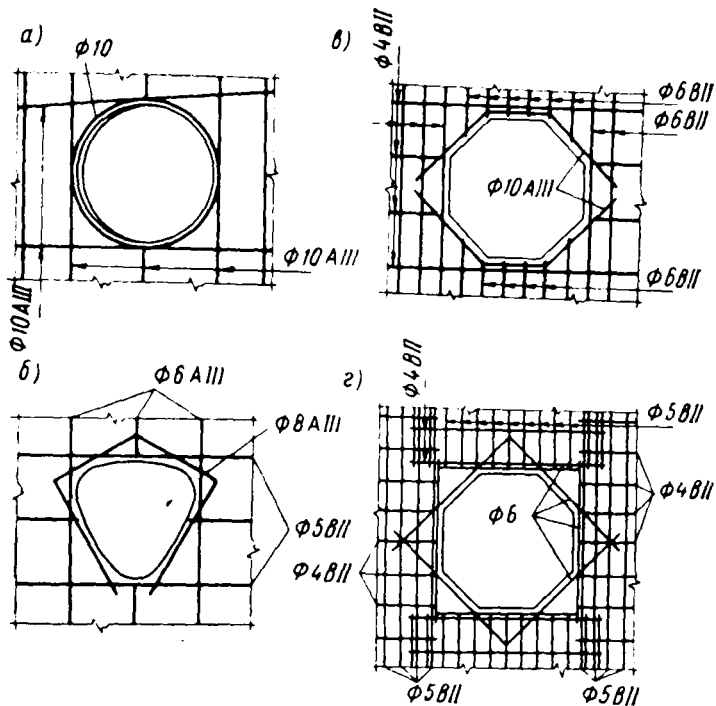
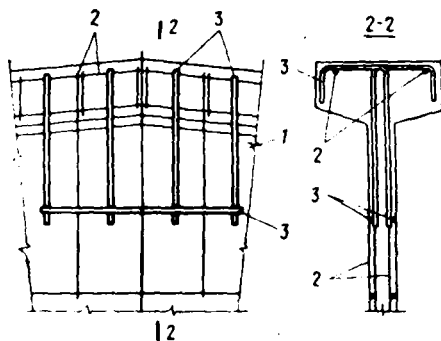


Рис. 7.4. Форма отверстий в стенках стропильных балок и примеры их армирования
 а — круглое; б — каплевидное; в — многоугольное с соответствующим отверстием в арматурном каркасе стенки; г — то же, окаймленное прямоугольными сварными сетками

Рис. 7.5. Усиление конька двускатных балок дополнительной арматурой

1 — фрагмент балки в коньке; 2 — арматура верхнего пояса и стенки; 3 — дополнительная арматура усиления конька



лилась четкая тенденция к замене проволочной арматуры готовыми прядями. Пряди изготавливаются на канатно-сталепроволочных заводах из гладкой круглой высокопрочной арматурной проволоки. Преимущество армирования балок прядями заключается в более компактном расположении арматуры и, как

следствие, в увеличении полезной высоты сечения балок. Для установки, закрепления, натяжения спуска натяжения и последующей обрезки концов прядей требуется меньше времени и труда, чем при проволочном армировании. Некоторое увеличение стоимости прядей и снижение прочности прядевой арматуры по сравнению с одиночной проволокой окупается указанными преимуществами.

Изготовление и расчет балок с отверстиями в стенках несколько сложнее, чем балок со сплошной стенкой. Однако применение их позволяет размещать трубы, кабели, материалопроводы, небольшие воздухопроводы в пределах габарита балок; более благоприятно решается освещенность цеха (при наличии в покрытии фонарей); несколько снижается вес балок. Балки с отверстиями зрительно воспринимаются лучше, чем балки со сплошной стенкой.

При выборе формы отверстий необходимо избегать такой их формы, которая способствует концентрации напряжений на отдельных участках стенки балки и раскрытию в этих местах трещин. Следует избегать очертаний прямоугольных или с острыми углами. Применяют отверстия круглые, многоугольные и каплевидной формы (рис. 7.4). Круглые отверстия принимают лишь при малых их диаметрах, многоугольные — при изготовлении балок только в горизонтальном положении, а каплевидные при изготовлении как в горизонтальном, так и в вертикальном положении. Эти формы отверстий благоприятны с точки зрения условий плотного заполнения бетоном нижней зоны балки. Необходимо тщательное армирование бетона вокруг отверстий для предотвращения появления на их грани трещин и для устранения возможных перенапряжений в местах, окаймляющих отверстие. Арматура, окаймляющая отверстие, должна приниматься полностью замкнутой, хорошо заанкериваться, площадь ее сечения принимается не меньше площади сечения арматуры, которая разрезана отверстием. Целесообразно, чтобы перерезанная поперечная арматура присоединялась точечной сваркой к арматуре, окаймляющей отверстие. Отверстия не следует располагать в приопорных зонах балки, где имеются значительные напряжения от скалывания и по косым сечениям. Кроме того, отверстия не должны располагаться в местах возможного действия значительных сосредоточенных грузов.

Арматура конька двускатных балок (особенно с большим уклоном скатов) должна воспринимать вертикальную составляющую от сил сжатия в верхних полках. Если в коньке имеются вертикальные ребра, то их каркас может воспринимать эту силу. При отсутствии ребер в коньке необходимо предусмотреть соответствующую арматуру в каркасе стенки балки либо установить каркасы в коньке верхней полки с вертикальными стержнями периодического профиля, расположенными на участке длиной не более $\frac{1}{3}$ высоты сечения балки в коньке и приваренными

к продольным стержням сварных каркасов или заведенных в стенку на величину необходимой анкеровки (рис. 7.5).

Крепление грузов (даже небольших) к нижней рабочей арматуре любых балок не допускается. Не рекомендуется крепление грузов (за исключением небольших — до 200 кг) и к закладным деталям, заанкеренным в растянутой полке балки. Сосредоточенная или распределенная нагрузка, приложенная к балке в пределах высоты ее сечения для предотвращения отрыва растянутой зоны бетона в месте передачи нагрузки, должна быть воспринята дополнительной поперечной арматурой без включения в расчет бетона. Рекомендуется предусматривать арматуру, заведенную в верхнюю сжатую зону на необходимую длину анкеровки, а при больших подвесных грузах следует охватывать балку П-образными подвесками снаружи.

При необходимости соединения сварных каркасов в сжатой полке в месте стыка, где стержни нахлестываются один на другой и где не имеется поперечных стержней, элемент должен быть дополнительно армирован хомутами во избежание выкалывания бетона защитного слоя.

7.5. БАЛКИ С НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ

В покрытиях зданий действующих промышленных предприятий, построенных за последние 20 лет, применено и эксплуатируется огромное количество сборных железобетонных балок, армированных ненапряженной арматурой. Это — типовые двускатные

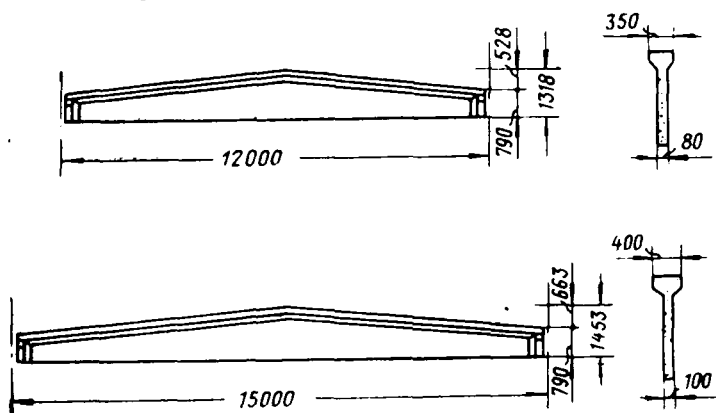


Рис. 7.6. Двускатные тавровые балки пролетом 12 и 15 м серии ПК-01-05 с ненапрягаемой арматурой

балки пролетами 6, 9, 12 и 15 м (рис. 7.6) и односкатные пролетами 6, 9 и 12 м.

Первые балки, отличающиеся небольшой высотой на опоре — 600 мм (серия ПК-01-03, отменена в 1955 г.), — были рассчитаны

по нормам 1949 г. и встречаются в зданиях очень редко. Балки массового применения (серия ПК-01-05, действовала с 1955 по 1960 г.) были запроектированы по НиТУ 123-55 с высотой опорной части 800 мм. Рабочая арматура балок серии ПК-01-05 — периодического профиля из стали класса А-II марки Ст.5 — принята в виде пакета стержней, расположенных один над другим и сваренных в отдельных местах по длине пакета (рис. 7.7, а). Пакет арматуры охватывают открытые V-образные хомуты по-

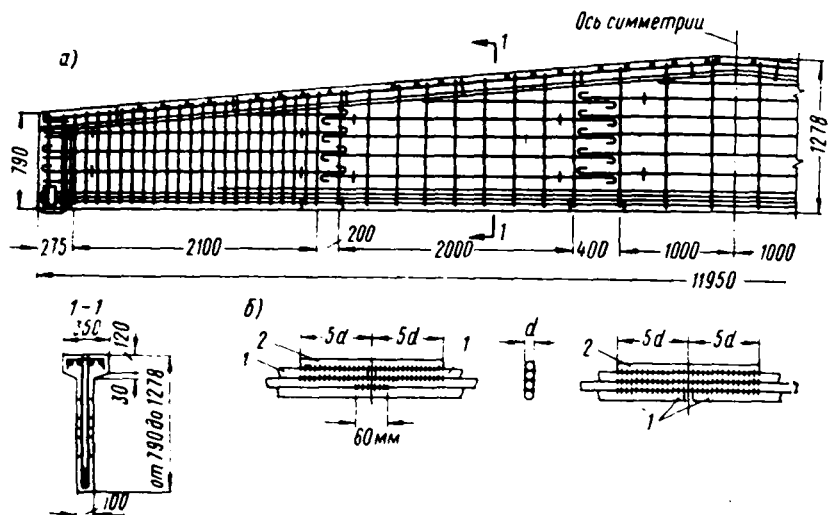


Рис. 7.7. Конструкция тавровых балок серии ПК-01-05

а — армирование; б — стык дуговой сваркой; 1 — стыкуемые стержни; 2 — накладка

перечной арматуры. Хомуты сверху не замкнуты, а по длине балки соединены между собой продольными стержнями диаметром 6 мм. Полка балок армирована плоским сварным каркасом. Принятое армирование стенки балок позволило уменьшить ее толщину до 100 мм, обеспечить удобную форму для перехода в тот период к массовому применению сборных балок покрытий.

В пояснительной записке к рабочим чертежам балок было указано, что стержни в пакете растянутой арматуры следует соединять, как правило, при помощи стыковой контактной сварки. При отсутствии стыковой сварочной машины допускалось соединение дуговой сваркой с накладкой (рис. 7.7, б), проверенное в испытанных в разное время отдельных балках. Такой стык уступал по своим качествам контактному стыку, однако получал в тот период предпочтение на производстве. При выполнении дуговой сварки в отдельных случаях не было должного контроля за соблюдением технологического режима и порядка сварки.

В период 1960—1963 гг. на различных объектах произошли обрушения отдельных балок в зимнее время при резком понижении

температуры до -35 и -40°C и реже до -20°C . Обрушения происходили при нагрузке около 70—80% расчетной проектной. Обследования позволили установить, что разрушения происходили по месту стыка стержня с односторонней накладкой, приваренной по верху пакета фланговыми швами, создающими в этих местах значительные концентрации напряжений. Объяснялось это в основном тем, что некоторые партии арматуры имели повышенное содержание фосфора и серы; такая арматура обладает пониженной ударной вязкостью и хладноломкостью, особенно в зоне применения дуговой сварки. Приложение растягивающего усилия даже с небольшим эксцентриситетом из-за односторонней накладки, привариваемой к пакету арматуры, в сочетании с появлением хладноломкости стали создало в таком стыке опасное место. Значительное количество балок пролетами 12 и 15 м, примененных в неотапливаемых зданиях, потребовалось усилить. Двускатные балки с ненапрягаемой арматурой этих пролетов были исключены из номенклатуры типовых конструкций.

При составлении норм проектирования железобетонных конструкций в 1962 г. [65] были введены новые требования к арматуре конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе или в неотапливаемых помещениях при расчетных температурах ниже -30°C , которые изложены в главе IV.

С 1962 г. в течение ряда лет применяются односкатные и двускатные балки таврового сечения пролетами 6 и 9 м с шагом 6 м, разработанные Промстройпроектом в серии ПК-01-115 (рис. 7.8). Уклон односкатных балок пролетом 6 м равен 1:10 и пролетом 9 м — 1:15, уклон двускатных балок — 1:12. Бетон марки 300, рабочая арматура в виде пакетов из стали периодического профиля класса А-II марки Ст.5. Арматуру можно соединять только контактным способом. Замена стали класса А-II марки Ст.5 на сталь класса А-III марок 25Г2С и 35ГС с пересчетом, т. е. уменьшением рабочего сечения, по условиям деформаций балок и величины раскрытия в них трещин не разрешается. Нельзя в этих балках применять также стержневую арматуру из стали класса А-IV из-за возможной потери ее прочности в местах сварки и прихваток стержней в пакете.

7.6. БАЛКИ С ПУЧКОВОЙ И СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ НА БЕТОН

В течение ряда лет в промышленном строительстве применялись составные балки из блоков, собираемые путем натяжения пучковой или стержневой арматуры, пропускаемой через каналы блоков с передачей натяжения на бетон. Первая серия чертежей балок этого типа была разработана б. НИИ по строительству и проектным институтом № 2 в 1955 г. вместе с временными техническими условиями на их изготовление и сборку (ВТУ 239-55). Среди строителей эти балки известны под названием «балки

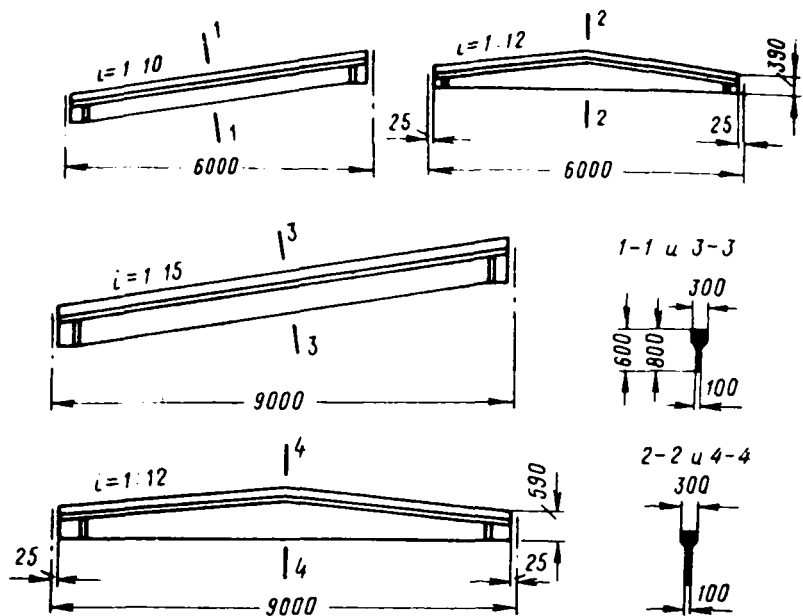


Рис. 7.8. Тавровые односкатные и двускатные балки пролетом 6 и 9 м с обычной арматурой (серия ПК-01-115)

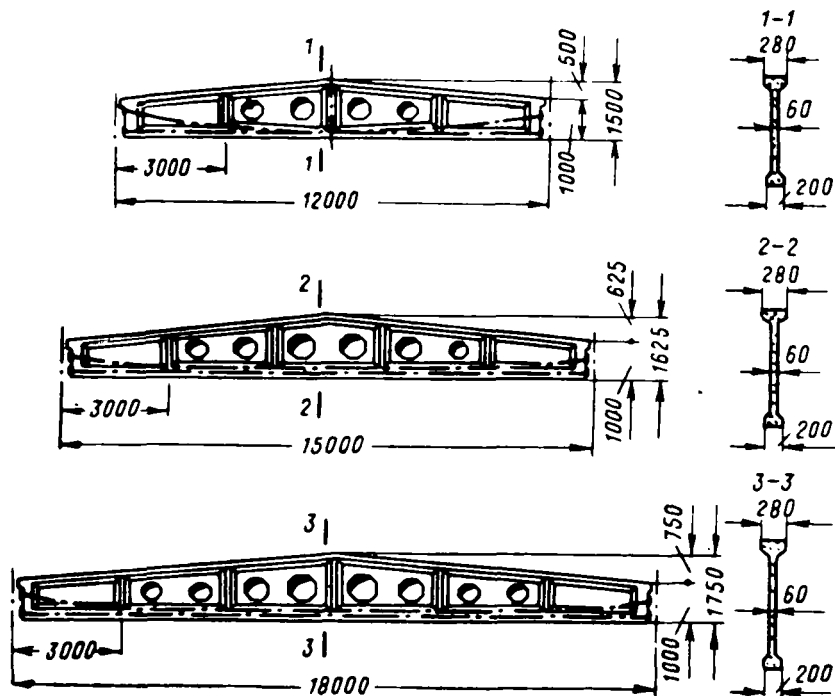


Рис. 7.9. Предварительно напряженные балки из блоков с натяжением арматуры на бетон (серия ПК-01-07)

ИПП-200». Блочные балки были применены на строительстве зданий пролетами 12, 15 и 18 м завода железобетонных изделий № 5 в Ленинграде, мебельного комбината в Московской области, промышленных объектов в Красноярске и других городах. Высота балок на опоре 1000 мм, уклон верхней полки 1 : 9,5. Блоки — длиной по 3 м, отверстия в них круглые — по одному в первых (приопорных) блоках и по два во вторых и третьих (от опоры) блоках.

Типовые двускатные блочные балки пролетами 12, 15 и 18 м (рис. 7.9), такие же балки пролетом 24 м и односкатные пролетами 12 и 15 м были разработаны проектным институтом № 1 совместно с б. НИИ по строительству (серия ПК-01-07, выпуски 1—6). Они применялись в проектировании зданий с 1956—1957 гг. до их отмены в 1961 г. Высота балок — двускатных и односкатных — на опоре 1000 мм, уклон верхней полки 1 : 12. Балки — составные из блоков длиной по 3 м (в балках пролетом 24 м — по 6 м), соединяемых с соответствующей заделкой стыков посредством натяжения арматуры, протягнуемой через каналы в блоках, с передачей усилия обжатия на бетон. Проектные марки бетона 200, 300 и 400. Армирование балок принималось в двух вариантах: стержневой арматурой периодического профиля из стали класса А-III марки 25Г2С, подвергнутой упрочнению вытяжкой, и пучковой арматурой из высокопрочной гладкой проволоки диаметром 5 мм по ГОСТ 7348—55 с опрессованными гильзами [31].

В промышленных зданиях, построенных в 1956—1962 гг., нередко встречаются покрытия со стропильными блочными балками. Уже к 1958 г. только организациями б. Министерства строительства СССР было построено свыше 300 тыс. м² зданий, перекрытых такими балками, а всего за все годы в несколько раз больше. В отдельных случаях в связи с их освоением и наличием форм эти балки использовались и после 1962 г. Из-за их большой высоты на опоре (1000 мм) в невысоких зданиях балки теперь кажутся громоздкими, особенно при отсутствии фонарей. Внешне балки серии ПК-01-07 легко отличить от первых блочных балок: отверстия в них шестиугольной формы (вместо круглых) и меньшей величины, чем в балках первой серии, в приопорном блоке отверстия нет.

Долговечность балок из блоков в значительной мере зависит от качества изготовления, сборки, защиты арматуры в каналах, обеспечения трещиностойкости в стыках между блоками, а также от режима эксплуатации здания (отсутствие или наличие агрессивной среды, повышенной влажности и др.). Особенно уязвимы блочные балки с пучковой арматурой. Известны отдельные случаи, когда за 8—10 лет эксплуатации балок проволочная арматура в стыках блоков подвергалась такой сильной коррозии, что балки оказались в аварийном состоянии. Произошло это от чрезмерного раскрытия трещин в стыках, чему способствовала

плохая заделка стыков, недостаточное обжатие при натяжении арматуры, повышенная влажность в зданиях в период эксплуатации, склонность проволочной арматуры к коррозии под напряжением.

При эксплуатации зданий, в покрытиях которых были установлены блочные балки (особенно с пучковой проволочной арматурой), должно уделяться особое внимание состоянию этих балок, их ремонту и защите арматуры от коррозии. Следует производить периодический осмотр конструкций и в сомнительных случаях привлекать компетентную организацию для обследования конструкций.

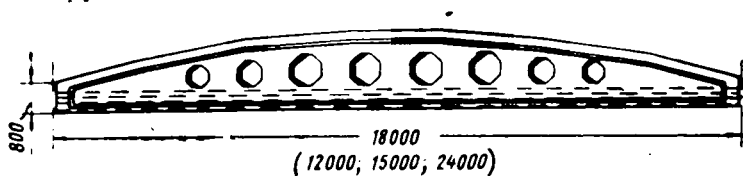


Рис. 7.10. Предварительно напряженные балки с верхней полкой криволинейного очертания и натяжением арматуры на бетон

На отдельных объектах были применены цельные балки покрытий с натяжением пучковой арматуры на бетон, разработанные Промстройпроектом в 1957—1959 гг.: двускатные с криволинейным очертанием верхней полки (рис. 7.10) и прямолинейной пучковой арматурой (серия Е-730) и односкатных с переломом нижней полки посередине (см. рис. 7.2, б), что позволило при сохранении принятой высоты балок на опоре увеличить их высоту в пролете. Для напрягаемой арматуры предусматривался канал, имеющий криволинейный средний участок. Типовые односкатные балки пролетами 12, 15 и 18 м аналогичного типа с ломаным очертанием нижнего пояса были разработаны в 1960 г. проектным институтом № 1 (серия ПК-01-89, отменена в 1963 г. для пролетов 12 и 15 м). Такие балки пролетом 18 м изготовлялись в ограниченном количестве, главным образом на предприятиях транспортного строительства. В настоящее время балки покрытий с арматурой, натягиваемой на бетон, не применяются и в каталог 1970 г. не включены.

7.7. БАЛКИ СО СТЕРЖНЕВОЙ И ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ НА УПОРЫ (ПО ЧЕРТЕЖАМ ПЕРВЫХ РАЗРАБОТОК)

Балки покрытий со стержневой арматурой, натягиваемой на упоры стендов, начали применять в покрытиях промышленных зданий с 1952 г. в строительном тресте № 17 в Днепропетровске по разработкам б. НИИ по строительству. Однако их распрост-

рашение связано с появлением типовых чертежей двускатных балок пролетами 9, 12, 15 и 18 м и односкатных пролетами 9 и 12 м со стержневой арматурой из стали класса А-III марок 25Г2С или 35ГС, упрочненной вытяжкой, разработанных проектным институтом № 1 в 1957 г. (серия ПК-01-06, выпуск I). Эти чертежи неоднократно перерабатывались из-за изменения норм проектирования, параметров балок, нагрузок (с 1959 по 1961 г. действовали чертежи выпусков 6 и 7, в последнем содержались чертежи укороченных балок для опирания на подстропильные балки).

Первые предварительно напряженные типовые балки с высокопрочной проволочной арматурой, натягиваемой на упоры стен-

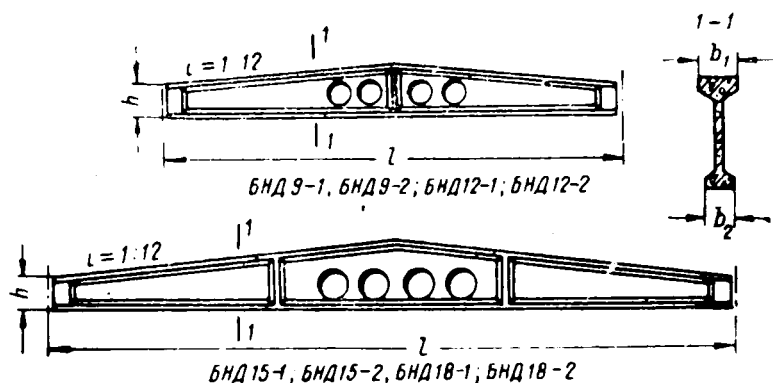


Рис. 7.11. Первые типовые предварительно напряженные балки с проволочной арматурой

дов, были разработаны Харьковским Промстройпроектом при участии б. ЦНИПС (серия ПК-01-06, выпуск 2, действовали с 1956 по 1959 г.). Типовые чертежи включали односкатные и двускатные балки пролетами 9, 12, 15 и 18 м с шагом 6 м (рис. 7.11). Нормативные нагрузки 290 и 380 кГ/м^2 . Балки были рассчитаны по Инструкции И 148-52 [46], в связи с чем потери напряжения арматуры при расчете на трещиностойкость принимались сильно заниженными по сравнению с потерями по действующим сейчас нормам — 1500 вместо 2500—3000 кГ/см^2 . Поэтому трещиностойкость балок при оценке их по современным нормам недостаточна. Принятое по Инструкции И 148-52 минимальное расстояние между проволоками в свету 15 мм оказалось недостаточным для нормального бетонирования нижней полки.

В 1958 г. в связи с выходом Инструкции СН 10-57 [47] проектным институтом № 1 при участии б. НИИ по строительству была разработана другая конструкция типовых двускатных балок пролетами 12, 15, 18 и 24 м с шагом 6 м, армированных высокопрочной проволочной арматурой и с опалубочными формами, унифицированными по таким же балкам со стержневой ар-

матурой (серии ПК-01-06, выпуски 3 и 5 и их модификации в выпусках 6 и 7). Эти чертежи действовали сравнительно недолго (с 1959 по 1961 г.), однако такие балки встречаются иногда в построенных зданиях. С 1962 г. перешли на балки по выпускам 8 и 9 этой серии (см. 7.9).

Вторая половина 50-х годов характерна большой активностью в разработках предварительно напряженных балок покрытий. Частые изменения норм проектирования предварительно напряженных конструкций, отдельные неудачи в конструировании, поиски лучших решений объясняют частую смену типовых чертежей балок и то, что они почти параллельно разрабатывались разными институтами, которые внедряли в строительство различные типы балок. Так, наряду с разработкой и внедрением балок серии ПК-01-06 в 1956—1959 гг. проектным институтом № 2 были разработаны балки покрытий с проволочной арматурой, натягиваемой на упоры, пролетами 12, 15, 18 и 24 м пониженной высоты (серия ПК-01-23, утверждалась Министерством строительства РСФСР). Балки пролетами 18 и 24 м были рассчитаны на несколько меньшие нагрузки, чем типовые по серии ПК-01-06, высота их на опоре 600 мм. Чтобы снизить высоту балок в пролете, верхней полке был придан уклон 1 : 15. Характерная особенность балок — развитие толщины их стенок на оппорном участке, составляющем около 0,1 всей длины балки. Это позволило улучшить бетонирование балок в вертикальном положении, обеспечить надежную анкеровку проволочной арматуры, уменьшить количество поперечной арматуры.

При организации производства этих балок на предприятиях Куйбышевгидростроя был внесен ряд изменений в чертежи и технологию изготовления: усилено армирование балок отдельных марок, повышена прочность бетона, применен такой режим тепловлажностной обработки, при котором потери предварительного напряжения из-за перепада температуры на стендах сведены к минимуму.

Балки применялись в строительстве промышленных зданий в Ставрополе-на-Волге (ныне г. Тольятти), Барнауле, Омске, Владивостоке и в некоторых других городах. Начиная с 1963 г. требовалась проверка их расчетом по новым нормам [64, 65]. Сведений об авариях или усилении балок этой серии после 8—10 лет эксплуатации не имеется.

С 1961 по 1963 г. включительно действовали также типовые рабочие чертежи двускатных балок пролетами 12, 18 и 24 м с шагом 12 м с различными видами армирования (серия ПК-01-103 и ПК-01-104) и балки с шагом 6 м под тяжелые подвесные нагрузки (серия ПК-01-06, выпуски 10—14). В строительстве эти балки применялись редко. Для сокращения количества типоразмеров конструкций типовые чертежи указанных серий в 1963 г. были отменены. Для этих случаев были оставлены только типовые фермы.

**7.8. БАЛКИ СО СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ
ЭЛЕКТРОТЕРМИЧЕСКИМ СПОСОБОМ
(ПО ЧЕРТЕЖАМ ПЕРВЫХ РАЗРАБОТОК)**

Опытные балки со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом, были созданы Промстройпроектом и ВНИИЖелезобетоном в 1959 г. на основе балок серии Е-730 [17]; после испытания и отработки технологии их изготовления чертежи балок были откорректированы и приняты для применения в Москве (серия СК-25Б). Хотя балки не были включены в общесоюзную номенклатуру унифицированных конструкций и включались только в каталог изделий для Москвы, они сравнительно широко применялись в Москве, Ленинграде и других городах [28]. Только в Москве в период 1959—1967 гг. были изготовлены тысячи таких балок и перекрыто ими около 1 млн. м² площадей производственных и других зданий. Их широкому распространению способствовало не только то, что в течение нескольких лет они были единственными хорошо отработанными конструкциями с электротермическим натяжением арматуры, но также их хорошие эксплуатационные качества, наличие в стенках отверстий и др. Балки рассчитаны на нагрузку 450 кг/м² (нормативная нагрузка 380 кг/м²), нагрузку от фонаря пролетом 6 м и трех подвесных грузов по 3,9 т, расположенных на расстоянии 3 м один от другого.

Балки имеют плавное криволинейное очертание верхней полки (рис. 7.12), поэтому их иногда называют арочными. Сечение балок двутавровое, с одинаковой шириной обенх полков 220 мм, удобной для изготовления балок в горизонтальном положении. По технологическим соображениям у опорной части сделан плавный переход от ее широкой части к нормальной толщине стенки, благодаря которому при передаче сил обжатия балка легко соскальзывает с формы. В стенке балки имеются отверстия, используемые в ряде случаев для пропуска коммуникаций в зоне покрытия.

В этих балках впервые в практике проектирования и изготовления длинномерных конструкций в качестве рабочей напрягаемой арматуры была принята стержневая арматура класса А-IV марки 30ХГ2С, которая до этого использовалась только в предварительно напряженных плитах, а спустя несколько лет была совсем снята с производства. В нижней полке и в нижней зоне стенки размещено 14 стержней диаметром 14 мм (столь малый диаметр арматуры для балок объясняется тем, что арматуры большего диаметра марки 30ХГ2С в тот период заводы не получали, несколько позже применялась арматура диаметром 18 мм). Стыки рабочей арматуры, имеющей длину более 18 м, располагали по длине балки вразбежку и выполняли с накладками, имеющими односторонние сварные швы. Сварка произ-

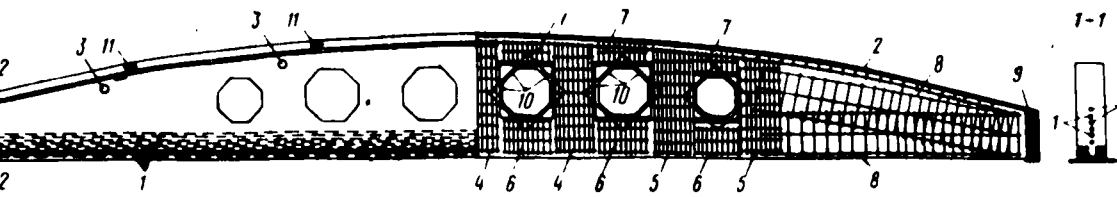


Рис. 7.12. Балка АНБЭ-18-4 с электротермическим натяжением стержневой арматуры
 1 — напрягаемая стержневая арматура; 2 — каркас верхнего пояса; 3 — отверстия для строповки; 4—9 — каркас и сетки с
 проволочной арматурой; 10 — арматура, окаймляющая отверстия; 11 — петли для кантования

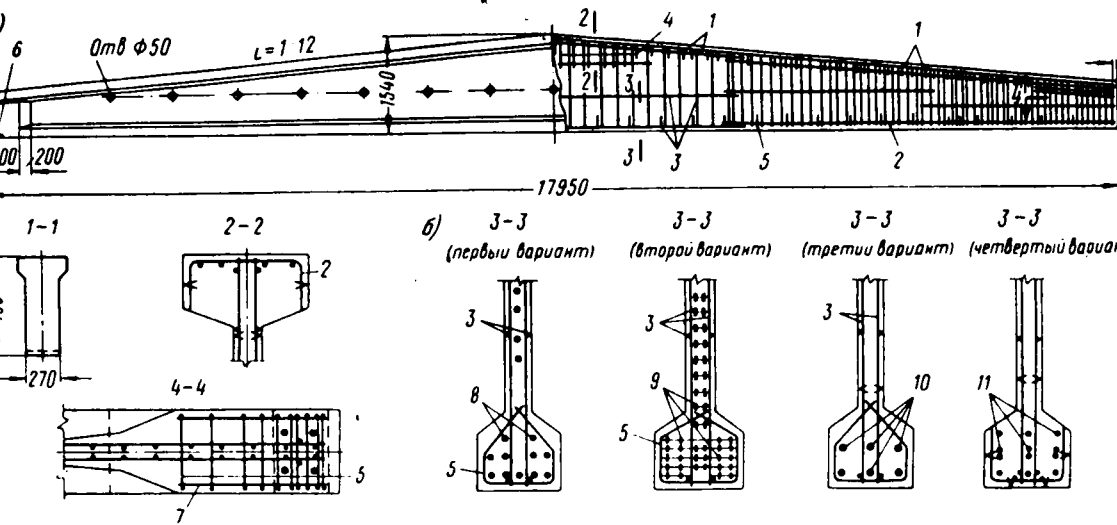


Рис. 7.13. Предварительно напряженные двускатные балки (серия ПК-01-06, выпуск 8)
 1 — продольно-арматурный чертеж; 2 — сечение нижней полки с напрягаемой арматурой (варианты армирования); 3 — сечение
 верхнего пояса; 4 — каркасы стенки; 5 — дополнительные каркасы в коньке; 6 — хомуты; 7 — закладные детали; 8 —
 стальные каркасы опорного узла; 9 — прядевая арматура; 10 — проволочная; 11 — стержневая класса А-IIIв; 12 —
 А-IV

водилась с учетом указаний по сварке такой арматуры со строгим соблюдением рекомендуемого режима сварки.

Напрягаемые стержни укладываются в форму в нагретом состоянии и их концы временно закрепляются на упорах силовой формы при помощи двух анкерных коротышей, приваренных на их концах. Расстояние между коротышами принимается в соответствии с расстояниями между упорами, а также удлинением стержней при нагревании и необходимым натяжением по расчету. Для улучшения анкеровки стержней и предотвращения появления трещин в торце балок при обрезке напрягаемых стержней на их концы в зоне опорного сечения балок устанавливали спирали из проволоки диаметром 3 мм. Ненапрягаемая арматура верхней полки в виде каркасов из четырех стержней изготовлялась прямолинейной и упруго выгибалась по месту при укладке в форму. Арматура стенки была разработана в двух вариантах: в виде каркасов с переменной длиной поперечных стержней (этот вариант не удобен при изготовлении каркасов, но лучше удовлетворяет условиям расчета и конструктивным требованиям) и в виде прямоугольных сеток с одинаковым шагом стержней нескольких позиций, приспособленных для изготовления на сварочных машинах. В опорных частях балок, имеющих переменную высоту, сетки приходилось укладывать наклонно (см. рис. 7.12). Перехлесты сеток и то, что они в отдельных местах не доходят до верха балок, снижают преимущества такого приема армирования.

При использовании составных каркасов в балках переменной высоты необходимо, чтобы при делении каркасов на отдельные типоразмеры не получались больших скачков по высоте между смежными каркасами или «ступеней», при которых в сжатой зоне могут оказаться значительные незаармированные треугольные участки бетона либо недостаточно заанкеренные в отдельных местах вертикальные стержни.

Начиная с 1962—1963 гг. в Москве изготавливают балки пролетом 18 м с электротермическим натяжением арматуры для зданий с плоской кровлей, созданные на основе опытных балок с такой арматурой, разработанных Промстройпроектом совместно с ВНИИЖелезобетоном (серия Е-819). Балки применялись в Москве и области при строительстве зданий с шагом колонн 12 м в сочетании с подстропильными балками. Электротермическое натяжение арматуры используется в Москве при изготовлении балок серии ПК-01-115 (переработанных для этого варианта армирования в альбоме Моспроектстройиндустрии КС-105, 1968 г.) и других конструкций.

В дальнейшем в каждой серии типовых балок разрабатывался вариант армирования стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом.

7.9. ТИПОВЫЕ БАЛКИ СО СТЕРЖНЕВОЙ, ПРОВОЛОЧНОЙ И ПРЯДЕВОЙ АРМАТУРОЙ ДЛЯ ЗДАНИЙ СО СКАТНОЙ КРОВЛЕЙ

До последнего времени применяются типовые двускатные балки пролетами 12 и 18 м, разработанные проектным институтом № 1 в начале 60-х годов и включенные в номенклатуру железобетонных изделий в 1961 г. и в каталоги конструкций 1965 и 1970 гг. Рабочие чертежи таких балок пролетами 12, 15, 18 (рис. 7.13, а) и 24 м с шагом 6 м были утверждены в 1961 г. (серия ПК-01-06, выпуски 8 и 9). Балки предназначены для зданий с шагом всех колонн 6 м (выпуск 8) и для зданий с шагом колонн по крайним рядам 6 м и по средним рядам 12 м с опиранием по средним рядам на подстропильные балки (выпуск 9). Поэтому в типовых чертежах даны три варианта балок по длине: номинальной длины, равной пролету (при шаге колонн 6 м), с одним укороченным концом для случая опирания с одной стороны на колонну и с другой на подстропильную балку (крайние пролеты здания) и с двумя укороченными концами для опирания на подстропильные балки (средние пролеты здания). Балки запроектированы под унифицированные в 1961 г. расчетные нагрузки от покрытия 350, 450 и 550 кг/м² и нагрузки от подвесного транспорта в виде двух грузов по 3,9 т для балок пролетом 12 м и трех грузов — для балок пролетом 18 м.

Высота балок на опоре 800 мм, уклон верхней полки в балках пролетами 12, 15 и 18 м и в средней части балок пролетом 24 м равен 1:12. Для каждого пролета принято по одному типоразмеру опалубочных форм и несколько марок по несущей способности за счет изменения количества арматуры и марок бетона от 300 до 500. Напрягаемая арматура в нескольких вариантах (рис. 7.13 б): стержневая — из стали класса А-IIIв марки 35ГС; то же, класса А-IV; высокопрочная проволока периодического профиля диаметром 5 мм; семипроволочные пряди.

Проектным институтом № 1 и ВНИИЖелезобетоном в 1962 г. был разработан также вариант этих балок со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом (выпуски 8Э и 9Э). По несущей способности и опалубочным размерам балки взаимозаменяемы с аналогичными балками выпуска 8 той же серии. Напрягаемая арматура — из стали периодического профиля класса А-IV или из стали, подвергнутой упрочнению вытяжкой, класса А-IIIв. По образованию трещин в растянутой зоне балки рассчитаны как конструкция 3-й категории трещиностойкости с ограничением раскрытия трещин до 0,1 мм. Прочность бетона при передаче усилия натяжения принята не менее 70% проектной марки. Балки изготовлялись в силовой форме, выполненной так, что потери напряжения от перепада температуры при термовлажностной обработке бетона практически отсутствуют.

Все балки указанных выпусков были рассчитаны и законст-

руированы по Инструкции СН 10-57 [47], а балки выпусков 8Э и 9Э также с учетом требований Инструкции по технологии изготовления предварительно напряженных конструкций с электротермическим натяжением арматуры [50].

После введения норм СНиП II-A.11-62 и СНиП II-B.1-62 [64, 65] балки серии ПК-01-06 выпусков 8 и 9 были в выборочном порядке проверены расчетом в соответствии с требованиями новых норм. При этом было выявлено, что отдельные положения расчета и конструирования требуют дальнейшего развития, разъяснения, а в отдельных случаях и корректировки. В дополнение к указаниям норм НИИЖБ совместно с ЦНИИ промышленных зданий было признано целесообразным дать ряд разъяснений для дальнейшей проверки и расчета типовых конструкций, а затем внести дополнения и изменения к нормам, которые нашли отражение в Инструкции по проектированию железобетонных конструкций 1968 г. [49].

Можно привести некоторые из этих рекомендаций, использованных при проверочном расчете типовых балок. В связи с изменением результатов расчета по деформациям (теоретическая величина прогиба по указанным нормам получается несколько большей, чем по нормам, действовавшим до 1963 г.) в тех случаях, когда по упрощенному расчету прогибы изгибаемых элементов оказываются больше указанных в новых нормах, рекомендовалось определять величину прогиба с учетом различной кривизны (жесткости) для отдельных участков рассчитываемого элемента. При определении прогибов влияние трещин, образующихся в верхней зоне при предварительном обжатии элемента, было рекомендовано учитывать лишь для тех участков, где эти трещины в действительности могут возникнуть. Снижение момента образования трещин $M_{тр}$ на 10% для зон, испытывающих растяжение от внешних нагрузок в конструкциях 2-й категории трещиностойкости, указанное в п. 8.9 СНиП II-B.1-62, нужно было учитывать только для тех участков балок, на которых в действительности возможно возникновение трещин в верхней зоне от обжатия бетона. Для балок, не рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, дополнительную ненапрягаемую поперечную арматуру, устанавливаемую у конца балок в соответствии с указаниями п. 13.8 главы СНиП II-B.1-62, допускалось уменьшать до размера, обеспечивающего восприятие ею лишь 20% (вместо 30%, требуемых СНиП) усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения.

Результаты проверки балок по нормам с учетом указанных рекомендаций и более поздних изменений к нормам в целом следующие:

- а) все балки удовлетворяют требованиям расчета по прочности и требованию $Q < 0,25 Rbh_0$;
- б) балки с проволочной и прядевой арматурой удовлетворяют требованиям по трещиностойкости в нижней полке; балки со

стержневой арматурой удовлетворяют требованиям по ширине раскрытия трещин ($<0,3$ мм);

в) все балки с проволочной, прядевой и стержневой арматурой удовлетворяют требованиям норм по прогибу ($<1/300$), хотя абсолютная величина прогиба получается несколько большей, чем при прежнем расчете;

г) балки, как правило, не удовлетворяют требованиям норм по величине раскрытия наклонных трещин; величина главных напряжений, как правило, превышает допускаемые нормами;

д) не удовлетворялось требование норм о площади сечения дополнительной ненапрягаемой арматуры в верхней сжатой полке балок, необходимой для уменьшения образования трещин от усилий, возникающих при предварительном обжатии бетона нижней полки.

Для сохранения балок серии ПК-01-06 (выпуски 8 и 9) в качестве типовых, а также возможности использования имевшихся форм для продолжения их изготовления было сочтено возможным впредь до замены этих балок новыми конструкциями не вносить изменения в опалубочные размеры балок по условиям трещиностойкости наклонных сечений и величины раскрытия наклонных трещин (при стержневой арматуре). Количество арматуры каркасов верхней полки было существенно увеличено, например для балок пролетом 18 м вместо двух стержней из стали класса А-III диаметром 10 мм предусмотрено по четыре стержня диаметром 14—16 мм. Частично было также усилено поперечное армирование в приопорных участках балок для улучшения условий расчета наклонных сечений по трещиностойкости и величине раскрытия трещин. В расчете принято наличие местного обжатия в опорной части балок от опорной реакции.

Откорректированные альбомы типовых балок пролетами 12 и 18 м (балки пролетом 15 и 24 м исключены из действующих типовых конструкций в 1963 г.) распространяются с 1967 г., как выпуски 8* и 9* серии ПК-01-06, и под этим шифром включены в каталог 1970 г.

Балки серии ПК-01-06 указанных выше выпусков применены за последние 8—10 лет в огромном количестве построенных зданий, неоднократно подвергались выборочному осмотру на отдельных объектах и, как правило, находятся в хорошем состоянии. К их недостаткам с точки зрения современных требований можно отнести: несколько устарелые и недостаточно оптимальные конструктивные формы (т. е. и опалубочные размеры), один их типоразмер для каждого пролета, недостаточный набор нагрузок от подвесного транспорта, отсутствие плавного перехода от опорной части к нормальной толщине стенки, не кратная основному модулю высота балок на опоре и др. На многих предприятиях имеются для изготовления этих балок стальные формы и необходимое оборудование.

К типовым балкам для скатной кровли относятся односкат-

ные балки пролетом 12 м с шагом 6 м, разработанные Промстройпроектом с участием НИИЖБ (серия ПК-01-116). Односкатные балки имеют высоту 800 мм, уклон 1 : 20. Расчетные нагрузки 350, 450 и 550 кг/м². Сечение балок двутавровое, ширина полки 280 мм. Изготовление предусмотрено в вертикальном положении. В 1962 г. были утверждены балки с предварительно напряженной стержневой арматурой класса А-IIIв и проволочной арматурой (выпуск 1). Эти балки были рассчитаны по СН 10-57.

В 1965 г. серия ПК-01-116 была пополнена чертежами таких же балок со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом на силовые формы (выпуск 2), и балок с прядевой арматурой, натягиваемой на упоры (выпуск 3). Расчет балок произведен в соответствии со СНиП II-V.1-62. В выпуске 2 приняты два варианта напрягаемой арматуры: класса А-IV и класса А-IIIв, упрочненной вытяжкой. Балки отнесены к 3-й категории трещиностойкости. Максимальная ширина раскрытия трещин по расчету не превышает 0,2 мм. В выпуске 3 принято армирование семипроволочными прядями класса П-7 и частично высокопрочной проволокой класса Вр-II, предусмотренной в верхней полке ряда балок по условию трещиностойкости верхней зоны в период обжата основной прядевой арматурой. Арматура натягивается на упоры стенда или на силовые формы. Балки относятся ко 2-й категории трещиностойкости. Балки всех трех выпусков взаимозаменяемы (с учетом соблюдения требований СН 262-67 [75]). Опалубочные размеры балок по выпускам 1 и 3 одинаковы, а по выпуску 2 имеют небольшие различия.

Балки серий ПК-01-06 и ПК-01-116 разработаны применительно к нормальным условиям эксплуатации, однако могут быть применены в условиях слабо- и среднеагрессивной воздушной среды при условии выполнения требований, изложенных в дополнительно разработанных указаниях (серия 1.400-1).

В 1969 г. взамен серии ПК-01-116 Промстройпроектом с участием НИИЖБ разработаны типовые чертежи балок пролетом 12 м с параллельными поясами для скатной и плоской кровли, в которых предусмотрены все виды применяемой в настоящее время напрягаемой арматуры (серия 1.462-1 выпуски I и II), которые включены в каталог 1970 г.

7.10. ТИПОВЫЕ БАЛКИ СО СТЕРЖНЕВОЙ, ПРОВОЛОЧНОЙ И ПРЯДЕВОЙ АРМАТУРОЙ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ПЛОСКОЙ КРОВЛЕЙ

Действующие чертежи типовых сборных железобетонных предварительно напряженных стропильных балок для покрытий зданий с плоской кровлей пролетами 12 и 18 м с шагом балок 6 м, со стержневой, проволочной и прядевой арматурой, натягиваемой домкратами, и стержневой арматурой, натягиваемой

электротермическим способом (серии ПП-01-01/64, выпуски I и II), утверждены в 1965 г. и включены в каталоги 1965 и 1970 гг. Чертежи разработаны Промстройпроектом при участии НИИЖБ на основе более ранних чертежей таких же балок [40], но только со стержневой и проволочной арматурой, натягиваемой на упоры (серии ПП-01-01, выпуски I и II, 1962 г.). При этом были сохранены опалубочные размеры балок (рис. 7.14, а, б) с целью возможности использования и впредь имеющихся на ряде предприятий стальных опалубочных форм, за исключением некоторой переделки концевой части форм для изготовления балок пролетом 12 м (рис. 7.14, в) и введения сменных торцовых диафрагм, применительно к варианту напрягаемой арматуры.

В новой серии чертежей со всеми вариантами армирования расчет и конструирование выполнены в соответствии с главой СНиП II-B.1-62 и с учетом технологических требований. Каркасы и сетки ненапрягаемой арматуры унифицированы для всех вариантов балок по напрягаемой арматуре.

Балки предназначены для применения в покрытиях зданий с плоской кровлей с опиранием их на типовые колонны с шагом 6 м (балки пролетом 12 и 18 м), либо на подстропильные балки при шаге колонн 12 м (балки пролетом 18 м). Учитывая повышенную высоту балок на опоре (в отличие от балок для скатной кровли), устойчивость конструкций покрытия вдоль здания при шаге колонн 6 м обеспечивается стальными вертикальными связями (серия ПП-01-05).

Балки рассчитаны на суммарные эквивалентные равномерно распределенные расчетные нагрузки 450; 550; 650 и 850 кг/м², которые состоят из широкого диапазона комбинаций нагрузок от покрытия и снега с нагрузками от подвесного транспорта и других устройств. Если же вид подвесного транспорта отличается от приведенных схем, то марка балки выбирается по огибающим эпюрам поперечных сил и моментов и другим вспомогательным данным (выпуск 1).

Балки имеют одинаковую высоту по всей длине 1190 мм (номинальный размер с опорной плитой 1200 мм) для пролета 12 м и 1490 мм (соответственно 1500 мм) для пролета 18 м. Сечение балок двугавровое. Ширина верхней полки 340 и 360 мм. Для всего диапазона нагрузок балки каждого пролета запроектированы в двух типоразмерах опалубочных форм. Преобладающее количество марок запроектировано из бетона марки 400; в балках под наиболее тяжелую нагрузку принят бетон марки 500.

Балки имеют длину по верхнему поясу, на 40 мм меньшую, чем размер пролета в осях, т. е. 11960 мм для пролета 12 м и 17960 мм для пролета 18 м. По стенке и нижнему поясу длина балки пролетом 18 м составляет 17740 мм (см. рис. 7.14, б), т. е. заданный зазор между балками равен 260 мм (для возможности их установки на подстропильные балки, полка которых имеет ширину 200 мм). Такая же привязка сохраняется и при

установке балок на колонны (рис. 7.15, а); деталь установки на подстропильную балку приведена на рис. 7.15, б.

В стенках балок предусмотрены отверстия, форма которых принята с учетом возможности пропуска через них трубопроводов диаметром до 500 мм и бетонирования нижней части балки (вблизи отверстий) при изготовлении их в вертикальном положении. Толщина стенок балок 80 мм. В балках пролетом 18 м предусмотрены в пролете два вертикальных ребра жесткости (балки предполагалось применять также для транспортных галерей с передачей в местах ребер нагрузок от поперечных ригелей; в дальнейшем от ребер в балках отказались).

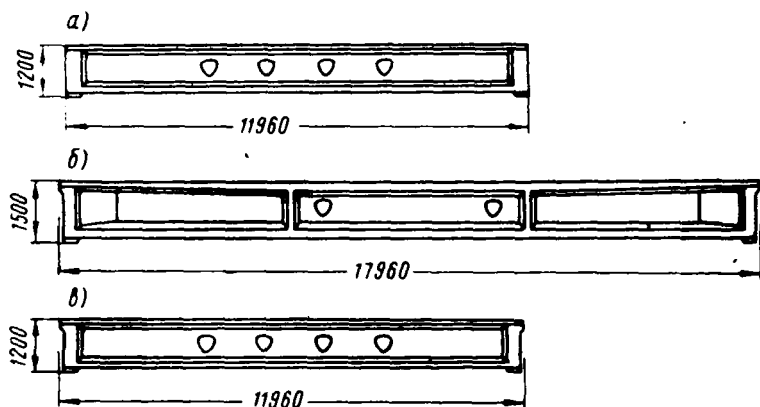


Рис. 7.14. Типовые предварительно напряженные балки для зданий с плоской кровлей

а — пролетом 12 м (серия ПП-01-01/64); б — пролетом 18 м (серия ПП-01-01 и ПП-01-01/64); в — пролетом 12 м (серия ПП-01-01 до переработки)

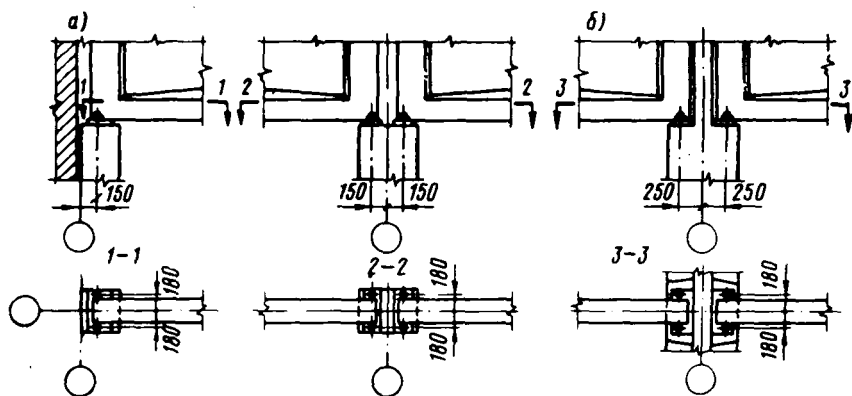


Рис. 7.15. Привязка стропильных балок для зданий с плоской кровлей
а — при установке балок на колонны; б — то же, на подстропильную балку

Напрягаемая арматура стропильных балок в сочетании со способом натяжения принята в следующих вариантах (рис. 7.16):

семипроволочные пряди класса П-7 диаметром 15 мм с нормативным сопротивлением $15\,000\text{ кг/см}^2$ — с натяжением на упоры;

высокопрочная проволока периодического профиля класса Вр-II с нормативным сопротивлением $15\,000\text{ кг/см}^2$ — с натяжением на упоры;

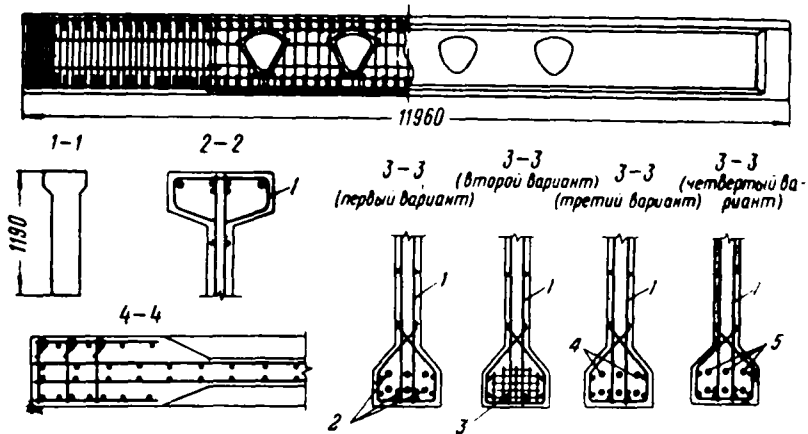


Рис. 7.16. Армирование балок серии ПП-01-01/64 (на примере балки пролетом 12 м)

1 — каркасы и сетки ненапрягаемой арматуры; 2 — пряди; 3 — проволока; 4 — стержни из стали класса А-IIIв; 5 — то же, А-IV

стержни периодического профиля из стали классов А-IV с нормативным сопротивлением 6000 кг/см^2 , а также из стали класса А-IIIв, упрочненной вытяжкой с контролем напряжений и удлинений, с нормативным сопротивлением 5500 кг/см^2 — с натяжением домкратами на упоры;

стержни периодического профиля из стали классов А-IV и А-IIIв — с натяжением их электротермическим способом на силовые формы.

Ненапрягаемая арматура принята из стали периодического профиля класса А-III, горячекатаной гладкой стали класса А-I и холоднотянутой обыкновенной гладкой проволоки класса В-I.

В 1966 г. чертежи балок были пополнены вариантами с армированием прядевой арматурой класса П-7 диаметром 9 мм (дополнение к выпуску II), а для балок пролетом 12 м также вариантами армирования арматурой из двухпрядных канатов диаметром 25 мм К2×19 и других диаметром по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258-60 (выпуск III серии ПП-01-01/64). Балки с канатами не утверждались в обычном порядке, а были

одобрены для применения в строительстве для накопления производственного опыта.

В 1971 г. типовые чертежи балок с плоской кровлей перерабатываются на основе опыта их применения и новых исследований.

7.11. ТИПОВЫЕ БАЛКИ ДЛЯ ЗДАНИЙ С СИЛЬНОАГРЕССИВНОЙ СРЕДОЙ

Типовые балки серий ПК-01-06 и ПП-01/64, разработанные применительно к нормальным условиям эксплуатации (рассмотренные в 7.9 и 7.10), могут быть также применены в условиях слабо- и среднеагрессивной воздушной среды при условии выполнения требований указаний серии 1.400-1 (см. 4.7) и выполнения мер по защите их от коррозии в соответствии с требованиями СН 262-67 [75]. Требования этих норм к конструкциям, предназначенным для эксплуатации в зданиях с сильноагрессивной средой (см. п. 4.7), таковы, что обычные типовые конструкции балок им не удовлетворяют. Было принято решение о

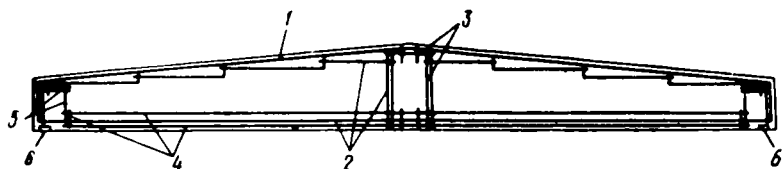


Рис. 7.17. Схема армирования двускатных балок прямоугольными сварными сетками (вертикальные стержни сеток условно не показаны)

1 — П-образный каркас верхней полки; 2 — прямоугольная (с уступами) сварная сетка стенки; 3 — сварной каркас средней части балки; 4 — замкнутый каркас нижней полки, охватывающий напрягаемую арматуру; 5 — пространственный каркас опорной части балки; 6 — закладная деталь

разработке особых конструкций для зданий с сильноагрессивной средой.

Для покрытий зданий со скатной кровлей разработаны и допущены к применению в строительстве с 1969 г. двускатные балки пролетом 12 и 18 м (серия ПК-01-06, выпуск 16) с использованием опалубочных форм типовых балок (выпусков 8-й и 9-й серии, см. 7.9). Эти балки могут также применяться в односкатных покрытиях с установкой их наклонно на специально разработанные детали на оголовках колонн.

Балки запроектированы из тяжелого бетона марок 400 и 500. При стержневой арматуре применяется плотный бетон марки В-6 по водонепроницаемости и особо плотный марки В-8. При прядевой — только марки В-8. Прочность бетона на сжатие при отпуске натяжения арматуры принята 70% и для марок под тяжелые нагрузки — 80% проектной марки бетона. Защитный слой бетона 25 мм, а для каркасов, расположенных в стенке, 20 мм

(по согласованию с НИИЖБ в целях сохранения опалубочных форм).

В качестве напрягаемой арматуры применена стержневая арматура классов А-IV и А-IIIв (расчет произведен по требованиям 2-й категории трещиностойкости) и прядевая класса П-7 диаметром 15 мм (расчет — по 1-й категории трещиностойкости). Трещиностойкость определена по формулам, предложенным С. А. Дмитриевым и Б. А. Калатуровым [10]. Ненапрягаемая арматура принята из сварных каркасов прямоугольного очертания и каркасов стенки балки с прямоугольными уступами для уменьшения количества размеров (позиций) вертикальных стержней (рис. 7.17). Защита закладных деталей, защитные антикоррозионные покрытия принимаются по СН 262-67 и в соответствии с чертежами, разрабатываемыми в составе проекта здания.

Типовые балки для зданий с плоской кровлей и сильно агрессивной средой разработаны Промстройпроектом с участием НИИЖБ в серии ПП-01-01/68, выпуск IV. В этой серии сохранены основные габаритные размеры типовых балок серии ПП-01-01/64, выпуска I-II. Некоторые опалубочные размеры изменены с целью увеличения защитных слоев, упрощения форм и создания наружных поверхностей, на которые более удобно наносить антикоррозионное покрытие (в балках нет отверстий и ребер). Предусмотрено предварительное обжатие верхних поясов для обеспечения трещиностойкости в период, когда балки еще не нагружены. Предварительно напряженная рабочая арматура балок принята стержневая классов А-IIIв и А-IV, а также прядевая (рассчитанная по 1-й категории трещиностойкости).

Расход арматуры на балки для зданий с сильноагрессивной средой превышает расход арматуры для соответствующих марок обычных типовых балок на 20—40%. Вес балки пролетом 12 м 5,5 т (вместо 4,7—5,3 т для нормальных условий) и пролетом 18 м — 11,8 т (вместо 10,6—12 т).

7.12. НОВЫЕ РАЗРАБОТКИ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

С точки зрения современных требований и возможностей, применяемые типовые конструкции балок имеют ряд недостатков. Конструктивная их форма определилась не менее 10 лет назад. Поиски и разработки более технологичных, экономичных и со всех точек зрения оптимальных решений типовых балок ведутся по двум основным направлениям: совершенствование сплошных балок двутаврового сечения и создание новых типов сквозных балок прямоугольного сечения (условно названных решетчатыми).

В 1967—1969 гг. проектным институтом № 1 с участием НИИЖБ разрабатывались новые технические решения и типо-

вые рабочие чертежи двускатных балок двутаврового сечения (утверждены в 1970 г., серия 1.462-4). Новые балки имеют более оптимальные конструктивные формы сечения, плавные переходы стенки от уширенного опорного сечения к нормальной ее толщине, в них лучше расположена напрягаемая арматура (не заходит в пределы стенки, как в некоторых балках серии ПК-01-06). Высота балок на опоре принята унифицированная 900 мм (три модуля).

Балки пролетом 12 и 18 м под плиты длиной 6 м (рис. 7.18) рассчитаны на ряд унифицированных равномерно распределен-

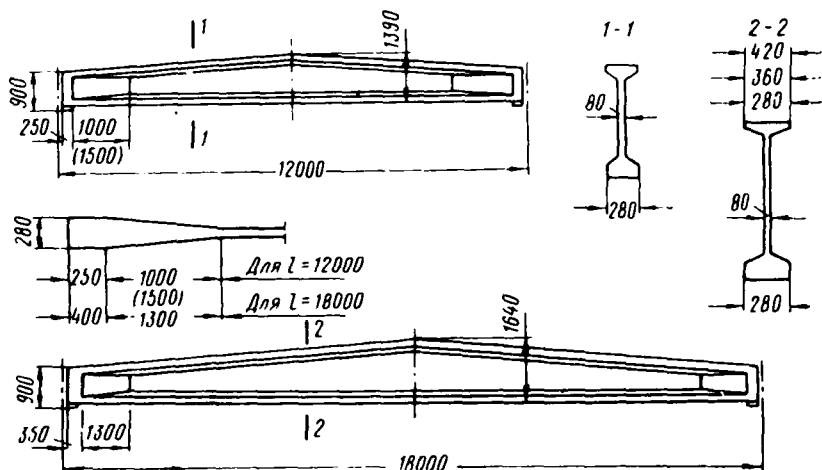


Рис. 7.18. Опалубочные размеры новых двутавровых балок пролетом 12 и 18 м

ных нагрузок (расчетных) — 450, 550, 650, 750, 850, 950 и 1100 кг/см² (включающие всевозможные нагрузки и подвесной транспорт). Расчет балок выполнен на электронно-вычислительных машинах. Балки предназначены для применения в покрытиях зданий с неагрессивными средами, а также со слабо- и среднеагрессивными газовыми средами. При соблюдении условий замоналичивания плит покрытия и устройстве стальных упоров, обеспечивающих балки от опрокидывания (инструкция 7-148 ЦНИИПромзданий, см. 4.9), они могут применяться в районах с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов.

Балки пролетом 12 м разработаны в двух типоразмерах форм (вес балок 4,7 и 5,2 т), а пролетом 18 м — в трех (вес балок 8,1; 9,8 и 12 т), кроме того, имеются укороченные по длине для установки их на подстропильные балки. Бетон марок 300, 400 и 500. В отличие от серии ПК-01-06 ширина верхних и нижних полок принята одинаковой — 280 мм для пролета как 12, так и 18 м. Толщина стенок 80 мм. В балках предусмотрены все виды применяемой для таких конструкций напрягаемой армату-

ры. Величина контролируемого напряжения для проволоки и прядей 0,8 и для стержневой арматуры 0,9—1. Балки с проволочной арматурой отнесены ко 2-й категории трещиностойкости, а со стержневой — к 3-й (допускаемая ширина раскрытия трещин в нормальных условиях до 0,3 мм). Изготовление балок предусмотрено на стендах или в силовых формах в рабочем (вертикальном) положении.

Для удобства предприятий арматурные изделия выделены в отдельных альбомах (выпуски 2 и 3) и представлены по маркам на форматках, а не на общих листах.

Второе направление — это создание балок прямоугольного сечения с отверстиями. Нужно согласиться, что двутавровое сечение переменной высоты с утолщениями на опорных участках усложняет не только стальные формы (а они в значительной части выполняются силовыми), но и арматурные каркасы балки. Трудоемкость арматурных работ и формования в результате ряда мер, принятых за последние годы, несколько снижена, но все же еще высока. Сплошная стенка в балках уменьшает возможности рационального проектирования здания. Даже сравнительно небольшие разводки коммуникаций приходится подвешивать снизу балок или по колоннам. А современное промышленное здание очень часто кроме воздуховодов имеет несколько видов разводок: различные материалопроводы, сжатый воздух, кабели и др.

В течение нескольких лет по предложению института Башнистрой с участием НИИЖБ, а в дальнейшем и проектного института № 1 ведутся работы по проектированию, экспериментальному исследованию и опытному внедрению в строительство балок с прямоугольными отверстиями [3]. Такие балки внедрены на ряде объектов в Башкирской АССР с целью накопления опыта их изготовления, проверки их работы, выявления технико-экономических показателей заводского изготовления, эксплуатационных качеств.

Сечение балок прямоугольное, постоянное по всей длине. В балках имеются отверстия прямоугольного очертания с закругленными углами (рис. 7.19). Балки названы решетчатыми, хотя это название не является строгим, так как под решетчатыми конструкциями обычно подразумеваются элементы с треугольной или раскосной решеткой. При изготовлении балок в положении плашмя контурные опалубочные формы и вкладыши для образования отверстий очень просты и выполняются с меньшим расходом стали. Для решетчатых балок характерны более технологичные арматурные каркасы. В дальнейшем для изготовления таких балок целесообразно использовать механизированную намотку проволочной арматуры в двух направлениях, что позволит отказаться от большей части ненапрягаемой арматуры.

Однако этим балкам присущи и существенные недостатки.

Их вес, как правило, несколько превышает вес современных типовых балок. При изготовлении в горизонтальном положении необходимо тщательное заглаживание одной боковой поверхности балки. Ширина балки одинакова по всей высоте, и хотя ее по условиям прочности и устойчивости можно было бы принимать для пролета 18 м равной всего 200 мм, этот размер приходится увеличивать из условия нормального опирания плит покрытия (с учетом допускаемых отклонений) до 240 мм. Стремление некоторых технологов сборного железобетона и проектировщиков к переходу от балок двутаврового сечения к балкам прямоуголь-

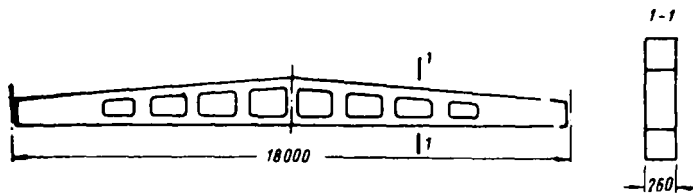


Рис. 7.19. Схема решетчатой балки

ного сечения (с отверстиями) в некоторой степени противоречит наметившейся в новых разработках тенденции к применению колонн двутаврового сечения вместо прямоугольного. В этих технических спорах последнее слово еще не сказано.

Известно, что армирование балок напряженной арматурой, часть из которой устанавливается в отогнутом положении вблизи опор, обеспечивает ряд преимуществ для конструкции по

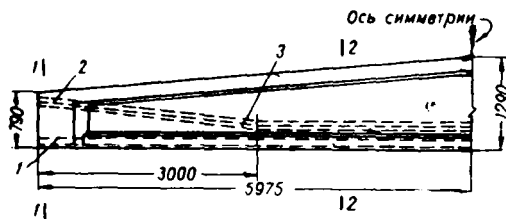
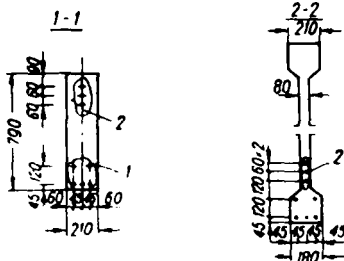


Рис. 7.20. Конструкция балки пролетом 12 м с отогнутой прядевой арматурой

1 — прямая арматура; 2 — отгибаемая арматура; 3 — место перегиба



сравнению с обычным прямолинейным армированием. Улучшается работа балок на поперечную силу, уменьшается расход стали на сварные каркасы стенки балок. Такие решения принима-

лись в 1956—1958 гг. при проектировании опытных подстропильных, стропильных и подкрановых балок с пучковой арматурой, натягиваемой на бетон, разработаны ВНИИЖелезобетоном и осуществлены при изготовлении в Москве стропильных и подкрановых балок со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом на силовую форму. В последние годы НИИЖБ, ЭКБ ЦНИИСК и проектный институт № 1 разработали и исследовали балки пролетами 12 и 18 м с отогнутой прядевой арматурой, а трест «Железобетон» Главкузбасстроя Минтяжстроя СССР наладил промышленное изготовление таких балок пролетом 12 м (рис. 7.20). Балки изготавливаются на длинном стенде, оснащенный полиспастной системой раскладки и группового натяжения арматуры, при которой обеспечивается равномерность натяжения прядей. Обычные опалубочные формы типовых балок серии ПК-01-06 дооборудованы поперечными штырями для отгиба прядей в плоскости стенки конструкции (балки изготавливаются в рабочем положении). Пряди диаметром 15 мм, бетон марки 500. Экономия арматуры около 15%, стоимость снижается на 5—7%.

Опытные балки с отогнутой прядевой арматурой в конструктивном варианте Ростовского Промстройинипроекта (на основе типовых балок серии ПК-01-06) изготовлены и испытаны в 1970 г. в тресте Североосетинпромстрой. На основе всех этих работ проектным институтом № 1 разрабатываются типовые рабочие чертежи балок с отогнутой прядевой арматурой.

Определенные возможности для облегчения веса стропильных балок пролетом 18 м (а также пролетом 24 м, если окажется экономически целесообразным перекрывать такие пролеты облегченными балками) открывает применение бетона марок 600—800. Помимо уменьшения веса конструкции это может дать некоторое снижение стоимости балок в отдельных районах страны.

В районах, где имеются недорогие легкие заполнители для конструктивного бетона объемным весом 1800—1900 кг/м³ марки 300—400, целесообразно их использовать для изготовления балок, что потребует, как правило, создания и соответствующих конструктивных форм. Опытные балки из керамзитобетона и аглопоритобетона испытаны. Рабочие чертежи двутавровых балок пролетами 12 и 18 м с шагом 6 м из высокопрочных легких бетонов под унифицированные нагрузки разрабатываются проектным институтом № 1 с участием НИИЖБ с окончанием их в 1971 г.

8.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ТИПЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Сборные сквозные стропильные конструкции начали применяться в массовом промышленном строительстве с начала 50-х годов в виде шпренгельных ферм пролетом 12, 15 и 18 м [7]. С 1955 г. большое распространение получили предварительно напряженные железобетонные фермы пролетом 18, 24, 27 и 30 м [11, 25, 27, 34—40], а на отдельных объектах были применены фермы пролетом 36 м [16]. В течение примерно 10 лет, в связи с необходимостью экономии металла в строительстве и ограничением его расхода в промышленных зданиях многих отраслей, проводилась политика максимально возможного использования железобетонных ферм в покрытиях зданий пролетом до 30 м, что нашло свое отражение в технических правилах ТП 101-61. Пришедшими им на смену техническими правилами ТП 101-65 [71] допускалось применение металлических ферм для более широкой области: в зданиях с легким покрытием (при весе ограждающих конструкций с кровлей не более 100 кг/см^2); над горячими участками цехов с интенсивным теплоизлучением; в зданиях с большими динамическими нагрузками; в зданиях пролетами 30 м и более при скатных покрытиях и 24 м и более при плоских покрытиях.

С 1968 г. было организовано производство стального профилированного оцинкованного настила, который стали применять в покрытиях зданий в сочетании с легчайшим утеплителем пенополистиролом по стальным несущим конструкциям. Это хотя и потребовало весьма ощутимого увеличения расхода металла, но позволило значительно уменьшить вес покрытия, а для определенных условий строительства несколько снизить стоимость 1 м^2 здания. Преимущества таких покрытий в первую очередь сказываются в районах с высокой сейсмичностью (8 и 9 баллов), в труднодоступных районах строительства, в районах с очень высокими оптовыми ценами на железобетонные конструкции [1, 21].

Разработанные после выхода Постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об улучшении проектно-сметного дела» (май 1969 г.) технические правила ТП 101-70 [72] содержат ряд рекомендаций и по выбору материала стропильных ферм.

В связи с расширением применения экономичных стальных конструкций покрытий (облегченные покрытия с применением профилированных настилов, фермы из высокопрочных сталей, фермы из труб и др.) область целесообразного применения железобетонных ферм несколько сужается. Однако рост абсолютных объемов строительства, значительное количество проектируемых зданий с параметрами, при которых железобетонные фермы по

стоимости выгоднее в районах массового строительства, а также необходимости применения железобетона в зданиях некоторых производств по противо-

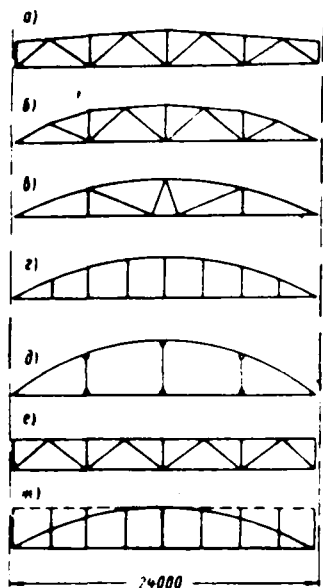


Рис. 8.1. Типы железобетонных ферм
 а — двускатная полигональная; б — сегментная; в — арочная; г — арочная безраскосная; д — арка с подвесками; е — с параллельными поясами; ж — арочная безраскосная с дополнительными стойками

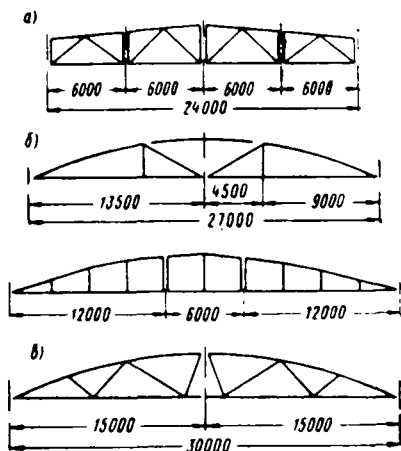


Рис. 8.2. Членение ферм на элементы
 а — на блоки; б — на три элемента; в — на полуфермы

пожарным требованиям — все это определяет большие объемы производства железобетонных ферм в стране на ближайший обозримый период.

Железобетонные стропильные фермы предназначены для скатных и плоских покрытий под кровли из рулонных материалов по железобетонным плитам, как правило, утепленным.

В зданиях со скатными покрытиями и кровлей из рулонных материалов нашли применение следующие типы ферм:

1) полигональные — трапециевидного очертания с пологим уклоном верхнего пояса (1 : 10, 1 : 12) (рис. 8.1, а);

2) сегментные — с верхним поясом ломаного очертания и различными уклонами прямолинейных участков пояса между узлами (рис. 8.1, б);

3) арочные раскосные — с верхним поясом плавного очертания и панелями, имеющими небольшой выгиб вверх (кривизну),

с разбивкой прямых участков опалубочных форм через 1—1,5 м (рис. 8.1, *в*);

4) арочные безраскосные — с криволинейным очертанием верхнего пояса с жесткими узлами примыкания стоек к поясам (рис. 8.1, *г*);

5) арки с затяжкой и подвесками, не жестко прикрепленными к поясу и затяжке (рис. 8.1, *д*).

Для зданий с плоской кровлей применяются раскосные фермы с параллельными поясами (рис. 8.1, *е*), а в отдельных случаях фермы по типу безраскосных для скатных покрытий, но с дополнительными стойками (рис. 8.1, *ж*).

Железобетонные стропильные фермы выполняются с предварительно напряженной арматурой нижнего пояса. Известны случаи применения ферм без предварительного напряжения, однако такое решение не может быть рекомендовано. В начале 50-х годов были распространены комбинированные конструкции ферм, в которых на сжатие работает железобетон, а на растяжение — открытые элементы из прокатных стальных профилей. К таким конструкциям относятся шпренгельные фермы пролетами 12, 15 и 18 м, разработанные в 1952 г. и отмененные в 1956 г. (серия ПК-01-03, выпуск 1), и составные фермы из треугольных блоков со стальным нижним поясом (серия ПК-01-10, которая применялась в тот же период в отдельных случаях без утверждения). С современной точки зрения обе фермы недостаточно конструктивны. Из-за дефектов, допущенных при изготовлении и монтаже, в отдельных случаях эти фермы приходилось в процессе эксплуатации зданий усиливать. Комбинированные фермы индивидуального проектирования изредка встречаются и теперь.

В настоящее время стропильные фермы, за очень редкими исключениями, поставляют на монтаж в виде готового элемента. Однако еще недавно фермы нередко составляли из отдельных сборных элементов. Делалось это реже в заводских условиях и чаще на строительной площадке. Сборку ферм на строительстве перед их монтажом иногда называют укрупнительной. Членение ферм на сборные элементы было вызвано отсутствием на заводах необходимых условий для изготовления цельных ферм (например, кранов требуемой грузоподъемности) либо условиями транспортирования конструкций. В практике известны случаи членения ферм на блоки (рис. 8.2, *а*), на три элемента (рис. 8.2, *б*) и на полуфермы (рис. 8.2, *в*).

Сборка ферм из полуферм и в отдельных случаях из блоков производилась путем соединения верхнего пояса конструктивной сваркой закладных деталей с заделкой швов раствором соответствующей марки и соединения нижнего пояса обжатием его предварительно напряженной пучковой или стержневой арматурой.

Более технологичным решением, которое иногда применяют

и теперь, является соединением готовых полуферм с напряженным нижним поясом при помощи стыковых накладок, привариваемых к закладным деталям полуферм. Членение на полуфермы и последующая сборка их на строительной площадке увеличивают стоимость ферм от 5 до 20%; при этом повышается на 10—15% расход стали, вызванный устройством закладных и накладных стыковых деталей. Трудоемкость укрупнительной сборки ферм из готовых и предварительно напряженных полуферм весьма высока и составляет от 15 до 25% трудоемкости изготовления ферм.

По виду напрягаемой арматуры и способу предварительного напряжения различают следующие разновидности предварительно напряженных ферм:

- 1) с пучковой и стержневой арматурой, натягиваемой на бетон (в настоящее время почти не применяются);
- 2) с проволочной, стержневой, прядевой или канатной арматурой, натягиваемой на упоры-стенды или силовых форм;
- 3) с непрерывным проволочным или прядевым армированием.

Имеется ряд других технологических разновидностей [2, 28, 44]. Среди них следует назвать два способа натяжения арматуры на упоры: силовой (домкратами, натяжными машинами) и электротермический.

8.2. ОСОБЕННОСТИ СБОРА НАГРУЗОК ПРИ РАСЧЕТЕ ФЕРМ

Фермы покрытий рассчитывают на постоянные и временные нагрузки и воздействия, принимаемые до последнего времени в соответствии со СНиП II-A.11-62 [64]. К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

- а) вес кровли с утеплителем и собственный вес конструкций покрытия;
- б) вес подвесного потолка, переходных мостиков, вентиляционных коробов, шахт и т. д.;
- в) воздействие предварительного напряжения.

Временные нагрузки и воздействия разделяют на длительно и кратковременно действующие и особые. К временным длительно действующим нагрузкам относят:

- а) вес стационарного оборудования (аппаратов, электродвигателей, ленточных транспортеров и т. п., а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование в процессе его эксплуатации);

- б) вес слоя воды на водонаполненных плоских кровлях.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относят:

- а) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (кранов, кран-балок, тельферов и т. п.);
- б) нагрузки от обслуживающего персонала на подвесные конструкции при наличии технического чердака (обычно приведенные на 1 м^2);

- в) снеговые нагрузки;
- г) ветровые нагрузки (в особых случаях, предусмотренных нормами);
- д) температурные воздействия.

К кратковременным относят также нагрузки, возникающие при кантовании, подъеме, перевозке, хранении и монтаже конструкций. К особым нагрузкам и воздействиям относят сейсмические воздействия.

Собственный вес ферм обычно считается приложенным в узлах фермы, причем нагрузка от собственного веса распределяется по узлам пропорционально сечению и длине примыкающих к узлам элементов с приближенным учетом влияния размеров самих узлов. Для ферм с большой длиной панелей поясов (порядка 6 м и более) следует учитывать собственный вес и при определении местных изгибающих моментов. Снеговые нагрузки определяются с учетом возможного неравномерного распределения снегового покрова по покрытию, в том числе у бортов и у торцов фонарей и в местах перепадов зданий, в соответствии с действующими нормами на снеговые нагрузки.

Нагрузки от подвесных кранов принимают в соответствии с указаниями СН 355-66 [77] по ГОСТ 7890—67, а для нестандартизированных подвесных кранов — по паспортным данным заводов-изготовителей. Нагрузки от прочих видов подъемно-транспортного оборудования принимаются по заданиям. При определении вертикальных нагрузок от подвесных кранов, тельферов и др. динамический коэффициент учитывают только для расчета крановых путей, монорельсов и деталей крепления. При подвеске к фермам электрических кран-балок следует учитывать горизонтальные силы торможения (без динамического коэффициента). Эти силы не рекомендуется передавать на нижние пояса ферм с тем, чтобы не включать пояса в работу на изгибающий момент; для их восприятия предусматривают систему связей, как правило, вертикальных, с передачей через жесткий диск покрытия на колонны.

При расчете стропильных и подстропильных ферм в зданиях с несколькими крановыми путями вертикальная нагрузка определяется с учетом возможности совмещения в одном створе наиболее неблагоприятных по воздействию подвесных кранов, работающих на разных путях. При этом для стропильных ферм нагрузки принимают не более чем от двух кранов при двух или трех крановых путях в пролете (под крановым путем понимаются все балки, несущие один подвесной кран). На каждом крановом пути принимается не более двух кранов. Учет совместного действия нагрузок от нескольких подвесных кранов и других возможных нагрузок проводится в соответствии с указаниями СНиП II-A.11-62, как для мостовых кранов легкого и среднего режима работы.

При учете совместного действия нагрузок до последнего времени различали:

а) основные сочетания, составляемые из постоянных и временных длительных нагрузок и одной из возможных кратковременных нагрузок, наиболее существенно влияющей на напряженное состояние фермы или ее отдельных элементов;

б) дополнительные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных и всех кратковременных нагрузок при числе их не менее двух;

в) особые сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

При расчете ферм с учетом дополнительных сочетаний нагрузок величины расчетных кратковременных нагрузок умножаются на коэффициент 0,9, а при расчете с учетом особых сочетаний — на коэффициент 0,8 (кроме особо оговоренных нормами случаев).

Так рассчитаны все типовые фермы, разработанные в период 1963—1970 гг. В проекте новых норм, подготовленных к 1971 г., заложены несколько другие положения.

8.3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ФЕРМ

Точный расчет железобетонной предварительно напряженной фермы, особенно арочного типа, являющейся многократно статически неопределимой системой (рис. 8.3, а), представляет

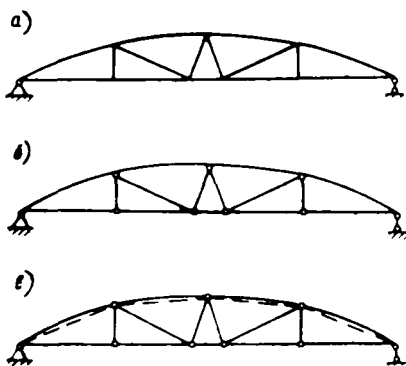


Рис. 8.3. Схема арочной фермы для статического расчета

а — исходная; б — принимаемая при расчете верхнего пояса; в — принимаемая при определении нормальных сил в элементах

собой серьезную задачу. Работа фермы представляет сложную картину из-за наличия жестких узлов и различной жесткости как узлов, так и элементов фермы, наличия эксцентриситетов в поясах некоторых типов ферм, различной осадки узлов (при прогибе ферм), являющихся опорами неразрезных поясов фермы, и т. п. Расчет такой системы точным способом на значительное количество комбинаций нагрузок и воздействий был мало при-

емлем для практики работы проектных организаций (особенно в первые годы разработки типовых ферм, когда в проектных организациях отсутствовали ЭВМ).

Начиная с 1955 г. и до 1963 г. при разработке типовых ферм Промстройпроектом [34, 36, 37, 38] и другими организациями был принят такой способ определения усилий в элементах предварительно напряженных железобетонных ферм, который удовлетворяет практическим инженерным задачам разработки конструкций ферм для зданий массового строительства и не отличается чрезмерной трудоемкостью. Принятый приближенный способ более или менее верно отражает характер работы фермы и ее верхнего пояса и, как показала практика исследований и эксплуатации ферм в течение 8—10 лет, обеспечивает надежную работу конструкций. В дальнейшем статический расчет железобетонных ферм развивался по двум путям: уточнения принятого приближенного расчета путем введения поправок и перехода на расчет ферм как статически неопределимых систем с жесткими узлами с помощью ЭВМ. Можно считать, что для практических целей первый путь себя оправдал и раскосные фермы, особенно арочного и сегментного очертания, и в настоящее время допускается рассчитывать этим инженерным способом (с применением ЭВМ).

Расчетный пролет ферм принимают равным расстоянию между точками приложения опорных реакций, которые принято совмещать с точками центрации элементов фермы в опорных узлах. В статическом расчете принимают расчетную схему шарнирной стержневой конструкции, но с учетом неразрезности верхнего пояса (для арочных ферм — криволинейного очертания) (рис. 8.3, б). В качестве основной системы берут статически определимую ферму с шарнирами во всех узлах (рис. 8.3, в). Нагрузки прилагают к узлам. Усилия в элементах фермы основной системы определяют обычными способами статики, как правило, аналитическим способом (что удобнее при проверке и оформлении расчетов). Применение способа моментных точек (Риттера) или способа вырезания узлов зависит от очертания и схемы фермы и от усмотрения проектировщиков. При проектировании ферм одной серии рекомендуется применять только один способ расчета. При наличии нагрузок в панелях верхнего пояса ферм его рассчитывают как неразрезную балку обычными методами статики на возможные комбинации нагрузок в пролетах балки (в панелях верхнего пояса). Для ферм с одинаковой разбивкой панелей верхнего пояса опорные и пролетные моменты можно определять по таблицам расчета неразрезных балок; для других ферм моменты определяют аналитически.

В арочных фермах в отличие от арок нет постоянного радиуса кривизны верхнего пояса фермы или постоянного очертания всего верхнего пояса по параболе; здесь каждая панель верхнего пояса представляет собой бесшарнирную арку, а весь пояс —

цепь таких арок. Весь пояс, представляющий собой многопролетный неразрезной брус, состоящий из криволинейных участков, работает на нормальные усилия, изгибающие моменты и перерезывающие силы. Конструкция соединяет в себе качества фермы и арки.

Выгиб панелей верхнего пояса, т. е. стрелу подъема, измеряемую от прямой, соединяющей центры узлов ферм, до оси элемента пояса в середине панели (рис. 8.4, а), назначают в зави-

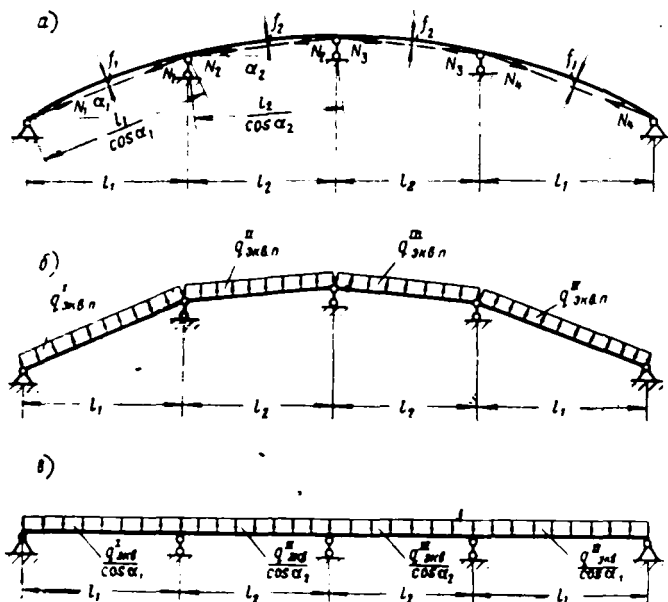


Рис. 8.4. Схема расчета верхнего пояса арочной фермы

а — схема криволинейного неразрезного верхнего пояса (нагрузки не показаны); б — схема замены влияния выгибов условной эквивалентной обратно направленной нагрузкой; в — расчетная схема неразрезной балки

симости от изгибающих моментов от невыгоднейших комбинаций нагрузок, дающих максимальный и минимальный момент в данной панели [37]. Благодаря выгибу в панелях пояса, очертание которых принимают приблизительно по параболе (точки которой через 1—1,5 м соединяют прямыми линиями), удастся уменьшить изгибающий момент в несколько раз и увеличить размеры панелей верхнего пояса.

Если изгибающий момент от местной нагрузки в панелях верхнего пояса составляет M_1 (в первой панели), M_2 (во второй) и т. д., а в узлах — M_A , M_B и т. д., то новые значения изгибающих моментов с учетом эксцентриситета нормальной силы (от выгиба) равны

$$\sqrt{M_{01}} = M_1 - N_1 f_1; \quad M_{02} = M_2 - N_2 f_2$$

и значение в общем виде:

$$M_{0n} = M_n - N_n f_n. \quad (8.1)$$

Расчет с учетом выгибов в панелях верхнего пояса арочной фермы при оперировании с криволинейной неразрезной балкой оказался бы весьма сложным. Поэтому для практических целей применяют предложенный в Промстройпроекте способ расчета с заменой выгибов эквивалентными нагрузками (рис. 8.4, б). Так как выгибы даны по кривой, близкой к параболе, а эпюра моментов от равномерно распределенной нагрузки также отвечает закону параболы, то вместо введения в расчет влияния выгибов балку рассчитывают как состоящую из прямолинейных участков (пролетов), на которые действует в обратном направлении равномерно распределенная нагрузка (как правило, разгружающая), эквивалентная по своему действию, т. е. по величине изгибающих моментов, наличию выгибов (рис. 8.4, в). Для верхнего пояса, имеющего различные выгибы в отдельных панелях, эквивалентные нагрузки определяют для каждой панели отдельно:

$$\left. \begin{aligned} \checkmark \quad q'_{\text{экв.п}} &= \frac{8N_1 f_1 \cos^2 \alpha_1}{l_1^2}; \\ q''_{\text{экв.п}} &= \frac{8N_2 f_2 \cos^2 \alpha_2}{l_2^2}, \end{aligned} \right\} \quad (8.2)$$

где $q'_{\text{экв.п}}$, $q''_{\text{экв.п}}$ — эквивалентные нагрузки (разгрузочные) в первой, второй и других панелях фермы;

N_1 , N_2 — нормальные силы в соответствующих панелях фермы (для основной системы), определенные для рассматриваемой нагрузки;

f_1 , f_2 — соответствующие выгибы в панелях;

l_1 , l_2 — соответствующие проекции панелей пояса на горизонтальную ось.

Для практических расчетов принимают ряд упрощений:

а) в качестве расчетной схемы неразрезной конструкции принимают проекцию пояса на горизонтальную ось (см. рис. 8.4, в);

б) если отдельные пролеты различаются не более чем на 10%, с целью возможности определения усилий по готовым таблицам пояс рассматривают как неразрезную балку с равными пролетами;

в) в расчете принимают только вертикальную составляющую нагрузки, а влиянием составляющей на горизонтальную ось в связи с ее относительно небольшой величиной пренебрегают;

г) опорный узел условно принимают шарнирным.

Для прямолинейной неразрезной конструкции, являющейся

проекцией верхнего пояса на горизонтальную ось, эквивалентную нагрузку определяют по формуле

$$q'_{\text{ЭКВ}} = \frac{q_{\text{ЭКВ.П}}}{\cos^2 \alpha}.$$

Подставляя в эту формулу значение $q_{\text{ЭКВ.П}}$ и сокращая $\cos^2 \alpha$, получаем окончательные значения эквивалентной нагрузки:

$$q'_{\text{ЭКВ}} = \frac{8N_1 f_1}{l_1^2}; \quad q'_{\text{ЭКВ}} = \frac{8N_2 f_2}{l_2^2} \quad (8.3)$$

и значение в общем виде:

$$\checkmark \quad q'_{\text{ЭКВ}} = \frac{8N_n f_n}{l_n^2}. \quad (8.3')$$

Неразрезную балку рассчитывают методами статки на различные комбинации нагрузок, предусмотренные в проекте. Важно запомнить, что для каждого вида нагрузки требуется отдельно определять нормальные силы в основной системе и при этих нагрузках необходимо определять соответствующие моменты в верхнем поясе (суммарные от местной нагрузки и от выгиба или эквивалентной нагрузки).

В течение ряда лет для нижнего пояса раскосных ферм ограничивались определением нормальной силы (как в шарнирной ферме). При расчете ферм с проволочной и прядевой арматурой на трещиностойкость (не допускается появление трещин) выявилась необходимость учитывать влияние моментов от жесткости примыкающих к поясу узлов. Для сегментных и арочных ферм вместо сложного расчета статически неопределимой системы оказалось целесообразным сохранить принятый практический способ расчета, а влияние моментов (при расчете на трещиностойкость ферм с проволочной и прядевой арматурой) учитывать увеличением нормальной силы, полученной из статического расчета, на 15%. Эта методика была согласована для расчета типовых ферм. Однако при необходимости фермы могут быть рассчитаны как статически неопределимые системы с помощью ЭВМ [18, 19].

В железобетонных фермах с параллельными поясами и треугольной решеткой влияние моментов на нижний пояс, как правило, несколько больше, чем в сегментных. Определение усилий для проверки прочности элементов фермы может также производиться, как в шарнирной стержневой системе. Усилия в верхнем поясе определяются, как в неразрезной балке на неоседающих опорах. Для ферм, в нижнем поясе которых применяется проволочная и прядевая арматура (2-я категория трещиностойкости), необходимо определять кроме нормальных сил моменты, возникающие за счет жесткости узлов (можно ограничиться моментами в нижнем поясе и его узлах). Определение усилий в эле-

ментах безраскосных ферм производится полностью, как в статически неопределимой системе, с учетом моментов во всех элементах и узлах.

При расчете ферм с жесткими узлами жесткость отдельных элементов может приниматься в соответствии с табл. 8.1.

Таблица 8.1

Жесткость элементов ферм

Элементы ферм	Жесткость	
	изгибная	осевая
Нижний пояс	$E_6 J_6$	$E_6 F_6$
Верхний »	$E_6 J_6$	$E_6 F_6$
Решетка раскосных ферм	$0,1 E_6 J_6$	$E_a F_a$
Стойки безраскосных ферм	$E_6 J_6$	$E_6 F_6$

Жесткость поясов ферм вводится в расчет, как правило, без учета вутов. Расчетная схема опорных узлов ферм рассматривается как система жестко соединенных стержней с высотой сечения, равной половине высоты опорного узла. Усилия определяются по осям ферм: в месте их пересечения, в середине панелей верхнего пояса и по грани вутов.

При расчете ферм по несущей способности в тех случаях, когда учитываются моменты (например, для безраскосных ферм), допускается перераспределять моменты в узлах и элементах (вследствие неупругих деформаций бетона и образования трещин), как это принято обычно для статически неопределимых систем. При этом величины моментов в верхнем поясе уменьшаются на 30%, а в нижнем — до 50% (только для стержневой арматуры). В стойках и нижних поясах ферм с проволочной и прядевой арматурой моменты не уменьшаются. Специалистами разработаны предложения по выбору расчетных схем статически неопределимых предварительно напряженных ферм исходя из широких возможностей выполнения сложных расчетов с помощью счетно-вычислительной техники. Среди первых таких работ можно указать на работы К. М. Матвеева [18, 19]. При расчете ферм учитываются усилия от обжатия предварительно напряженной арматурой. Влияние ползучести бетона в сжатых элементах ферм при действии эксплуатационных нагрузок до последнего времени, как правило, не учитывалось. Однако уже несколько лет делаются попытки ввести учет ползучести бетона и других дополнительных факторов. Вопросы учета ползучести бетона от совокупности внешних нагрузок (различных по своей длительности) и силовых воздействий в процессе изготовления, хранения, монтажа в сочетании с различными характеристиками бетона и другими непостоянными факторами пока настолько сложны, что практически расчет на все эти воздействия становится проблематичным и малопримемым. Введение же раз-

личных условностей, позволяющих выполнить расчет, не дает гарантий приближения к действительной работе конструкций.

8.4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМ НА ПРОЧНОСТЬ

Элементы железобетонных ферм рассчитывают на прочность с учетом для сжатых элементов (верхнего пояса и сжатых раскосов и стоек) продольного изгиба в плоскости и из плоскости фермы. Расчет ферм на прочность должен быть сделан для всех стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации, при которых может возникнуть опасность достижения каким-либо из элементов фермы предельного состояния по несущей способности.

В стадии эксплуатации (А) фермы рассчитывают на воздействие расчетных нагрузок в сочетании с предварительным напряжением арматуры. В стадиях изготовления, транспортирования и монтажа (Б) фермы рассчитывают на воздействие предварительного напряжения с учетом собственного веса ферм и других нагрузок, действующих в этих стадиях и вводимых в расчет с коэффициентами перегрузки или динамичности. Величины усилий в элементах ферм принимают из их статического расчета. Централью и внецентренню сжатые элементы рассчитывают с учетом длительного воздействия всей постоянной и части временной нагрузок.

Элементы ферм с треугольной решеткой рассчитывают на прочность следующим образом: как центрально сжатые — верхний пояс (при отсутствии местных нагрузок) и сжатые раскосы (при расчете без учета жесткости узлов); как внецентренню сжатые — верхний пояс (при наличии местных нагрузок в панелях пояса); как центрально растянутые, как правило, — нижний пояс ферм со стержневой арматурой, растянутые раскосы и стойки; как внецентренню растянутые — нижний пояс ферм с проволочной и прядевой арматурой. Элементы безраскосных ферм рассчитываются на внецентренню сжатие и внецентренню растяжение. При перераспределении усилий (см. 8.3) необходимо иметь в виду, что при расчете на прочность ферм с проволочной и прядевой арматурой в нижнем поясе и в стойках моменты не уменьшаются.

Сечения центрально и внецентренню сжатых элементов рассчитывают с учетом продольного изгиба элементов. Расчетную длину элементов ферм при определении их гибкости принимают по табл. 8.2.

При расчете верхних поясов ферм с учетом внеузловой нагрузки расчетную длину в плоскости фермы можно принимать равной $0,8 l$.

При рассмотрении работы верхнего пояса фермы из ее плоскости, учитывая его неразрезность, в большинстве случаев мож-

Расчетная длина элементов железобетонных ферм

Наименование элемента	Расчетная длина при продольном изгибе элементов	
	в плоскости фермы	из плоскости фермы
Верхний пояс	l	l_1^*
Опорные раскосы	l^*	l
Прочие раскосы и стойки	$0,8l$	l^*

* За исключением случаев, оговоренных в тексте.

Примечание. l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами смежных узлов); l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

но предполагать форму продольного изгиба, близкую к S-образной. В фермах, узлы которых развязаны ребрами плит (предполагают плиты шириной 3 м), при расчете верхнего пояса из плоскости фермы расчетную длину принимают $l_1 = b_{пл} = 3$ м. Такую же расчетную длину принимают для верхнего пояса ферм, применяемых с фонарями шириной 6 м, и в зоне под фонарем, если ферма развязана по коньку ферм. Расчетную длину верхнего пояса из плоскости фермы на участке под фонарем шириной 12 м с распоркой по коньку, учитывая характер продольного изгиба и неравенство соседних панелей, имеющих развязку из плоскости через 3 м и через 6 м, можно принимать равной 0,8 расстояния между бортовой плитой у ноги фонаря и коньком фермы. В данном случае расчетную длину принимают $0,8l_1 = 4,8$ м.

Расчетную длину опорного раскоса в плоскости фермы, когда его рассчитывают с учетом моментов (например, от жесткости узлов), т. е. на внецентренное сжатие, можно снизить до $0,9l$ или даже до $0,8l$. Расчетную длину элементов решетчатых ферм при расчете их из плоскости фермы можно принимать меньше l , но не менее $0,8l$, если ширина поясов ферм больше ширины элементов решетки и если в местах соединения решетки с поясами имеются хорошо заармированные вуты.

Сечения поясов стропильных ферм, как правило, принимают постоянными по всей длине и подбирают по наибольшим усилиям. Когда в фермах больших пролетов применяют пояса переменного сечения, необходимо учитывать смещение осей поясов и соответствующие эксцентриситеты. Если в напряженном поясе постоянного сечения часть арматуры обрывают и заделывают или отгибают в раскосы, а часть продолжают до опор, необходимо сохранить ось пояса, соответствующим образом располагая арматуру по сечению, либо учитывать в расчете влияние эксцентриситета от смещения оси пояса в этой части фермы.

Расчет ферм по образованию или раскрытию трещин, как правило, является решающим в определении сечения нижнего пояса и арматуры в нем. Этот расчет, как и расчет по деформациям, должен производиться в соответствии с Инструкцией по проектированию железобетонных конструкций [49]. Более детально вопросы расчета рассматриваются в руководстве по расчету и конструированию ферм, разработанном ИИИЖБ совместно с институтами Главпромстройпроекта в 1969—1970 гг.

Нижние пояса предварительно напряженных ферм с пучковой, проволочной, прядевой и канатной арматурой (а также со стержневой арматурой, имеющей нормативное сопротивление более $10\,000 \text{ кг/см}^2$) и предварительно напряженные раскосы с такой арматурой необходимо рассчитывать по образованию трещин. Эти элементы ферм обычно относят ко 2-й категории трещиностойкости, за исключением случаев, когда фермы эксплуатируются в условиях сильноагрессивной среды и поэтому относятся к 1-й категории трещиностойкости. Эти случаи регламентируются указаниями СН 262-67 [75].

Расчет ферм по образованию трещин в нижнем поясе (расчет трещиностойкости нижнего пояса) производится либо на центральное растяжение с условным увеличением нормальной силы за счет местных изгибающих моментов от жесткости узлов фермы (см. 8.3), либо на внецентренное растяжение от нормальной силы и изгибающих моментов, определенных в статическом расчете фермы с учетом жесткости узлов. Для ферм 2-й категории трещиностойкости усилие в поясе принимается от воздействия нормативных нагрузок, а для ферм 1-й категории — от расчетных.

Нижний пояс предварительно напряженных ферм со стержневой арматурой (с нормативным сопротивлением до $10\,000 \text{ кг/см}^2$), а также растянутые напрягаемые и ненапрягаемые раскосы с такой арматурой относятся к 3-й категории трещиностойкости и рассчитываются на центральное растяжение по раскрытию трещин. Эти же конструкции со стержневой арматурой, находящиеся под воздействием сильноагрессивной среды (регламентируются указаниями СН 262-67), относят ко 2-й категории с соответствующим расчетом по образованию трещин.

Ширина раскрытия трещин в элементах ферм со стержневой арматурой, эксплуатируемых в нормальных условиях, допускается нормами до $0,3 \text{ мм}$, а для ферм, эксплуатируемых в зданиях с агрессивной средой или высокой влажностью, регламентируется указаниями СН 262-67 и допускается в зависимости от степени агрессивности среды, состава бетона и защитных покрытий до $0,2$ или до $0,1 \text{ мм}$.

Ширина раскрытия трещин в растянутых раскосах ферм оп-

ределяется по расчету, при этом в последнее время учитывается статистический коэффициент (принимается равным 1,7), учитывающий возможное превышение максимального раскрытия отдельных трещин над средним, определяемым по формулам норм. Вводится также другая доправка: при повышенных толщинах защитного слоя бетона допускаемая ширина раскрытия трещин на поверхности бетона может быть увеличена путем введения коэффициента депланации, определяемого по методике, приведенной в руководстве по расчету ферм. Для практических целей при увеличении защитного слоя на 10 мм и более этот коэффициент может приниматься 1,2. Ограничение ширины раскрытия трещин в раскосах и стойках ферм в пределах допустимого производится путем ограничения напряжений в арматуре (при расчетной нагрузке, как правило, R_a находится в пределах 1800—2200 кг/см²), а также изменения шага хомутов.

При расчете ранее действовавших типовых ферм типа арочных, у которых усилие в нижнем поясе почти не уменьшается на всем протяжении, принимались меры для повышения трещиностойкости пояса и увеличения надежности анкеровки арматуры в опорных узлах. Обычно приопорные панели нижнего пояса таких ферм предусматривались по трещиностойкости на одну категорию выше. Приопорные панели с проволочной и прядевой арматурой рассчитывались, как элементы 1-й категории трещиностойкости, а панели со стержневой арматурой — как элементы 2-й категории трещиностойкости. В этом случае влияние моментов от жесткости узлов в панелях поясов не учитывалось [36].

Прогибы железобетонных ферм при нормативных нагрузках, определенные с учетом длительного действия всей постоянной и части временной нагрузки, по нормам не должны превышать $1/300$ пролета. Однако обычно теоретические и фактические прогибы ферм не приближаются к этому пределу. Прогибы ферм пролетом 18—24 м с пучковой и проволочной арматурой находятся в пределах от $1/800$ до $1/1200$ пролета в зависимости от типа фермы (составная она или цельная), от величины обжатия, марки бетона и т. п. Прогибы ферм пролетом 18—24 м со стержневой арматурой, как правило, находятся в пределах от $1/600$ до $1/1000$ пролета. Учитывая изложенное, а также нежелательность большого абсолютного прогиба, было бы правильнее принимать в предварительно напряженных железобетонных фермах допустимый прогиб не более $1/500$ пролета, а в фермах покрытий с плоской кровлей — не более $1/600$ пролета.

Цельная ферма с предварительно напряженным нижним поясом имеет обратный выгиб, а ферма, изготовленная из двух заранее предварительно напряженных половин, такого выгиба не имеет и в ней может быть предусмотрен искусственно созданный строительный подъем (при сборке). Закладные заранее

изготовленные предварительно нагруженные раскосы ферм не влияют на появление обратного выгиба фермы, но уменьшают прогиб всей фермы, поскольку до исчерпания сил предварительного обжатия раскосов они работают как сжатые и лишь после появления растяжения и возникновения трещин — как ненапряженные, растянутые остатком нормативной силы.

8.6. ОСНОВНЫЕ УСЛОВИЯ НАЗНАЧЕНИЯ ГАБАРИТНЫХ РАЗМЕРОВ ФЕРМ И РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЙ ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Кроме вопросов оптимального теоретического назначения геометрических характеристик конструкции имеется ряд других соображений, которые влияют на назначение высоты стропильных ферм для покрытий производственных зданий. Эти соображения часто играют решающую роль.

Высоту ферм для скатных покрытий с рулонной кровлей принимают в зависимости от типа ферм. Если это фермы арочного типа или сегментные, то на опоре высоту принимают унифицированной, одинаковой с высотой двускатных балок, которую в течение ряда лет принимали равной 800 мм, а с 1968 г. — 900 мм. Высоту посередине фермы принимают такой, чтобы очертание верхнего пояса удовлетворяло условиям максимально допустимого уклона для рулонной кровли.

Высоту ферм для покрытий с плоской кровлей нельзя принимать только из условия получения оптимального расхода материалов для фермы. Повышение габаритов ферм увеличивает малополезный объем здания, приводит к перерасходу материалов на стены по периметру здания. Увеличивается длина водосточных труб, подвесок для коммуникаций, прикрепляемых к узлам верхнего пояса ферм, отводов от воздухопроводов, вентиляционных шахт и т. п., что также вызывает некоторый перерасход материалов. Этот косвенный перерасход материалов, к сожалению, редко учитывают при проектировании и сравнении различных вариантов конструкций ферм. Для зданий с плоской кровлей следует учитывать влияние высоты стропильных конструкций на экономичность решения в целом, а не только на экономичность отдельно взятой конструкции. Естественно, что в данном случае проектирование ферм ведется с некоторой тенденцией к уменьшению высоты по сравнению с оптимальной, определенной из условия минимума стоимости самой фермы. Это, как правило, не вызывает большого перерасхода материалов в самих фермах, поскольку для ферм с параллельными поясами колебания в высоте в пределах 15% сравнительно мало отражаются на показателях. С другой стороны, необходимо учитывать требования, предъявляемые проектом здания к габаритам ферм в свету (между элементами поясов и решетки). В ряде случаев, например при применении ферм для зданий пред-

приятный текстильной промышленности и искусственного волокна, в которых требуется располагать крупные вентиляционные короба, это приводит к необходимости увеличивать высоту ферм.

При назначении высоты типовых ферм следует исходить из возможности их перевозки железнодорожным транспортом [59]. Для этого необходимо, чтобы конструкция от низа до ее выступающих частей поверху не превышала в габарите 3800 мм. В особых случаях, при перевозке конструкций в населенных пунктах, имеющих трамвайный или троллейбусный транспорт, необходимо учитывать возможность свободной перевозки конструкции под проводами городского транспорта.

Очертание верхнего пояса ферм для зданий со скатной кровлей принимают с учетом условий статического расчета и требований, предъявляемых к покрытиям. Уклон верхнего пояса ферм покрытий с рулонной кровлей, как правило, не должен превышать 1:4. На отдельных небольших участках, примыкающих к ендовам, при необходимости допускается увеличение уклона до 1:3. На участках верхнего пояса в зоне, где возможно применение фонарей, высоту фермы в коньке и под крайней ногой фонаря принимают с учетом возможности использования фонаря типовой конструкции.

— Ширину верхнего пояса ферм назначают из условия устойчивости ферм при их работе в покрытии, а также при перевозке и монтаже; расчетом проверяют также верхний пояс при кантовании фермы. Обычно ширина верхнего пояса определяется из условия опирания плит покрытия. Требуемая для опирания ширина площадки составляет для плит длиной 6 м—80 мм и длиной 12 м—100 мм. Практически минимальная ширина верхнего пояса ферм, определенная исходя из этого, с учетом допускаемых отклонений при изготовлении плит и ферм и на монтаже может приниматься: при шаге фермы 6 м—240 мм (для ферм пролетом 18 м может быть допущено 220 мм), при шаге ферм 12 м—280 мм. Указанные размеры проверены практикой строительства. Изготовлены и удовлетворительно эксплуатируются фермы пролетом 18 м с шириной пояса 200 мм и фермы пролетом 27 м с шириной пояса 220 мм, запроектированные автором в 1956 г., до того как нормами был установлен минимальный размер для опирания плит 80 мм [34, 35].

При изготовлении ферм разных пролетов неудобно иметь различные их ширины. Поэтому для типовых ферм принимают обычно один размер для ферм пролетом 18—30 м с шагом 6 м (240 мм) и другой размер для ферм с шагом 12 м (280 или 300 мм).

Размер верхнего сжатого пояса по фасаду фермы определяют исходя из требуемого сечения пояса по расчету с учетом соображений унификации и конструирования. Размер нижнего растянутого пояса по фасаду рассчитывают с учетом располо-

жения напрягаемой арматуры. Если фермы или полуфермы изготовляют целиком вместе с решеткой, то рекомендуется ширину элементов решетки брать равной ширине поясов (рис. 8.5, а); это упрощает опалубочные формы, и изготовление ферм осуществляется возможным в сравнительно простой бортовой опалубке на поддоне, на виброплощадках и т. п. Такое решение дает известные технологические преимущества. Кроме того, развитие сечения раскосов и стоек из плоскости фермы и уменьшение се-

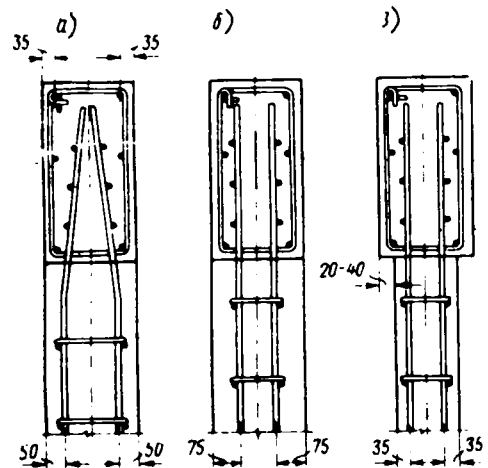


Рис. 8.5. Примеры решения поясов и решетки ферм одинаковой и разной ширины

а — одинаковой ширины;
 б — то же, с неблагоприятным расположением арматуры;
 в — разной ширины

чения этих элементов в плоскости фермы несколько снижают жесткость узлов и уменьшают изгибающие моменты, возникающие в узлах фермы при натяжении арматуры и при работе фермы на эксплуатационные нагрузки.

Однако имеется и отрицательная сторона одинаковой ширины поясов и раскосов ферм. При стержневой арматуре в напрягаемом поясе ферм арматура раскосов обычно заходит в нижний пояс между стержнями напрягаемой арматуры, в связи с чем требуется увеличивать толщину защитного слоя в элементах решетки (рис. 8.5, б). Значительная толщина бетона (60—80 мм) без арматуры, особенно в растянутых элементах решетки, весьма нежелательна. При появлении эксцентриситетов в таких элементах (например, при смещении арматуры) в толстом защитном слое бетона возможно более раннее появление трещин и большее их раскрытие при нормативной нагрузке.

На основании этих соображений, а также для облегчения слаборботающих элементов решетки ферм, особенно в тех случаях, когда фермы изготовляют с применением заранее изготовленных закладных элементов решетки, ширину раскосов и стоек ферм (в направлении, перпендикулярном плоскости фермы) принимают, как правило, меньше ширины поясов ферм

(рис. 8.5, в). Для удобства изготовления элементов решетки эту ширину берут одинаковой для всех ферм данного типа и шага. Размеры элементов решетки по фасаду ферм определяют для сжатых элементов исходя из требуемых сечений по расчету, а для слабосжатых и растянутых — назначают конструктивно с учетом расположения арматуры и унификации размеров сечений.

8.7. КОНСТРУИРОВАНИЕ ФЕРМ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Практика проектирования железобетонных ферм в Промстройпроекте, ЦИИИПромзданий и проектном институте № 1, исследования НИИЖБа, а также изучение опыта изготовления и применения ферм дали возможность выработать ряд рекомендаций по их конструированию. Часть из них включена в нормы и в Инструкцию по проектированию железобетонных конструкций [49]. Необходимо особо отметить созданное недавно руководство по проектированию ферм, разработанное НИИЖБ совместно с проектными институтами, в котором содержатся детальные указания по конструированию.

Наряду с требованиями норм и инструкции при конструировании ферм необходимо особое внимание уделять их технологичности, унификации арматурных изделий и закладных деталей, увязке с принятой конструкцией опалубочных форм. Арматуру следует конструировать так, чтобы работа по установке ее в формы сводилась к минимуму, с наименьшей продолжительностью технологического цикла на линии или постах изготовления ферм [28, 43, 44].

Нижние пояса ферм. Напрягаемую арматуру обычно располагают в сечении пояса симметрично с соблюдением расстояний по видам арматуры применительно к требованиям инструкции и технологии изготовления. Поскольку в определенных случаях принимается внецентренное растяжение пояса, предложено и внецентренное расположение арматуры, что некоторые авторы называют регулированием усилий [20]. Принимаются следующие минимальные расстояния в свету между арматурой: при стержнях диаметром 18 мм и менее—60 мм, 20—22 мм—70 мм, 25 и 28 мм—80 мм; при спаренных проволоках диаметром 5 мм периодического профиля—30 мм (в направлении бетонирования) и в другом направлении—15 мм; при прядях диаметром 15 мм—соответственно 60 и 45 мм. В типовых фермах минимальные защитные слои бетона для стержневой и прядевой арматуры приняты 30 мм, для проволоочной—25 мм.

Чтобы предотвратить продольные трещины в поясе, которые могут появиться по технологическим причинам, рекомендуется устанавливать в нижнем поясе замкнутые хомуты, охватывающие напрягаемую арматуру на расстоянии 500 мм один от другого. По требованию техники безопасности не рекомендуется

выполнять вязку хомутов при полностью натянутой арматуре. Можно раздвигать уже готовые сварные хомуты, заранее паде- ты на пакет арматуры (рис. 8.6, а), устанавливать вязанные хо- муты при не полностью натянутой арматуре (рис. 8.6, б), ставить встречные П-образные хомуты. С целью повышения технологич- ности и уменьшения трудоемкости арматурных работ в послед- ние годы в типовых фермах перешли на применение так назы- ваемых арматурных «корзинок», которые имеют П-образную

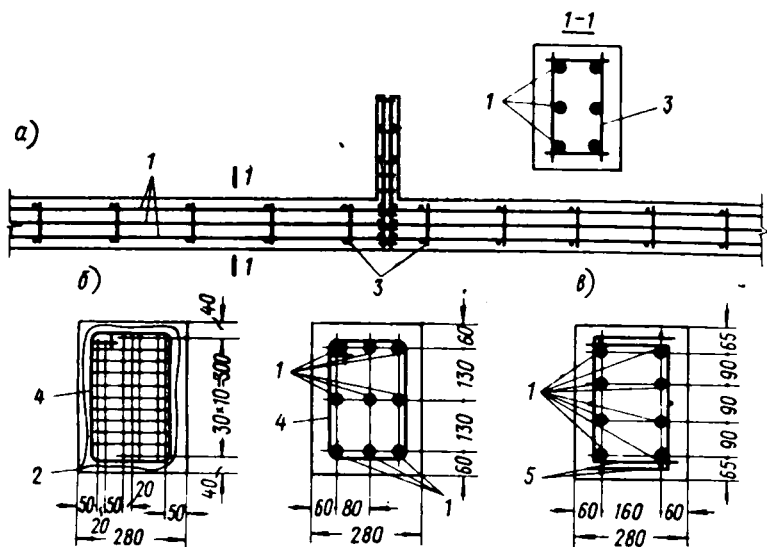


Рис. 8.6. Схема установки арматуры в нижних поясах ферм

а — схема расстановки сварных хомутов; б — сечения поясов с замкнутыми хомутами; в — сечение пояса с установленными П-образными «корзинками»; г — сечение пояса с установленными П-образными «корзинками»; 1 — напрягаемая стержневая арматура; 2 — напрягаемая проволочная армату- ра; 3 — сварные хомуты; 4 — вязанные хомуты; 5 — сварные П-образные «кор- зинки»

форму и включают по несколько хомутов, объединенных распре- делительной продольной арматурой (нижние «корзинки» уста- навливаются в форме до натяжения рабочей арматуры, верх- ние — после). Позднее был сделан следующий шаг: отдельные «корзинки» объединены по длине в легкие арматурные карка- сы, окаймляющие напрягаемую арматуру (см. рис. 8.26 и 8.28).

В нижнем поясе ферм не следует заанкеривать какие-либо закладные детали для подвесок и других вспомогательных устройств. Это допускается лишь в исключительных случаях при передаче на закладные детали нагрузок ориентировочно в пределах 100—200 кГ. В нижнем поясе ферм не следует де- лать отверстий, а если они необходимы (например, для креп- ления связей), то расположение их или закладных деталей сле- дует предусматривать в узлах нижнего пояса.

Верхний пояс. Верхний пояс армируют ненапрягаемой стержневой арматурой, устанавливаемой по расчету на центральное или на внецентренное сжатие. Если расстояния между стержнями находятся в пределах, рекомендуемых инструкцией, то предпочтительнее каркас, состоящий из четырех стержней. Каркасы должны быть сварными пространственными (рис. 8.7, а). Если не имеется сварочных клещей или установок для сварки пространственных каркасов, то их можно изгото-

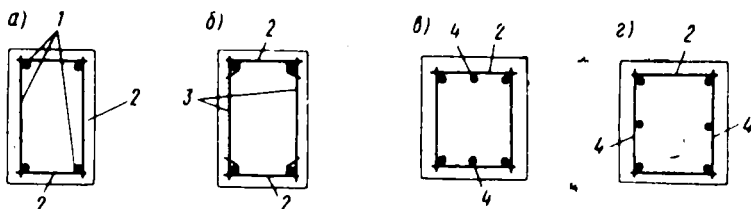


Рис. 8.7. Схемы армирования сжатого пояса

а — сварной пространственный каркас из четырех стержней; б — пространственный каркас из двух плоских каркасов, соединенных шпильками; в — сварной каркас из шести стержней (рекомендуемое расположение); г — то же, нерекондуемое расположение; 1 — рабочая арматура; 2 — поперечные стержни; 3 — шпильки; 4 — дополнительные рабочие стержни

товлять из плоских каркасов с последующим гнутьем и непрерывной намоткой поперечной арматуры либо составлять из двух плоских сварных каркасов, соединенных шпильками (рис. 8.7, б). Длина заделки арматуры верхнего пояса принимается не менее 20 диаметров арматуры. Стыки арматурных каркасов сжатых поясов ферм следует по возможности располагать вблизи сечений с нулевым значением моментов при продольном изгибе. Это обычно соответствует расположению стыков близко к узлам, закрепленным ребрами плит от потери устойчивости из плоскости фермы. Стыки арматурных каркасов не рекомендуется располагать в панелях пояса фермы под фонарем.

Если по расчету на эксплуатационные нагрузки в сжатом поясе почти не требуется арматуры, то в этом случае ее назначают по расчету на воздействия от усилий при кантовании, строповки и транспортировании; сечение продольной арматуры в верхнем сжатом поясе ферм следует принимать не менее $4 \text{ } \varnothing 10 \text{ мм}$ (но не менее минимального процента армирования). При криволинейном очертании верхнего пояса арматурный каркас следует конструировать в виде прямолинейного без предварительного гнутья отдельных стержней. Выгиб каркаса произойдет вследствие упругого изгиба при установке готового каркаса в форму. При назначении сечения каркасов и их размеров в верхнем поясе следует предусматривать минимальный защитный слой бетона толщиной 25 мм. В сжатых поясах не

рекомендуется размещать арматуру слишком глубоко от поверхности; не армированная хомутами толщина слоя бетона может быть не более 40 мм, а в отдельных случаях — до 50 мм.

Следует избегать устройства отверстий в поясе ферм, так как они не только ослабляют сечение, но являются местами концентрации напряжений (при испытаниях ферм наблюдались случаи разрушения по отверстию). Кроме того, при горизонтальном изготовлении ферм отверстия нежелательны по технологическим соображениям. Если все же необходимо предусматривать отверстия, то по возможности их рекомендуется располагать в вутах и окаймлять трубками; диаметр их должен быть ограничен 40—50 мм. Если нельзя обойтись без устройства монтажных петель для кантования ферм, то их следует располагать только на боковой грани пояса в узлах и ни в коем случае не допускать установку петель в верхней плоскости пояса фермы, так как при подъеме за такие петли часто появляются трещины в бетоне пояса.

Сжатые раскосы. Армирование сжатых раскосов сварными каркасами следует вести с соблюдением тех же положений, что и армирование сжатых стоек и колонн. Сварной каркас сжатого раскоса предусматривают, как правило, из четырех стержней. В опорных раскосах ферм под тяжелые нагрузки иногда принимают по шесть стержней (в одной и той же форме изготавливают три-четыре марки ферм под разные нагрузки). Кроме изменения проектной марки бетона приходится в целях унификации сечений раскосов в одних случаях армирование принимать минимальным, а в других — равным 3% и даже более. Арматуру сжатых раскосов необходимо заводить в узлы на длину не менее 15*d* арматуры. В тех случаях, когда арматура используется при расчете сжатого элемента на эксплуатационные нагрузки, рекомендуется длину заделки ее в узел увеличивать на величину *a*, принимаемую в пределах 5—10 диаметров требуемой в сечении по расчету арматуры (*a* не фактически поставленной). Поскольку сжатые раскосы в какой-то мере работают и на моменты от жесткости узлов ферм, к назначению поперечной арматуры необходимо относиться особо внимательно. Диаметр поперечных стержней сварных каркасов ферм принимают не менее 5 мм при продольной арматуре диаметром до 16 мм, 6 мм — при $d=18$ и 20 мм и 8 мм при $d=22$ и 25 мм; диаметр хомутов вязаных каркасов — не менее 6 мм. Эти рекомендации относятся и к арматуре сжатого пояса ферм. Минимальный диаметр продольной арматуры каркасов (из четырех стержней) опорного сжатого раскоса принимают 10 мм; такую арматуру принимают даже в том случае, если она не требуется по расчету фермы на эксплуатационные нагрузки. Сечение необходимо проверить расчетом на нагрузки при кантовании, подъеме и транспортировании фермы. В других сжатых элементах решет-

ки при армировании их пространственными каркасами принимается арматура диаметром от 8 мм и более.

Растянутые раскосы. Армирование растянутых раскосов, как правило, выполняется из обычной арматуры в виде сварных каркасов, однако при особо больших усилиях в раскосах, а также в фермах, предназначенных для использования в сильноагрессивной среде, по условиям раскрытия трещин может оказаться целесообразным предварительное напряжение арматуры, хотя для производства это технически сложнее. Арматура, как правило, принимается из стали класса А-III (в целях унификации арматуры по всем раскосам и поясу, хотя могла бы быть и из стали класса А-II) с неполным использованием расчетного сопротивления (что характеризуется коэффициентом K_1 , представляющим отношение напряжения в арматуре при расчетной нагрузке σ_s к расчетному сопротивлению 3400 кг/см^2). Длина заделки арматуры растянутых раскосов и стоек в пределы узла (включая вут) должна быть не менее $40dK_1$ (где d — диаметр арматуры) и не менее 300 мм. Расстояние между стержнями продольной арматуры в свету — не менее 40 мм, между поперечной (хомутами) — не менее 75 мм для стержней $d=5$ мм и 100 мм для $d=6$ мм и не более $20d$ продольной арматуры.

В фермах, разработанных до 1963 г. Промстройпроектом [38, 40], арматура растянутых раскосов заводилась от грани вутов на $30-35d$ фактически принятой арматуры, причем в последних фермах, разработанных в этот период, в отдельных узлах допускалась минимальная заделка арматуры $25d$ (учитывая не полное, а лишь на 60—70% использование расчетного сопротивления арматуры). В типовых сегментных фермах, разработанных в 1964 г., длина запуска стержней арматуры в узлы (при отсутствии дополнительных анкеров) принималась не менее 40 расчетных (условных) диаметров арматуры и не менее 20 диаметров фактически принятой арматуры (арматура использовалась примерно на 50% ее расчетного сопротивления).

В раскосах с небольшими усилиями иногда применяли по одному плоскому сварному каркасу с соответствующим усилением его вблизи узлов. Однако если такой каркас при бетонировании раскоса сбивается с середины сечения, то при внецентричном растяжении размер трещин в раскосах сильно увеличивается. Поэтому такие решения применять не следует. Только подвески, поддерживающие собственный вес нижнего пояса ферм (так называемые элементы с «нулевым» усилием), могут при необходимости армироваться одним плоским каркасом.

В некоторых решениях ферм применялись закладные раскосы, изготавливаемые заранее с предварительным натяжением арматуры (рис. 8.8, а). При заделке закладных раскосов в вуты поясов нельзя рассчитывать на анкеровку бетонной концевой части раскоса, поэтому ее заводят в вут всего на 20—50 мм, а анкеровка выполняется путем выпусков стержней арматуры.

На концевых участках напряженного раскоса полного обжатия бетона не достигается. Поэтому в закладных раскосах вблизи вута наблюдается преждевременное раскрытие трещин, которое при нормативной нагрузке колеблется от 0,1 до 0,4 м.м.

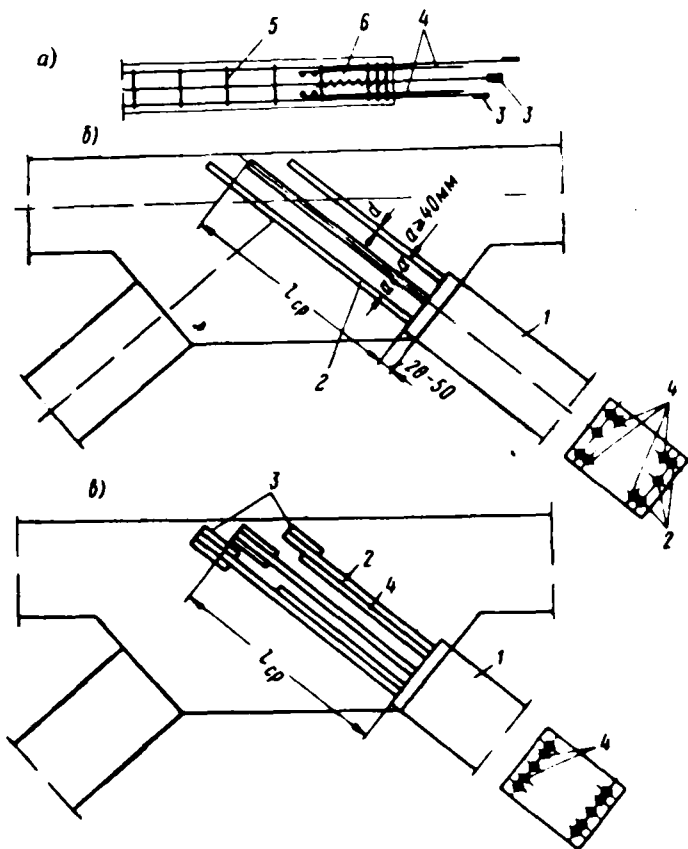


Рис. 8.8. Закладные предварительно напряженные растянутые раскосы

а — схемы раскоса с выпусками арматуры; б — схема заделки в узел при расположении коротышей нормально к плоскости узла; в — то же, при расположении коротышей в плоскости узла (менее предпочтительный вариант); 1 — закладной раскос; 2 — напрягаемые стержни; 3 — анкерные коротыши; 4 — дополнительные короткие ненапрягаемые стержни; 5 — хомуты; 6 — спирали

Для уменьшения напряжения в арматуре на этом участке закладного раскоса применяют дополнительную ненапрягаемую арматуру с тем, чтобы на опасном с точки зрения раскрытия трещин участке напряжения в арматуре снились до 1800 кг/см^2 , т.е. почти на 50%. На концах напрягаемой арматуры дополнительно предусматриваются анкерные коротыши диаметром $0,8d$ основной арматуры и длиной $4-5d$ коротыша. Там,

где позволяет расположение арматуры, следует стремиться предусматривать коротыши так, чтобы они не закрывали узел со стороны бетонирования (рис. 8.8, б); в некоторых случаях приходится их располагать в плоскости узла (рис. 8.8, в). Для предотвращения раскалывания бетона при спуске натяжения

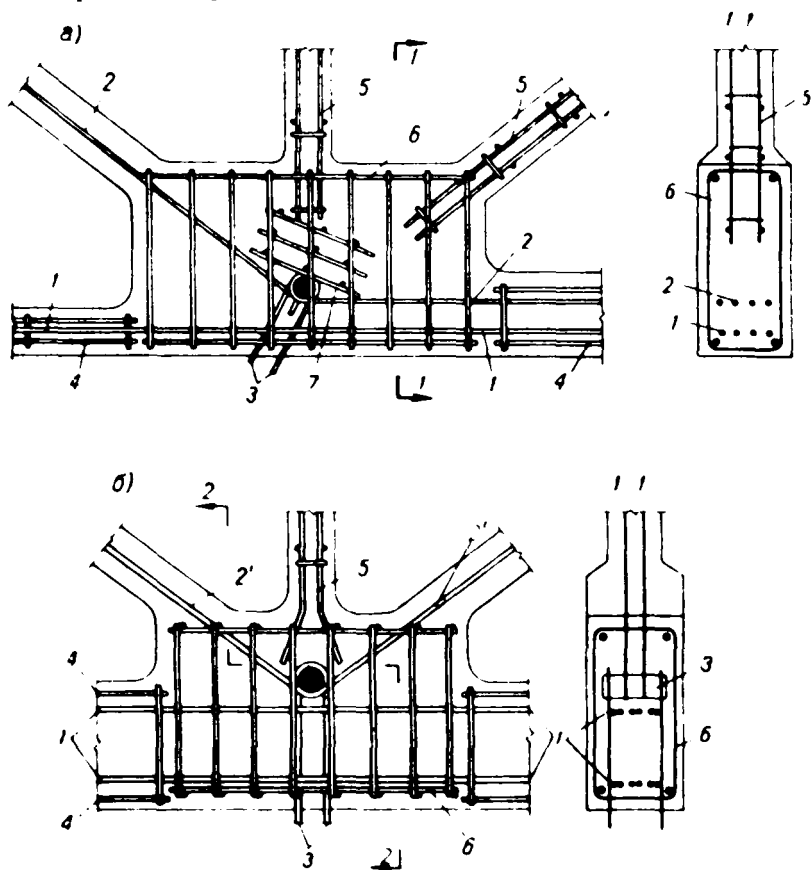


Рис. 89. Узлы фермы с параллельными поясами с переводом напрягаемой прядевой арматуры в растянутые раскосы

а — узел с первым растянутым раскосом; б — средний узел с двумя растянутыми раскосами; 1 — прядевая арматура нижнего пояса; 2 — отгибаемая в раскос прядевая арматура; 2' — дополнительно напрягаемая прядевая арматура двух смежных раскосов; 3 — упорный штырь, закрепляемый на форме; 4 — сварные каркасы, окаймляющие нижний пояс; 5 — то же, рабочей арматуры стоек и сжатых раскосов; 6 — то же, окаймляющие узлы фермы

арматуры торцы закладных раскосов должны иметь косвенную арматуру — сетки или хомуты, иногда спирали.

Раскосы с напрягаемой арматурой иногда выполняют при изготовлении самой фермы, как было сделано в опытном порядке в Херсоне в 1962 г. В 1968—1969 гг. Промстройпроектом с

участием ВНИИЖелезобетона и НИИЖБ разработано решение ферм для плоской кровли с переводом напрягаемой прядевой арматуры из нижнего пояса в растянутые раскосы. Примеры узлов нижнего пояса и растянутых раскосов таких ферм показаны на рис. 8.9.

Опорные и промежуточные узлы ферм. Опорные и промежуточные узлы ферм обеспечивают передачу усилий от одного

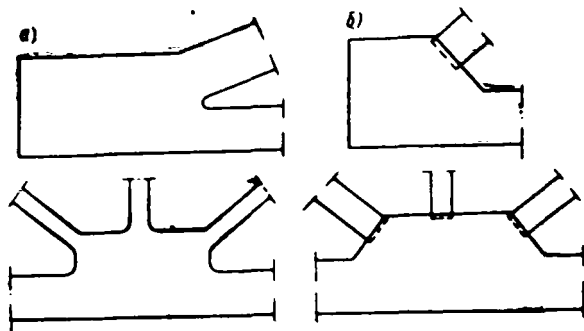


Рис. 8.10. Очертание опорных и промежуточных узлов

а — при одностадийном изготовлении ферм; б — в фермах с закладными раскосами

элемента к другому и испытывают сложное напряженное состояние. В опорный узел входит и заанкеривается в нем арматура нижнего пояса, арматура примыкающего сжатого раскоса (в отдельных случаях для ферм с первым нисходящим раскосом — растянутого), каркас опорного узла, сетки косвенного армирования, опорная закладная деталь.

В промежуточный узел входит арматура верхнего или нижнего пояса, арматура примыкающих растянутых и сжатых раскосов и стоек (которая заанкеривается в узле), а также каркас самого узла. Узлы ферм имеют, как правило, вуты, т. е. расширение пояса. Лишь стойки примыкают к поясам без вутов либо с небольшими вутами.

Намечая очертание опорных и промежуточных узлов, рекомендуется при одностадийном (т. е. когда раскосы бетонировались вместе со всей фермой) изготовлении ферм отдавать предпочтение прямоугольному (рис. 8.10, а), в этом случае лучше решается арматурный каркас узла и унифицируются позиции поперечной арматуры. При закладных раскосах узлам рекомендуется придавать трапециевидное очертание, грани узла должны быть перпендикулярны продольным осям закладных раскосов (рис. 8.10, б). Острые углы примыкания раскосов следует срезать и делать закругления с небольшим радиусом, углы прямые и тупые можно выполнять без закруглений, но с зачисткой формы с малым радиусом в местах переломов. Примеры опорных узлов ферм, запроектированных в различное время, показаны на рис. 8.11. Необходимо следить, чтобы в узлах не оставались большие толщины незаармированного бетона (как это показано на рис. 8.11, б — опорном узле индивидуаль-

но запроектированной фермы, имеющем и другие недостатки). При испытании и эксплуатации ферм установлено, что на участках узлов, где арматура отсутствует или далеко отстоит от наружных граней, в первую очередь раскрываются трещины.

В опорных узлах ферм в торцах должна быть предусмотрена косвенная арматура для предотвращения появления трещин

в торцах ферм в момент спуска натяжения и для улучшения условий анкеровки. Такую арматуру в виде сеток из проволоки диаметром не менее 6 мм и не менее $0,25d$ продольной арматуры устанавливают на расстоянии 50—100 мм одну от другой на длине около $10d$ продольной арматуры (рис. 8.11, в). Иногда трудно (или невозможно) заранее надеть на ненапрягаемую арматуру замкнутые сетки; в этих случаях прибегают к так называемым «гребенкам», которые устанавливают одну навстречу другой или под углом 90° так, чтобы они своими стержнями замыкали напрягаемую арматуру со всех сторон.

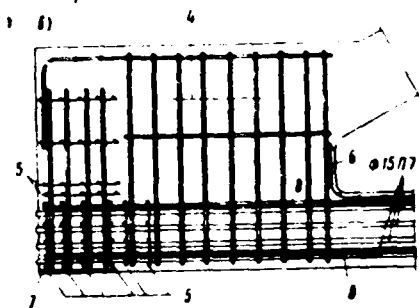
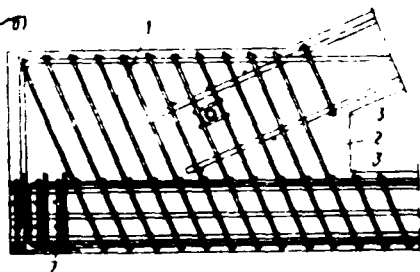
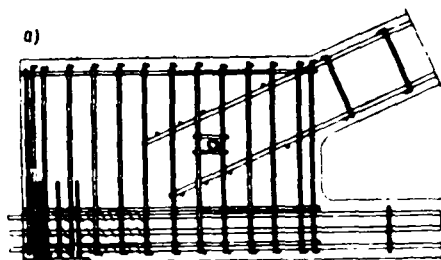


Рис. 8.11. Форма и армирование опорных узлов

а — фермы со стержневой арматурой проектирования 60-х годов; б — пример неконструктивного решения; 1 — неудачный и нетехнологичный каркас; 2 — большая толщина неармированного бетона; 3 — место образования трещин; в — пример современного узла фермы с прядевой арматурой; 4 — пространственный каркас; 5 — сетки; 6 — дополнительная сетка усиления угла; 7 — закладная деталь; 8 — стержень дополнительного каркаса ненапрягаемой арматуры

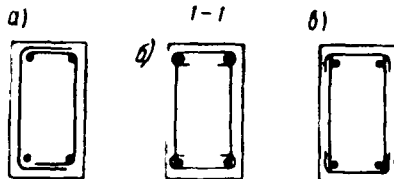
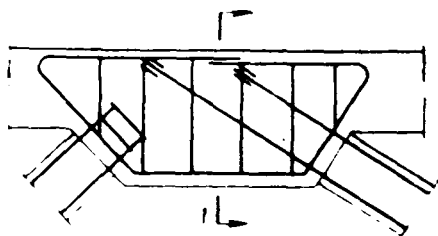


Рис. 8.12. Армирование промежуточного узла фермы с закладными раскосами

а — пространственным каркасом из двух П-образных каркасов; б — то же, из двух плоских, соединенных шпильками; в — то же, соединенных гнутыми сетками

Узлы ферм армируются пространственными каркасами, в состав которых входит окаймляющая и поперечная арматура. С точки зрения технологичности арматурных работ целесообразно применять сварные П-образные встречные каркасы (рис. 8.12, а). Возможно также использовать решения пространственных каркасов, состоящих из двух плоских каркасов, соединенных между собой шпильками или гнутыми сетками (рис. 8.12, б, в). Стыки окаймляющих стержней следует располагать в верхней зоне опорных узлов и промежуточных узлов верхнего пояса и в нижней зоне промежуточных узлов нижнего пояса.

Окаймляющая и поперечная арматура узлов ферм с большими усилиями в раскосах имеет существенное значение для нормальной работы фермы. Расчет этой арматуры выполняется на основании данных экспериментов и содержит некоторые условные положения. На протяжении 10—12 лет методика расчета менялась несколько раз, и, как правило, новые рекомендации требовали все больших сечений арматуры узлов. Это можно объяснить обнаруженными случаями отдельных дефектов в узлах главным образом из-за плохого качества бетонирования этих узлов, сильно насыщенных арматурой. Для некоторых типовых ферм, разработанных до 1963 г., считали, что для нормальной работы узла окаймляющая арматура и хомуты, пересекающие арматуру раскоса, должны воспринимать от 50 до 80% расчетного усилия в раскосе. Усилие в раскосе условно раскладывалось, часть его передавалась на окаймляющую арматуру, часть — на хомуты. Расчет узлов ферм, разработанных в 1964—1966 гг., производился по методике, предложенной в IIIЖБ [12], которая предусматривала значительное увеличение арматуры в узлах. В последних разработках ферм (1968—1970 гг.) сечение окаймляющей арматуры, сечение и шаг поперечной арматуры узлов, как и длина заделки растянутой арматуры в узлы, определяются по методике, изложенной в руководстве по проектированию ферм.

Независимо от результатов расчета диаметр окаймляющих стержней опорных узлов принимается не менее 10 мм, промежуточных узлов с усилиями в растянутых раскосах до 30 Т—не менее 10 мм и с усилиями до 45 и 60 Т—соответственно не менее 12 и 14 мм. Диаметр поперечной арматуры каркасов узлов принимается по расчету, но не менее 6 мм. Рекомендуемый шаг арматуры 100 мм.

Для усиления анкеровки ненапрягаемой растянутой арматуры в узлах принимают различные дополнительные меры: приварка поперечных стержней (рис. 8.13, а), продольных коротышей (рис. 8.13, б), петель (рис. 8.13, в), высадка головок на стержнях или приварка шайб (рис. 8.13, г). Следует выбирать такой способ, который наименее нарушает поточную технологию изготовления сварных каркасов на машинах.

Дальнейшее совершенствование методики расчета узлов позволит облегчить армирование узлов, не снижая надежности. Первые результаты получены при переработке серии ПК-01-129 в 1968—1969 гг., в которой удалось значительно облегчить арматуру узлов по сравнению с чертежами этой серии, разработанными в 1964 г. Примеры конструирования узлов современных типовых ферм приведены на рис. 8.14.

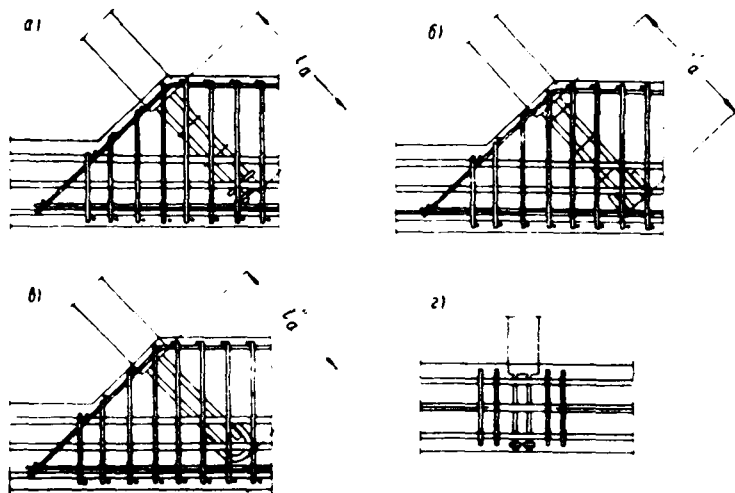


Рис. 8.13. Анкеровка арматуры растянутых раскосов и стоек ферм
 а — обычная без деталей усиления или с поперечными стержнями; б — усиление анкервки коротышами; в — усиление анкервки приваркой петли; г — усиление анкервки арматуры стойки приваркой шайбы

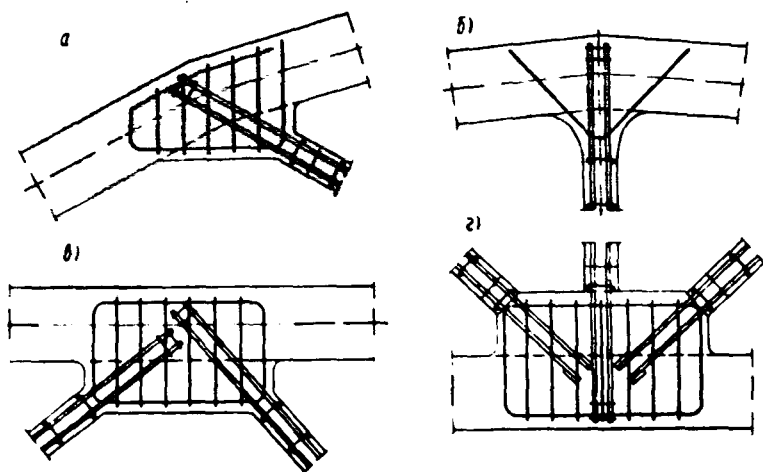


Рис. 8.14. Примеры решения узлов типовых ферм
 а, б — верхнего пояса сегментных ферм; в — верхнего пояса ферм с параллельными поясами; г — нижнего пояса

При необходимости изготовления полуферм последующую их сборку лучше всего производить на заводе-изготовителе, и только в случае невозможности такой сборки ее выполняют на месте строительства с тщательным техническим контролем за скрытыми работами.

Сварные соединения полуферм следует предусматривать такими, чтобы в условиях строительства их можно было выполнить наиболее простыми средствами при обязательном удовлетворении требований норм по контролю качества сварки. Конструкция соединения полуферм, стальные закладные детали, накладки, сварные соединения — все это должно обеспечить надежную передачу усилий в поясе, подтвержденную расчетом; в частности, должны быть выполнены условия расчета по прочности и образованию или раскрытию трещин пояса в зоне передачи на него усилий от стыка.

Необходимо выбирать такую схему членения ферм и размещения узлов, чтобы сварные стыки выносились за пределы узлов. Выносной стык более удобен с точки зрения изготовления полуферм (вся полость закладной детали открыта для бетонирования и контроля) и сборки. При вертикальном положении стыкуемых полуферм сварные швы накладываются в удобном для сварки положении, поскольку верхняя накладка несколько меньше ширины пояса, а нижняя — шире.

Конструкция стыка нижнего пояса предварительно напряженных полуферм, в которых стержневая арматура натягивается на упоры, разработана и применена в нескольких вариантах.

Эти стыки можно свести в две группы: 1) стыки нижнего пояса полуферм со стержневой арматурой класса А-IV из стали таких марок, которые плохо свариваются или относятся к несвариваемым; 2) стыки нижнего пояса полуферм со стержневой арматурой классов А-IIIв, А-IV и А-V таких марок, которые относятся к хорошо свариваемым.

Стыки первого типа можно проектировать по примеру стыка полуферм, запроектированных Промстройпроектом для покрытий зданий с плоской кровлей в Москве в 1959—1960 гг. [5, 38]. В этих полуфермах была применена напрягаемая арматура из стали класса А-IV марки 30ХГ2С, имеющей ограничения по сварке. Потребовалось новое решение стыка полуферм с учетом применения электротермического способа натяжения стержневой арматуры полуферм на силовую форму или упоры стенда. Для этой цели был применен стык (рис. 8.15, а), в основу которого положен принцип анкеровки стержневой арматуры в бетоне, заключенном в стальную коробку. В торце каждой полуфермы, примыкающей к стыку, устанавливается специальная коробка (рис. 8.15, б), сваренная из листовой стали, которая служит, во-первых, для анкеровки в ней стержневой арматуры

нижнего пояса полуфермы (т. е. является как бы групповым анкером для стержней пояса) и, во-вторых, для передачи усилия с пояса на стыковые накладки (т. е. является стыковым элементом). Коробка разделена диафрагмой на две части: узкую между двумя диафрагмами и более длинную между торцом

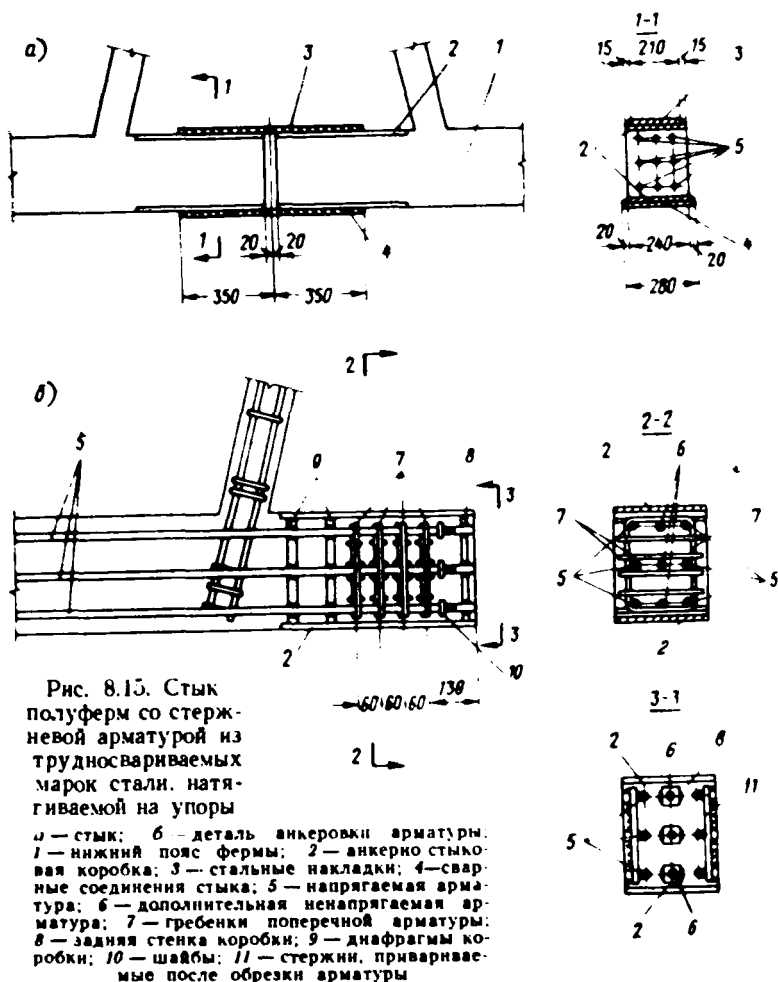


Рис. 8.15. Стык полуфермы со стержневой арматурой из трудносвариваемых марок стали, натягиваемой на упоры

1 — стык; 2 — деталь анкерки арматуры; 3 — нижний пояс фермы; 4 — анкерно стыковая коробка; 5 — стальные накладки; 6 — сварные соединения стыка; 7 — напрягаемая арматура; 8 — дополнительная ненапрягаемая арматура; 9 — гребенки поперечной арматуры; 10 — задняя стенка коробки; 11 — диафрагмы коробки; 12 — шайбы; 13 — стержни, привариваемые после обрезки арматуры

коробки, являющейся и торцом полуфермы, и диафрагмой. Обе части коробки после установки арматуры тщательно заполняют бетоном с обязательным уплотнением вибрированием. В узкой части, между диафрагмами, бетон служит в основном заполнением и вместе с двумя диафрагмами заменяет анкерную плиту (которую пришлось бы делать из листовой стали значительной толщины). Бетон в длинной части коробки находится как бы в обойме и служит для анкерки стержневой арматуры

и передачи усилия на торцовые диафрагмы. С торцовых диафрагм через сварные швы усилие передается на щеки коробки.

Таким образом, усилия в нижних поясах полуферм полностью сосредоточиваются на стальных листах (щеках) анкерно-стыковых коробок и передаются с полуфермы на полуферму при помощи обычных стыковых накладок, присоединяемых

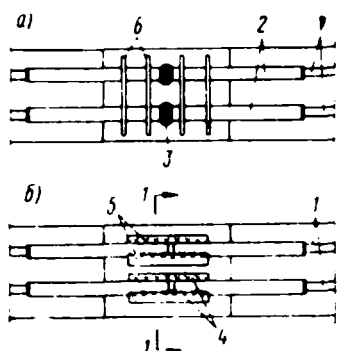


Рис. 8.16. Стык нижнего пояса ферм со сваркой стержней

а — ванной сваркой; б — накладками; 1 — рабочие стержни; 2 — утолщенные концы рабочих стержней; 3 — ванная сварка; 4 — накладки; 5 — сварные швы дуговой сварки; 6 — сетки

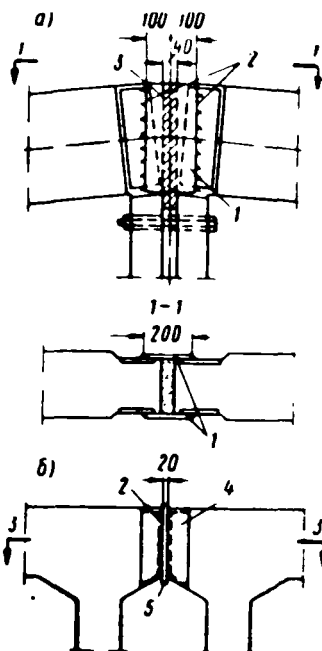


Рис. 8.17. Примеры стыка верхнего пояса фермы

а — одно из ранее применявшихся решений; б — стык с прокладкой; 1 — накладка; 2 — сварные швы; 3 — зачеканка раствором; 4 — стальной оголовок; 5 — прокладной лист

сварными швами дуговой сварки. Для лучшей работы бетона в коробке на местное сжатие и смятие с двух открытых сторон коробки полость армируют встречными гребенками косвенного армирования, охватывающими анкеруемые концы стержней. Чтобы сократить длину анкеровки стержней и самой коробки и повысить надежность анкеровки, на стержни вблизи их концов, т. е. там, где усилия уже значительно уменьшались, были приварены шайбы. Это делали до натяжения стержней с предварительным подогревом концов стержней во избежание подрезов при приварке шайб и разрыва стержней при их натяжении. Поскольку при экспериментальном изготовлении образцов стыков и первых ферм были случаи, когда стержни, укладываемые

мые в форму, смещались ближе к краю элемента и концы стержней оказывались близко к поверхности бетона, то для предотвращения возможного смещения стержней в сторону и выкола бетона на торцы коробок впоследствии приваривали специальные полоски с прорезями или стержни, которые перекрывали прорези и закрепляли концы стержней от бокового смещения (см. рис. 8.15, б).

Для проверки надежности анкеровки арматуры в анкерно-стыковых коробках и стыка в целом в 1960—1961 гг. в НИИЖБ было проведено две серии испытаний опытных образцов стыков этого типа. Изготовление ферм с таким стыком требует выполнения всех работ точно по чертежам и особенно тщательного бетонирования полостей стыковых коробок с постоянным контролем скрытых работ.

Вторая группа стыков нижних поясов ферм с натяжением арматуры на упоры — это стыки арматуры, которую можно при определенных условиях сваривать. Стыки всех стержней растянутого пояса, расположенные в одном сечении, требуют предельно высокого качества выполнения и особо тщательного повышенного контроля, его не всегда можно добиться в условиях строительной площадки. Как правило, диаметры концов стержней рабочей арматуры принимают на один номер больше, чем диаметр рабочей арматуры в нижнем поясе. Эти концы заранее приваривают контактной сваркой к рабочим стержням, выпускают их из полуферм и используют для стыка (рис. 8.16). В этой группе стыков можно выделить следующие типы: с ванной сваркой (рис. 8.16, а), с ванно-шовной сваркой и с накладками (рис. 8.16, б). При ванной сварке трудно выдержать требуемые зазоры между стержнями. Такую сварку арматуры нижних поясов ферм следует выполнять на предприятиях, а не на монтажной площадке.

Вариант стыка с применением накладок, привариваемых дуговой сваркой, более надежен. Накладки располагают по длине симметрично относительно оси зазора между торцами и соосно с осями стержней. Перед дуговой сваркой накладки соединяют со стержнями четырьмя прихватками. Сварку производят электродами Э50А. В зоне стыка устанавливают сетки для уменьшения раскрытия трещин, которые появляются особенно в местах контакта сборного бетона с бетонной смесью, укладываемой при замоноличивании узла.

Конструкция стыка верхнего сжатого пояса ферм проще, однако и этот стык требует тщательного конструирования и тщательного выполнения. В ранних разработках ферм применялись разновидности конструкций стыка со стальными накладками (воспринимающими часть усилия) и заполнением зазора между полуфермами цементным раствором (рис. 8.17, а). Раствор, заключенный между накладками (даже при его прочности ниже прочности бетона), способен воспринимать усилия, развива-

ющиеся в поясах. В безраскосных фермах применяется стык с точно фиксируемыми в формах закладными оголовками, между которыми устанавливается прокладной лист, привариваемый по контуру (рис. 8.17, б).

8.9. ФЕРМЫ С ПУЧКОВОЙ И СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ НА БЕТОН

Для замены стальных ферм в покрытиях проектируемых электролизных цехов алюминиевых заводов в 1955 г. в Промстройпроекте [25] были разработаны чертежи железобетонных

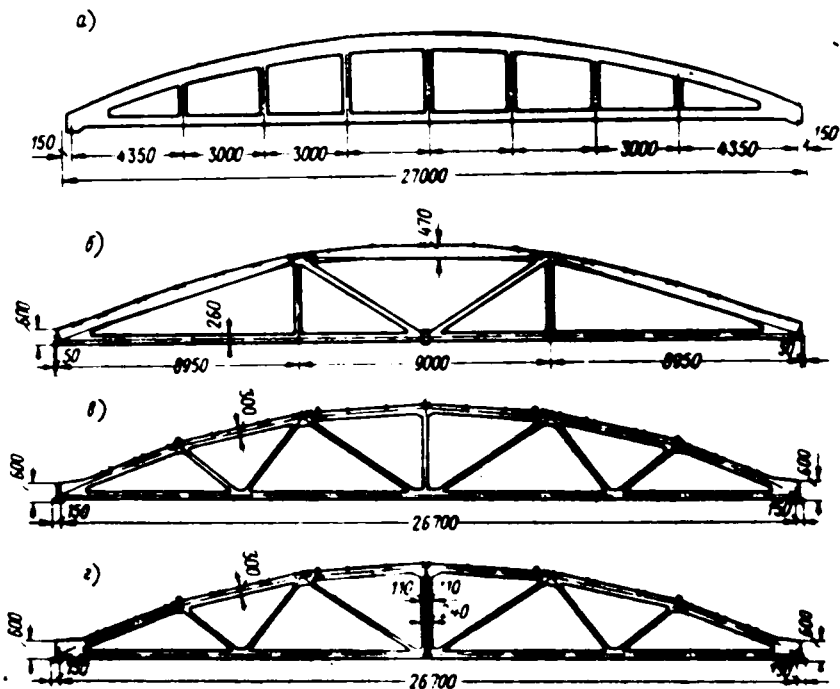


Рис. 8.18. Предварительно напряженные фермы пролетом 27 м с пучковой арматурой (варианты разработки 1955—1956 гг.)

а — безраскосная арка; б — арочная ферма из трех частей; в — целиком изготавливаемая ферма (принятый вариант); г — ферма из двух половинок

предварительно напряженных ферм пролетом 27 м в четырех вариантах (все с пучковой арматурой, натягиваемой на бетон):

1) арка с затяжкой и стойками (рис. 8.18, а) — она оказалась тяжелой, и от этого варианта отказались;

2) составная арочная ферма из трех элементов: двух треугольных и средней вставки (рис. 8.18, б); верхний пояс как бы состоит из трех арок переменной высоты. Панели такой фермы

работают как искривленные брусья на нормальные силы и моменты от местной нагрузки при сравнительно небольших размерах сечения;

3) цельная арочная ферма с раскосной решеткой (рис. 8.18, в) с панелями верхнего пояса размером 4,5 м, которым придан некоторый выгиб;

4) такая же арочная ферма, но из двух полуферм со стыком (рис. 18.8, г).

В этот же период была разработана арочная ферма пролетом 24 м из двух полуферм.

В 1956 г. опытные арочные фермы пролетом 27 м были испытаны в тресте Кузнецктяжстрой, а пролетом 24 м из двух полуферм — в тресте Челябинсталлургстрой [34]. После испытания ферм Промстройпроект разработал временные типовые рабочие чертежи арочных ферм пролетами 18, 24 и 30 м (серии ТЧ-85-56/МСПМХП, ТЧ-85-57/МСПМХП) и рабочие чертежи ферм пролетом 27 м (серии ТЧ-111-56/МСПМХП и ТЧ-111-57/МСПМХП). В арочных фермах верхний пояс и решетка армированы ненапрягаемой арматурой класса А-II, марки 25Г2С. Нижний предварительно напряженный пояс армирован пучками из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм. Натяжение пучков для цельных ферм серии ТЧ-111-57 производилось на всю длину фермы так же, как и для ферм серии ТЧ-85-57, собираемых из двух половин. Цельные фермы пролетом 27 м с пучковой арматурой (рис. 8.18, в, д) начиная с 1957 г. применялись в Ново-Кузнецке [35] на строительстве цехов электролиза алюминия. В последующие годы эти фермы были использованы на строительстве ряда крупных зданий. Технико-экономические показатели этих ферм и в настоящее время остаются высокими. При приведенной равномерно распределенной нагрузке 450 кг/м^2 и нагрузке от фонаря расход стали составляет 900 кг, вес фермы 10 т при бетоне марки 400.

Экспериментальные исследования арочных и сегментных ферм показали, что их работа в целом отвечает расчету и удовлетворяет требованиям прочности и жесткости. Коэффициент запаса на трещиностойкость в предварительно напряженном нижнем поясе был, как правило, несколько меньше коэффициента, принятого в расчете по инструкции И 148-52/МСПИИ [46]. Исследования позволили установить, что величина потерь предварительного напряжения арматуры, указанная в инструкции И 148-52, была заниженной против действительных потерь. Еще до отмены инструкции И 148-52, по данным зарубежной литературы и отечественных опытов, при разработке ферм пролетом 27 м для компенсации увеличения потерь в расчетах, выполняемых в Промстройпроекте, повышали коэффициент запаса на трещины вместо требуемого 1,2 до 1,3—1,35. Впоследствии после переработки норм и увеличения суммарных потерь это позволило применять такие фермы без изменения их опалубки и ос-

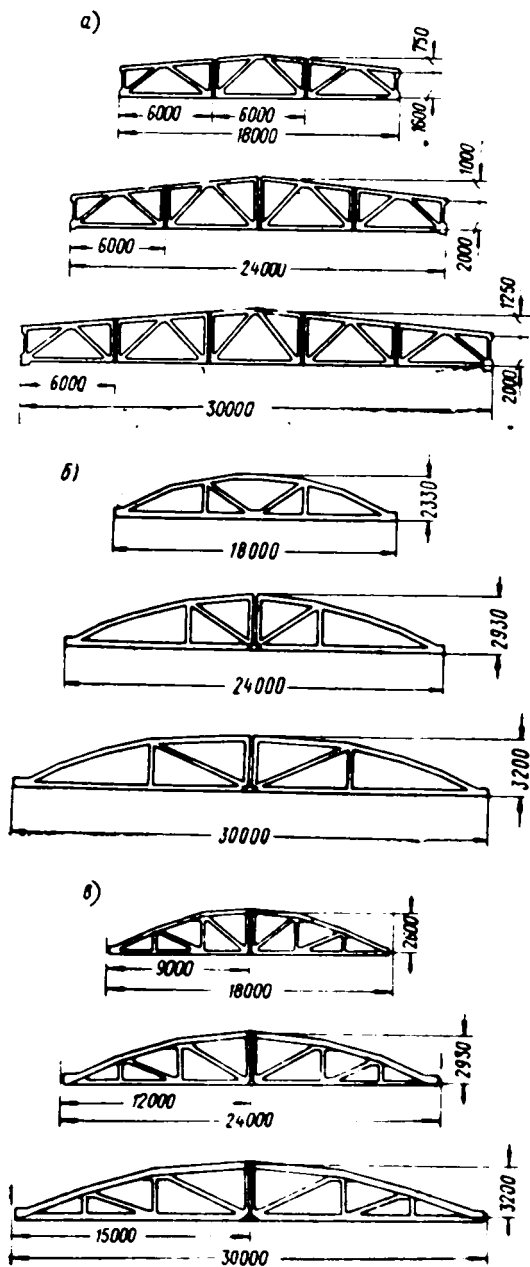


Рис. 8.19. Схемы ферм с натяжением пучковой арматуры на всей длине фермы на бетон (1956 г.)

а — из блоков серии ПК-01-08; б — цельная (18 м) и из двух половин серии ТЧ-85-57; в — из двух половин серии ПК-01-16

новой арматуры. Обследование ферм, находящихся длительное время в покрытиях зданий, показало возможность их дальнейшей нормальной эксплуатации и по условиям трещиностойкости.

При разработке технических решений и рабочих чертежей первых предварительно напряженных ферм проявились две основные тенденции в их конструктивном решении. Первая — это создание ферм, имеющих наибольшую готовность для применения, т. е. цельных ферм или составных из двух полуферм. Вторая — создание составных ферм из отдельных блоков, изготавливаемых на заводах железобетонных изделий, доставляемых на строительство и собираемых на строительной площадке перед их монтажом.

Проектным институтом № 1 при участии IIII по строительству в 1956 г. были разработаны типовые рабочие чертежи предварительно напряженных полигональных (трапециевидных) ферм, собираемых из блоков, для покрытий зданий пролетами 18, 24 и 30 м (серия ПК-01-08 утверждена в декабре

1956 г.). Фермы соответственно членились на три, четыре и пять блоков длиной по 6 м (рис. 8.19, а). Блоки изготовляли на виброплощадках. Фермы собирали с натяжением пучковой арматуры, пропускаемой через каналы в нижнем поясе блоков, а также соединенной сваркой и заполнением раствором зазоров в стыках верхнего пояса. Часть арматурных пучков переходила в растянутые раскосы приопорных блоков ферм.

Кроме арочных ферм (рис. 8.19, б) по требованию утверждающей инстанции Промстройпроект при участии НИИЖБ в 1956 г. разработал типовые рабочие чертежи аналогичных предварительно напряженных сегментных ферм пролетами 18, 24 и 30 м (рис. 8.19, в), собираемых из двух половин (серия ПК-01-16 утверждена Госстроем СССР в январе 1957 г., действовала до ноября 1958 г.). Нижний пояс ферм армирован предварительно напряженной арматурой в виде пучков из углеродистой высокопрочной гладкой проволоки (анкерные колодки и пробки стальные системы НИИЖБ). Кроме напрягаемой арматуры в нижних поясах полуферм предусматривалась и ненапрягаемая арматура, состоящая из четырех стержней, поставленных из условия работы при кантовании, подъеме и транспортировании полуферм. Сборка полуферм выполнялась соединением ненапрягаемых сварных арматурных каркасов нижнего пояса, имеющих на концах стальные детали, при помощи накладок, натяжением через каналы пучков рабочей арматуры, а также сваркой накладок и заполнением бетоном зазоров в стыке верхнего пояса. Решение стыка нижнего пояса полуферм с пропуском пучков на всю длину, хотя и снижало расход стали на стык, но имело существенный недостаток: натяжение пучков и инъецирование каналов ферм, как правило, переносилось на приобъектный полигон.

Фермы серий ПК-01-08 и ПК-01-16 были рассчитаны по инструкции И 148-52/МСПТИ с небольшими дополнениями НИИЖБ. С точки зрения современных норм проектирования в расчете ферм были приняты заниженные потери предварительного натяжения арматуры, что снижало их трещиностойкость по сравнению с фермами, проектируемыми по действующим сейчас нормам. Фермы обеих серий не получили массового распространения. На отдельных объектах, где они были установлены, после шести — восьми лет эксплуатации зданий приходилось прибегать к обследованию и ремонту ферм. Был случай аварии фермы серии ПК-01-08 из-за коррозии и других дефектов: проектным институтом № 1 разработаны чертежи усиления этих ферм [29].

В 1957 г. были разработаны железобетонные фермы для покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м. Гипротисом и Ленинградским Промстройпроектом при участии НИИЖБ была разработана серия ПК-01-27, выпуски I—IV — сегментные фермы (рис. 8.20, а), а Промстройпроектом при

участии НИИЖБ — серия ПК-01-28, выпуски I—IV — арочные фермы (рис. 8.20, б). После опытного применения этих ферм чертежи их были доработаны и в 1958 г. утверждены в качестве типовых. Фермы пролетом 18 м запроектированы цельными, пролетами 24 и 30 м со стыком посередине пролета. Возможности перевозки цельных ферм автотранспортом в тот период были ограничены, поэтому ферму из полуферм собирали, как правило, на строительной площадке. В серии ПК-01-28 был дан

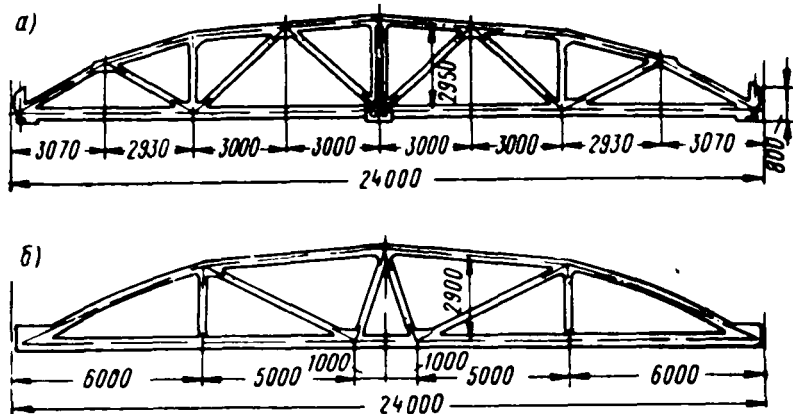


Рис. 8.20. Фермы с натяжением арматуры на бетон
 а — сегментные (серия ПК-01-27); б — арочные (серия ПК 01 28)

также более экономичный вариант цельной фермы пролетом 24 м.

Анализ ферм различного очертания показал, что фермы с криволинейным очертанием верхнего пояса (сегментные, арочные) из-за небольших усилий в элементах решетки, отсутствия опорных стоек и так называемых «нулевых» панелей верхнего пояса требуют меньше бетона по сравнению с двускатными фермами. Ширина элементов ферм (поясов и решетки) принята одинаковой. Это сделано для упрощения опалубочных форм и удобства бетонирования. Перерасход бетона в решетке в этом случае оказался ничтожным и окупался технологическими преимуществами.

Основное различие ферм серий ПК-01-27 и ПК-01-28 заключается в очертании верхнего пояса и разбивке его на панели. В фермах серии ПК-01-27 панели верхнего пояса имеют размер 3 м при треугольной с дополнительными стойками решетке. Элементы верхнего пояса между узлами приняты прямыми, а для унификации деталей опирания конструкции фонарей уклон верхнего пояса в пределах ширины фонаря принят 1 : 12. В опорных узлах ферм предусмотрены выступы высотой 800 мм для опирания крайних плит покрытия, при этом уклон кровли на межфонарных участках составляет от 1 : 3 до 1 : 4. Основным

вариантом является применение плит покрытия шириной 3 м. Предусмотрена также возможность использования плит 1,5×6 м, однако при этом требуется дополнительное армирование верхнего пояса ферм на местный изгиб.

В фермах серии ПК-01-28 верхний пояс разбит на крупные панели размером от 4,5 до 6 м при раскосной решетке ферм, что позволяет сократить количество и длину узких трудно бетонизируемых элементов решетки ферм, уменьшить число узлов, усложняющих арматурные и бетонные работы. Для уменьшения влияния изгибающих моментов от местной нагрузки верхнему поясу ферм придано пологое криволинейное (арочное) очертание. Арматурные каркасы проектируют и изготовляют прямолинейными и изгибают их при укладке в опалубочные формы в пределах упругого выгиба.

Детали армирования ферм по сериям ПК-01-27 и ПК-01-28 близки. Напрягаемая арматура нижнего пояса принята в виде пучков из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм, располагаемых в каналах. Анкерные колодки и пробки для пучков системы НШЖБ. Сварные стыки нижнего пояса ферм вынесены за пределы узлов.

В 1960 г. в связи с изменением норм на снеговые нагрузки СН 69-59, в которых предусматривалось увеличение нагрузок от снега у торцов и бортов фонарей и в местах перепадов зданий, фермы серий ПК-01-27 и ПК-01-28 (выпуски I—IV) были переработаны. Типовые фермы серии ПК-01-27, выпусков I—IV отменены в 1961 г., а те же выпуски серии ПК-01-28 — в 1962 г. После пересчета ферм на новые снеговые нагрузки выпуски I—IV серий были заменены выпусками V—VIII. Эти фермы постепенно вытеснялись фермами с арматурой, натягиваемой на опоры, и не были включены в заводскую номенклатуру конструкций для промышленного строительства. В 1963 г. все фермы с пучковой арматурой были исключены из действующих типовых чертежей.

Фермы с пучковой арматурой, в частности фермы серии ПК-01-28, были применены на многих объектах в различных районах Советского Союза. Этими фермами перекрыто большое количество зданий промышленных предприятий в Ново-Кузнецке, Волгограде, Нижнем Тагиле, Свердловске, Первоуральске, Москве и Московской области и во многих других городах. Долговечность ферм с пучковой арматурой, находящейся в закрытых каналах, при высоком качестве изготовления конструкций не вызывает сомнений.

Выборочная проверка ферм на отдельных объектах показала достаточно хорошее заполнение каналов раствором при инъектировании, однако, безусловно, необходимо периодическое наблюдение за состоянием эксплуатируемых конструкций, поскольку такие фермы изготовлялись в различных производственных условиях, а иногда и зимой, что могло отразиться на качестве.

Еще большего внимания требуют составные фермы из двух половин. Что касается блочных ферм (они применены в небольшом объеме), то, по данным обследования их на одном из объектов, после восьми лет эксплуатации (особенно арматуры в местах стыков блоков) требовался ремонт и усиление ферм. Это приводит к выводу о необходимости обследования таких ферм везде, где они были применены.

8.10. ФЕРМЫ С ПРОВОЛОЧНОЙ И СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ НА УПОРЫ

Заводы, оснащенные линейными стендами, стремились их использовать для производства не только балок, но и ферм. В 1958—1959 гг. были успешно проведены работы по переходу от изготовления ферм с пучковой арматурой, натягиваемой на бетон, к изготовлению ферм с проволочной (стержневой) арматурой, натягиваемой на упоры. При этом почти одновременно разрабатывалась конструкция и технология изготовления цельных ферм и ферм с отдельно изготавливаемым нижним поясом.

Трест Иркутскалюминстрой в 1958 г. изготовил опытные цельные предварительно напряженные арочные фермы пролетом 24 м с проволочной арматурой в нижнем поясе с натяжением ее на упоры. В фермах, ранее разработанных Промстройпроектом, с пучковой арматурой последняя была заменена 48 проволоками периодического профиля диаметром 5 мм с нормативным сопротивлением 15000 кг/см^2 . Испытание опытных ферм в 1959 г. дало положительные результаты [36], но окончательный вывод был сделан после испытания ряда специальных образцов треугольных ферм, в которых опорный узел имитировал в натуральную величину опорный узел рассматриваемой фермы. Были приняты несколько вариантов усиления анкеровки проволок в опорных узлах и разные марки бетона. В испытанных образцах отношение фактической нагрузки при появлении трещин в нижнем поясе к нормативной составляло 1,3, т. е. трещиностойкость была более чем достаточной. Отношение фактической нагрузки при разрушении к расчетной составляло от 1,8 до 2,5. Была установлена надежность анкеровки проволок в опорных узлах.

На основе этих работ Промстройпроектом с участием треста и НИИОМТП были разработаны чертежи цельной фермы пролетом 24 м (рис. 8.21) с предварительно напряженным нижним поясом с проволочной арматурой, натягиваемой на стенде до бетонирования фермы (серия Е-728А). Проектная прочность бетона 400 кг/см^2 , спуск натяжения арматуры производили при достижении бетоном прочности 300 кг/см^2 . Эти фермы применялись главным образом в районе Иркутска.

Возникла также мысль изготовлять на стендах не полностью фермы, а только их предварительно напряженный нижний пояс. Экспериментальные работы по фермам с применением прово-

лочной арматуры в отдельно изготавливаемых нижних поясах были проведены в Куйбышевгидрострое в 1959 г. [36]. В результате испытания опытных ферм институт Промстройпроект при участии НИИОМТП разработал рабочие чертежи арочной фермы пролетом 24 м (по типу серии ПК-01-28) с закладным предварительно напряженным нижним поясом с проволочной арматурой.

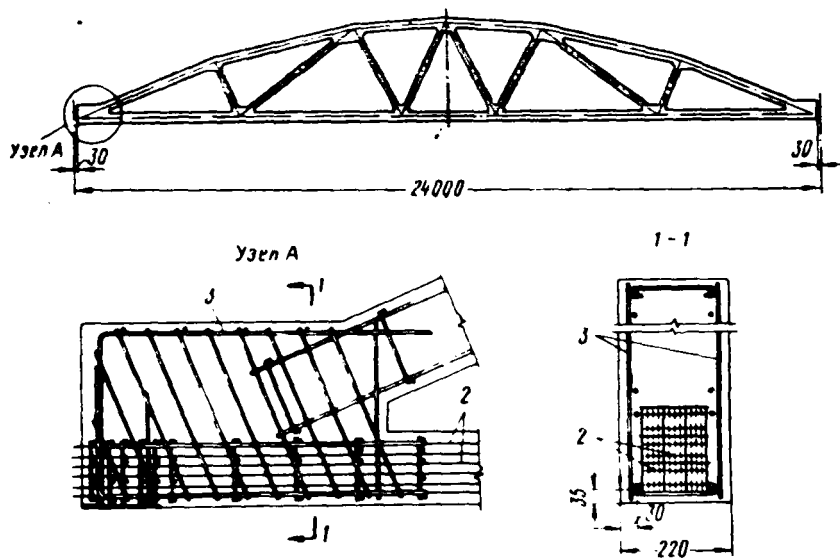


Рис. 8.21. Первая цельная арочная ферма пролетом 24 м с проволочной арматурой, натягиваемой на опоры

1 — напряженный нижний пояс; 2 — проволочная арматура; 3 — каркасы узлов

турой (рис. 8.22). Фермы по этим чертежам (серия Е-755) также были испытаны и применены в строительстве.

Для надежной работы узла (исследование работы опорных узлов таких ферм было выполнено значительно позже) предусматривался ряд конструктивных мероприятий. Количество проволок в поясе было увеличено (60 проволок периодического профиля диаметром 5 мм с нормативным сопротивлением $15\,000 \text{ кг/см}^2$ вместо 48 проволок в пучках с нормативным сопротивлением $17\,000 \text{ кг/см}^2$) с тем, чтобы создать повышенное его обжатие. Момент появления трещин был принят не при нормативном усилии, как это требовалось по инструкции СН 10-57 для ферм с пучковой арматурой, а при 1,2 нормативного усилия (точность натяжения учитывали в расчете коэффициентом 0,9). Опорный узел был дополнительно заармирован каркасами, хомутами и сетками. Пояс изготовляли на стенде с натяжением проволок на опоры и после достижения бетоном 70—80% проектной прочности переносили краном к месту бетонирования

фермы. К стержням арматуры, выпущенным в четырех местах фермы, приваривали стержни арматурных каркасов верхнего пояса и элементов решетки, после окончания армирования бетонировали остальную часть фермы.

В г. Тольятти было изготовлено и смонтировано более 500 таких ферм, которые эксплуатируются в зданиях цехов с мосто-

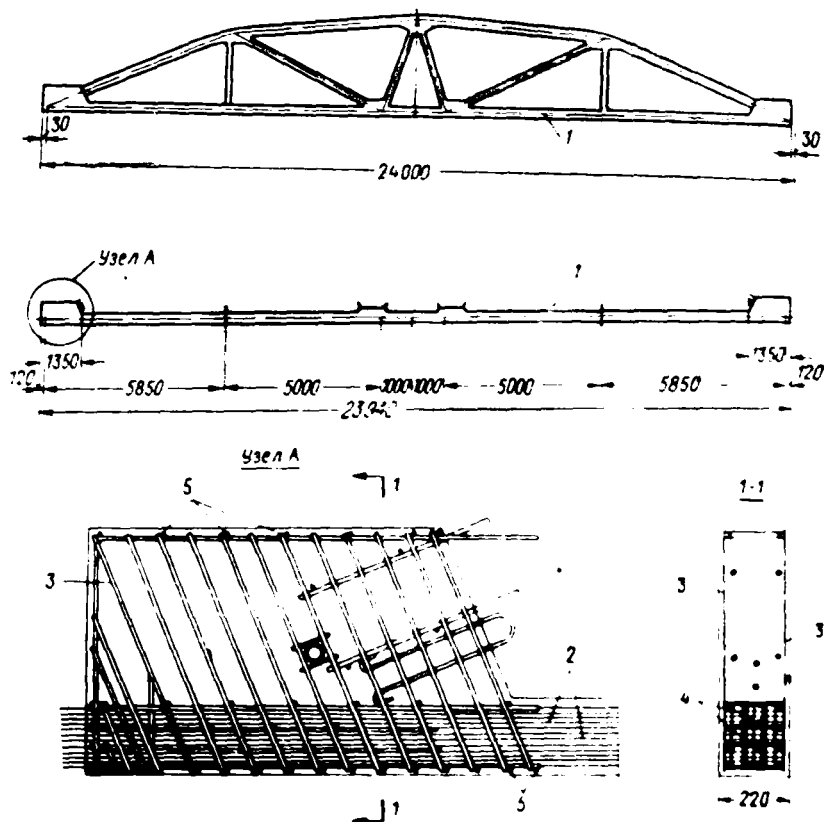


Рис. 8.22. Первое решение арочной фермы с проволочной арматурой в отдельно изготавливаемом нижнем поясе

1 — отдельно напрягаемый нижний пояс; 2 — проволочная арматура; 3 — каркасы опорного узла; 4 — сетки; 5 — шпильки

выми кранами и без кранов, с фонарями и без фонарей, в местах перепадов высот зданий. Ряд корпусов с такими фермами построен в Липецке.

На основе этого опыта Промстройпроектом в 1961 г. были закончены типовые рабочие чертежи арочных ферм серии ПК-01-28, выпуск V (материалы для проектирования) и выпуски IX, X и XI соответственно ферм пролетами 18, 24 и 30 м с проволочной и стержневой арматурой в отдельно изготавливаемых

нижних поясах с натяжением на упоры. Аналогичные, но сегментные фермы были разработаны в Гипротисом и Ленинградским Промстройпроектом на основе серии ПК-01-27, выпуски IX, X и XI. Фермы выпусков IX—XI рассчитаны на те же унифицированные нагрузки от покрытия и подвешного транспорта, что и фермы с натяжением арматуры на бетон. Все эти фермы не были рассчитаны на применение их в местах перепадов здания, где имеются дополнительные нагрузки от снеговых отложений. Требовался дополнительный расчет. Напрягаемая арматура принята в двух вариантах: высокопрочная проволока периодического профиля диаметром 5 мм и стержневая периодического профиля. В чертежах стержневая арматура была предусмотрена из стали класса А-IV, однако практически она не применялась, а вместо нее брали упрочненную вытяжкой сталь класса А-III, марок 25Г2С и 35ГС. Ненапрягаемая арматура была принята из стали класса А-III, марки 25Г2С или 35ГС.

В 1961 г. Промстройпроект совместно с Башнинстроем разработал и испытал вариант цельных ферм серии ПК-01-28, выпуски IX и X, пролетом 18 и 24 м с проволочной арматурой, изготавливаемых на длинных стендах с натяжением арматуры на упоры (серии Е-785 и Е-786). Такие фермы изготавливались в Темир-Тау, Уфе, Стерлитамаке, Шелехове и других местах. Цельные фермы серии ПК-01-28 с натяжением стержневой арматуры на упоры коротких стендов (вариант чертежей ферм пролетом 24 м в серии Промстройпроекта Е-813 и др.) изготавливались на коротких стендах.

В ряде строительных трестов и на предприятиях сборного железобетона было организовано изготовление ферм серий ПК-01-27 и ПК-01-28, выпуски IX, X и XI. Железобетонные сегментные и арочные фермы с натяжением арматуры на упоры серий ПК-01-27 и ПК-01-28 разрешалось применять в районах, где такие фермы поставлялись предприятиями, имеющими готовые формы для их производства. Это разрешение действовало до 1967 г.

В 1966—1967 гг. ЦНИИПромзданий и Промстройпроектом были проведены натурные обследования ферм серий ПК-01-27 и ПК-01-28 (выпуски IX и X), эксплуатируемых в действующих цехах. Целью обследования являлась оценка действительного состояния ферм в покрытиях зданий, запроектированных по ранее действующим нормам, но применяемых в отдельных случаях (из-за освоения на предприятиях) в период действия новых норм.

Фермы серии ПК-01-27, выпуски IX—X, обследованы в покрытиях 12 зданий на 10 промышленных объектах. Фактическая нагрузка на фермы от покрытия и снега составляла от 60 до 80% принятой в проектах суммарной расчетной нагрузки. Во всех обследованных объектах отсутствовал подвешной транс-

порт. В ряде ферм были обнаружены трещины шириной от 0,05 до 0,2 мм и весьма редко до 0,3 мм в местах примыкания растянутых раскосов к вутам поясов. Трещины с наибольшей шириной раскрытия до 0,3 мм обнаружены главным образом в фермах зданий одного машиностроительного завода. В значительной мере это объясняется низким качеством изготовления и монтажа ферм. Так, сквозные трещины шириной раскрытия до 0,2—0,3 мм обнаружены в стойках, в которых практически отсутствуют заметные усилия. Такие трещины могли возникнуть при плохом качестве изготовления, небрежном кантовании, складировании и транспортировании ферм, неправильной строповке на монтаже, ударах и т. п. В опорных узлах обследованных ферм трещины не были обнаружены.

Фермы серии ПК-01-28, выпуски IX и X, были обследованы на шести объектах. Осмотру подверглось более 700 ферм. Фактическая нагрузка на фермы от покрытия и снега, как правило, была близкой к проектной нормативной либо превышала ее на 10—15 кг/м². Подвесной транспорт, предусмотренный проектом на двух объектах, отсутствовал. В опорных узлах ферм трещины, как правило, полностью отсутствуют либо имеются отдельные трещины шириной до 0,15 мм. Ширина трещин в верхней части торцов опорных узлов ферм, изготовленных на Калужском заводе железобетонных изделий и установленных на двух объектах, составляет 0,2—0,3 мм, а в отдельных фермах (в 11 из 44) достигает 0,5 мм. Как было установлено специально выполненным детальным обследованием (с целью исправления дефектов), такие трещины объясняются плохим качеством изготовления ферм, смещением арматурных каркасов в опорном узле. Дефекты в опорных узлах на других объектах не наблюдались. Ширина трещин в растянутых раскосах ферм не превышала 0,2 мм.

Промстройпроект и ЦНИИПромзданий были внесены небольшие изменения в армирование растянутых раскосов ферм IX и X выпусков серий ПК-01-27 и ПК-01-28 (в соответствии со СНиП 1962 г. и требованиями НИИЖБ к трещиностойкости ферм). Одновременно была несколько изменена верхняя закладная деталь (под плиты покрытий) в опорных узлах для устранения возможности окола бетона, который был отмечен в отдельных опорных узлах обследованных ферм. Эти измененные чертежи предназначались для отдельных предприятий, изготовлявших эти фермы до износа форм.

В отдельных случаях по просьбе строительных организаций и предприятий Промстройпроект были пересчитаны по действующим нормам фермы серии ПК-01-28 с изменением нагрузок применительно к условиям проектируемых объектов и армирования, а иногда и с переходом на марку бетона 500 (например, для предприятий Саратовгэсстроя в г. Балакове).

Конструктивное решение железобетонных составных ферм, собираемых на предприятии-изготовителе из заранее выполненных линейных элементов, было предложено, исследовано и внедрено в проектирование б. НИИ по строительству в 1958—1960 гг. Первоначально эти фермы были запроектированы с натяжением стержневой и пучковой арматуры в нижнем поясе на бетон. С внедрением натяжения арматуры на опоры этот способ был перенесен для нижних поясов ферм из линейных элементов.

Типовые рабочие чертежи предварительно напряженных сегментных ферм из линейных элементов пролетами 18, 24 и 30 м с натяжением арматуры на бетон были разработаны для шага 6 м (серия ПК-01-76, выпуски I—IV) проектным институтом № 1 при участии НИИ по строительству и для шага 12 м (серия ПК-01-84, выпуски I—IV) Ленинградским Промстройпроектом и ЦНИИПромзданий при участии НИИЖБ. Обе серии были утверждены Госстроем СССР в 1961 г., но уже в июле 1963 г. были отменены (выпуски II—IV) главным образом в связи с отказом от натяжения арматуры на бетон. Фермы серии ПК-01-76 (выпуски II—IV) в 1961—1963 гг. изготовлялись на отдельных предприятиях (Брянск, Гордеец, Щекино, Петрозаводск, Камениск-Уральский и др.); фермы серии ПК-01-84 с арматурой, натягиваемой на бетон, практически распространения не получили.

Линейные элементы верхнего и нижнего поясов и решетки ферм изготовлялись заранее на виброплощадках. При натяжении арматуры на бетон нижний пояс выполнялся из элементов корытообразного сечения (в пределах между вутами) и прямоугольного сечения с квадратным отверстием (в пределах вутов). Натягаемая арматура в виде пучков гладкой высокопрочной проволоки диаметром 5 мм либо стержней периодического профиля, упрочненных вытяжкой, из стали класса А-IIIв. При сборке ферм на кондукторах накладки приваривали к закладным деталям элементов верхнего и нижнего поясов и сваривали выпуски стержневой арматуры (рис. 8.23). Швы между элементами поясов зачеканивали цементно-песчаным раствором, затем устанавливали опалубку узлов и замоноличивали бетоном места соединений элементов решетки с поясами. Арматуру натягивали после достижения раствором и бетоном в узлах прочности не менее 150 кг/см^2 . Анкеровку пучковой арматуры производили с помощью гильзовых анкеров, а стержней — с помощью гаек и шайб. После натяжения арматуры каналы узлов нижнего пояса заполняли цементным раствором, а затем заполняли бетоном лотки нижнего пояса.

С переходом к натяжению арматуры нижних поясов ферм на опоры были внесены соответствующие конструктивные изменения и в фермы из линейных элементов. Нижний пояс ферм ста-

ли изготовлять в виде элемента прямоугольного сечения на всю длину фермы с напрягаемой арматурой (проволочной или стержневой), натягиваемой на упоры стенда. При сборке ферм выпуски арматуры раскосов приваривали к выпускам из поясов,

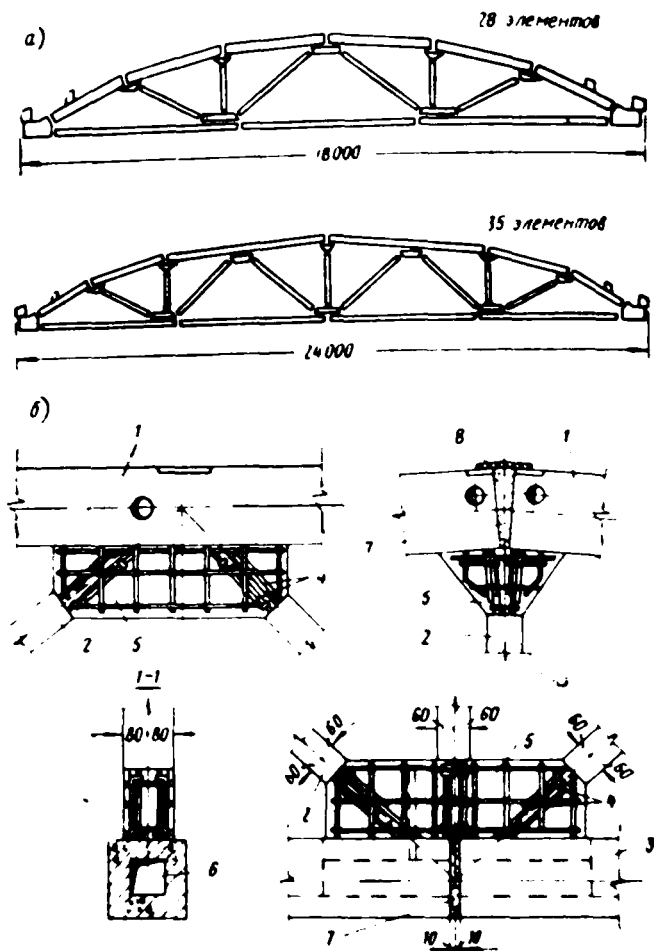


Рис. 8.23. Фермы из линейных элементов с пучковой арматурой

а — схема сборки ферм серии ПК-01-76, вып. I—IV; б — узлы соединения элементов решетки с элементами поясов; 1 — верхний пояс; 2 — решетка; 3 — нижний пояс; 4 — выпуски, соединяемые дуговой сваркой; 5 — замоноличиваемый узел; 6 — канал для пропуска напрягаемой арматуры; 7 — шов, заполняемый цементным раствором; 8 — накладка

а выпуски верхнего пояса — также к опорным узлам нижнего пояса с последующим замоноличиванием узлов. Типовые чертежи ферм из линейных элементов с натяжением проволочной и стержневой арматуры на упоры стендов были разработаны в нескольких вариантах: для шага 6 м — под ранее принятые уни-

фицированные нагрузки — в серии ПК-01-76, выпуски VI—VIII (утверждены в 1961 г.) и под более тяжелые нагрузки от подвесного транспорта — в серии ПК-01-76, выпуски XIV—XVII (утверждены в 1962 г.); для шага 12 м — в серии ПК-01-84, выпуски V—VII (утверждены в 1961 г.) и под тяжелые нагрузки для применения в местах перепада — в серии ПК-01-84, выпуски VIII—XII (утверждены в 1961—1962 гг.).

Указанные фермы были включены в номенклатуру железобетонных конструкций заводского изготовления и в первые годы после их утверждения сравнительно широко применялись в строительстве, особенно фермы с шагом 6 м. Однако уже в 1964 г. наметилось ограничение в изготовлении и применении этих ферм на основе опыта предприятий сборного железобетона и мнения ряда ведущих проектных организаций. В ноябре 1964 г. типовые чертежи серии ПК-01-76, выпуски I, VI—VIII и XIV—XVII, а также все выпуски серии ПК-01-84 были исключены из числа действующих. Применение в строительстве ферм по этим чертежам допускалось только в случаях, когда фермы поставлялись с предприятий, где имелись готовые стальные формы, но не позднее конца 1966 г. *

Опыт изготовления, применения и эксплуатации ферм из линейных элементов выявил ряд присущих им недостатков, особенно ферм с натяжением арматуры на бетон. Наиболее существенный недостаток этих ферм — многостадийный процесс их изготовления: 1) предварительное изготовление элементов; 2) сборка этих элементов с замоноличиванием узлов, требующих соответствующей выдержки; 3) натяжение арматуры и, наконец, 4) заделка предварительно напряженной арматуры цементным раствором. Такой многодельный и длительный цикл изготовления оказался неприемлемым. Слабым элементом ферм в отношении долговечности оказался нижний пояс в виде корыта, в котором расположена пучковая арматура. Защитный слой из необжаренного раствора не гарантировал отсутствия трещин, и приходилось дополнительно армировать его сетками.

В фермах с натяжением арматуры на упоры перечисленные недостатки были в значительной мере устранены. Однако по-прежнему предъявлялись высокие требования к качеству изготовления. Небольшие отклонения при изготовлении от чертежей и технологических требований нередко приводили к дефектам, которые обнаруживались уже в процессе эксплуатации зданий. Следует иметь в виду, что на некоторых предприятиях изготавливались различные модификации этих ферм, разработанные на месте (например, в цельном исполнении, с другими видами армирования и т. д.). Опорные узлы отдельных марок ферм как

* В 1967 г. Управлением типового проектирования и Главпромстройпроект Госстроя СССР было запрещено дальнейшее применение ферм серии ПК-01-76.

по своей высоте, так и по армированию в большей мере, чем в других типах ферм, не отвечают современным требованиям. Имеются примеры, когда эти фермы эксплуатируются ряд лет удовлетворительно, однако в некоторых случаях для обеспечения надежности покрытий потребовалось производить усиление узлов и элементов ферм.

При эксплуатации ферм, состоящих из линейных элементов, следует обращать внимание на состояние раскосов и замоноличенных узлов, особенно в местах соединения арматуры. При неудовлетворительном качестве сварочных работ, а также при применении таких ферм в неотопливаемых зданиях с возможной температурой воздуха ниже -30°C не следует допускать в раскосах ферм больших усилий от подвесного транспорта с тем, чтобы избежать влияния совокупности факторов хладноломкости арматуры и высоких напряжений и не вызвать разрушения раскосов.

8.12. ФЕРМЫ СО СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ ЭЛЕКТРОТЕРМИЧЕСКИМ СПОСОБОМ

В 1959—1960 гг. Промстройпроект [28, 38, 39] впервые разработал, а заводы Главпромстройматериалов освоили и внедрили в Москве стропильные фермы с параллельными поясами с электротермическим натяжением стержневой арматуры для покрытия зданий с плоской кровлей пролетом 24 м (серия Е-772П) (рис. 8.24). Фермы составные из двух полуферм длиной по 12 м. Деление на полуфермы было вынужденным по условиям транспортирования и имеющегося кранового оборудования на предприятиях. Перед монтажом полуфермы соединяли при помощи стыка, разработанного Промстройпроектном применительно к стержневой арматуре класса А-IV и электротермическим способом натяжения (см. 8.8).

Нижний пояс фермы армирован шестью стержнями напрягаемой арматуры из стали класса А-IV (в первые годы применялась арматура марки 30ХГ2С) диаметром 22 мм и тремя ненапрягаемыми стержнями из стали класса А-III, марки 25Г2С диаметром 18 мм. Ненапрягаемая арматура поставлена только в средних панелях фермы, как дополнительная, поскольку сечение напрягаемой арматуры, более чем достаточное для крайних панелей фермы, для средних панелей было несколько недостаточным. Крайние, нисходящие раскосы армированы четырьмя напрягаемыми стержнями из стали класса А-IV диаметром 22 мм. Все остальные элементы фермы — верхний пояс, раскосы и стойки — армированы сварными каркасами из стали класса А-III, марки 25Г2С. Напрягаемые стержни нижнего пояса и первого растянутого раскоса заанкерены в крайнем развитом узле нижнего пояса, а стержни первого раскоса на другом конце — в верхнем опорном узле фермы. По концам напрягаемых стерж-

ней поставлены спирали диаметром 60 мм, длиной 300 мм из проволоки диаметром 3 мм.

Величина предварительного напряжения арматуры электротермическим способом принята в расчете не менее 4000 кг/см^2 (при проверке на образование трещин) и не более 5000 кг/см^2 (при проверке сечения элементов на обжатие). В расчете учтено, что во время пропаривания полуферм упоры, анкерующие напрягаемую арматуру, находятся примерно в одинаковых тем-

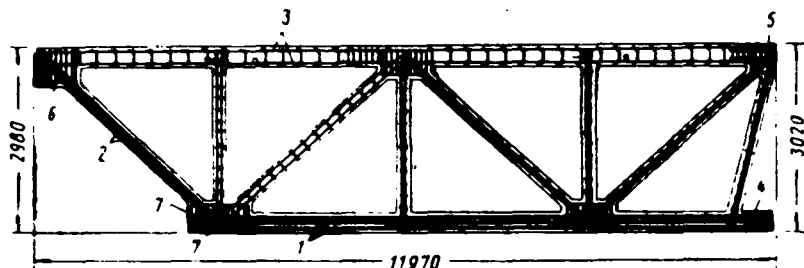


Рис. 8.24. Предварительно напряженная полуферма стропильной фермы пролетом 24 м

1 и 2 — напрягаемая стержневая арматура; 3 — каркасы верхнего пояса; 4 — анкерно-стыловая коробка; 5 — закладная деталь стыка; 6 — опорный узел; 7 — спирали

пературных условиях и потери предварительного напряжения от перепада температур нет.

Полуфермы изготовляли с натяжением арматуры на силовые формы. В первый период полуфермы готовились на коротких стендах попарно с передачей натяжения на среднюю распорку стенда. Затем был оставлен только один способ — с натяжением на силовую форму. Технология изготовления была разработана ВНИИЖелезобетоном и совершенствовалась главным образом на заводе № 18 Главмоспромстройматериалов [29].

В 1960—1961 гг. этими фермами, изготовленными на заводе № 4 и комбинате № 2, было перекрыто 130 тыс. м² производственных зданий с плоской кровлей, запроектированных Промстройпроектом в Москве. Затем изготовление ферм было передано заводу № 18, где оно продолжалось впредь до последнего времени. Всего почти за 10 лет были изготовлены тысячи ферм для строительства в Москве, Московской области, а иногда и для других районов страны.

Для московских предприятий Промстройпроектом совместно с ВНИИЖелезобетоном в 1960—1961 гг. были разработаны рабочие чертежи ферм пролетом 18 и 24 м серии ПК-01-28 со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом. Фермы пролетом 24 м длительный период изготавливались на заводе № 18, а пролетом 18 и 24 м — на предприятиях Главмособлстройматериалов (серии Е-817 и Е-818).

8.13. ТИПОВЫЕ ФЕРМЫ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ПОЯСАМИ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ С ПЛОСКОЙ КРОВЛЕЙ

Впервые типовые железобетонные фермы для зданий с плоской кровлей были разработаны Промстройпроектом [40] с участием НИИЖБ в 1960—1962 гг. (серия ПП-01-02/62, выпуски I—IV). Геометрическая схема ферм с треугольной решеткой и дополнительными стойками (рис. 8.25) и узлами через 3 м определяет сравнительно большое количество элементов решетки. Было решено применить закладные раскосы и стойки (заранее

изготавливаемые на вибростолах), а на стене бетонировать только пояса, чтобы сократить продолжительность операций, выполняемых в формах, и увеличить оборачиваемость стенда.

Серия включает фермы пролетами 18 и 24 м, с шагом 6 м (выпуски II и III) и с шагом 12 м (выпуски IV и VI), а также ферму пролетом 18 м, рассчитанную на тяжелые и специфические нагрузки от технического чердака (выпуск V). Номинальная высота всех ферм (в габаритах) единая — 2700 мм, что удобно при компоновке конструкций зданий, позволяет решать смежные пролеты 18 и 24 м без перепада, применяя единую схему связей. Высота ферм отличается от высоты балок на 1200 мм, что удобно при увязке несущих конструкций с ограждающими, поскольку это соответствует ширине типовой стеновой панели.

Ширина верхнего и нижнего поясов принята одинаковой для ферм пролетом 18 и 24 м — 280 мм. Для компенсации прогиба ферм пролетом 24 м верхнему поясу этих ферм придан незначительный уклон благодаря увеличению сечения верхнего пояса по середине фермы на 20—40 мм (без нарушения геометрической схемы фермы и параллельности поясов в осях).

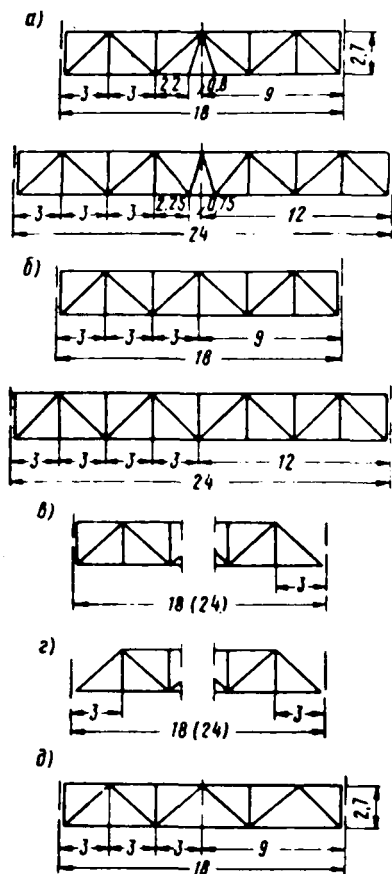


Рис. 8.25. Схема ферм для зданий с плоской кровлей

а — с шагом 6 м для опирания по колоннам (по чертежам 1962 г.); б — то же, с изменением решетки в средней части (по чертежам 1968 г.); в — то же, с опиранием на колонну и другого узла на подстропильную ферму; г — то же, с опиранием обоих концов на средние узлы подстропильных ферм; д — с шагом 12 м

В отдельных растянутых раскосах ферм, особенно при больших нагрузках, усилия достигают весьма значительных величин — от 30 до 100 т. При ненапрягаемой арматуре потребовались бы в отдельных раскосах очень большие сечения арматуры, поскольку по условиям ограничения ширины раскрытия трещин напряжение в ней должно было бы быть ограничено величиной порядка 1600—1800 кг/см². В связи с этим растянутые раскосы были запроектированы без предварительного напряжения только при усилиях примерно до 40 т. Все остальные растянутые раскосы — закладные, предварительно напряженные со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом. Чтобы ограничиться бетонированием на стенде только поясов, сжатые раскосы и стойки также были запроектированы закладными. Не исключалась также возможность бетонирования сжатых и ненапряженных растянутых раскосов и стоек одновременно с поясами.

Растянутые предварительно напряженные раскосы заанкериваются в узлах ферм путем выпуска рабочих стержней арматуры, на концах которой привариваются анкерные коротыши. У торца бетонной части закладных раскосов на арматурные стержни надевают спирали из проволоки, назначение которых — предохранение от возможного появления трещин при спуске натяжения и передаче напряжения на бетон, а также уменьшение размера раскрытия трещин в этой части раскосов при их входе в вуты фермы.

В первых выпусках серии были предусмотрены варианты армирования нижнего пояса ферм стержневой арматурой класса А-IIIв и А-IV (силовое натяжение) и проволочной арматурой. В 1965 г. серия была пополнена чертежами армирования нижнего пояса ферм прядевой арматурой (ПП-01-02/64, выпуски VII—XI).

Фермы серии ПП-01-02 (опытные — по первой, еще не утвержденной редакции), ПП-01-02/62 и ПП-01-02/64 применялись на многих объектах: в Калуге с 1961 г. пролетом 18 м, с шагом 6 м с проволочной арматурой, изготовленные на длинном стенде; в Куйбышеве, Минске, Львове, Каунасе с 1962—1963 гг. пролетом 24 м, с шагом 6 м со стержневой арматурой, изготовляемые на коротких стендах; в Липецке с 1962—1963 гг. пролетом 24 м, с шагом 12 м и на многих других стройках. В процессе применения ферм отдельными предприятиями совершенствовалась технология их изготовления, оформлялись локальные чертежи вариантов армирования ферм, в частности для их цельного бетонирования.

Для строительства зданий Волжского автомобильного завода и других объектов в г. Тольятти, в которых применены железобетонные конструкции покрытий, Промстройпроектом на основе чертежей серии ПП-01-02/64 разработан вариант цельной фермы пролетом 24 м, бетонлируемой в один прием в силовых

неразъемных формах. Для удобства извлечения из формы элементы фермы выполнены с минимальными уклонами. Качество ферм очень повысилось, поверхности бетона получают гладкими и без раковин, не происходит утечки цементного молока и т. д. Перед окраской ферм не требуется дополнительной обработки поверхностей. Заметно выросла производительность труда.

Для типового проекта производств легкой промышленности (комбинаты хлопчатобумажных и других тканей и др.) Промстройпроектом по заданию ГПИ № 1 в 1962 г. были разработаны фермы пролетом 18 м, с шагом 12 м с параллельными поясами, рассчитанные на весьма высокие нагрузки, в том числе приложенные и в нижних узлах (серия КС-014 и переработанная в 1964 г. КС-014/64, выпуски I и II). Арматура нижнего пояса — стержневая и прядевая. Фермы этой серии в большом количестве применены на строительстве ряда комбинатов (г. Чайковский, Черногорск, Чита и др.).

Для типового завода ацетатного шелка, где в покрытии по противопожарным требованиям необходимы железобетонные фермы, Промстройпроектом в 1961 г. были разработаны и в 1964 г. откорректированы (в связи с изменением норм) чертежи ферм с параллельными поясами пролетом 30 м, с шагом 6 м (серия Е-810П и Е-810/64). Эти фермы изготовлены и применены впервые строительными организациями Минстроя Литовской ССР в Каунасе и уже много лет успешно эксплуатируются, что подтверждено специальными длительными наблюдениями.

Промстройпроектом с участием НИИЖБ стропильные фермы для зданий с плоской кровлей переработаны с учетом всех данных последних лет и введенного нового ГОСТ 7890—67 на подвесные краны. При этом фермы пролетами 18 и 24 м с шагом 6 м и пролетом 18 м с шагом 12 м, армированные напрягаемой стержневой и проволочной арматурой (серия ПП-01-02/62, выпуски I—IV), были объединены в одних типовых чертежах с фермами тех же пролетов, армированными прядевой арматурой (по серии ПП-02/64, выпуски VII—XI). Фермы пролетом 18 м, с шагом 12 м под особо тяжелые специфические нагрузки (прежний выпуск V) и пролетом 24 м, с шагом 12 м (прежние выпуски VI и XI) в новую серию не включены, а чертежи их с 1969 г. отменены.

Опалубочные размеры переработанных ферм для возможности использования имеющихся на предприятиях форм в целом сохранены. Несколько упрощена схема решетки в фермах пролетом 24 м, с шагом 6 м. Вместо двух раскосов посередине пролета введена одна стойка, что вызвало изменение наклона примыкающих к ней раскосов (см. рис. 8.25, б).

На основе опыта применения и испытания ферм с целью упрощения их изготовления напрягаемая арматура первых от опоры растянутых раскосов в фермах пролетом 18 м, с шагом

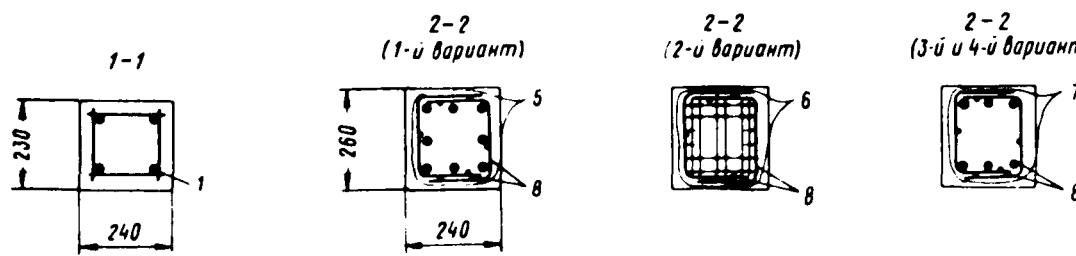
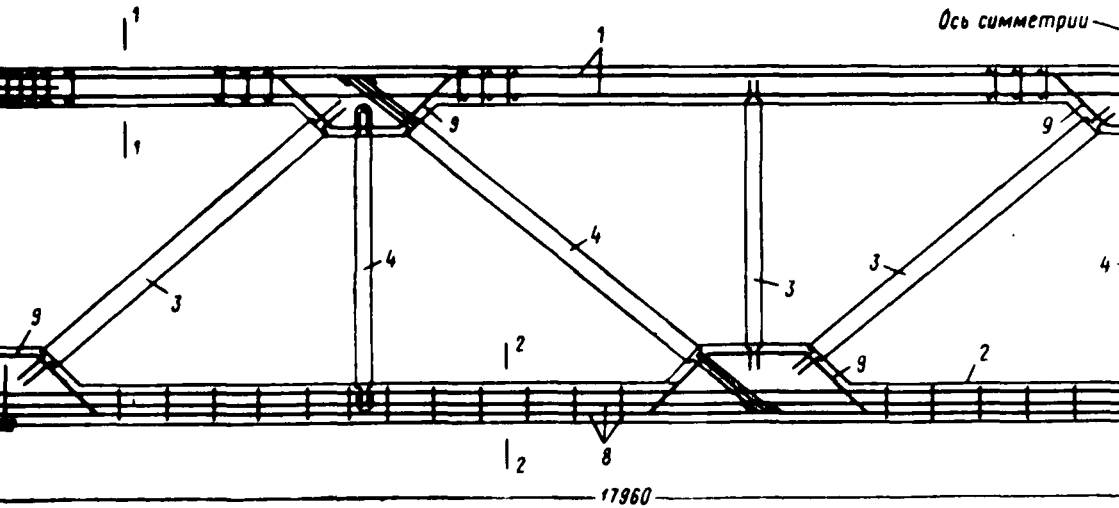


Рис. 8.26. Типовая ферма пролетом 18 м для зданий с плоской кровлей по серии ПП-01-С. 1 — каркас верхнего пояса; 2 — предварительно напряженный нижний пояс с арматурой в нескольких вариантах; 3 — стойки; 4 — закладные растянутые раскосы и стойки; 5 — вариант прядевой арматуры; 6 — вариант проволочной сетки; 7 — вариант стержневой арматуры классов А-III и А-IV; 8 — окаймляющие П-образные каркасы; 9 — пространственные

6 м заменена ненапрягаемой (рис. 8.26). В растянутых ненапрягаемых раскосах и стойках напряжение в арматуре при нормативной нагрузке по условиям раскрытия трещин принято до 1800 кг/см^2 (это напряжение нормами не установлено, а принято проектными организациями по рекомендации НИИЖБ, основанной на результатах испытаний и опыте эксплуатации ферм).

Новым чертежам присвоен шифр ПП-01-02/68, выпуски I—IV (утверждены в 1969 г.). Кроме типовых рабочих чертежей, ферм пролетом 18 и 24 м, с шагом 6 м и пролетом 18 м, с шагом 12 м в серии (альбом 2 выпуска I) даны ценные справочные материалы (таблицы усилий от единичных нагрузок элементов и др.) для выбора ферм на различные (нерегулярные) комбинации нагрузок.

Фермы серии ПП-01-02/68 предназначены для применения в зданиях, возводимых во II, III и IV снеговых районах, с неагрессивной средой. Конструктивное решение ферм (защитные слои, категория по трещиностойкости и ширина раскрытия трещин) позволяет применять их в зданиях со слабоагрессивными и среднеагрессивными газовыми средами, за исключением ферм с прядевой арматурой диаметром 9 мм, которые не допускается применять в зданиях со среднеагрессивной средой. Состав бетона и группа антикоррозионного покрытия назначаются в соответствии с указаниями СН 262-67.

Для покрытий зданий пролетом 18 м, возводимых в южной зоне I и II районов снеговой нагрузки, оказалось целесообразным разработать облегченные зональные фермы в уменьшенных опалубочных размерах по сравнению с фермами общей серии (серия ПП-01-06, выпуски I—III, утверждена в 1966 г.). Вес этих ферм с шагом 6 и 12 м соответственно равен 6,8 и 8,3 т вместо 8 и 10 т в типовых фермах при практически одинаковом расходе стали. Напрягаемая арматура поясов принята в четырех вариантах, раскосы армированы ненапрягаемой арматурой. Бетон — марок 300, 400 и 500.

8.14. ТИПОВЫЕ СЕГМЕНТНЫЕ ФЕРМЫ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ СО СКАТНОЙ КРОВЛЕЙ

В 1964 г. были утверждены типовые рабочие чертежи сегментных раскосных ферм пролетами 18, 24 и 30 м, с шагом 6 и 12 м (рис. 8.27), со стержневой, проволочной и прядевой арматурой, натягиваемой на упоры механическим способом (серия ПК-01-129, выпуски I—IV). Чертежи разработаны ЦНИИПромзданий, проектным институтом № 1 совместно с НИИЖБ на основе ранее разработанных промежуточных чертежей (с временным шифром ПК-01-121 и ПК-01-122).

Фермы серии ПК-01-129 были введены взамен ферм серии ПК-01-76. Они были запроектированы по введенным в 1963 г. нормам на значительно большую гамму нагрузок, чем ранее

применяемые фермы. Кроме расчетных нагрузок от покрытия и снега 250, 350, 450, 550 и 650 $\text{кг}/\text{м}^2$ (основные суммарные) были приняты также нагрузки от фонарей (с соответствующим увеличением снеговой; нагрузки); для ферм пролетом 18 и 24 м учтена нагрузка от кран-балок грузоподъемностью от 2 до 5 т и для

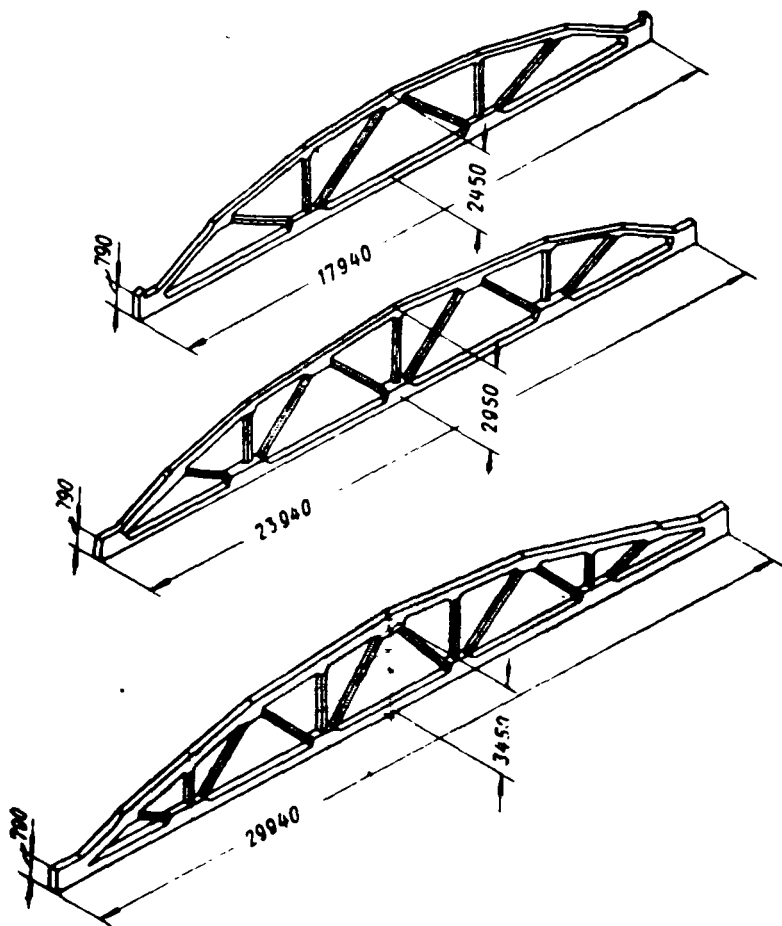


Рис 8.27. Типовые предварительно напряженные сегментные фермы серии ПК-01-129

ферм пролетом 30 м учтены нагрузки от подвешенного транспорта. Предусмотрены также другие варианты подвешенного оборудования (монорельсы, мостики для обслуживания светильников и др.). Фермы рассчитаны на установку в местах перепадов зданий по высоте в поперечном и продольном направлении (за исключени-

ем случаев применения в районах со снеговой нормативной нагрузкой 200 кг/м^2).

Предварительно напряженная арматура предусмотрена нескольких видов: а) холоднотянутая высокопрочная проволока диаметром 5 мм периодического профиля; б) арматурные пряди класса П-7 диаметром 15 мм; в) упорченная вытяжкой стержневая арматура класса А-IIIв; г) стержневая арматура класса А-IV для случаев, когда можно ограничиться диаметром 18 мм. В 1965 г. дополнительно разработаны чертежи ферм с вариантом армирования канатной арматурой (выпуски V—VII серии ПК-01-129). Бетон проектных марок 300, 400 и 500 (для прядей — 400 и 500). Прочность бетона при передаче напряжения предусмотрена не ниже 70%, а в отдельных случаях (при максимальных нагрузках) — до 80% проектной марки.

Основной вариант ферм разработан для технологии изготовления с закладными элементами решетки на технологической линии по проекту Гипростройиндустрии. Однако в процессе освоения ферм выяснилось, что многие предприятия предпочитали изготавливать фермы не с закладной решеткой, а в виде ферм, полностью бетонизируемых одновременно.

В выпусках I—IV градация нагрузок излишне укрупнена, что приводило иногда к перерасходу материала при подборе марки фермы. Армирование верхнего пояса было принято по более неблагоприятному случаю — исходя из внеузловой нагрузки от панелей шириной 1,5 м, в то время как на строительстве стали широко применять и более экономичные панели шириной 3 м.

Было решено дополнить серию ПК-01-129 чертежами дополнительных марок ферм. В 1966 г. были разработаны и Госстроем СССР одобрены для применения чертежи выпусков X—XIII серии. В выпуске X, разработанном Киевским Промстройпроектом при участии ЦНИИПромзданий, были даны указания по применению ферм серии ПК-01-129 для южных районов (I и II снеговые пояса), в которых дана детальная дифференциация климатических условий, режима эксплуатации зданий и расчетных нагрузок от покрытия для этих ферм, названных зональными. В выпусках XI—XIII даны чертежи дополнительных марок ферм пролетами 18, 24 и 30 м, разработанных с целью более экономичного подбора марок ферм и облегчения арматуры. Учет промежуточных значений расчетных нагрузок и зональности, а также конструктивные усовершенствования позволили улучшить показатели промежуточных марок ферм серии ПК-01-129.

Наличие двух групп чертежей серии ПК-01-129 — выпусков 1964 г. и выпусков 1966 г. — с некоторыми различиями в подходе к проектированию и армированию ферм могло рассматриваться как временная мера, и в дальнейшем чертежи были переработаны, объединены и утверждены Госстроем СССР в 1969 г. под шифром: серия ПК-01-129/68, выпуски I—IV.

Чертежи переработаны с учетом изменения нагрузок от подвесного транспорта в связи с введением нового ГОСТ 7890-67 на подвесные краны и указаний СН 355-66 ([77]) исходя из использования прежних опалубочных форм, но с изменением высоты опорных узлов с 800 до 900 мм (в целях унификации). В очертаниях узлов ферм, изготавливаемых с одновременным бетонированием поясов и решетки, внесены некоторые изменения,

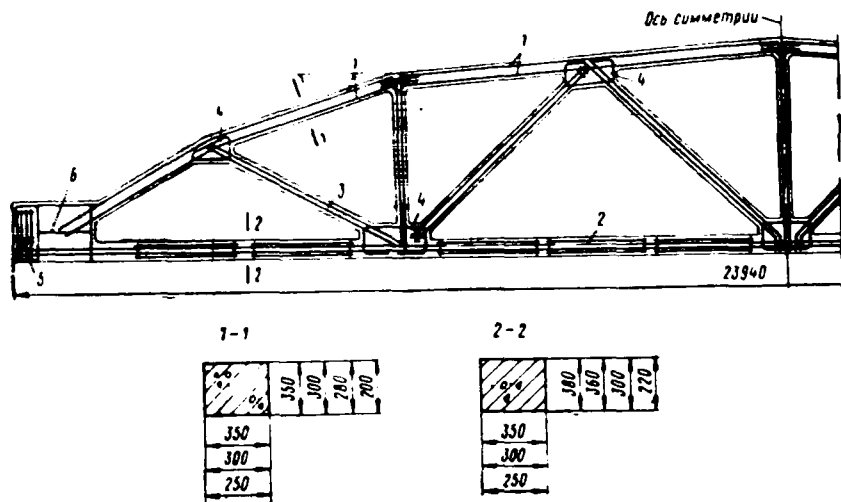


Рис. 8.28. Типовая сегментная ферма пролетом 24 м серии ПК-01-129/68 (каркасы показаны условно без поперечной арматуры, как это принято в последних типовых чертежах)

1 — каркас верхнего пояса; 2 — окармливающая арматура предварительно напряженного нижнего пояса; 3 — каркасы раскосов; 4 — каркасы узлов; 5 — сетки; 6 — каркас опорного узла. На разрезах 1-1 и 2-2 показаны размеры сечений поясов четырех типовых размеров типовых ферм

повышающие технологичность арматурных работ [27]. Схема армирования фермы приведена на рис. 8.28. Для варианта ферм с закладными заранее изготавливаемыми элементами решетки сохранены прежние формы. Исключены марки ферм под наиболее тяжелые нагрузки (редко встречающиеся в практике), что дало возможность сократить по одному типоразмеру опалубочных форм для каждого пролета. В чертежах даны фермы-дублиры, т. е. фермы одинаковой несущей способности, выполняемые в разных опалубочных формах. Так, например, определенную марку фермы (по нагрузке) можно изготовить во второй опалубочной форме при меньшем объеме бетона марки 500 либо в третьей опалубочной форме с несколько большим объемом бетона марки 400, но с меньшим расходом ненапрягаемой арматуры в сжатых элементах.

При переработке ферм осуществлен ряд конструктивных

мер, направленных на улучшение заводской технологии изготовления арматурных каркасов, уменьшение расхода стали и стоимости ферм. Укрупнены арматурные каркасы верхних поясов ферм, упрощена (по сравнению с чертежами 1964 г.) анкеровка арматуры раскосов и уменьшен ее расход в силу того, что напряжения в растянутых раскосах при нормативных усилиях приняты 2000 кг/см^2 (т. е. примерно равными принятым Промстройпроектом в 1962 г.) вместо $1600\text{—}1800 \text{ кг/см}^2$, принятых в 1964 г. Основные марки ферм разработаны под плиты покрытия шириной 3 м, и расход стали в этих фермах существенно меньше, чем в фермах под плиты шириной 1,5 м с внеузловой нагрузкой. Для случаев, когда несущая способность плит размером $12 \times 3 \text{ м}$ недостаточна, принята комбинированная раскладка плит с применением более тяжелых плит размером $12 \times 1,5 \text{ м}$ только между фонарями и в местах снеговых «мешков».

В серии ПК-01-129/68 принята более частая градация основных расчетных нагрузок (через 50 кг/м^2 вместо 100 кг/м^2), разделены случаи подбора ферм в продольных и поперечных перепадах высот зданий. Благодаря конструктивным улучшениям и частичному изменению отдельных расчетных требований, предъявляемых НИИЖБ, в новом здании серии расход стали в фермах уменьшен по сравнению с соответствующими марками ферм выпусков II, III и IV 1964 г. на $15\text{—}20\%$, а по сравнению с дополнительными марками ферм выпусков XI, XII и XIII 1966 г. — в среднем на 10% .

Несущая способность некоторых элементов ферм в результате изменилась по сравнению с прежними выпусками. Поэтому применение ферм по переработанным чертежам серий ПК-01-129/68 взамен ферм серии ПК-01-129 при осуществлении ранее разработанных проектов зданий должно производиться с привлечением проектной организации — автора проекта здания. Основная цель при этом — правильная перемаркировка ферм на монтажной схеме покрытия. Следует также вносить изменения в расходы материалов (расход стали, как правило, при этом уменьшается). При переработке стальных связей в схемах конструкций покрытия с шагом ферм 12 м добавлены вторые в блоке здания крестовые связи под фонарями (во второй от торца здания ячейке), и это необходимо иметь в виду.

В дополнение к ранее разрабатываемым материалам для проектирования, помещенным в выпуске I серии ПК-01-129/68, разработан альбом 2 выпуска I «Справочные материалы по выбору ферм на различные комбинации нагрузок», в котором даны таблицы усилий от отдельных видов нагрузок, в том числе и от невыгоднейшего расположения подвесного транспорта различной грузоподъемности, таблицы и графики несущей способности элементов ферм по двум предельным состояниям (прочности и трещиностойкости) и другие материалы, облегчающие проектировщику выбор марки ферм на комбинации нагрузок,

которые не охвачены в таблицах подбора ферм, имеющих в альбоме I выпуска I серии.

Фермы серии ПК-01-129 широко применяются в строительстве зданий.

8.15. БЕЗРАСКОСНЫЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ФЕРМЫ И АРКИ

Железобетонные безраскосные фермы и арки известны со времен монолитного их исполнения без предварительного напряжения. В таких фермах проектировщиков (технологов, сантехников, архитекторов) привлекает возможность более свободного использования межферменного пространства для пропуска и расположения технологических, транспортных и других коммуникаций, сантехнических устройств и воздуховодов. Работни-

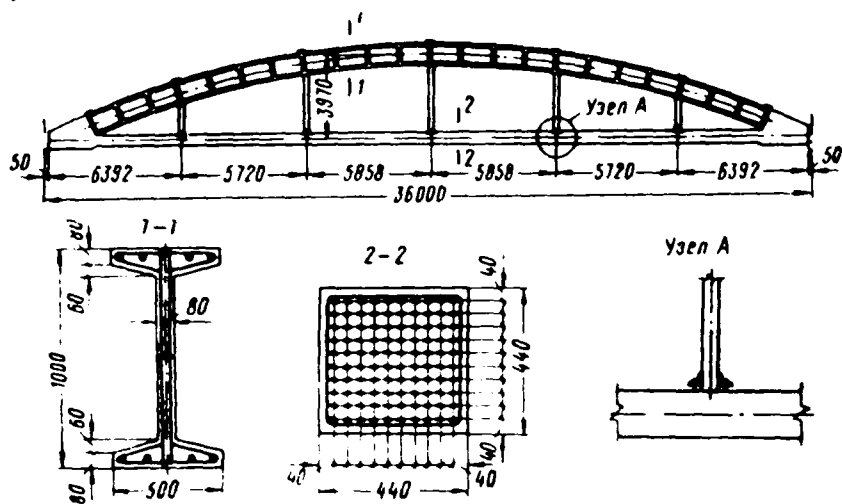


Рис. 8.29. Арка из блоков (на примере пролета 36 м)

ками предприятий сборного железобетона в ряде случаев были высказаны соображения о преимуществах изготовления безраскосных ферм.

Проектные предложения по конструкциям безраскосных ферм — сегментных, арочных и с параллельными поясами — разрабатывались неоднократно, в том числе и в качестве вариантов, от которых впоследствии отказывались. Одной из первых разработок сборных безраскосных арочных предварительно напряженных ферм можно назвать работу Промстройпроекта в 1955 г. (см. 8.9), в основу которой были положены решения, близкие к разработанным в тот период в Польской Народной Республике.

Начиная с 1957 г. в проектном институте № 2 разрабатывались предварительно напряженные двухшарнирные арки пролетами 18—36 м с затяжкой, собираемые из блоков (рис. 8.29). В статическом и конструктивном отношении арки несколько отличаются от так называемых безраскосных ферм. Однако по своим эксплуатационным особенностям и внешнему виду они близки к безраскосным конструкциям. Очертание осн арки принимали по параболе, учитывая пологость арки, хотя из соображений унификации блоков их выполняли по круговому очертанию. Нижний пояс сначала был запроектирован с пучковой арматурой, а затем — с проволочной, натягиваемой на упоры стенда. Арки пролетом 24 и 36 м, с шагом 12 м были применены в 1961—1963 гг. в покрытии здания площадью около 60 тыс. м² и в нескольких других зданиях, осуществленных Куйбышевгидростроем по проекту проектного института № 2. Блочным аркам были присущи отдельные недостатки всех составных конструкций, в которых неизбежны зачеканки или замоноличивание стыков между элементами, сварка арматурных выпусков и элементов через закладные детали.

В 1960—1961 гг. ЦНИИПромзданий были запроектированы безраскосные фермы с параллельными поясами пролетами 18 и 24 м, с шагом 12 м для зданий с плоской кровлей и так называемым межферменным этажом. В фермах, представляющих собой систему Виранделя, возникают большие изгибающие моменты в стойках и значительные в поясах. Для восприятия этих усилий требуется назначать большие сечения арматуры. Усложняется задача обеспечения допустимого раскрытия трещин в элементах и узлах фермы со стержневой арматурой и трещиностойкости в элементах нижнего пояса с проволочной арматурой. Определение величины раскрытия трещин расчетом при таких изгибающих моментах, как правило, не дает близкого совпадения с действительным положением при работе фермы под нагрузкой. Для каждого типа фермы эти данные можно установить лишь испытанием образцов конструкции.

В 1961 г. проектный институт № 1 разработал рабочие чертежи сегментных составных безраскосных ферм пролетом 24—36 м, с шагом 6 м. Схема ферм и их членение на блоки даны на рис. 8.30. Эти фермы были предназначены для зданий тепловых электростанций, в отдельных случаях они были применены в покрытиях производственных зданий. Фермы пролетами 24, 27 и 30 м изготовляли в Ленинградской области на Дубровском заводе железобетонных изделий Главэнергостройпрома. Хотя идея использования небольшого количества типоразмеров блоков поточно-агрегатного способа изготовления (длиной 12, 9, 6 и 3 м), из которых можно было бы собирать фермы необходимой длины, была весьма заманчива, опыт выявил недостатки этих ферм, присущие и другим составным фермам из блоков (см. 8.9).

С 1962—1963 гг. проектный институт № 1 с привлечением НИИЖБ работал над техническими решениями, рабочими чертежами опытных образцов и опытно-промышленных партий безраскосных ферм для производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м, которые должны были отвечать условиям и требованиям, принятым при разработке типовых ферм. В 1963—1964 гг. на заводе в Перми, а затем и в Череповце обрабатывалась поточно-агрегатная технология изготовления полуферм безраскосных ферм пролетом 24 м с различными вариантами армирования. В 1964 г. рабочие чертежи ферм пролетом 24 м из двух полуферм (серия 1002) были разрешены для применения в проектах, разработанных для строительства в Западно-Уральском экономическом районе при условии

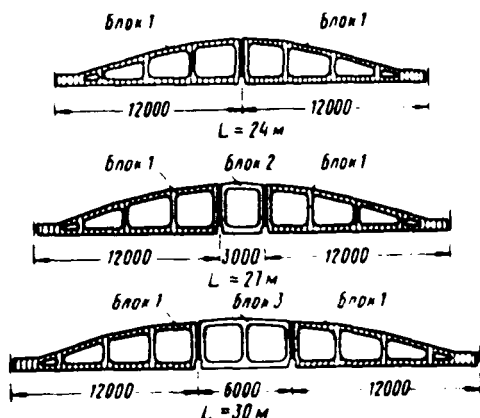


Рис. 8.30. Схема составных безраскосных ферм из двух и трех блоков

сборки ферм на заводе. Такие же фермы из двух половин, разработанные под другие нагрузки (серия 995-12), были одобрены для применения на строительстве зданий, осуществляемых трестом Череповецметаллургстрой.

Сначала на Дубровском заводе Главэнергостройпрома, затем на заводе Главзападуралстроя в Перми, а также в тресте Череповецметаллургстрой внедрялся поточно-агрегатный способ изготовления ферм. Применение этого способа позволяет изготавливать фермы в силовых формах, механизировать укладку бетонной смеси и ее уплотнение на формовочных постах, оборудованных вибрационными площадками и бетоноукладчиками. Это значительно улучшает качество ферм и снижает трудоемкость бетонирования конструкций. Повышается также съем ферм с производственных площадей благодаря многорядному пропариванию их в ямных камерах. Трудности поточно-агрегатного способа производства ферм заключаются в необходимости иметь тяжелые вибрационные площадки, которые при этом приходится спаривать, поскольку вес силовых форм для ферм пролетом 18 м или полуферм длиной 12 м очень большой. Формы необходимо поднимать вместе с конструкцией (рис. 8.31), в результате чего приходится увеличивать грузоподъемность мостовых кранов, установленных в цехе.

Заготовку арматуры, напрягаемых стержней, приварку к ним упорных коротышей и упрочнение стержней вытяжкой про-

изводят в арматурном отделении. Электронагрев стержневой арматуры ведется вне формы на специальной установке, стержни укладывают в силовую форму (в Перми применяется натяжение арматуры домкратами). Заполнение формы бетонной

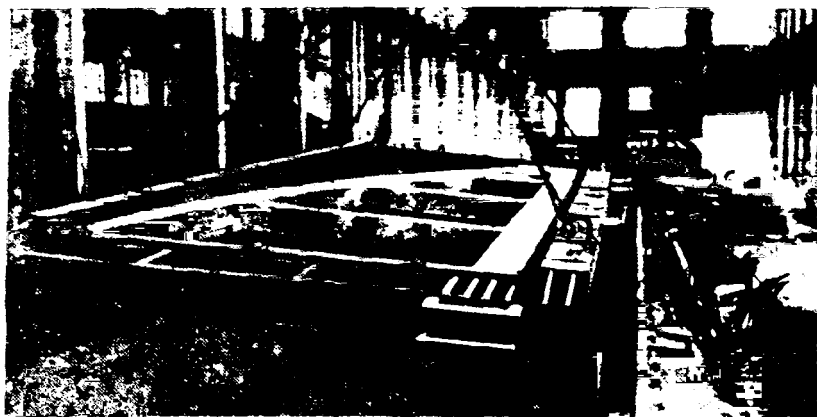


Рис. 8.31. Поточно-агрегатное изготовление безраскосных ферм из двух полуферм (подъем силовой формы с полуфермой длиной 12 м из пропарочной камеры)

смесью производится самоходным бетонораздатчиком, когда форма находится на вибростолах (два вибростола грузоподъемностью 10 т каждый); здесь же происходят вибрирование, выравнивание и заглаживание поверхности бетона. В Перми и Череповце фермы пролетом 24 м соединяют путем приварки накладок на выпуски стыкуемых стержней нижнего пояса полуферм с помощью дуговой сварки. Изготовление ферм из полу-

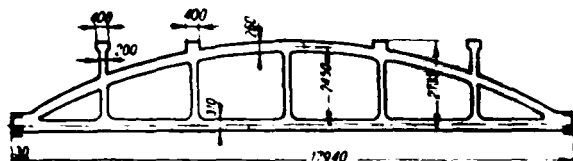


Рис. 8.32. Безраскосная ферма пролетом 18 м для плоской кровли

ферм значительно снижает эффект от применения поточно-агрегатного способа. По данным треста Череповецметаллургстрой, стоимость укрупнительной сборки фермы пролетом 24 м составляет 17% общей стоимости фермы, а трудоемкость — соответственно 20%.

В 1964 г. по чертежам проектного института № 1 было начато опытное изготовление поточно-агрегатным способом цельных безраскосных ферм пролетом 18 м. Для этого пришлось

разработать специальную силовую форму, спаренные виброплощадки грузоподъемностью по 15 т и применить соответствующее оборудование цеха кранами. Фермы без стыков оказались более приемлемыми. В дальнейшем в Литовской ССР было организовано массовое изготовление и применение безраскосных ферм для зданий со скатной и при определенных условиях с плоской кровлей. В фермах для плоской кровли стойки продлены за пределы верхнего пояса и служат опорами для плит покрытия (рис. 8.32). У опорных сечений ферм предусмотрены отдельные сборные стойки, привариваемые к закладным деталям. Нижний пояс заармирован стержневой предварительно напряженной арматурой класса А-IIIв, верхний пояс и стойки — пространственными каркасами из арматуры класса А-III; марка бетона — 400.

Фермы для скатной и плоской кровли изготавливаются в одних и тех же силовых формах со сменой набора вкладышей по



Рис 8.33 Строительство здания с безраскосными фермами в Литовской ССР

верхнему поясу. Центр тяжести силовой части формы совмещен с равнодействующей усилий от предварительного напряжения, поэтому вес формы для пролета 18 м составил около 10 т. Подъем и перемещение форм в цехе производится 20-т мостовым краном и траверсой с самобалансирующимися стропами. Оборудование заводов железобетонных изделий не рассчитано на то, чтобы поднимать таким же образом фермы пролетом 24 м. На заводе № 3 в г. Каунасе цельные безраскосные фермы пролетом 24 м изготавливают стендовым способом в силовых безмоментных стенд-формах, служащих одновременно и пропарочными камерами. Цикл изготовления фермы — одни сутки. Фермы для скатной кровли применены на ряде объектов (рис. 8.33), а для плоской — на одном из цехов Вильнюсского ДСК, в покрытиях зданий Алитусского хлопчатобумажного комбината и на других объектах.

На основе обобщения опыта изготовления безраскосных ферм в Перми, а также опыта изготовления цельных ферм в Литовской ССР разработаны и в 1967 г. утверждены в качестве типовых зональные безраскосные фермы для зданий со скатной кровлей (серия 1.463-1) и для зданий с плоской кровлей (серия 1.463-2), предназначенные для V района снеговой нагрузки (основная расчетная нагрузка от снега 280 кг/м^2). Для этого района приняты фермы только с шагом 6 м, что обосновано технико-экономическим анализом. По существу, они предназначены для применения только в западных и северных районах Урала (Пермь и др.), где имеются специализированные заводы железобетонных конструкций для промышленного строительства. В остальных северных районах страны с такими нагрузками, как правило, применяются стальные фермы.

В дальнейшем институтом разработаны типовые чертежи полного набора безраскосных ферм пролетами 18 и 24 м для покрытий зданий со скатной кровлей, возводимых в I—IV районах снеговой нагрузки (серия 1.463-3, выпуски 1—5), которые в 1969 г. утверждены и включены в каталог 1970 г.

Фермы серий 1.463-1, 1.463-2 и 1.463-3 запроектированы цельными с предельно напряженной прядевой, проволочной и стержневой (классов А-IIIв и А-IV) арматурой в нижнем поясе, натягиваемой на упоры механическим способом. В фермах серии 1.463-3 допускается натяжение стержневой арматуры и электротермическим способом. По степени образования трещин нижние пояса ферм с проволочной и прядевой арматурой отнесены ко 2-й категории трещиностойкости, нижние пояса со стержневой арматурой и стойки ферм отнесены к 3-й категории трещиностойкости.

Статический расчет типовых безраскосных ферм осуществлен на ЭВМ по программе СМ-4, разработанной Гипротисом. Для ускорения расчетов и автоматизации выбора суммарных расчетных усилий от всех комбинаций действующих нагрузок (а их набирается до 30) создана специальная программа для работы на электронно-вычислительной машине БЭСМ-2М. Исходной информацией для этой программы являются значения моментов и нормальных сил в стержнях фермы, полученные из статического расчета фермы на систему единичных сил по программе СМ-4. Выбор расчетных комбинаций нагрузок выполняется из условия максимального значения N_e в рассматриваемом стержне (где e — приведенный эксцентриситет приложения нормальной силы в концевом сечении стержня). При расчете ферм возник вопрос об учете жесткости вутов в местах сопряжения элементов. Если считать фермы как упругие системы, то необходимо учитывать жесткость вутов, но при этом изгибающие моменты в стойках возрастают на 10—30%, а в поясах несколько уменьшаются. В действительности происходят неупругие деформации, образуются трещины, имеет место перераспреде-

Ись симметрии -

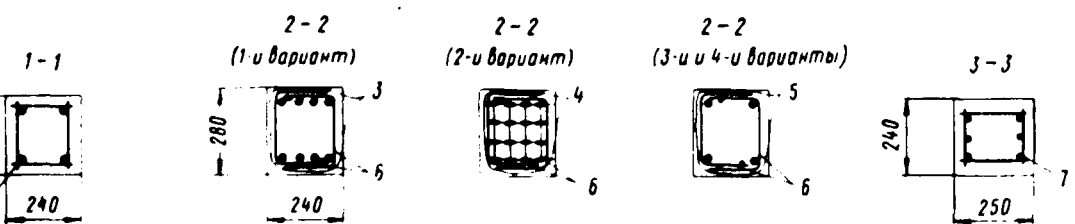
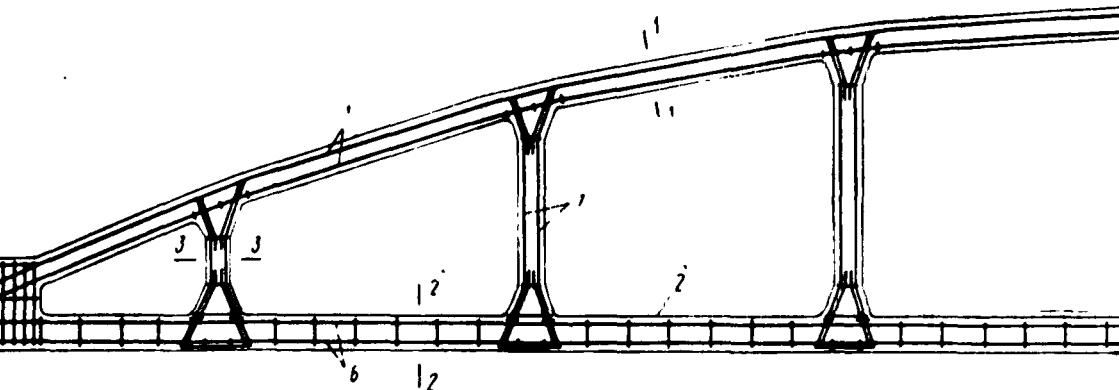


Рис. 8.34. Типовая безраскосная ферма пролетом 24 м для скатной кровли

нижнего пояса; 2 — нижний предварительно напряженный пояс с различными вариантами армирования; 3 — пряди; 4 — стержневая классов А-III и А-IV; 6 — огибающий каркас; 7 — каркасы стоек (поперечная арматура в стоек условно не показана)

ние усилий. На основе проведенных совместно с НИИЖБ исследований и испытаний большого количества ферм были установлены распределение усилий в фермах на различных стадиях загрузки и работы конструкций и тенденция в распределении изгибающих моментов. В результате при подборе сечений элементов безраскосных ферм серии 1.463-3 (статический расчет которых выполнен в предположении упругой работы) вследствие образования трещин и появления пластических деформаций бетона изгибающие моменты сильно снижались: в предварительно напряженном нижнем поясе со стержневой арматурой до 70%, в верхнем поясе до 50%.

Фермы предназначены для применения в зданиях без агрессивной среды. Однако их конструктивное решение и размеры защитного слоя бетона для арматуры позволяют применять их в зданиях со слабо- и среднеагрессивными средами.

Внешнее очертание типовых безраскосных ферм одинаковое, высота ферм пролетом 18 м — 3 м, пролетом 24 м — 3,3 м. Ширина ферм: при шаге ферм 6 м — 240 мм, при шаге 12 м — 280 мм. Ширина решетки и поясов одинаковая. Вес ферм: пролетом 18 м — от 6,5 до 10,5 т; пролетом 24 м — от 9,2 до 18,2 т. Пример типовой безраскосной фермы приведен на рис. 8.34.

Типовые безраскосные фермы, обладая определенными преимуществами (удобный пропуск коммуникаций, особенности технологии изготовления и др.), все же, как правило, требуют несколько большего расхода стали и бетона, чем сопоставимые фермы серии ПК-01-129/68. Особенно это относится к фермам пролетом 18 м, в которых расход материалов увеличивается на 10—15%. Если для локальных районов принято однозначное решение о применении безраскосных ферм, то в остальных районах это необходимо решать в зависимости от того, изготавливаются ли там в достаточном объеме фермы серии ПК-01-129/68, какие требования предъявляются к фермам проектируемых зданий, какие результаты технико-экономических сравнений (с учетом необходимых капиталовложений) и других факторов. Кроме того, необходимо серьезно изучить, проанализировать и объективно оценить опыт кассетного способа изготовления безраскосных ферм (такой способ применен на Коркинском заводе железобетонных конструкций в Красноярске). Опыт изготовления раскосных ферм в кассетах на нескольких предприятиях в прошлом не дал положительных результатов. Конструкция безраскосных ферм для этого способа открывает новые возможности и более технологична.

Для покрытий зданий со скатной кровлей с агрессивной средой разработаны безраскосные фермы пролетами 18 и 24 м с предварительно напряженными стойками и повышенными требованиями в отношении образования трещин (серия 1.463—3, выпуски 6 и 7, утверждена в 1970 г.).

8.16. ПРИМЕНЕНИЕ ТИПОВЫХ ФЕРМ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Железобетонные фермы для сейсмических районов принимаются по типовым сериям ПК-01-129/68 и ПП-01-02/68 с необходимыми изменениями и дополнениями. Марки ферм серии ПК-01-129/68 для районов с сейсмичностью 7 и 8 баллов принимаются по ключам выпуска I (альбом I) со всеми видами армирования, разработанными в выпусках II, III и IV. При этом в проектах предусматривается изменение закладных деталей: заменяются детали для крепления крайних стоек рамы фонаря и детали для крепления плит покрытия в опорном узле ферм в зданиях без подстропильных конструкций. Измененная деталь в опорном узле позволяет крепить верхнюю ветвь вертикальной связи вдоль рядов колонн. Дополнительные закладные детали предусматриваются в середине пролета фермы для крепления вертикальных связей и распорок по нижним поясам ферм. Материалы для проектирования и необходимые марки дополнительных деталей даны в альбоме 3 выпуска I серии ПК-01-129/68.

Марки ферм для районов с сейсмичностью 9 баллов принимаются по данным и ключам альбома 3. В материалах альбома 3 предусмотрены следующие ограничения по сравнению с обычным применением ферм: фермы для районов сейсмичностью 9 баллов ограничиваются в ключах пролетами 18 и 24 м и шагом 6 м для бесфонарных зданий; напрягаемая арматура нижнего пояса стержневая либо проволочная периодического профиля; напрягаемая стержневая арматура должна иметь на концах анкеры в виде высаженных головок. Аналогичные материалы для выбора марок и дополнения чертежей ферм и чертежей монтажных схем покрытия имеются в альбоме 3 выпуска I серии ПП-01-02/68 для плоских покрытий.

Расчет ферм скатных и плоских покрытий при действии сейсмических сил произведен в соответствии со СНиП II-A.12-62 с учетом изменения № 1, 1966 г. (см. 4.8).

Типовые монтажные детали покрытий с применением типовых железобетонных конструкций для зданий, сооружаемых в сейсмических районах, разработаны в 1971 г. в сериях 2.460-7с и 2.460-8с.

9.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ТИПЫ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В промышленном строительстве для одноэтажных зданий пролетом 18 м и более широко применяется шаг колонн 12 м. В большинстве случаев по колоннам предусматриваются подстропильные конструкции с установкой на них стропильных конструкций через 6 м с плитами размером 6×3 м. Это решение, наиболее целесообразное для зданий с подвесным транспортом, подвесными потолками и при различных коммуникациях в зоне ферм, часто применяется и в крановых зданиях (в которых рекомендован шаг ферм 12 м без подстропильных конструкций) из-за вполне обоснованного стремления строительных организаций применять на сооружении одного комплекса одну номенклатуру конструкций. Доля покрытий зданий пролетом 18 и 24 м, запроектированных в 1967—1970 гг. институтами Главпромстройпроекта с применением подстропильных конструкций, составляет до 80%.

Для отдельных производственных зданий по условиям использования производственных площадей целесообразно применять шаг колонн 18 м [32]. Для них в 1968—1970 гг. были разработаны специальные подстропильные фермы пролетом 18 м, предназначенные для экспериментального строительства, а затем и типовые фермы.

В отечественной практике известны следующие типы подстропильных конструкций:

1) подстропильные балки с опиранием стропильных балок или ферм поверху (рис. 9.1, а) — конструкция конца 50-х и начала 60-х годов;

2) подстропильные балки с опиранием стропильных балок на опорную часть подстропильной балки с небольшим перепадом между низом подстропильной и стропильной балок; балки с параллельными поясами (рис. 9.1, б) — первое решение типовых балок, балки треугольного очертания (рис. 9.1, в) — применяемое в последующие годы типовое решение;

3) подстропильные фермы с опиранием стропильных ферм на

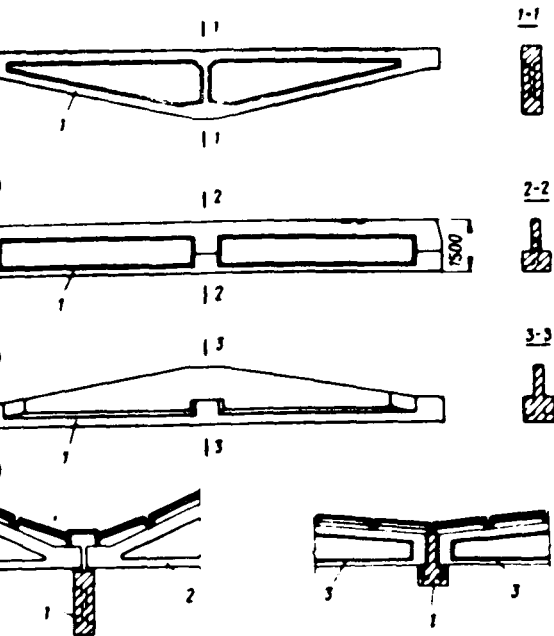


Рис. 9.1. Подстропильные балки

треугольного очертания для опирания стропильных кон-
 ций поверху; б — с параллельными поясами для опира-
 ния стропильных балок понизу с перепадом; в — то же, тре-
 угольного очертания; г — детали опирания стропильных кон-
 ций поверху и понизу; 1 — подстропильная балка;
 2 — стропильная ферма; 3 — стропильная балка

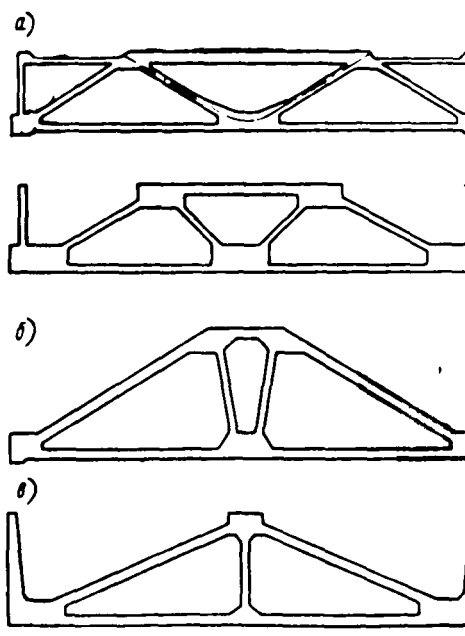


Рис. 9.2. Подстропильные фермы, применяемые в строительстве

а — для зданий со скатной кровлей с опиранием стропильных ферм понизу (первоначальное и более позднее решение); б — то же, для зданий с плоской кровлей; в — то же, с опиранием ферм наверх

развитые опорные узлы нижнего пояса подстропильных ферм с небольшим перепадом между отметками низа нижних поясов стропильных и подстропильных ферм (рис. 9.2, а и б);

4) подстропильные фермы с опиранием стропильных ферм поверху (рис. 9.2, в).

По виду напрягаемой арматуры и способу предварительного напряжения различают несколько видов подстропильных балок и ферм:

1) с пучковой и стержневой арматурой с натяжением ее на бетон;

2) со стержневой, проволочной, прядевой и канатной арматурой с натяжением ее на упоры силовым способом;

3) со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом.

9.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сборные предварительно напряженные железобетонные подстропильные конструкции, как правило, проектируют по однопролетной схеме и рассчитывают как свободно лежащие элементы на двух опорах. Их рассчитывают на сосредоточенную силу от суммы двух максимальных реакций стропильных конструк-

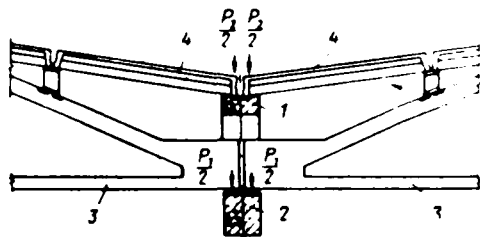


Рис. 9.3. Схема нагрузок на подстропильную ферму

1 — верхний пояс подстропильной фермы; 2 — средний узел нижнего пояса подстропильной фермы; 3 — стропильная ферма; 4 — плита покрытия

ций, приложенных в пролете подстропильной балки или фермы, и проверяют на местное давление от стропильных конструкций, опирающихся на концы подстропильных конструкций над колоннами (рис. 9.3).

При определении максимальной сосредоточенной нагрузки для подстропильной балки (или фермы) с опиранием стропильных конструкций поверху необходимо кроме всех наименее выгоднейших нагрузок, на которые рассчитаны стропильные балки или фермы в данном объекте, учитывать реакцию от собственного веса стропильных конструкций, а также дополнительные нагрузки, передающиеся на подстропильную конструкцию (например, вес набетонки ендов в зданиях со скатной кровлей, передаваемый через ребра плит над подстропильной конструкцией). Дополнительно учитывают все нагрузки на подстропильную балку (ферму) от крепления технологического оборудова-

ния и др. Собственный вес подстропильной конструкции учитывают отдельно.

При определении нагрузок на подстропильные балки с опиранием стропильных балок на опорные банкетки в нижней зоне подстропильной балки необходимо учитывать нагрузки, передающиеся через крайние ребра панелей покрытия непосредственно на верхнюю полку подстропильных балок (см. рис. 9.9).

При определении нагрузок на подстропильные фермы с опиранием стропильных ферм на узлы по нижнему поясу подстропильных ферм необходимо учитывать нагрузки на верхний пояс и крайние стойки подстропильных ферм, передаваемые через ребра крайних панелей, примыкающих вдоль осей подстропильных ферм с обеих сторон (нагрузка P_2 на рис. 9.3 и 9.4, а). Для среднего участка верхнего пояса подстропильных ферм эта нагрузка вызывает изгибающий момент, который должен быть учтен при конструировании. Должен быть также учтен собственный вес фермы, который в некоторых случаях статического расчета фермы может подсчитываться по элементам и условно прикладываться в узлах (рис. 9.4, б).

Подстропильная ферма рассчитывается, как правило, на максимальные нагрузки от покрытия, передаваемые через стропильные фермы и через плиты. Однако в тех случаях, когда возможно временное уменьшение местной нагрузки P_2 (например, при очистке снега в ендовах), следует при определении расчетных усилий в раскосах ферм принимать такое возможное сочетание нагрузок — от реакции стропильных конструкций P_1 и дополнительной местной нагрузки по верхнему поясу P_2 , при котором усилия в раскосах получаются максимальными.

Нормальные силы в элементах подстропильных ферм рекомендуется определять как в статически неопределимой системе с учетом жесткости элементов и узлов. До 1962 г. подстропильные фермы рассчитывали как стержневые статически определи-

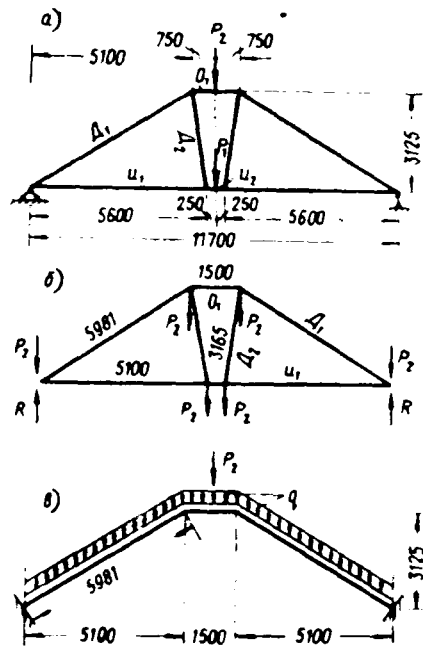


Рис. 9.4. Пример сбора нагрузок и расчетной схемы для расчета подстропильной фермы

а — внешние нагрузки; б — нагрузки от собственного веса, приведенные к узлам. в — местная нагрузка от собственного веса верхнего пояса фермы и расчетная схема

мые системы, причем изгибающие моменты от местной нагрузки по верхнему поясу определяли как в неразрезной балке. Такой способ статического расчета является упрощенным, хотя испытания подстропильных ферм первых разработок показали,

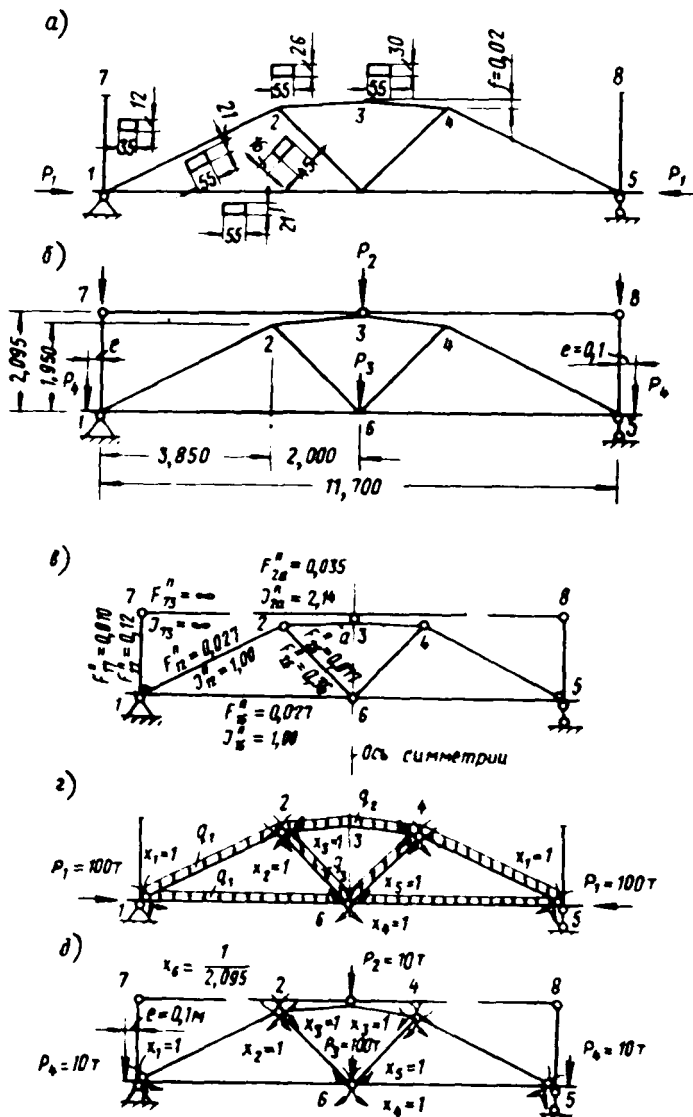


Рис. 9.5. Пример расчетной и основной системы фермы

а — расчетная схема при расчете на нагрузки P_1 и собственный вес; б — то же, на нагрузки P_1, P_2 и P_4 и геометрические размеры; в — приведенные площади и моменты инерции; г — основная система при расчете на нагрузки P_1 и собственный вес; д — то же, на нагрузки P_2, P_3 и P_4 .

что этот расчет довольно близко отражает характер их работы. Однако было выявлено весьма заметное влияние жесткости узлов. Это влияние меньше сказывается в ажурных раскосных стропильных фермах и значительно — в подстропильных, имеющих сильно развитые узлы при сравнительно небольшом пролете и небольшой длине элементов. Влияние жесткости узлов в конечном итоге мало отражается на прочности конструкции, но сказывается на раннем образовании трещин на крайних фибрах элементов фермы, особенно вблизи узлов. Естественно, что с появлением первых трещин даже с очень малым их раскрытием величина моментов падает и дальнейшее раскрытие трещин при эксплуатационных нагрузках происходит медленно и в небольших пределах.

Если в фермах со стержневой арматурой, предназначенных для зданий с неагрессивной средой, появление таких трещин не имеет существенного значения, то для ферм с проволоочной и прядевой арматурой, к нижним поясам которых предъявляются требования трещиностойкости (при нормативных нагрузках) влияние жесткости узлов необходимо учитывать. С этой целью расчет подстропильных ферм следует производить как статически неопределимой конструкции. Основные положения такого расчета приведены в 8.3 применительно к стропильным фермам. Жесткость элементов подстропильных ферм можно принимать по данным табл. 8.1.

Расчет ферм рекомендуется производить методом сил, выбирая основную систему, в которой в качестве неизвестных принимаются моменты в узлах. Пример расчетной и основной системы подстропильной фермы дан на рис. 9.5. Расчет производится на

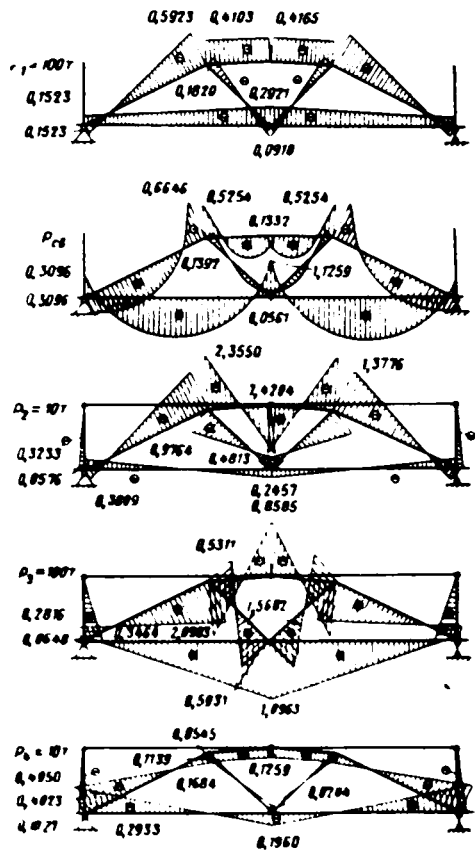


Рис. 9.6. Примеры эпюр изгибающих моментов от единичных нагрузок ($P_1 = P_3 = 100 T$; $P_2 = P_4 = 10 T$) и собственного веса фермы

действие силы, передающееся при отпуске натяжения арматуры (на рис. 9.5 — P_1), собственного веса фермы, местной нагрузки по верхнему поясу (P_2) и от реакций стропильных ферм (на рис. 9.5 — P_3 и P_4). Поскольку подстропильные фермы приходится рассчитывать на различные нагрузки от покрытия, рекомендуется определять усилия сначала от единичных нагрузок. Определяют усилия — нормальные силы и изгибающие моменты — для всех элементов фермы, составляя в необходимых случаях невыгодные возможные комбинации нагрузок. Примеры эпюр изгибающих моментов от единичных нагрузок даны на рис. 9.6. Расчет сечений фермы и проверка трещиностойкости нижнего пояса производятся с учетом моментов, т. е. как для внецентренно растянутых элементов.

Детальные примеры статического расчета подстропильных ферм с учетом жесткости узлов разработаны К. М. Матвеевым [18, 19].

9.3. НАЗНАЧЕНИЕ ГАБАРИТНЫХ РАЗМЕРОВ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ СЕЧЕНИЙ

При размере подстропильной конструкции в осях 12 м длина конструкции в опалубочной форме принимается: для конструкций с натяжением арматуры на упоры — 11 970 мм, а для конструкций с натяжением арматуры на бетон — несколько менее (с учетом расположения анкерных деталей).

Высота подстропильных конструкций на опоре и в пролете обуславливается в основном конструктивной схемой покрытия и взаимосвязью всех конструкций каркаса здания. При проектировании типовых подстропильных балок, на которые должны были опираться двускатные стропильные балки с высотой на опоре 800 мм, высота балок с параллельными поясами была принята 1500 мм. Последняя складывалась из размеров банкетки и высоты стропильной балки (700+800 мм). Высота банкеток и опорных частей подстропильных балок 700 мм менее удобна, чем, например, высота 600 мм. Такая высота станет возможной при переходе на стропильные балки высотой на опоре 900 мм. В зданиях с плоской кровлей, где высота стропильных балок в основном 1500 мм, высота подстропильных балок иногда может быть повышена до 1800 мм.

Высота подстропильных ферм для зданий со скатной кровлей определяется высотой опорных частей и среднего узла (которая в типовых фермах принята равной 700 мм, так же как и в балках, чтобы сохранить одинаковый размер колонн), а также минимальной высотой подстропильной фермы над опорой в ендове для обеспечения нормального уклона скатной кровли, являющегося его продолжением и связанного с конфигурацией стропильной фермы (см. рис. 9.3). При назначении высоты

подстропильной фермы необходимо учитывать возможность заводки в «окно» опорного конца стропильной фермы. Высота подстропильной фермы для зданий с плоской кровлей определена как сумма высоты опорного узла (в типовых фермах эта высота принята также 700 мм) и высоты стропильных ферм; верх подстропильных и стропильных ферм в данном случае должен быть на одном уровне.

Ширину подстропильных балок и ферм назначают из условия опирания на них двух стропильных конструкций (балок или ферм) с необходимым зазором, учитывая допуски на изготовление и монтаж, и с обеспечением минимально допустимого опирания. В первых подстропильных балках с опиранием поверху их ширина принималась 500 мм. Для подстропильных ферм, на которые опираются стропильные фермы, ширина увеличена до 550 мм, а в отдельных случаях — и до 600 мм.

При проектировании подстропильных балок приходится учитывать взаимно противоположные требования: с одной стороны, целесообразность увеличения ширины верхней и нижней полки балки из условий расчета и обеспечения надежного опирания стропильных конструкций и, с другой стороны, необходимость уменьшения ширины нижней полки для удобства сопряжения балки с колонной и укладки водосточных стояков и труб минимального сечения между полкой подстропильной балки и габаритами мостового крана.

Ширина подстропильных балок с опиранием на банкетки в нижнем уровне определяется шириной сечения подстропильной балки в верхней зоне (в типовых балках 200 мм) и шириной двух банкеток, необходимой для надежного опирания балок с учетом допусков (в типовых балках по 250 мм).

9.4. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК И ФЕРМ

Конструированию подстропильных балок и ферм предъявляются общие требования норм, инструкции по проектированию железобетонных конструкций и рекомендации для стропильных балок и ферм, изложенные в главах IV, VII и VIII. При проектировании, привязке, изготовлении и применении подстропильных балок, а также при осуществлении авторского надзора необходимо учитывать ряд специфических особенностей.

Крепление подстропильных балок и ферм в местах опирания на колонны выполняется с помощью сварки закладных деталей (рис. 9.7 и 9.8, а). Балки рассчитывают как свободно опертые, однако сварка и, особенно, закрепление сверху стропильных конструкций создает некоторое защемление для подстропильной балки (фермы). В результате возникающих моментов наблюдались случаи, когда в балках с небольшой высотой опорной

части возникали трещины в верхней зоне у опор. Поэтому возможное влияние момента от частичного защемления должно быть учтено правильным проектированием балки, узла опирания

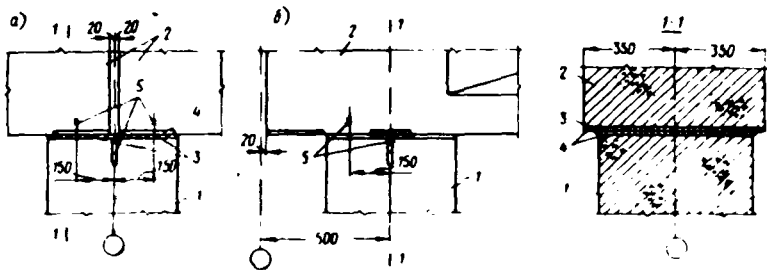


Рис. 9.7. Детали опирания подстропильных балок на колонны

а — на среднюю колонну; б — на колонну у температурного шва; 1 — колонна; 2 — подстропильная балка; 3 — монтажные швы; 4 — закладные детали; 5 — риски

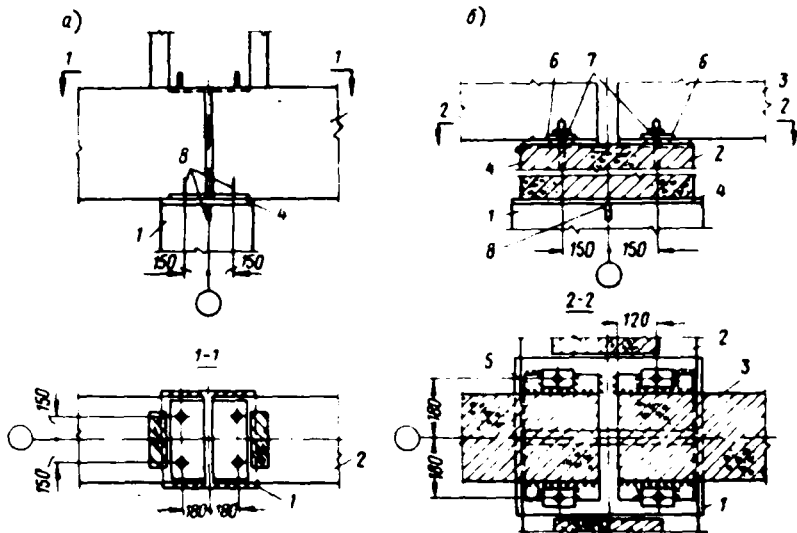


Рис. 9.8. Детали сопряжения подстропильных ферм

а — с колонной; б — со стропильными фермами над колонной; 1 — колонна; 2 — подстропильная ферма; 3 — стропильная ферма; 4 — закладные детали; 5 — опорный лист; 6 — шайба; 7 — гайка; 8 — риска

стропильных конструкций на подстропильные и принятым соответствующих мер при монтаже конструкций. Так, для опирания стропильной балки необходимо предусмотреть установку опорной подкладной плиты на анкерные болты, без сплошной приварки этой плиты к верхним закладным листам смежных подстропильных балок. Это указание относится также и к фермам.

Приваривать опорную плиту можно только с одной стороны, а с другой стороны необходимо крепить ее к анкерному болту гайкой с шайбой (рис. 9.8, б). Стальной лист, прижатый шайбой, при появлении значительных усилий не может удержать опору подстропильной балки от некоторого поворота и смещения. Выполненные таким образом детали сопряжения стропильных кон-

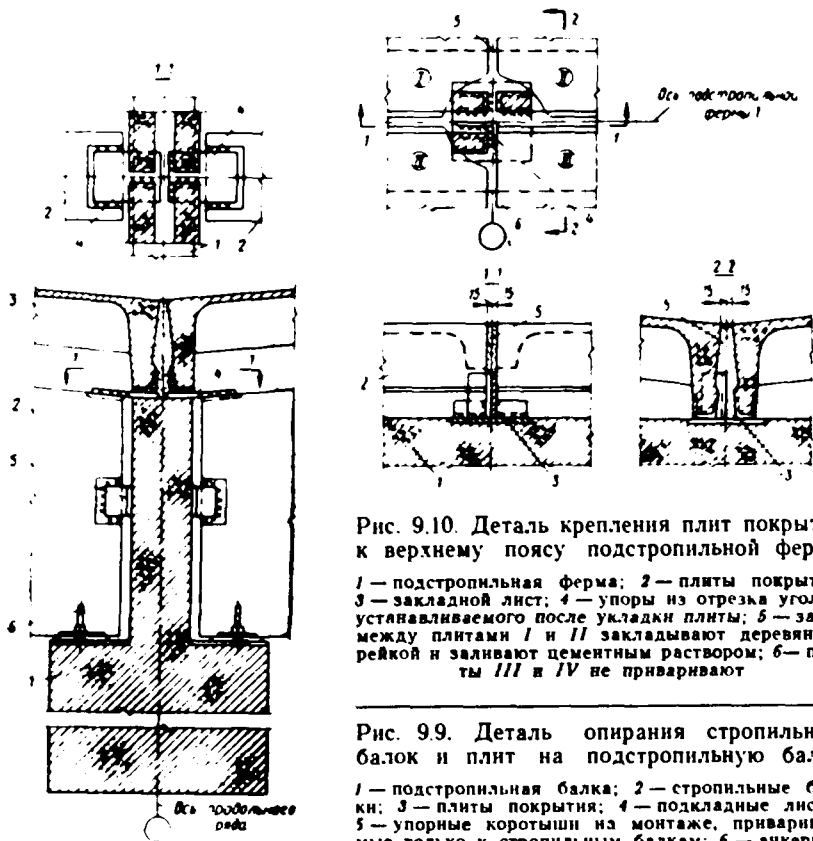


Рис. 9.10. Деталь крепления плит покрытия к верхнему поясу подстропильной фермы

1 — подстропильная ферма; 2 — плиты покрытия; 3 — закладной лист; 4 — упоры из отрезка уголка, устанавливаемого после укладки плиты; 5 — зазор между плитами I и II закладывают деревянной рейкой и заливают цементным раствором; 6 — плиты III и IV не приваривают

Рис. 9.9. Деталь опирания стропильных балок и плит на подстропильную балку

1 — подстропильная балка; 2 — стропильные балки; 3 — плиты покрытия; 4 — подкладные листы; 5 — упорные коротыши на монтаже, привариваемые только к стропильным балкам; 6 — анкерные болты

струкций с подстропильными исключают появление неразрезности подстропильных конструкций. Связи, накладываемые в этих узлах, должны быть такими, чтобы они могли воспринять усилия, не большие, чем усилия, воспринимаемые арматурой балок. При выравнивании высоты смежных опор подстропильных балок или компенсации неточностей монтажа с помощью стальных подкладных листов нельзя допускать приварку их к обоим опорам смежных балок; приваривать их следует только с одной стороны.

Для уменьшения влияния крутящего момента при несимметричной нагрузке от стропильных конструкций с обеих сторон

подстропильной балки после монтажа балок необходимо приваривать к закладным деталям на концах стропильных балок упорные коротыши (рис. 9.9); эти коротыши к подстропильной балке не привариваются, чтобы не создавать защемлений.

Продольные ребра плит покрытий, опирающиеся на верхнюю полку подстропильной балки, не должны привариваться к последней; их следует приваривать к подкладным листам, в свою очередь приваренным к верхней полке укороченных стропильных балок (см. рис. 9.9). Если для передачи усилия с диска покрытия необходимо закреплять листы к подстропильным балкам или фермам, то допускается приварка плиты только с одной стороны смежных пролетов, а с другой стороны может быть установлена деталь, позволяющая смещаться плите поперек подстропильной конструкции и способная передать продольную силу с диска покрытия (вдоль ребра плиты) на подстропильную конструкцию (рис. 9.10).

Концы подстропильных балок и ферм, воспринимающие большие нагрузки от стропильных конструкций, кроме хорошо заанкеренной рабочей арматуры, доведенной до самого торца, должны иметь сильное косвенное армирование горизонтальными сетками и хорошо заанкеренный верхний лист (рис. 9.11). Сжатая часть опоры подстропильных конструкций у торца должна быть законструирована так, чтобы она могла воспринимать полную реакцию от стропильных конструкций на случай

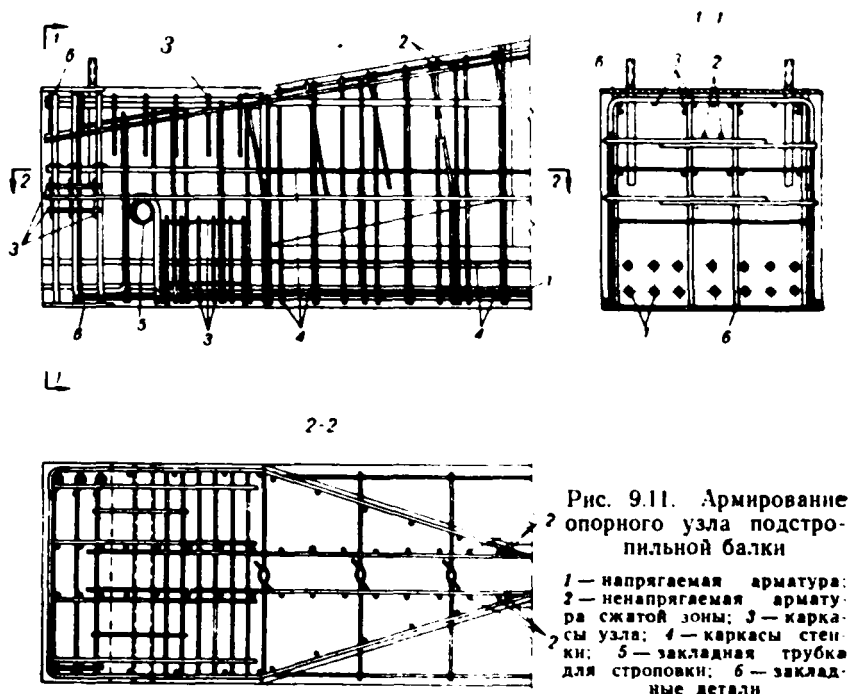


Рис. 9.11. Армирование опорного узла подстропильной балки

1 — напрягаемая арматура; 2 — ненапрягаемая арматура сжатой зоны; 3 — каркасы узла; 4 — каркасы стенки; 5 — закладная трубка для строповки; 6 — закладные детали

передачи этой реакции только на конец одной из смежных подстропильных конструкций. Усиление сжатой зоны опор производится сварными сетками. В подстропильных балках в зоне опоры, у верхней грани (см. рис. 9.11), должно быть достаточное количество продольной хорошо заанкеренной арматуры, чтобы в случае проявления некоторого защемления опоры подстропильной балки раскрытие трещин в верхней зоне не превышало 0,2—0,3 мм. Сечение стойки книзу следует уширять; это целесообразно как с конструктивной, так и с технологической точки зрения. Вверху стоек под плитой следует ставить сварные сетки, чтобы предотвратить выкол бетона.

Наиболее ответственные места подстропильных конструкций — средние узлы, на которые опираются стропильные балки (фермы). В подстропильных балках опорные банкетки (консоли) следует армировать сварными каркасами, которые выполняют общими для обеих банкетов и заделывают в стенку балки. Поперечные каркасы необходимо объединять в другом направлении стержнями с приваркой их контактным способом при помощи сварочных клещей либо связывать хомутами.

В растянутых раскосах (подвесках) подстропильных ферм, в которых возникают усилия до 100 Т, большое внимание следует уделять надежности анкеровки арматуры подвесок в узлах. Анкеровка достаточно надежна, если армирование предусматривается в виде общих стержней, перегибаемых из одного раскоса в другой, и при условии, что на всем протяжении перегиба арматуры установлено достаточное количество хомутов, обеспечивающих совместно с бетоном восприятие суммы сил, действующих в арматуре и по радиусу ее закругления. Примеры таких узлов показаны на рис. 9.12. Для прямолинейных концов арматуры ненапрягаемых раскосов необходимо заводить арматуру в узел на расстояние не менее $35d$ стержней от грани узла, а узел заармировать каркасами с поперечной арматурой (рис. 9.13). Необходимо, чтобы на концах арматуры были предусмотрены анкерные коротыши или шайбы (хотя последние почти не применяются при анкеровке в нижнем поясе ферм, так как их трудно расположить между напрягаемой арматурой). Длина анкеровки концов стержней в узле, имеющих дополнительные анкерные детали, в подстропильных фермах должна быть не менее $30d$ при полном использовании напряжений в арматуре и не менее $25d$ при использовании напряжений от 50 до 70%. При этом концы стержней с анкерными деталями не должны оставаться в пределах втул, а должны обязательно заводиться в зону поясов.

Нижний пояс ферм может иметь один или два ряда стержневой напрягаемой арматуры. Один ряд арматуры более удобен по технологическим соображениям, но, если учесть, что в поясе возможно влияние моментов от жесткости узлов, местного изгиба (от собственного веса), а также эксцентриситета вследст-

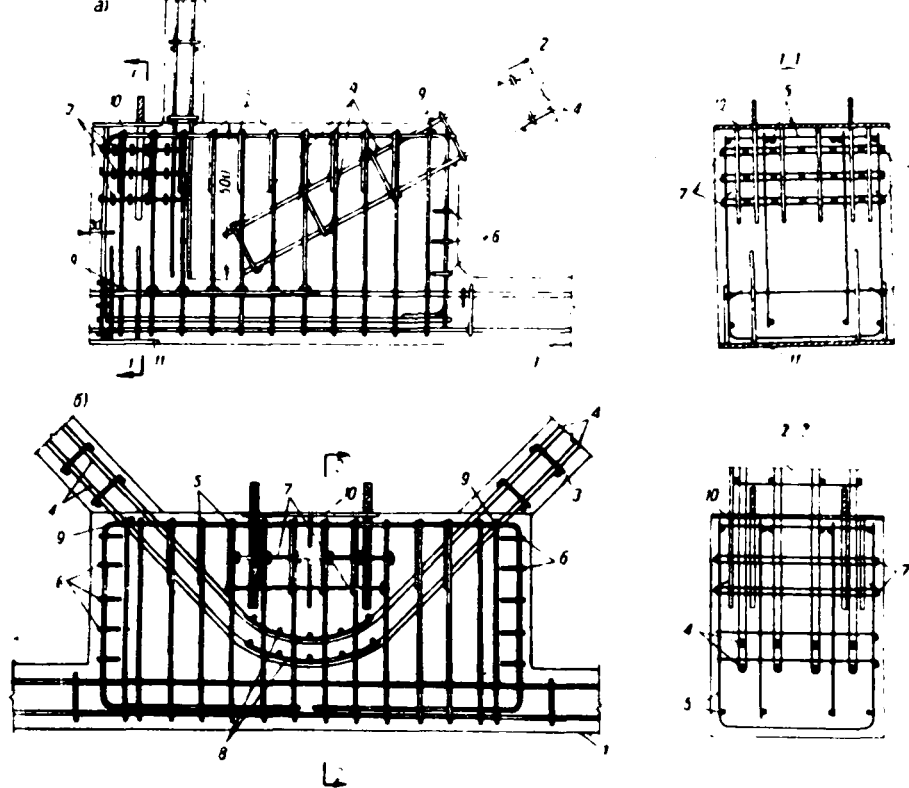


Рис. 9.12. Армирование узлов подстропильной фермы

а — опорного; б — среднего.
 1 — нижний предварительно напряженный пояс (напрягаемая арматура в сечениях условно не показана); 2 — сжатый опорный раскос; 3 — растянутый раскос; 4 — рабочая арматура раскосов в виде сварных каркасов; 5 — сварные каркасы узлов; 6 — П-образные каркасы узлов; 7 — сварные сетки усиления в местах опирания стропильных ферм; 8 — криволинейные сетки местного усиления узла; 9 — шпильки; 10 — закладные детали с анкерными болтами; 11 — опорная закладная плита

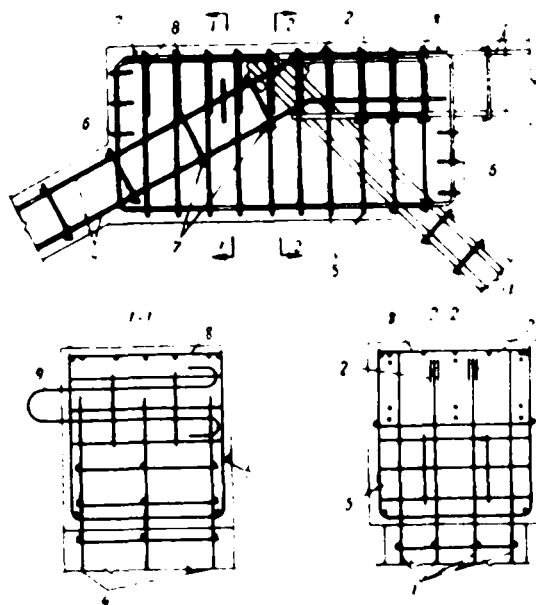


Рис. 9.13. Анкерование арматуры растянутого раскоса в узле подстропильной фермы для скатной кровли

1 — арматура растянутого раскоса; 2 — анкерные коротыши; 3 — арматура сжатого пояса; 4 — то же, сжатого раскоса; 5 — П-образные каркасы узла; 6 — П-образные стержни; 7 — шпильки; 8 — П-образные вспомогательные сетки; 9 — петля

вне смещения напрягаемой арматуры, предпочтительнее размещать напрягаемую стержневую арматуру в два ряда. Стержневую арматуру растянутых раскосов, особенно ненапрягаемую, также следует располагать в два ряда, так как при однорядном расположении арматуры в сечении раскоса с большой толщиной защитного слоя бетона от действия даже небольших моментов возможная величина раскрытия трещин колеблется в больших

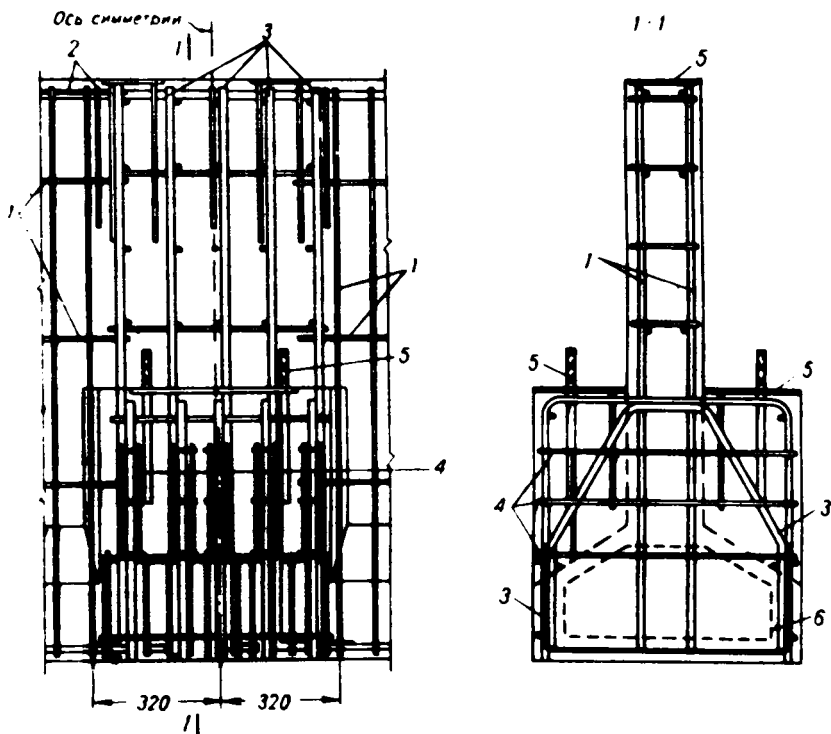


Рис. 9.14. Армирование среднего узла подстропильных балок

1 — сварные каркасы стенки; 2 — П-образные каркасы верхней полки; 3 — сварные каркасы опорных консолей; 4 — фиксирующие хомуты каркасов консолей; 5 — закладные детали и анкерные болты; 6 — зона напрягаемой рабочей арматуры (арматура условно не показана)

пределах. Для предварительно напряженных ферм с прядевой арматурой двухрядное расположение прядей в поясе и в раскосах обязательно по условиям обеспечения трещиностойкости напрягаемых элементов.

Для предотвращения продольных трещин вдоль растянутых раскосов и в узле фермы, а также для улучшения работы фермы при односторонних нагрузках арматуру, находящуюся в плоскостях, параллельных плоскости фермы, следует соединять между собой поперечными стержнями, хомутами или шпильками. Каркасы необходимо фиксировать в обоих направлениях

... тем, чтобы точно обеспечивать их проектное положение в процессе изготовления балок. При изготовлении балок должно быть уделено особое внимание тщательности установки всей арматуры и накладных деталей, а также бетонирования этого сложного узла. Особенно опасны раковины в банкетках и значительное увеличение толщины защитного слоя бетона из-за смещения арматуры, а также появление технологических трещин вследствие неправильной конструкции опалубочных форм и неудачного режима тепловой обработки.

Необходимо также фиксировать положение арматуры в сжатой зоне балки (по верхней кромке), так как свободные «плавающие» концы каркасов, а также увеличенные размеры защитного слоя поверху могут привести к раннему выкалыванию лещадок в сжатой зоне (что было отмечено при испытании первых опытных подстропильных балок треугольного очертания).

Для восприятия вертикальной составляющей (от силы по наклонной сжатой полке балки) в среднем узле - переломе балки треугольного очертания необходимо предусматривать П-образные хомуты или другую хорошо заанкеренную арматуру, рассчитанную на всю составляющую силу. Без такой арматуры возможны преждевременные выколы бетона. Пример решения среднего узла подстропильной балки приведен на рис. 9.14.

9.3. ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ С ПУЧКОВОЙ АРМАТУРОЙ

Первые железобетонные подстропильные балки и фермы пролетом 12 м с пучковой арматурой, натягиваемой на бетон, были предложены и разработаны в 1956 г. в Промстройпроекте. Их расчет был произведен по инструкции П 148-52/МСПТИ [46] с учетом дополнительных рекомендаций б. ЦНИИПС. Балки и фермы армировались пучками высокопрочной гладкой проволоки по ГОСТ 7318-55 с временным сопротивлением растяжения 17000 кг/см^2 . Коэффициент запаса на прочность принят 2,1, а на трещиностойкость (к нормативным усилиям) — 1,2.

Типовые рабочие чертежи подстропильных конструкций серии ПК 01-17, выпуск I—III, были введены в действие Госстроем СССР в 1958 г.; выпуск I — типовые чертежи подстропильных балок прямоугольного очертания, предназначенных главным образом для зданий с подвесным транспортом (см. рис. 9.1, б), выпуск II — типовые чертежи подстропильных балок треугольного очертания, предназначенных для применения в зданиях с мостовыми кранами (см. рис. 9.1, а); выпуск III — типовые чертежи подстропильных ферм. Балки и фермы — из бетона марки 400 и 500. Армирование пучковой арматурой из высокопрочной гладкой проволоки диаметром 5 мм по 12, 15 и 18 проволок в пучке. Анкерные колодки и пробки для закрепления пучков стальные, разработанные НИИЖБ. Натяжение пучков предусматривалось через каналы на бетон при прочно-

сти бетона, равной его проектной марке. Каналы выполнялись с помощью извлекаемых во время бетонирования каналообразователей (труб или резиновых шлангов). На криволинейных участках каналов предусмотрены отрезки закладных металлических труб.

В первых типовых подстропильных фермах, в средних раско-сах, испытывающих большие растягивающие усилия, была пред-дусмотрена пучковая арматура криволинейного очертания. Ис-пытание образцов ферм показало, что они выдерживают боль-шие нагрузки, и хотя прогибы ферм в конце испытания дости-гали значительных размеров, а узел имел разрушения, однако благодаря замкнутому изогнутому пучку арматуры фермы не были полностью разрушены.

При разработке типовых подстропильных балок прямоуголь-ного очертания (выпуск I) из двух вариантов (с верхними го-ризонральными пучками и ненапрягаемой арматурой в верхней зоне) был принят вариант с ненапрягаемой арматурой. В соот-ветствии с имевшимися в тот период воззрениями и инструктив-ными указаниями допускалось раскрытие трещин в верхней зоне балок при натяжении нижней рабочей арматуры (исходя из того, что при загрузке балки они должны закрываться). К раскрытию таких трещин в настоящее время предъявляются строгие ограничения, а количество ненапрягаемой арматуры в этой зоне по действующим нормам увеличивается. Это относит-ся и к потерям предварительного натяжения арматуры, которые принимались по прежней инструкции значительно меньшими, чем принимаются теперь.

В 1959 г. в связи с изменением норм на снеговые нагрузки (СН 69-59) чертежи подстропильных балок и ферм были пере-работаны с сохранением опалубочных форм. При этом были усилены закладные детали и армирование консолей балок и ферм на опорах, в фермах были учтены дополнительные нагруз-ки на верхний пояс от снеговых мешков в ендовах покрытий, улучшены конструкции узлов. Типовые чертежи балок были даны в выпусках VII и VIII (взамен I и II) и ферм — в выпус-ке IX (взамен III). Они действовали с 1960 г. до конца 1962 г.

Подстропильные конструкции серии ПК-01-17 с арматурой, натягиваемой на бетон, в течение нескольких лет применялись в строительстве (в отдельных случаях некоторое время и после их отмены, поскольку имелись стальные формы). Балки тре-угольного очертания с верхним опиранием стропильных конст-рукций (выпуск VIII) оказались сравнительно сложными в из-готовлении и не получили дальнейшего развития. Балки с па-раллельными поясами (выпуск VII) получили положительную оценку и в дальнейшем были применены на нескольких объек-тах с арматурой, натягиваемой на бетон (см. 9.6). Фермы с пучковой арматурой (выпуск IX) эксплуатируются в действующ-их цехах ряда предприятий примерно десять лет. Арматура

криволинейного очертания в раскосах ферм показала надежную анкеровку.

Несмотря на известные пробелы в расчетах конструкций, запроектированных в 1956—1960 гг. (с точки зрения современных знаний, требований норм и технологии), отсутствуют какие-либо данные о случаях аварийного состояния конструкций. Отдельные случаи усиления этих подстропильных балок и ферм были связаны с серьезными отступлениями от проекта, дефектами изготовления или монтажа.

При эксплуатации подстропильных конструкций с пучковой арматурой, в частности ферм, следует обратить внимание на состояние элементов, в которых расположена пучковая арматура. Инъектирование каналов, особенно криволинейного очертания (в которых во время натяжения пучка в нижнем узле все проволоки пучка прижимаются к одной стенке канала и возможно смещение пучка и на прямых участках), требовало большой тщательности и контроля. При растворах с повышенным водоцементным отношением лишняя вода могла отделиться и заполнить часть канала.

Если после инъектирования фермы находились на открытом воздухе, то при низких температурах вода в каналах замерзала и вдоль пучков могли появиться трещины. Это явление наблюдалось в отдельных фермах построенных зданий и вызывало необходимость ремонта ферм.

Учитывая все изложенное, а также первостепенное значение подстропильных конструкций в каркасе здания, необходимо рекомендовать службам эксплуатации действующих предприятий производить профилактический осмотр конструкций, делать зарисовки и описания встречающихся дефектов и трещин с указанием ширины раскрытия и консультироваться в необходимых случаях с компетентными организациями (НИИЖБ, Промстройпроект).

9.6. ПЕРВЫЕ ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ С НАТЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ НА УПОРЫ

Первые подстропильные балки с опалубочными размерами по типу балок серии ПК-01-17, но со стержневой арматурой, натягиваемой на упоры, запроектированы Промстройпроектом (серия Е-738). Балки были изготовлены, испытаны и применены в Днепропетровске на строительстве шинного завода в 1959—1960 гг. Основные данные балок: бетон марки 400, предварительно напряженная стержневая арматура ($7\varnothing 28$ мм), упрочненная вытяжкой до 5500 кг/см², класса А-IIIв, марки 25Г2С, отпуск натяжения арматуры при 70% проектной прочности бетона. Натяжение арматуры производилось на упоры одновременно по несколько стержней. Балки изготовляли в перевер-

нутом положении. Снятую со стенда балку укладывали на слой песка, подъемные петли срезали и балку кантовали в рабочее положение.

Как и в первых выпусках серии ПК-01-17, в чертежах имелось указание, что при односторонней нагрузке давление на подстропильную балку должно быть не более $0,35P$ (где P — суммарная нормативная нагрузка от стропильных балок). В процессе строительства здания оказалось необходимым изменить заданные условия; балку подвергли испытанию на одностороннюю нагрузку; при этом она выдержала полную нагрузку P (на которую была рассчитана с двух сторон по $0,5P$). После этого было решено допускать одностороннюю нагрузку до $0,5P$.

На ряде построенных промышленных зданий, в частности в Литовской ССР, были применены подстропильные балки по типу балок серии ПК-01-17 (выпуск VII), но с проволочной арматурой, натягиваемой на упоры (выпуск XI). Балки с проволочной арматурой, изготовленные на длинном стенде и испытанные в 1961 г. в Вильнюсе, удовлетворяли требованиям прочности и трещиностойкости нижней полки. Однако опыт изготовления балок показал, что при отпуске натяжения рабочей арматуры в верхней зоне балки появлялось значительное количество трещин. При длительном хранении балок на складе предприятия (около года) трещины сильно увеличились как по ширине, так и по длине. Некоторые трещины развивались от верхней полки на часть стенки. Балки с такими трещинами выдержали повторное испытание на прочность, но трещиностойкость нижней полки несколько снизилась.

Несмотря на сравнительно благоприятные общие результаты испытания, такие трещины в верхней зоне нельзя было считать допустимыми. Поэтому количество требуемой ненапрягаемой арматуры в сжатой полке балки при пересмотре норм в 1962 г. было увеличено.

Промстройпроектом совместно с ВНИИЖелезобетоном были разработаны рабочие чертежи опытной подстропильной балки трапециевидного очертания со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом. По результатам испытаний чертежи балки в 1962 г. были скорректированы и приняты для применения в строительстве в Москве (серия Е-802П). Проектная марка бетона 350. Сечение, высоту балок в пролете и очертание опорных банкеток несколько изменили по сравнению с разрабатываемыми в тот период типовыми балками серии ПП-01-03; высота опорных банкеток 600 мм.

С каждой силовой формы ежедневно снимали балку. Это наиболее высокая производительность, достигнутая при производстве подстропильных балок. Первоначально на заводе допустили ошибку — не были установлены хомуты, охватывающие поперечные арматурные каркасы в опорных банкетках балок, из-за чего в некоторых балках арматура при бетонировании сме-

шалась, и толщина защитного слоя 25—30 мм в консольных опорных банкетках балок при повороте и смещении арматурных каркасов оказалась значительно превышенной. В результате в нескольких установленных балках в местах опирания на них стропильных балок срезались бетонные части банкетов шириной 100—130 мм до арматуры. Покрытие строящегося здания оказалось в опасном состоянии: стропильные балки в ряде мест опирались только на участке шириной 70—80 мм. Потребовалось усилить ряд балок. Так, казалось бы, небольшое нарушение проекта потребовало значительных дополнительных работ. Можно считать, что кроме ошибки при изготовлении (отказ от хомутов) неблагоприятную роль сыграло и то, что банкетка в плане из-за технологических скосов имела большие приливы неармированного бетона. Возникла опасность поворота поперечной арматуры и ее отклонения от грани банкетки. Приведенный пример показывает также, что полагаться только на фиксацию арматуры, обеспечиваемую заводами-изготовителями при помощи различных приспособлений, нельзя. Вся ответственная арматура, от положения которой зависит надежность конструкции, должна фиксироваться предусмотренными в проекте конструктивными мероприятиями.

Положение арматуры должно обеспечиваться по возможности принудительно, т. е. таким образом, чтобы не могло оказаться случайных нарушений при изготовлении, достигающих иногда опасных размеров. В дальнейшем все эти недостатки были устранены, и балки серии Е-802П в течение 5—6 лет применялись на многих объектах промышленного строительства Москвы и Подмосковья.

Первой подстропильной конструкцией с применением электротермического способа натяжения стержневой арматуры является подстропильная ферма, разработанная Промстройпроектом в 1959 г. для применения в Москве на строительстве производственных зданий с плоской кровлей в Новых Черемушках и зданий других промышленных предприятий; после испытания образцов ферм во ВНИИЖелезобетоне чертежам был присвоен шифр Е-773П.

Особенностью решения ферм является отказ от так называемых «нулевых» панелей верхнего пояса, которые ранее применялись в подстропильных фермах. Ферма запроектирована со свободными стойками, не закрепленными сверху (рис. 9.15). Опасения, которые были вначале высказаны по поводу такого решения, не оправдались. Испытания фермы показали ее надежность при кантовании, перевозке, монтаже и в эксплуатации.

Напрягаемая арматура в виде 10 стержней диаметром 22 мм из стали класса А-IV установлена в нижнем поясе фермы; был разработан также вариант армирования нижнего пояса стержнями диаметром 18 мм.

Арматура нижнего пояса натягивается электротермическим способом. Сжатые элементы ферм армированы сварными каркасами, собираемыми в пространственные с применением арматуры класса А-III, марки 25Г2С. Бетон проектной марки 350, прочность бетона при передаче предварительного напряжения не менее 300 кг/см^2 .

Изготовление ферм было начато в 1959 г. на заводе железобетонных изделий № 6 в Москве в парных формах с силовой

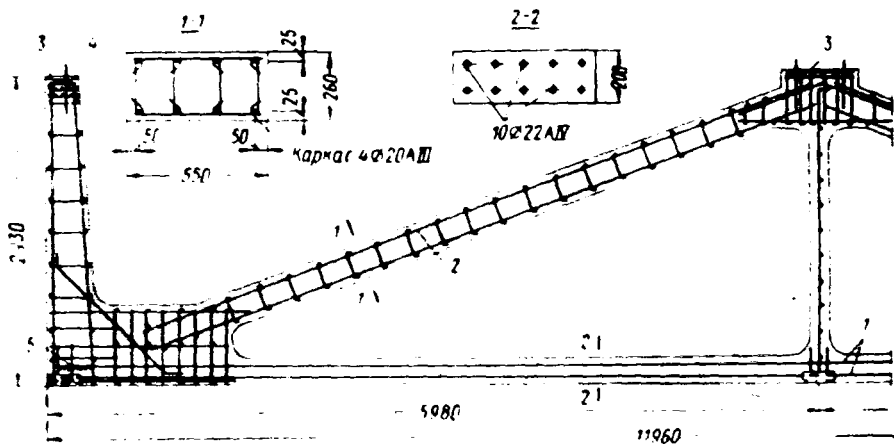


Рис. 9.15. Подстропильная ферма, использованная для производственных зданий в Москве

1 — напрягаемая стержневая арматура; 2 — каркасы ненапрягаемой арматуры; 3 — закладные детали; 4 — сетки; 5 — спирали

распоркой. С 1962 г. серийное производство ферм было передано на завод железобетонных изделий № 18, где они изготавливались в одинарных силовых формах по гибкой стендовой технологии. Кроме Москвы, где с применением этих ферм в течение 8—9 лет построено много промышленных объектов, фермы серии Е-773П применялись в 1962—1965 гг. в Куйбышеве в сочетании со стропильными фермами с нисходящими опорными раскосами.

9.7. ТИПОВЫЕ ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ БАЛКИ С АРМАТУРОЙ, НАТЯГИВАЕМОЙ НА УПОРЫ

В 1961—1962 гг. Промстройпроектом разработаны чертежи типовых предварительно напряженных подстропильных балок пролетом 12 м для покрытий зданий с плоской и скатной кровлей (рис. 9.16), в которых предусматривалось механическое натяжение проволоочной или стержневой арматуры на упоры (утверждены Госстроем СССР в конце 1962 г., серия ПП-01-03/62, выпуск 1). Для зданий с плоской кровлей балки разработаны

впервые, для зданий со скатной кровлей они заменили балки серии ПК-01-17 (см. 9.5). Типовые подстропильные балки серии ПП-01-03/62 рассчитаны на значительно больший диапазон нагрузок, чем ранее применявшиеся балки. Очертание их треугольное, точнее, трапецевидное, высота балок в пролете 1,5 и 1,8 м,

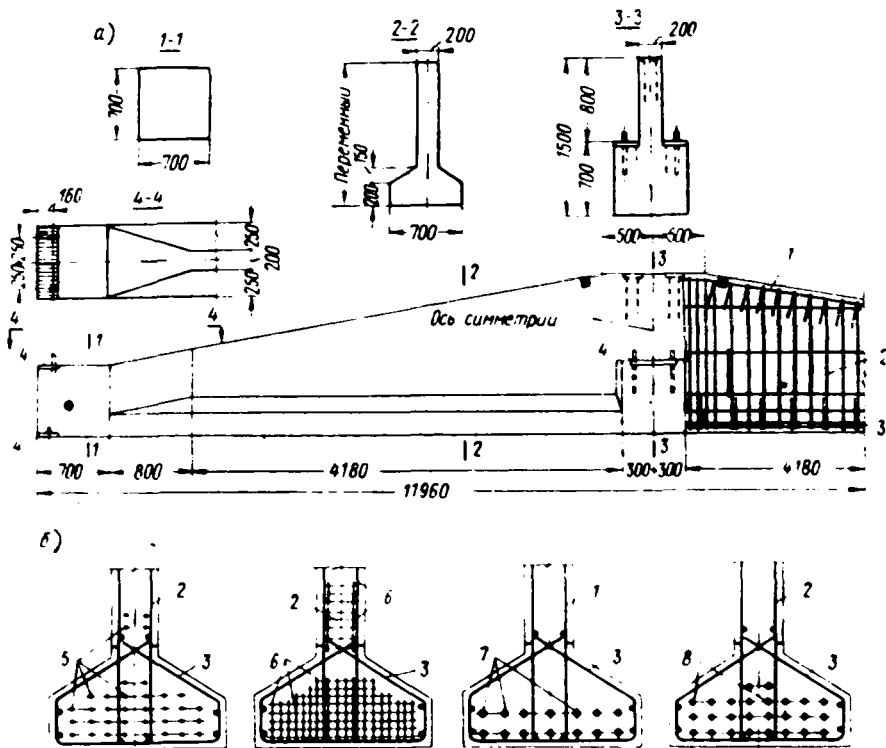


Рис. 9.16. Типовые подстропильные балки серии ПП-01-03/64

а — опалубочные размеры и фрагмент армирования стенки; б — варианты армирования напрягаемой арматурой: 1 — каркас сжатой зоны; 2 — каркас стенки; 3 — каркас нижней полки (окаймление изгибаемой арматуры); 4 — закладные детали; 5 — приварная арматура; 6 — вариант проволочной арматуры; 7 и 8 — варианты стержневой арматуры классов А-IIIв и А-IV

высота на опоре 0,7 м. Балки высотой 1,5 м предназначены для опирания на них либо типовых двускатных балок с унифицированной высотой на опоре 800 мм, либо типовых балок с параллельными поясами, а балки высотой 1,8 м — только для зданий с плоской кровлей при больших нагрузках. Напрягаемая арматура — высокопрочная проволока периодического профиля, стержневая из стали класса А-IV или упрочненная вытяжкой класса А-IIIв.

Откорректированные позднее по нормам СНиП II-V.1-62 указанные выше чертежи и чертежи дополнительных вариантов

армирования балок были объединены в одном выпуске серии ПП-01-03/64, утвержденной в 1965 г. взамен серии ПП-01-03/62. В арматуру были внесены существенные коррективы: каркасы унифицированы, увеличилось количество вариантов армирования балок напрягаемой арматурой. К трем прежним вариантам прибавились варианты армирования семипроволочными прядями класса П-7 по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 426-61 и стержневой арматурой классов А-IV и А-IIIв — последние два с натяжением электротермическим способом. При определении потерь предварительного напряжения учтены потери от разницы температуры напрягаемой арматуры и упоров, воспринимающих натяжение 800 кг/см^2 , что при соблюдении режима термической обработки, установленного НИИЖБ, позволяет доводить эту разницу до 60° .

Подстропильные балки запроектированы двух типоразмеров: для шага колонн в осях 12 м и для шага колонн в осях 11,5 м. Первые две марки балок по нагрузкам запроектированы из бетона марки 400, последующие две марки — из бетона марки 500.

Подстропильные балки рассчитаны на симметричную и на одностороннюю нагрузки (например, в местах продольных температурных швов). В последнем случае несущая способность балки должна соответствовать удвоенной односторонней нагрузке. Если к подстропильной балке приложена несимметричная нагрузка в виде двух реакций стропильных балок разной величины, то требуемую несущую способность подстропильной балки устанавливают по удвоенной величине большей опорной реакции.

9.8. ТИПОВЫЕ ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ СО СКАТНОЙ КРОВЛЕЙ

Типовые рабочие чертежи предварительно напряженных подстропильных ферм с натяжением арматуры на упоры для зданий со скатной кровлей пролетами 18, 24 и 30 м при шаге стропильных ферм 6 м и шаге колонн 12 м, разработанные Промстройпроектом при участии НИИЖБ (серия ПК-01-110, выпуск I), были утверждены в 1961 г.

Подстропильные фермы спроектированы с учетом опирания на них типовых сегментных или арочных ферм (рис. 9.17), имеют большую ширину поясов (550 мм), поэтому при их креплении к колоннам можно обойтись без анкерных болтов и ограничиться креплением при помощи дуговой сварки закладных листов (не создавая, однако, жесткого соединения). Фермы устойчивы в монтаже, но для безопасности работ до приварки их к колоннам следует применять приспособления для временного раскрепления, обеспечивающие возможность рихтовки ферм. Стропильные фермы крепят к подстропильным при помощи анкерных болтов и монтажных сварных швов. Симметричные фер-

мы длиной 12 м предназначены для основных ячеек здания, а несимметричные, несколько укороченные, — для крайних ячеек здания у торцов и поперечных температурных швов (обозначаемые в шифре марки индексом К).

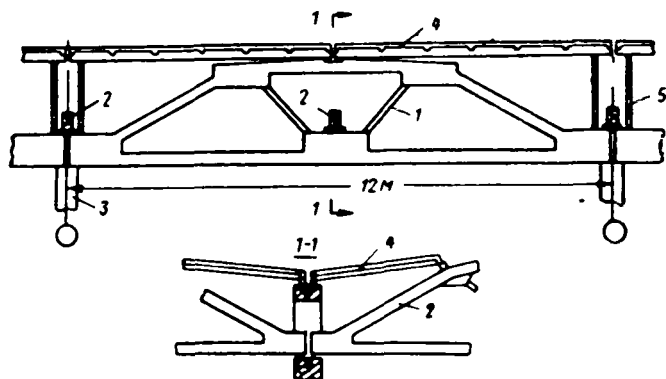


Рис. 9.17. Схема сопряжения подстропильных ферм для скатной кровли с конструкциями здания

1 — подстропильная ферма; 2 — стропильная ферма; 3 — колонна.
4 — плита покрытия; 5 — стойка подстропильной фермы

В отличие от ранее применявшихся фермы серии ПК-01-110 не имеют верхнего пояса в приопорных панелях (рис. 9.18, а). Плиты покрытий в ендовах опираются непосредственно на опорные стойки и на верхний пояс в средней панели. Верхнему поясу придан строительный подъем 30 мм, достаточный, чтобы компенсировать прогиб подстропильной фермы и целиком или частично — прогиб плиты покрытия. Фермы серии ПК-01-110 рассчитаны с учетом жесткости узлов.

Выпуск I серии ПК-01-110 содержит рабочие чертежи ферм с проволочной и стержневой арматурой в нижнем поясе, натягиваемой на упоры. Проволока периодического профиля диаметром 5 мм с нормативным сопротивлением $15\,000\text{ кг/см}^2$ (в соответствии с действовавшими тогда нормами). В фермах со стержневой арматурой предусмотрены стержни периодического профиля из стали класса А-IV с нормативным сопротивлением 6000 кг/см^2 или из стали, упрочненной вытяжкой, класса А-IIIв марки 35ГС или 25Г2С. Ненапрягаемая арматура растянутых раскосов назначена по расчету из условия величины раскрытия трещин с использованием данных испытаний и рекомендаций НИИЖБ. Напряжения в арматуре от нормативной нагрузки достигают всего $1700\text{—}1800\text{ кг/см}^2$, а при расчетной — около 2000 кг/см^2 . Арматура принята, как и в сжатом поясе ферм, из стали класса А-III, марки 35ГС или марки 25Г2С.

Промстройпроектom была сделана попытка применить такие же фермы с закладными предварительно напряженными растянутыми раскосами (выпуск II). Однако избавиться от нежелательных трещин у закладных раскосов не удалось. Учитывая, что

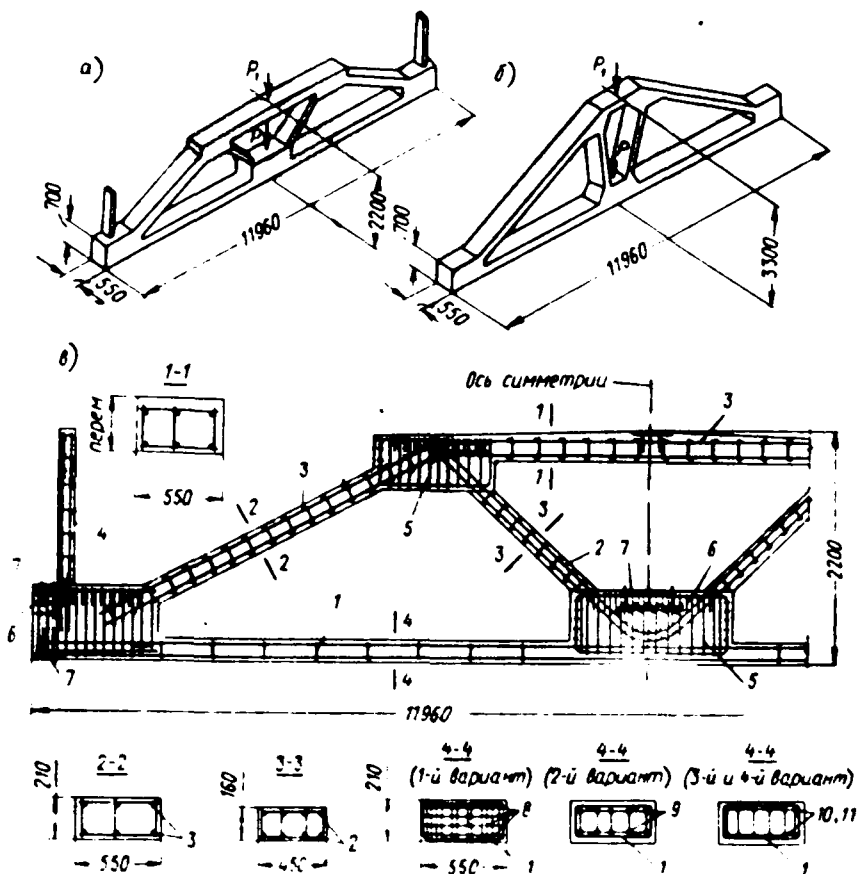


Рис. 9.18. Типовые подстропильные фермы

а — общий вид фермы для скатных кровель (ПК-01-110/68); б — то же, для плоских (ПП-01-04/68); в — схема армирования фермы серии ПК-01-110/68; 1 — окармливающий каркас нижнего пояса; 2 — рабочая арматура растянутого раскоса; 3 — то же, сжатого раскоса и верхнего пояса; 4 — стойка для опирания плит покрытия; 5 — арматурные каркасы углов; 6 — сетки; 7 — закладные детали; 8 — проволоочная арматура; 9 — придевай; 10 и 11 — стержневая классов А-III и А-IV

при изготовлении таких подстропильных ферм требовалась особая точность, было решено чертежи выпуска II в действие не вводить. Были разработаны также чертежи ферм со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом (выпуск III серии ПК-01-110).

В 1964 г. после проведения ряда исследований были разработаны и утверждены типовые чертежи ферм с прядевой арматурой, натягиваемой на упоры (выпуск IV серии ПК-01-110). Имеется также вариант чертежей этих ферм с канатной арматурой в нижнем поясе (выпуск V), одобренных с целью накопления опыта изготовления на предприятиях, которые освоили применение такой арматуры, и опыта эксплуатации конструкций.

Нагрузки и опалубочные размеры ферм выпусков III, IV и V приняты по выпуску I. Фермы со стержневой арматурой выпусков I и III по условиям величины раскрытия трещин сильно нагруженных раскосов могли применяться в зданиях с неагрессивной средой либо при соблюдении требований защиты от коррозии в зданиях со слабо- и среднеагрессивной средой. Фермы с проволочной и прядевой арматурой (выпуски I и IV) могли применяться только в зданиях с неагрессивной средой.

С целью приведения типовых чертежей подстропильных ферм серии ПК-01-110 всех выпусков в соответствие со СНиП 1962 г. (со всеми последующими изменениями к ним) и требованиями по унификации арматурных изделий выпуски I, III и IV серии переработаны, дополнены вариантами армирования нижнего пояса. Опалубочные размеры ферм по производственным соображениям сохранены без изменений. Типовые чертежи объединены в одном выпуске I и утверждены в 1968 г. в серии под шифром ПК-01-110/68. На переходный период было разрешено использование в строительстве ферм по предшествующим чертежам серии ПК-01-110.

Расчет ферм произведен с учетом жесткости узлов на суммарные расчетные нагрузки 80, 110, 130 и 150 Т. Бетон марок 400 и 500. Расход бетона 4,5 м³, вес фермы 11,3 Т. Для нижних поясов принята предварительно напряженная арматура: пряди класса П-7 диаметром 15 мм, проволока периодического профиля класса Вр-II диаметром 5 мм, стержни из стали класса А-IIIв, упрочненные вытяжкой с контролем напряжений и удлинений, класса А-IV марок 20ХГ2Ц и 20ХГСТ диаметром 18 мм. Даны также варианты использования прядей диаметром 9 мм и замены стержневой арматуры класса А-IIIв другими диаметрами и арматуры класса А-IV стержнями диаметрами 20, 22 и 25 мм. Для стержневой арматуры предусматривается натяжение как домкратами, так и электротермическим способом.

По трещиностойкости нижние пояса ферм с прядевой и проволочной арматурой отнесены ко 2-й категории, а со стержневой — к 3-й и рассчитаны на внецентричное растяжение.

Фермы серии ПК-01-110/68 рассчитаны и законструированы с соблюдением требований к толщине защитного слоя и величине раскрытия трещин, что позволяет без изменения опалубочных форм и арматуры применять их также в зданиях со слабо- и среднеагрессивной средой (при этом в средних растянутых раскосах величина раскрытия трещин по длине раскоса ограни-

цена 0,2 м.м, а в локальных местах примыкания к вутам — 0,3 м.м). В этих случаях предъявляются дополнительные требования к составу и плотности бетона, качеству поверхностей и др. в соответствии с СН 262-67 [74].

Фермы серии ПК-01-110/68 предназначены для применения в III—V районах снеговой нагрузки. Для строительства в I и II районах снеговой нагрузки, в которых суммарная нагрузка на подстропильные фермы может быть значительно меньше, следует применять аналогичные, но несколько облегченные фермы серии ПК-01-140, разработанной Промстройпроектом с участием НИИЖБ и утвержденной Госстроем СССР в 1966 г. Наружный контур ферм сохранен по серии ПК-01-110. Вес фермы серии ПК-01-140 составляет 9,9 Т (вместо 11,3 Т по серии ПК-01-110).

9.9. ТИПОВЫЕ ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ПЛОСКОЙ КРОВЛЕЙ

Для зданий с плоской кровлей Промстройпроектом совместно с НИИЖБ в 1960—1961 гг. были разработаны типовые подстропильные фермы, которые по габаритам и некоторым деталям отличаются от подстропильных ферм для зданий со скатной кровлей. Унификация подстропильных ферм для зданий с плоской и скатной кровлей оказалась при принятых конструктивных схемах зданий невозможной.

Подстропильные фермы имеют трапециевидную форму (см. рис. 9.18, б). Нижний предварительно напряженный пояс служит затяжкой для развитых сжатых раскосов, которые являются продолжением короткого участка сжатого верхнего пояса. Ширина всех элементов фермы равна 600 м.м. При длине фермы 11,7 м (в осях) соотношение ширины фермы к пролету составляет около 1/20, что обеспечивает ее устойчивость. Плиты покрытия в зоне подстропильной фермы опираются с одной стороны на середину верха подстропильной фермы, а с другой — на стойку стропильной фермы, устанавливаемой на опорные части подстропильных ферм над колонной. Стропильные фермы в пролете подстропильной устанавливаются в «окно» на узел примыкания двух растянутых раскосов к нижнему поясу фермы. Растянутые раскосы армированы ненапрягаемой арматурой из стали периодического профиля класса А-III, в которой напряжения ограничены по условиям допускаемой величины раскрытия трещин. Арматура в обоих раскосах состоит из общего изогнутого каркаса и в узле не прерывается, что обеспечивает надежное восприятие больших опорных реакций. Еще не утвержденные чертежи серии ПП-01-04 с соответствующего разрешения были применены в проектах и на строительстве первых зданий с плоской кровлей для испытания и проверки технологии изготовления в производственных условиях. Таким образом были испытаны подстропильные фермы в Иркутске, Куйбышеве, Вильнюсе, Новомосковске,

Львове, Горьком с применением главным образом стержневой арматуры, упрочненной вытяжкой, класса А-IIIв, марки 35ГС. С учетом данных испытаний были откорректированы типовые чертежи подстропильных ферм, которые были утверждены под шифром ПП-01-04/62 (выпуск I).

Подстропильные фермы серии ПП-01-04/62 (выпуск I) рассчитаны на сосредоточенную расчетную нагрузку, приложенную на нижний узел фермы, от 92 до 148 Т и, кроме того, на нагрузку от плит покрытия в верхнем узле. Напрягаемая арматура нижнего пояса дана в трех вариантах: стержневая, упрочненная вытяжкой, класса А-IIIв; стержневая класса А-IV и высокопрочная проволока периодического профиля. Для всех пяти марок ферм принята единая опалубочная форма. Проектная марка бетона для большинства марок ферм принята 400 и для одной — 500. В серии предусмотрены укороченные фермы с индексом К — для применения у торцов здания и температурных швов. Расчет ферм в выпуске I выполнен по СН 10-57 [47] с учетом некоторых положений проекта норм 1962 г. Для обеспечения надежной анкеровки арматуры и для компенсации не учтенных в расчете моментов по согласованию между НИИЖБ и Промстройпроектом нижний пояс с проволочной арматурой был рассчитан по 1-й категории трещиностойкости, а со стержневой — по 2-й категории. Потери предварительного напряжения в арматуре от перепада температур при тепловлажностной обработке бетона учтены в размере 800 кг/см². В дальнейшем в выпуске II серии ПП-01-04/64 были разработаны типовые рабочие чертежи тех же ферм с применением прядевой арматуры.

Чертежи подстропильных ферм выпусков I и II этой серии переработаны, дополнены и объединены в одном выпуске I под шифром серии ПП-01-04/68, которая в 1969 г. утверждена Госстроем СССР взамен прежних. При этом были полностью сохранены опалубочные формы. Фермы запроектированы по нормам 1962 г. с учетом всех изменений, имеющих на 1968 г., требований инструкции по конструированию, требований, предъявляемых нормами СН 262-67 к конструкциям, применяемым в зданиях со слабо- и среднеагрессивными средами, и требований унификации арматуры. В качестве напрягаемой арматуры применена прядевая, проволочная и стержневая классов А-IIIв и А-IV. Натяжение стержневой арматуры дано в двух вариантах: силовым способом на упоры стенда или силовые формы и электротермическим способом. Для ферм принят бетон марок 400 и 500. Расход бетона на ферму 3,65 м³, вес фермы 9,2 Т.

Кроме этих ферм имеются еще разработанные и утвержденные в 1966 г. подстропильные зональные фермы для зданий с плоской кровлей, возводимых в южной зоне I и II районов снеговой нагрузки (серия ПП-01-04, выпуск III). Фермы приняты в тех же опалубочных формах, что и типовые. Так как суммарные расчетные сосредоточенные нагрузки $P_1 + P_2$ для этих ферм ко-

леблются всего от 50 до 78 T , то наряду с уменьшением армирования проектные марки бетона приняты 400 и 300 (для меньшей нагрузки при стержневой арматуре). Расход стали в подстропильных фермах благодаря введению специальных марок, рассчитанных на соответствующие нагрузки, сократился на 20—25% по сравнению с прежними.

9.10. ПОДБОР ТИПОВЫХ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ

В типовых рабочих чертежах подстропильных балок и ферм в составе пояснительной записки дается таблица, в которой приведены максимальная расчетная и нормативная нагрузки на подстропильную балку или ферму каждой марки, предусмотренные расчетом. Подбор необходимой марки типовой подстропильной фермы (балки) для конкретных условий проектируемого объекта производят по величине суммы сосредоточенных нагрузок $P_1 + P_2$.

В сосредоточенную нагрузку P_1 включены две одинаковые реакции стропильных ферм, опирающихся на подстропильную (без крайних панелей верхнего пояса), с учетом их собственного веса и нагрузки от подвешенного транспорта. В величину сосредоточенной нагрузки P_1 собственный вес подстропильной фермы (балки) не включен (этот вес учитывается в расчете типовой подстропильной конструкции). Сосредоточенная нагрузка P_2 соответствует опорной реакции крупнопанельных плит покрытия, опирающихся на верхний пояс подстропильной фермы (см. рис. 9.3 и 9.4).

В практическом проектировании для значительного числа случаев характерно несимметричное загрузление подстропильной конструкции, т. е. загрузление разными опорными реакциями от стропильных конструкций смежных пролетов. Для подбора марки подстропильной конструкции на несимметричное загрузление принята методика, разработанная Промстройпроектом и согласованная с ИИИЖБ.

При загрузлении подстропильной балки односторонней нагрузкой марку балки принимают из условия, чтобы расчетная сосредоточенная нагрузка P для данной типовой балки была не меньше, чем удвоенная фактическая расчетная односторонняя нагрузка (т. е. максимальная односторонняя реакция не должна превышать $0,5 P$). Марку подстропильной балки при загрузлении ее разными опорными реакциями от стропильных балок выбирают из условия, чтобы расчетная сосредоточенная нагрузка P для данной типовой балки была не меньше, чем удвоенная максимальная (большая из двух) опорная реакция (т. е. максимальная реакция с одной стороны не должна превышать $0,5 P$).

При загрузлении подстропильной фермы разными опорными

реакциями от стропильных ферм за нагрузку P_1 принимают условную приведенную сосредоточенную нагрузку, определяемую по формуле, в которой коэффициент α принимается в зависимости от эксцентриситета:

$$P_{1пр} = \frac{R}{\alpha},$$

где R — сумма двух опорных реакций стропильных конструкций, т. е. равнодействующая опорных реакций;

α — коэффициент, зависящий от эксцентриситета e равнодействующей R по отношению к продольной оси подстропильной конструкции, назначенной с учетом испытания конструкций и условий совместной работы; значение коэффициента α для определения приведенной нагрузки $P_{1пр}$ подстропильных ферм в зависимости от эксцентриситета e :

Эксцентриситет e в см	0	5	10	15
Коэффициент α	1	0,83	0,67	0,5

9.11. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ РАЗРАБОТКИ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

В 1966—1969 гг. Промстройпроектом разработаны и НИИЖБ испытаны опытные образцы предварительно напряженных подстропильных ферм пролетом 12 м с несимметрично расположенной арматурой в нижнем поясе (этот прием авторами назван регулированием усилий) [20]. В этом решении влияние моментов несколько компенсируется благодаря созданию эксцентриситетов путем смещения оси нижнего пояса относительно центра тяжести напрягаемой арматуры. Так как количество необходимой проволочной или прядевой арматуры из-за наличия значительных моментов по расчету на трещиностойкость оказалось больше, чем требовалось по расчету на прочность, то названный прием позволял уменьшать количество напрягаемой арматуры в некоторых случаях до 15%. Эффект от внецентренного обжатия нижнего пояса уменьшится, если повысить натяжение проволочной арматуры до $0,8 R_s$. Тогда экономия от внецентренного обжатия составит 6—8% веса напрягаемой арматуры. Учитывая, что использование эффекта внецентренного обжатия для типовых ферм требовало изменения имеющихся на заводах опалубочных форм, а также более жесткого соблюдения проектного положения напрягаемой арматуры, при переработке ферм серии ПК-01-110/68 этот прием не был использован. Однако в дальнейшем следует использовать и эту возможность в увязке с требованиями технологичности изготовления.

В 1965—1969 гг. ЦНИИПромзданий, проектным институтом № 1 и Промстройпроектом при участии НИИЖБ разработано несколько вариантов решений и чертежей опытных подстро-

пильных ферм пролетом 18 м. По одному из них, разработанному ЦНИИПромзданий и проектным институтом № 1 для опытного строительства здания с сеткой колонн 18×24 м, были изготовлены и испытаны в НИИСК (Киев) опытные образцы ферм из бетона марки 800. Небольшое количество таких ферм, изготовленных в НИИСК, установлено в покрытии здания. Имеются разработки подстропильных ферм пролетом 18 м для опытного строительства промышленных зданий с применением бетона марки 500. Подстропильные фермы пролетом 18 м служат для опирания стропильных ферм с шагом 6 м; в них предусмотрено два промежуточных узла с «окнами» для заводки и установки стропильных ферм. Поэтому схема их принята в виде безраскосной фермы с жесткими узлами.

10.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Объем применения железобетонных подкрановых балок в общем объеме сборного железобетона, применяемого в одноэтажных производственных зданиях, весьма невелик. Даже в годы, когда применение металлических балок под мостовые краны грузоподъемностью до 30 т, было ограничено, на подкрановые балки расходовалось около 3% железобетона (с учетом зданий с железобетонным и смешанным каркасом, крановых и бескрановых).

В соответствии с техническими правилами по экономному расходованию металла ТП 101-61, действовавшими до конца 1965 г., железобетонные подкрановые балки применялись при железобетонных колоннах с шагом 6 и 12 м под мостовые краны общего назначения грузоподъемностью до 30 т включительно. В строительстве отдельных производственных зданий были использованы сборные железобетонные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м под мостовые краны общего назначения грузоподъемностью 30, 75, 100 и даже 250 т.

Технико-экономические сравнения, проведенные в 1965 г., показали, что в железобетонных балках пролетом 6 м с проволоочной (прядевой) арматурой расход стали в 1,2—1,7 раза, а со стержневой арматурой в 1,1—1,5 раза меньше, чем в стальных; в железобетонных балках пролетом 12 м расход стали меньше соответственно в 1,6—2,3 и в 1,4—2 раза. Эти подсчеты сделаны с учетом расхода стали на крановые рельсы и крепления, которые в железобетонных балках имеют больший вес. Стоимость железобетонных балок в деле была определена в среднем в 1,4—1,8 раза выше, чем стальных. Экономия металла достигалась дорогой ценой. Это было учтено при переработке технических правил. В ТП 101-65, введенных с 1966 г., были отменены ограничения на применение стальных подкрановых балок.

Оптовые цены, введенные на стальные и железобетонные конструкции в 1967 г., и новые сметные нормативы, которые стали применяться с 1969 г., изменили соотношения в стоимости стальных и железобетонных конструкций, в том числе и подкра-

новых балок. В отдельных районах строительства стоимость тех и других балок в деле стала близкой. Вопрос о применении железобетонных балок при проектировании конкретных объектов решается экономической целесообразностью с учетом условий размещения заказа на их изготовление, наличия ресурсов металла, требований коррозионной устойчивости и огнестойкости.

10.2. ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Для промышленных зданий, как правило, нет необходимости проектировать индивидуальные железобетонные подкрановые балки. Типовые подкрановые балки рассчитаны на вертикальную нагрузку, передаваемую колесами мостового крана на подкрановые рельсы и от собственного веса балки и рельса с креплениями, а также на горизонтальную поперечную нагрузку, вызываемую торможением тележки электрического крана. Давление колес кранов, расстояния между колесами, вес моста крана, тележки и вес груза приняты по ГОСТам на мостовые краны. Горизонтальные силы от торможения кранов, коэффициенты перегрузки для вертикальных и горизонтальных нагрузок, коэффициент динамичности принимаются в соответствии с действующими СНиП.

Типовые подкрановые балки рассчитаны с учетом одновременной работы двух кранов при их сближении. Принято, что тормозная сила передается через все колеса крана полностью на одну подкрановую балку и может быть направлена как внутрь пролета, так и наружу. Хотя тормозная сила приложена в уровне головки кранового рельса, но для упрощения расчета обычно принималось, что она приложена в середине высоты верхней полки балки.

Максимальные изгибающие моменты и поперечные силы в балках от подвижной нагрузки определяют по правилам строительной механики с построенным огибающим эпюром. Сечение балок и рабочую арматуру растянутой зоны обычно подбирают по максимальному моменту от вертикальной нагрузки, а продольную арматуру верхней полки — по максимальному моменту от горизонтальной нагрузки, причем до последнего времени условно учитывалось только прямоугольное сечение полки. Более правильно, хотя и значительно более сложно, рассчитать все сечения балки на изгиб с кручением. Расчет наклонных сечений балки, определение сечения поперечной арматуры и ее шага производятся по огибающей эпюре поперечных сил.

Подкрановые балки с проволочной и прядевой арматурой проверяются расчетом на трещиностойкость, а со стержневой — на раскрытие трещин. Производится также расчет балки на выносливость как конструкции, испытывающей многократно повторяющиеся нагрузки.

Для уменьшения величины поперечной силы, воспринимаемой бетоном и хомутами, а также для устранения концентрации напряжений от напрягаемой арматуры в опорных частях балки целесообразно отгибать или оттягивать часть напрягаемой арматуры вверх у опор балок, как это сделано, например, в подкрановых балках с электротермическим натяжением, изготавливаемых в Москве. Если нет возможности изготавливать балки с отгибами, то необходимо предусматривать меры против появления трещин в торцах балок при спуске натяжения прямолинейной напрягае-



Рис. 10.1. Контактный стык стержневой арматуры для подкрановых балок

а — после сварки; б — после обрубки; в — после полной продольной зачистки

мой арматуры. Чтобы избежать появления трещин в верхней зоне балки при обжатии нижней зоны, приходится предусматривать небольшое количество напрягаемой арматуры в верхней полке.

Высота типовых балок увязана с габаритами зданий и мостовых кранов и принятой номенклатурой типовых колонн. Однако при назначении высот недостаточно четко обеспечена взаимозаменяемость железобетонных и стальных подкрановых балок. При пересмотре типовых подкрановых балок в связи с разработкой новых ГОСТов на мостовые краны и новых норм потребуются определить целесообразные высоты типовых балок.

Особенностью конструирования железобетонных подкрановых балок является повышенное внимание к назначению арматуры, ее стыков, качеству сварных соединений. Применяя типовые балки, запроектированные ранее, необходимо уточнять класс и марки арматурной стали и стали для закладных деталей в соответствии с требованиями нормативных документов.

Напрягаемая стержневая арматура подкрановых балок предусматривается преимущественно без стыков мерной длины. При необходимости стыки выполняются контактно-стыковой сваркой с последующей механической зачисткой в продольном направлении стержней. Соединение стержневой арматуры контактной сваркой показано на рис. 10.1. В подкрановых балках стыки следует размещать вразбежку (в сечении не более одного), расстояние между смежными стыками 700—1000 мм, сварные стыки нижнего ряда стержней в наиболее напряженной части балок

следует располагать на расстоянии не менее 1500 мм от середины. Трубки для крепления крановых рельсов закладываются обязательно с шайбами и с усилением мест установки поперечной арматурой.

10.3. ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК ПЕРВЫХ РАЗРАБОТОК

В течение ряда лет применялись подкрановые балки со стержневой арматурой, натягиваемой на упоры стенда. Типовые чертежи этих балок (серия КЭ-10-04, выпуск I — балки пролетом 6 м и выпуск II — балки пролетом 12 м), разработанные Ленинградским Промстройпроектом и НИИЖБ, были утверждены в 1956 г. и действовали до 1961 г. Балки предназначались для зданий пролетом 12—30 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью от 5 до 30 т, с легким и средним режимом работы. Балки рассчитаны по инструкции И 148-52 [46] с некоторыми коррективами, относящимися главным образом к определению потерь предварительного напряжения в арматуре. Они не в полной мере удовлетворяли требованиям последующих норм — инструкции СН 10-57 [47] и тем более нормам проектирования, введенным с 1963 г. Балки таврового сечения со стенкой, имеющей скосы книзу. Напрягаемая арматура из стали, упрочненной вытяжкой, класса А-IIIв, марки 25Г2С. Поперечная арматура в виде каркасов из стали класса А-III, марки 25Г2С. Проектная марка бетона для балок под краны грузоподъемностью 5—10 т принята 300 и под краны 15—30 т — 400.

В 1958 г. были введены типовые чертежи балок с пучковой арматурой, натягиваемой на бетон (серия КЭ-01-04, выпуск III — балки пролетом 12 м и выпуск IV — пролетом 6 м). Пучки из высокопрочной проволоки натягивались через каналы, предусмотренные в поясах и стенке двутавровых балок. Для улучшения работы участков балок вблизи опор на поперечную силу и на местные напряжения часть пучков имела криволинейное очертание с отгибом вверх у опор балки. После натяжения производилось инъецирование каналов. Эти балки применялись сравнительно редко и недолго.

Несмотря на несоответствие условий расчета и конструирования балок серии КЭ-01-04 современным нормам, при хорошем качестве их изготовления и монтажа в процессе нормальной эксплуатации они, как правило, показывали удовлетворительную работу. Однако были отмечены случаи, когда по истечении нескольких лет эксплуатации наблюдалось нежелательное раскрытие трещин в ряде балок. Принятый для балок способ крепления крановых рельсов оказался не вполне надежным в длительной эксплуатации. В связи с этим и по ряду других причин потребовалась разработка новых типовых балок (см. 10.4).

Начиная с 1958 г. выполнялись проектные разработки и ис-

следования подкрановых балок с проволочной арматурой, натягиваемой на упоры стендов. На основе этих работ проектным институтом № 2 были разработаны рабочие чертежи балок с проволочной арматурой, которые применялись при проектировании и строительстве отдельных объектов. Для крупного трансформаторного корпуса, построенного в Ставрополе-на-Волге в 1962—1964 гг., проектным институтом № 2 были запроектированы балки пролетом 12 м под мостовые краны грузоподъемностью 10, 20, 30, 50, 75, 100 и даже 250 т. Балки были изготовлены и испытаны на предприятиях Куйбышевгидростроя и смонтированы в здании. Балки применялись и в других производственных зданиях, построенных Куйбышевгидростроем.

Все балки имеют двутавровое сечение в пролете, прямоугольное у опор. Длина прямоугольного участка у опор определена из условия восприятия главных напряжений. Чтобы избежать больших концентраций напряжений на отдельных участках, а также по технологическим соображениям стенка балки имеет очень плавный переход от уширенной части к узкой. Опорная реакция подкрановых балок передается на колонну при помощи центрирующих стальных подкладок. Проволочная арматура расположена главным образом в нижней полке.

Часть напрягаемой арматуры для того, чтобы исключить возможность раскрытия трещин в верхней зоне, была предусмотрена в верхней полке; небольшое количество проволок предусмотрено и в стенке. В балках под тяжелые краны потребовалось применить большое количество проволоки, что весьма усложняло их установку, натяжение и затрудняло бетонирование. Подкрановые балки из железобетона под тяжелые краны в дальнейшем, как правило, не применяли. Опыт Куйбышевгидростроя показал широкие практические возможности применения железобетонных подкрановых балок, однако выявил и ряд трудностей. Наиболее сложными, с нашей точки зрения, оказались установка и рихтовка крановых рельсов. Необходимо иметь в виду, что балки имели выгиб верхней полки с небольшой дугой кверху (в результате предварительного напряжения). Высоты рядом смонтированных балок, как правило, отличались на несколько миллиметров. Все это создавало определенные трудности для установки кранового рельса в горизонтальном положении (обычные подливки в данном случае были неприемлемы).

10.4. ТИПОВЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

В номенклатуру унифицированных конструкций одноэтажных производственных зданий включены сборные железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м, предназначенные для зданий пролетами 18—30 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10—30 т легкого и среднего режима работы. Типовые рабочие чертежи этих

балок разработаны в серии КЭ-01-50, утвержденной в 1962 г. (выпуск I — чертежи балок пролетом 6 м, выпуск II — пролетом 12 м). Балки по чертежам выпусков I и II рассчитаны по нормам, действовавшим до 1963 г., подбор сечений выполнен по инструкции СН 10-57. В этих балках предусмотрено крепление рельсов в соответствии с типовыми чертежами серии КЭ-01-51.

Подкрановые балки пролетом 6 м имеют тавровое сечение, на опоре это сечение уширяется за счет приливов. Изготавливают их в опалубочных формах двух типоразмеров из бетона марок 300 и 400. Высота всех балок для кранов грузоподъемностью 10, 20 и 30 т в зданиях пролетом 18, 24 и 30 м — 1000 мм, ширина полки 600 мм, ширина стенки понизу 200 мм, объем бетона 1,66 м³, вес 4,15 т. Исключением является балка дополнительного типоразмера высотой 800 мм для крана грузоподъемностью 10 т, предназначенная для зданий пролетом 18 и 24 м, высотой 8,4 м (по условиям данной габаритной схемы).

Балки выпусков I и II запроектированы с применением двух видов напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры: проволочной периодического профиля по ГОСТ 8480—57 и стержневой из стали, упрочненной вытяжкой, периодического профиля класса А-IIIв. Ненапрягаемая арматура из стали класса А-III выполняется в виде каркасов, часть стержней которых привязывается. В зависимости от назначения и усилий (изгибающего момента M_{\max} и поперечной силы Q_{\max}) балки имеют по три типа наборов проволочной и стержневой арматуры. Каждая балка в зависимости от назначения имеет три разновидности, которые отличаются расположением и маркой закладных и накладных опорных деталей, обозначаемых дополнительными буквами С, Т и К в конце марки, указывающими расположение балки по длине здания (С — средняя, Т — температурного шва, К — крайняя).

Балки пролетом 12 м имеют двутавровое сечение, причем верхняя полка значительно более развита по ширине по сравнению с нижней (рис. 10.2, а). На опоре сечение переходит в тавровое вследствие постепенного уширения стенки до ширины нижней полки. Высота балок 1400 мм, ширина верхней полки 650 мм, нижней — 340 мм. Балки изготавливаются в одной опалубочной форме из бетона марок 300, 400 и 500 (соответственно для кранов грузоподъемностью 10, 20 и 30 т) и имеют по три набора сечений проволочной (рис. 10.2, б) и стержневой (рис. 10.2, в) арматуры в нижней и верхней полках. Так, количество проволок диаметром 5 мм в нижней полке принято 88, 132 и 184 и в верхней — 16, 16 и 24. Каждая балка имеет три разновидности.

Типовые чертежи серии КЭ-01-50 дополнены вариантом армирования балок прядевой арматурой: выпуск III — чертежи балок пролетом 6 м, выпуск IV — балок пролетом 12 м (утверждены Госстроем СССР в 1964 г.). Бетон марки 400 (для пролета 6 м) и 400, 500 (для пролета 12 м). При выполнении основных

арматурных каркасов вязаными балки с прядевой арматурой могут применяться в зданиях и сооружениях, эксплуатируемых при расчетных температурах воздуха ниже -30°C .

Подкрановые балки с проволочной и стержневой арматурой (выпуски I и II) были рассчитаны с учетом коэффициента дина-

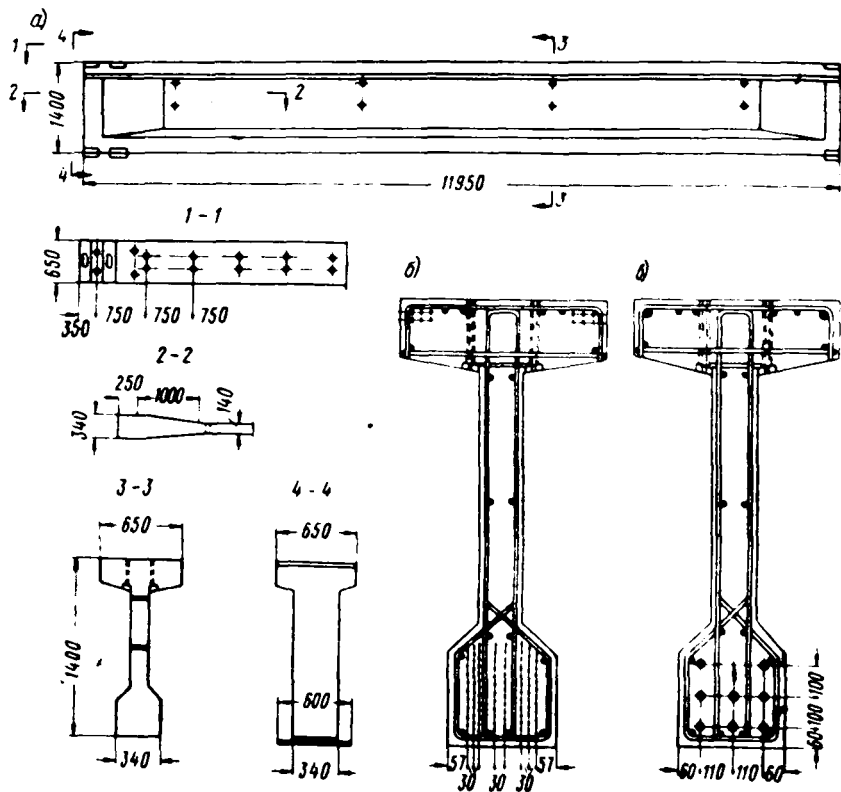


Рис. 10.2. Типовые подкрановые балки пролетом 12 м

а — общий вид и разрезы; б — сечение балки с проволочной арматурой, в — то же, со стержневой

мичности 1,2 и коэффициента перегрузки 1,3. Позже, при введении глав СНиП-62, коэффициенты были снижены соответственно до 1,1 и 1,2, что было учтено при расчете и конструировании этих же балок с прядевой арматурой (выпуски III и IV).

Вначале балки изготовляли, как правило, на стандах: со стержневой арматурой — на коротких (несколько балок по длине) и с проволочной и прядевой арматурой — преимущественно на длинных. В дальнейшем все шире переходили на изготовление в силовых формах. При этом применялись навесные и переносные вибраторы, а на более крупных предприятиях бетонирование на виброплощадках по агрегатно-поточной схеме. При

изготовлении балок на стендах разность температур натянутой арматуры и упоров, воспринимающих усилие натяжения, в соответствии с условиями расчета балок, не должна превышать 60° ; кроме того, должен соблюдаться определенный режим тепло-влажностной обработки, предусматривающий постепенный подъем температуры. Спуск натяжения арматуры с передачей напряжений на бетон производится при достижении бетоном прочности не менее 70% проектной.

Плоскость верхней полки при изготовлении выравнивается виброрейкой. Поскольку эта плоскость служит основанием для упругой прокладки и рельса, необходимы особая тщательность ее выравнивания и соблюдение очень жестких требований относительно размеров балок по высоте сечения (± 2 мм).

10.5. ВАРИАНТЫ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК НА ОСНОВЕ ТИПОВЫХ РЕШЕНИЙ

На основе типовых чертежей разработаны рабочие чертежи подкрановых балок пролетом 12 м со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом (ВНИИЖелезобетона), причем часть предварительно напряженных стержней отогнута у опорных участков балок. Эти балки изготовлялись на заводе № 18 в Москве в силовых формах по стендовой технологии.

Силовая форма разработана СКТБ Главмоспромстройматериалов совместно с ВНИИЖелезобетоном. Эта форма имеет комбинированные борта. Нижняя часть ее, охватывающая нижнюю зону балки в виде лотка, жестко связана с неподвижным бортом, образуя силовой элемент в виде угла. Этот силовой элемент обладает большой жесткостью, а главное — центр тяжести поперечного сечения силового элемента близок к положению равнодействующей усилий натяжения нижней и верхней арматуры. Второй борт формы съемный. Такая конструкция формы обеспечивает точность размеров балок, облегчает установку съемного борта. Благодаря жесткой форме оказалось возможным натягивать стержневую арматуру с отгибами. Кроме нижних стержней натягивается минимально необходимое количество стержней в верхней части сечения балки с целью предотвращения появления трещин в сжатой зоне, работающей на растяжение после передачи предварительного напряжения на бетон (в том числе и при эксплуатации — во время отсутствия кранов на балке). Нужно подчеркнуть эффективность оттяжки части напрягаемых стержней и их наклонных участков (в виде отгибов) в приопорной части балок.

В 1967 г. Ленинградским Промстройпроектом с участием ВНИИЖелезобетона и НИИЖБ разработаны рабочие чертежи опытных образцов подкрановых балок длиной 6 м с существенными коррективами против типовых чертежей (шифр ЖБ-15-

100). В основу разработки было положено более глубокое удовлетворение современных технологических требований заводского изготовления конструкций. Для всех крановых нагрузок (10—30 Т) принята одна опалубочная форма с откидными бортами. Оказалось возможным отказаться от уширения ребра на опорах и технологических скосов стенки. Имелось в виду, что новые формы будут вводиться только там, где это окажется экономически целесообразно. Указанные изменения и пересчет балок с учетом изменения коэффициентов динамичности и перегрузки, а также повышения прочностных характеристик арматурной стали позволили снизить расход стали в балках на 15—25%. Рабочие чертежи этого варианта одобрены для опытного изготовления балок.

10.6. КРЕПЛЕНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И КРАНОВЫХ РЕЛЬСОВ

Типовые подкрановые балки крепят к колоннам в нижней части при помощи болтов (которые являются и фиксирующими), а также сварки. Балки имеют опорные подкладные листы толщиной 12 и 16 мм (соответственно для балок длиной 6 и 12 м), заранее привариваемые к закладным деталям швами толщиной 10 мм. После установки балок, выверки их и кранового пути подкладные листы приваривают к закладным листам колонн швами толщиной 10 мм. Лишь затем вертикальные крепежные планки (100×12 мм и длиной по месту) приваривают к закладным деталям в верхней полке балок и в грани колонн. Зазор между балками и колонной в настоящее время бетоном не заливают. Детали крепления типовых подкрановых балок длиной 6 и 12 м под краны грузоподъемностью до 30 т показаны на рис. 10.3. Концы смежных подкрановых балок должны правильно опираться на опорную часть колонны и без заметного смещения относительно оси колонны. Не может быть одобрено такое «упрощение», как отказ от подкладных опорных листов. Все это, как показал опыт, приводит к появлению дефектов в опорных частях балок.

Рихтовку балок по вертикали ведут при помощи стальных подкладок. Монтаж балок производится с точностью ± 5 мм; допускаемое отклонение (перепад) соседних балок по высоте после рихтовки может составить не более 2 мм; смещение оси рельса по горизонтали от оси подкрановой балки не должно превышать после рихтовки 10 мм. Выверка подкрановых балок по высоте, правильная установка и надежное закрепление металлических подкладок при помощи сварки — все это весьма ответственные операции на монтаже, которые должны особенно тщательно контролироваться.

Практика применения железобетонных подкрановых балок и опыт их эксплуатации показали, что применявшиеся до 1962 г.

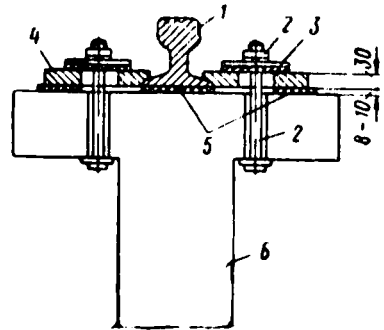
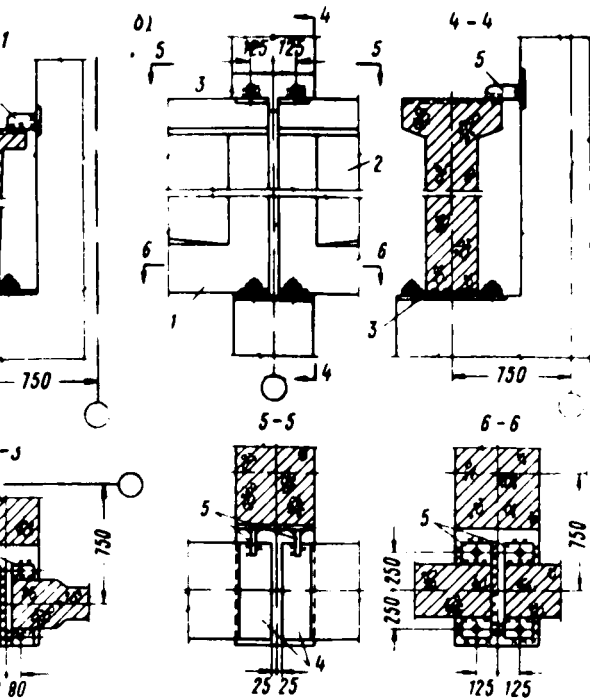


Рис. 10.4. Крепление кранового пути под мостовые краны среднего режима работы грузоподъемностью 5—30 т

1 — крановый рельс; 2 — прижимной болт; 3 — стальная шайба; 4 — лапка-прижим; 5 — упругие прокладки; 6 — подкрановая балка

Рис. 10.3. Детали крепления балок к колонне

а — балок пролетом 6 м; б — балок пролетом 12 м; 1 — колонна; 2 — балка; 3 — закладные детали колонны; 4 — то же, балки; 5 — накладные детали

конструкции креплений крановых путей имели серьезные недостатки. Деревянные шпалы сравнительно быстро приходили в негодность. Цементная подливка под крановыми путями и под шпалами выкрашивалась. Болты-крючья для закрепления рельсов постепенно ослабевали, и рельс получал возможность перемещаться в горизонтальном направлении. Отмечались также случаи излома крановых рельсов и частые нарушения режима эксплуатации кранового оборудования. Более удачным оказалось крепление крановых рельсов к железобетонным балкам, разработанное Ленинградским Промстройпроектом совместно с ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко в типовых чертежах, утвержденных в 1962 г. (серия КЭ-01-51). По типовому решению рельсы опирают на подкрановую балку через упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8—10 мм или из неармированной литой резины с модулем упругости 60—150 кг/см². Прокладки укладываются под рельс по всей его длине и служат для равномерной передачи давления от рельса, смягчают удары и толчки, уменьшают расстройство пути, исключают самоотвинчивание гаек, уменьшают динамику, снижают шум. Крановые рельсы закрепляют при помощи лапок-прижимов и болтов, прижимающих их к подошве рельса и к полке балки (рис. 10.4). Упругие прокладки укладывают и под лапки-прижимы, и под шайбу болта. Горизонтальные нагрузки от торможения передаются с рельса на балку.

Такая конструкция крепления, как показал опыт, оправдывает себя тогда, когда поверхность балок, на которую укладывают упругую прокладку, выполняется с большой точностью. Она должна быть плоской и гладкой, не иметь выступов более 1,5 мм, перед укладкой ленты тщательно очищаться. Опыт эксплуатации крановых путей показал, что очень важно, особенно в первый период работы кранов, несколько раз производить подтягивание болтов. Ослабление болтов часто приводит к смещению упругой прокладки за пределы подошвы рельса, сдвигу рельса, расстройству путей и необходимости их повторной проверки.

В случае недопустимых неровностей и других дефектов, например местных углублений под подошвой рельса (особенно в местах стыков рельсов), и это крепление нарушается, прокладки смещаются и приходят в негодность, иногда разрываются болты креплений. В поисках решения, повышающего эксплуатационную надежность крепления рельсов, на отдельных предприятиях модернизировали детали крепления, вносили различные изменения. Так, для предотвращения смещения упругой прокладки к нижним плоскостям лапок-прижимов приваривали упоры в виде пластинки толщиной 4 мм или увеличивали ширину ленты-прокладки настолько, чтобы она упиралась в прижимные болты.

11.1. ТИПЫ ПЛИТ ПОКРЫТИЙ

Сборные железобетонные крупноразмерные плиты для покрытий производственных зданий без прогонов стали разрабатывать в 1951 г. [7, 24]. С 1952—1953 гг. начались экспериментальная проверка и опытное применение плит размером $6 \times 1,5$ м по рабочим чертежам, разработанным б. ЦНИИПС (плиты КРП), Промстройпроектом (плиты КПП), б. Гипротисом («коробчатый настил»), Ленинградским Промстройпроектом (плиты ПЛ). После проведения испытаний ряда опытных образцов и накопления некоторого опыта проектирования и изготовления плит были разработаны плиты ПКЖ размером $6 \times 1,5$, которые с 1956 г. стали типовыми. В дальнейшем все типовые плиты покрытий, как правило, разрабатывались ЦНИИПромзданий (б. Гипротис) совместно с НИИЖБ.

Типовые плиты разработаны следующих размеров: $6 \times 1,5$ м (в настоящее время рассматривается как доборная плита), 6×3 м, $12 \times 1,5$ м (доборная) и 12×3 м. Кроме плит массового применения (со сплошной полкой) имеются типовые плиты с отверстиями в полках для пропуска шахт и труб, а также плиты для легкосбрасываемой кровли.

По степени заводской готовности различают плиты неутепленные, утепленные и комплексные. Неутепленные плиты изготавливаются в виде однослойной конструкции из тяжелого железобетона. Применяются они в неутепленных покрытиях, а еще в большем объеме — для утепленных в сочетании с утеплителями, укладываемыми на месте. Утепленные плиты делают нескольких типов: а) в виде двухслойных плит, состоящих из одного слоя железобетона и утеплителя в различных вариантах; б) однослойных плит из легких бетонов на пористых заполнителях; в) однослойных плит из ячеистых бетонов. Имеются варианты плит из легких бетонов с железобетонными ребрами. В том случае, если кроме утеплителя на заводе выполняется также слой гидроизоляции, а в необходимых случаях и пароизоляция, плиты называют комплексными.

По характеру армирования плиты покрытий могут быть с

обычным армированием продольных ребер и с напрягаемой арматурой в продольных ребрах (т. е. предварительно напряженные).

В течение примерно 15 лет область применения и объем производства сборных железобетонных плит покрытий различных типов непрерывно росли. К 1968 г. не менее 90% покрытий всех строящихся зданий промышленности, энергетики и транспорта выполнялось с применением сборных плит. Лишь с 1969—1970 гг. железобетонные плиты постепенно стали уступать место в покрытиях некоторых производственных зданий стальному оцинкованному профилированному настилу.

В общем объеме сборного железобетона, применяемого в промышленном строительстве, плиты покрытий занимают наибольший абсолютный и удельный объем. Доля плит покрытий в общем объеме применения сборного железобетона в проектах одноэтажных и многоэтажных зданий, разработанных в 1967—1969 гг., составляет примерно 20%, а удельный объем плит покрытий в строительстве только одноэтажных зданий был еще выше.

11.2. СВЕДЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ПЛИТ

Номинальную длину плит принимают равной расстоянию между осями основных несущих конструкций покрытия—6 или 12 м, а фактическую на 30 мм меньше. Расчетный пролет плит принимается с учетом опирания на пояса ферм или балок несколько меньше: $l_0 = l - 0,5b_n$, где b_n — ширина пояса. Обычно берут $l_0 = 5,8$ м и $l_0 = 11,7$ м.

Изгибающие моменты и поперечные силы в плитах (в продольных ребрах) определяются как в свободно опертой балке на двух опорах. При расчете плит необходимо учитывать горизонтальные усилия от ветра и работы жесткого диска покрытия в крановых цехах.

Расчет и конструирование плит производятся в соответствии с требованиями действующих норм СНиП, СН 262-67, СН 390-69 [65*, 75, 79] и инструкции по конструированию железобетонных конструкций [49]. Проектирование плит из ячеистых бетонов производится с использованием указаний СН 287-64 [76], а из легких бетонов — по дополненной в 1970 г. главе СНиП II-V.1-62.

Высоту сечения продольных ребер предварительно напряженных плит принимают в пределах от $1/20$ до $1/30$ пролета. Высота сечения продольных ребер плит покрытий лимитируется, как правило, требованиями жесткости (предельных прогибов) и в некоторых случаях трещиностойкости. Ширина ребер и толщина плиты кроме конструктивных требований определяется также расчетом на прочность. При расчете плит покрытий ширину свесов сжатой полки в каждую сторону от ребра ($b_{св}$) принимают равной не более 0,5 расстояния в свету между ребрами и не

более $\frac{1}{6}$ пролета плиты. Кроме того, вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть для плит без поперечных ребер или имеющих ребра на расстоянии, большем, чем расстояние между продольными ребрами, при $h'_n < 0,1h$ не более $6h'_n$ (h'_n — толщина сжатой полки; h — высота сечения плиты по ребру). Расчет продольных ребер производится в стадии эксплуатации, изготовления, транспортирования и складирования. При расчете ребра в стадии эксплуатации следует учитывать усилия от кручения ребра, определяемые в предположении упругой работы плиты.

На основании исследований НИИЖБ и опыта изготовления и применения типовых плит при расчете плит 2-й категории трещиностойкости введены следующие частные особенности. При проверке трещиностойкости в верхних зонах концевых участков продольных ребер плит в стадии изготовления, транспортирования и складирования допускается по расчету образование трещин; эти трещины не должны раскрываться по расчету в стадии эксплуатации плиты при постоянной нагрузке. При этом в сечениях, отстоящих от торца на расстоянии, не превышающем рабочей высоты ребра, расчет трещиностойкости не производится. В стадии складирования в сечении, отстоящем от торца на расстоянии рабочей высоты ребра, раскрытие верхней трещины не должно превышать 0,05 мм; в стадии изготовления и монтажа в месте расположения строповочной петли раскрытие верхней трещины по расчету не должно превышать 0,2 мм.

В поперечном направлении плита (ее полка и поперечные ребра, если они имеются) обычно может быть рассчитана на изгиб с учетом частичного защемления в продольных ребрах, которое создается благодаря заливке швов между плитами с обеих сторон или с одной стороны, поскольку в покрытиях с фонарями один борт плиты свободен. Расчетный пролет l_0 принимают равным расстоянию в свету между продольными ребрами. Изгибающий момент в поперечном направлении в этом случае можно принимать равным $0,1 ql_0^2$. Однако при проектировании плит шириной 3 м, и в частности плит размером 3×12 м, в настоящее время принято поперечные ребра рассчитывать как шарнирно опертые балки без учета их защемления в продольных ребрах. При этом принимается в расчет пролет ребра в свету. Среднее поперечное ребро плит размером 12×3 м рассчитывается из условия разрушения полки по конверту в поле плиты 6×3 м. При этом в продольном ребре учитывается влияние крутящих моментов от поперечных ребер.

Полки плит, работающих в двух направлениях, при соотношении длины сторон $l_2 : l_1 = 1,5$ рассчитываются как защемленные по контуру плиты. Армировать их рекомендуется сетками с арматурой, одинаковой в обоих направлениях.

Полки плит, работающие преимущественно в одном направ-

лении, при соотношении $l_2:l_1 > 1,5$ рассчитываются как балочные и армируются сетками с рабочей арматурой в одном направлении. В отдельных обоснованных случаях полки типовых плит рассчитываются, как заземленные по контуру плиты, и при соотношениях $l_2:l_1 > 1,5$, но менее 2. Полки плит могут рассчитываться с учетом перераспределения усилий в соответствии с инструкцией НИИЖБ.

На всех участках плиты расстояния между стержнями рабочей и распределительной арматуры должно быть не более 350 мм. Плиты небольших размеров следует армировать по возможности одной сварной сеткой. Плиты значительных размеров армируются несколькими сварными сетками. При необходимости в полках плит могут устраиваться отверстия размерами 200—300 мм, которые следует окаймлять дополнительной арматурой сечением не менее площади арматуры, требуемой на ширине отверстия, если бы плита рассчитывалась как сплошная. Дополнительная арматура должна быть заведена за края отверстия на длину l_n перепуска. При большем диаметре отверстий прочность полки и плиты необходимо проверять расчетом.

При армировании плит напрягаемой стержневой арматурой в ребре, как правило, следует предусматривать стержни одинакового диаметра. При обосновании допускается применять стержни двух диаметров.

Дополнительная анкеровка напрягаемой стержневой арматуры требуется при сравнительно крупных диаметрах арматуры повышенных классов. По рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИПромзданий, принятым в 1968 г. при разработке типовых плит, дополнительная анкеровка предусматривается при диаметрах стержней класса А-IIIв, А-IV и Ат-IV — 25 мм и более, А-V и Ат-V — 22 мм и более, Ат-VI — 20 мм и более; эти данные, по-видимому, будут еще уточняться. Дополнительная анкеровка может выполняться путем высадки головок на концах обжимных шайб или гильз (термически упрочненные стали), контактной приваркой шайб (к свариваемым сталям).

11.3. ТИПОВЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ДЛИНОЙ 6 м

Плиты размером $6 \times 1,5$ м введены в массовое промышленное строительство с 1956 г. как стандартный элемент (ГОСТ 7740—55) под шифром ПКЖ (т. е. плиты крупнопанельные железобетонные). Плиты имеют два продольных несущих ребра и поперечные ребра с шагом около 1,5 м (рис. 11.1). Поле плиты между ребрами — квадратного очертания, высота продольных ребер 300 мм, толщина полки плиты 30 мм. Армирование ребер — со стержневой арматурой без предварительного напряжения. В 1961 г. были разработаны типовые чертежи этих же плит, в которых были обновлены арматурные изделия и закладные детали (серия ПК-01-106).

Начиная с 1957—1958 гг. несколько раз разрабатывались рабочие чертежи предварительно напряженных плит размером $6 \times 1,5$ м (серии ПК-01-12, ПК-01-37, ПК-01-73). По существу, все эти серии плит оказались опытными. С 1961 г. был введен

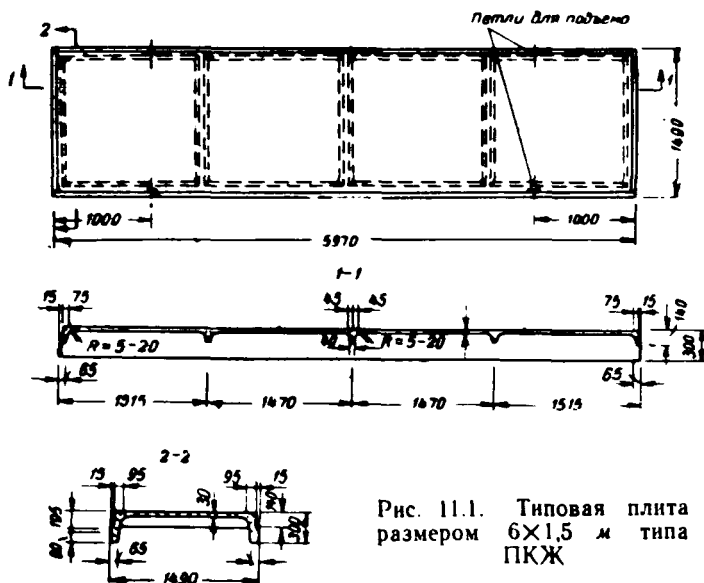


Рис. 11.1. Типовая плита размером $6 \times 1,5$ м типа ПКЖ

ГОСТ 9491—60 на предварительно напряженные плиты размером $6 \times 1,5$, а к 1962 г. были разработаны и утверждены типовые чертежи этих плит (серия ПК-01-111), которые включены в номенклатуру конструкций заводского изготовления и каталог, утвержденный в 1965 г., а также в приложение к каталогу 1970 г., как конструкция с ограниченным сроком применения, подлежащая в ближайшие 2—3 года полной замене.

Напрягаемая арматура продольных ребер плит принята в двух вариантах: из горячекатаной стали периодического профиля класса А-IV и из стержней, упрочненных вытяжкой, из стали класса А-IIIв. Продольные и поперечные ребра армируются плоскими сварными каркасами, а полка — сварной сеткой. По концам продольных ребер предусмотрена стальная закладная деталь, предназначенная для крепления плит к стропильным конструкциям и служащая также обоймой, чтобы предохранять от разрушения торцы ребер при передаче усилий от напрягаемой арматуры на бетон. Проектная марка бетона плит 200 и 300; опалубочные размеры — одинаковые для всех марок плит (рис. 11. 2, а). Вес плиты 1,4 т. Расчетные нагрузки от 370 до 1190 кГ/м^2 , включая расчетную нагрузку от веса самих плит с заливкой швов, равную 190 кГ/м^2 . Плиты имеют наклонные

наружные грани продольных и торцовых ребер, что позволяет производить немедленное распалубливание бортов форм после формирования.

Имеется также вариант плит с вертикальными наружными гранями продольных и торцовых ребер. Такие плиты изготовляли на некоторых предприятиях сборного железобетона, оборудованных формами для плит по ГОСТ 9491—60.

В номенклатуру и каталоги 1965 и 1970 гг. включены типовые железобетонные плиты размером 6×3 м по серии ПК-01-74/62, разработанной на основе предыдущих серий этих плит (ПК-01-12 и ПК-01-74). Плиты 6×3 м серии ПК-01-74/62 (рис. 11.2, б) — предварительно напряженные, со

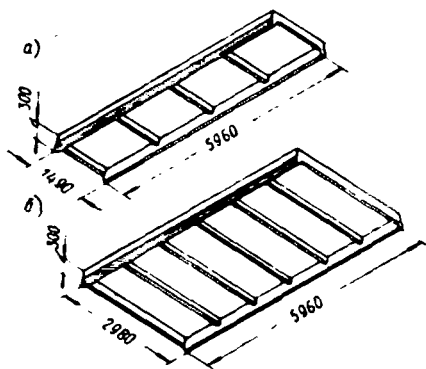


Рис. 11.2. Общий вид типовых предварительно напряженных плит размером $6 \times 1,5$ (а) и 6×3 м (б)

стержневой арматурой класса А-IV или упрочненной вытяжкой класса А-IIIв. На приопорных участках ребра армируются также сварными каркасами. По концам продольных ребер устанавливаются стальные закладные детали, предназначенные для крепления плит к несущим конструкциям покрытия и используемые для предохранения торцовых ребер плит от разрушения при передаче усилий предварительного натяжения. Поперечные ребра плиты армируются плоскими сварными каркасами, а полки толщиной 25 мм — сварными сетками. Бетон марки 300.

В серии дано два варианта опалубочного чертежа плит. В первом варианте, рассчитанном на технологию изготовления с немедленным съемом бортов, плиты имели наклонные наружные грани продольных и торцовых ребер (вес плиты 2,3 т). От этого варианта пришлось в дальнейшем отказаться. Во втором варианте плиты приняты с вертикальными наружными гранями (вес плиты 2,4 т), натяжение на силовые формы. Нормативная нагрузка от собственного веса плит с заливкой швов 145 кГ/см^2 , расчетная — 160 кГ/м^2 . Плиты 6×3 м имеют лучшие показатели, чем плиты $6 \times 1,5$ м. Некоторым конструктивным недостатком плит, выявившимся в процессе их массового освоения, является склонность к появлению волосных трещин в местах соединения продольных и торцовых ребер.

После ряда опытных работ в связи с освоением промышленностью выпуска термически упрочненной стержневой арматуры повышенных классов в 1966 г. были разработаны и в 1968 г. от-

корректированы рабочие чертежи плит размерами 6×3 и $6 \times 1,5$ м с вариантами армирования термически упрочненной арматурой из стали классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI (альбом ЦНИИПромзданий 755-66/68, выпуски I и II). Опалубочные формы приняты откорректированные — с вутами в местах при-

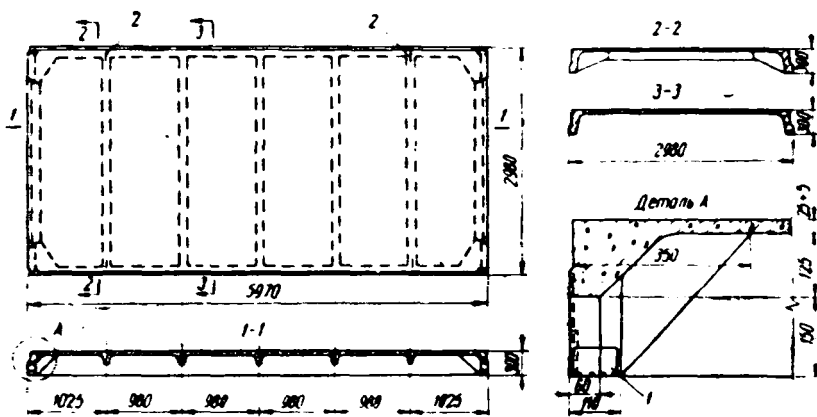


Рис. 11.3. Основные опалубочные размеры типовых предварительно напряженных плит размером 6×3 м с вутами (разработки 1966—1968 гг.)

1 — закладная деталь; 2 — петли

мыкания торцовых ребер к продольным (рис. 11.3). Вес этих плит $2,5 T$ (а в случае включения в вес допуска $+5$ мм на толщину плиты — $2,7 T$). Чертежи одобрены Госстроем СССР и рекомендованы для применения в строительстве с целью накопления производственного опыта. При определении области применения плит и особенностей их изготовления следует пользоваться указаниями СН 390-69 [79]. Технология натяжения арматуры электронагревом (только для стали классов Ат-IV и Ат-V), детали анкеров и различные приспособления разработаны ВНИИЖелезобетоном.

ЦНИИПромзданий и НИИЖБ были также проведены экспериментальные работы и разработка рабочих чертежей варианта плит длиной 6 м с проволочной и прядевой напрягаемой арматурой. В 1967 г. Госстроем СССР были одобрены для применения в опытном порядке (с проведением испытаний при освоении производства) плиты с проволочной и прядевой арматурой размером 6×3 м (серия 1.465-1, выпуск I) и размером $6 \times 1,5$ м — доборные (выпуск II). Эти плиты запроектированы с вутами. Расход стали в плитах шириной 3 м снижен на $5—20\%$, и в плитах шириной $1,5$ м на $15—30\%$. Плиты изготовлялись отдельными предприятиями Главдонбасстроя, Главхарьковстроя и в Белорусской ССР. Опыт производства таких плит и эксплуа-

тации зданий с покрытиями из этих плит к 1970 г. сравнительно небольшой.

После монтажа плит по стропильным конструкциям все швы между плитами заделывают бетоном или раствором в соответствии с типовыми монтажными деталями (ТДМ) покрытий (последняя серия 2.460-2, 1970 г.). В типовых плитах длиной 6 м для удобства замоноличивания швов на продольных ребрах высотой 300 мм по наружным их граням предусмотрены уступы

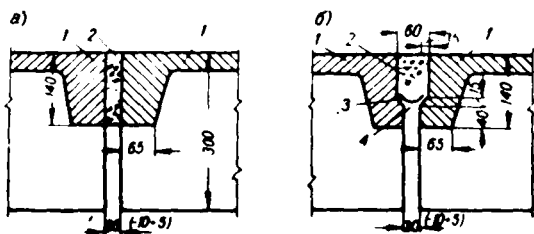


Рис. 11.4. Поперечный шов между плитами длиной 6 м по чертежам плит типовых серий (а) и по усовершенствованному решению (б)

1 — плита; 2 — раствор замоноличивания шва; 3 — уступ в торцах плит; 4 — прокладка из рулонного материала

шириной 15 мм. Продольные швы между плитами в нижней части имеют ширину от 5 до 20 мм, а выше, начиная с уступа, — от 35 до 45 мм. Это облегчает заполнение швов раствором. Чтобы раствор не вытекал, нижнюю, узкую часть шва предварительно перекрывают полосками руберонда. Поперечные швы между плитами (над поясами ферм) образуются торцовыми ребрами высотой 140 мм без уступов (рис. 11.4, а). Под поперечными швами шириной от 20 до 35 мм для бетонирования приходится устанавливать опалубку. Это неудобно, кроме того, затвердевший раствор поперечных швов иногда вываливается из шва. По предложению работников НИИМонтажспецстроя, одобренному Главпромстройпроектом Госстроя СССР, принято изменение торцового ребра плиты: на наружных гранях торцовых ребер выполняется уступ высотой 100 мм и шириной 15 мм аналогично уступу на продольных ребрах. Такие швы замоноличиваются без опалубки с ограждением нижней части швов полосками кровельных материалов, и раствор держится надежно (рис. 11.4, б). Длина верхних сеток арматуры плит при этом сокращается на 30 мм.

Плиты размером $6 \times 1,5$ м, и особенно типа ПКЖ, длительное время составляли основную часть применяемых в строительстве плит покрытий. По произведенным ЦНИИПромзданий оценкам (на основе выборочных обследований и обобщения опыта строительства институтами Главпромстройпроекта) можно полагать, что еще в 1968 г. до 50% всех площадей покрытий одноэтажных производственных зданий перекрывалось плитами размером $6 \times 1,5$ м. При выборочном анализе проектов, выполненных институтами Главпромстройпроекта в 1969 г. на стадии рабочих чертежей, охватывающем свыше 2,5 млн. м² зданий, по-

лучена следующая картина применения в проектах зданий (по площадям покрытий) плит: размером 6×3 м — 42%, $6 \times 1,5$ м — 38%, 12×3 м — 14,5%, $12 \times 1,5$ м — 1,5%, плит и настилов других типов — 4%. В условиях эксплуатации плиты размером $6 \times 1,5$ м показали себя надежной конструкцией, однако они уступают плитам размером 6×3 м, разработанным несколько позже по всем показателям на 1 м^2 покрытия: в весе (с заливкой швов они тяжелее почти на 20%), в расходе стали, в стоимости. Применение плит шириной 1,5 м, как правило, увеличивает расход стали в фермах (из-за внеузловой нагрузки по верх-

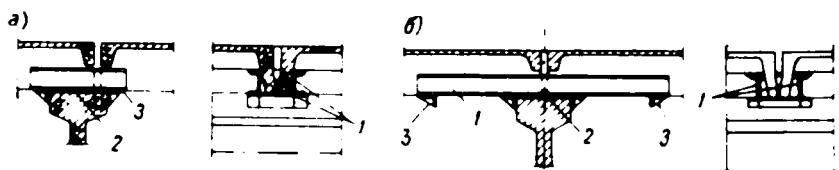


Рис. 11.5. Примеры устранения дефекта опирания плит покрытий (а) и повышения несущей способности плит (б)

1 — стальные элементы коромысла; 2 — стальные коротыши; 3 — дополнительные опорные столики (место подклинки)

нему поясу). Поэтому плиты шириной 1,5 м рассматриваются в последние годы только как доборные (по условиям повышенных нагрузок от снега), их производство должно сокращаться. Нередки случаи, когда предприятия сборного железобетона, располагающие парком старых форм для изготовления плит размером $6 \times 1,5$ м и не заинтересованные в переходе на плиты размером 6×3 м, настаивают на применении в проектах менее эффективных и более дорогих плит.

Несмотря на большие масштабы успешного применения типовых плит покрытий в отдельных случаях требовалось их усиление. Наиболее характерные типы усиления связаны с дефектами монтажа, когда плиты с одной стороны имеют недопустимо малую площадь опирания на стропильную балку или ферму. Площадь опирания увеличивают приваркой дополнительных стальных элементов (например, по типу, показанному на рис. 11,5, а). В тех случаях, когда необходимо повысить несущую способность плиты покрытия, одним из вариантов усиления является установка стальных коротких элементов в виде коромысла, которые служат дополнительными опорами для ребер плит (рис. 11,5, б). В результате расчетные усилия в железобетонной плите уменьшаются. Приведенные, а также другие примеры усиления плит или устранения дефектов изготовления и монтажа конструкций разработаны работниками НИИЖБ [23] и монтажных организаций.

В 1969—1970 гг. ЦНИИПромзданий с участием НИИЖБ разработаны решения модернизированных плит покрытий длиной 6 м с различными видами армирования. В этой работе учтен большой опыт проектирования и эксплуатации плит покрытий, приведены к единому решению конструкции плит, унифицирована арматура, предусмотрено повышение несущей способности плит размером 6×3 м. Разработка типовых чертежей объединенной серии модернизированных плит длиной 6 м с различными видами армирования, по-видимому, будет закончена после утверждения новых норм проектирования.

11.4. ТИПОВЫЕ ОДНОСЛОЙНЫЕ ПЛИТЫ ДЛИНОЙ 6 м ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

Начиная с 1955 г. проводились проектные и экспериментальные исследования по разработке однослойных плит покрытий пролетом 6 м из ячеистых бетонов. При изготовлении плит из ячеистых бетонов объемного веса порядка 750 кг/м^3 они выполняют одновременно роль несущих и теплоизолирующих элементов покрытия, что позволяет снизить вес покрытия и повысить степень индустриализации работ по устройству покрытия. В 1958 г. Ленинградским Промстройпроектом и НИИЖБ были разработаны однослойные плоские плиты покрытий размером 6×1,5 м, толщиной 200, 220 и 240 мм из ячеистого бетона объемного веса (в высушенном до постоянного веса состоянии) 700 кг/м^3 и прочностью 40 кг/см^2 . В 1959—1960 гг. в Ленинграде, Свердловске и Новосибирске были изготовлены опытные партии плит, проводились их испытания и отработка технологии изготовления. При этом применялись различные виды ячеистого бетона. На основе этих экспериментальных работ Ленинградским Промстройпроектом при участии НИИЖБ были разработаны типовые рабочие чертежи плит покрытия из ячеистого бетона пролетом 6 м — серия ПК-01-92, утвержденная в 1961 г. и включенная в 1965 и 1970 гг. в общесоюзный каталог. Плиты этой серии имеют два размера в плане: 6×1,5 и 6×0,6 м (добрная плита для ендов). Толщина плит 200 мм (расчетные нагрузки с учетом собственного веса от 337 до 447 кг/м^2) и 240 мм (расчетные нагрузки от 537 до 1200 кг/м^2). Последние предназначены для применения в местах с повышенной снеговой нагрузкой. Расчетное сопротивление арматуры принято: для стержневой из стали класса А-I, марки Ст.3 — 2100 кг/см^2 и для холоднотянутой проволоки — 2800 кг/см^2 . Арматурные сетки и каркасы, а также закладные детали должны покрываться антикоррозионным составом.

Сплошные плиты покрытий из ячеистого бетона применялись в строительстве относительно мало, что частично объясняется их особенностями. В однослойной плите оказалось невозможным устроить пароизоляцию обычного типа, а другими возможно-

стями для нанесения достаточно долговечной паронизоляции снизу плиты производители не располагали. Повышение влажности плит, возможное при их хранении, перевозке и в процессе производства работ (особенно в период выпадения атмосферных осадков), вызывает нежелательные явления в покрытиях зданий.

11.5. ТИПОВЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЛИТЫ ДЛИНОЙ 6 м С ПОЛКОЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

В 1955 г. был разработан ГОСТ 7741—55 на армопенобетонные плиты покрытий размером 1,5×6 м (плиты КАП). Плиты состоят из плоской армированной пенобетонной полки (марка пенобетона 50) и двух продольных железобетонных ребер (марка бетона 150) высотой 200 мм. Толщина полки разная: 100, 120, 140 и 160 мм — в зависимости от требуемого термического сопротивления. Основным достоинством этих плит является исключение трудоемкого процесса устройства теплоизоляции покрытия в построечных условиях. Однако массового применения эти плиты по ряду причин не получили (при обследовании значительного количества строящихся объектов институтами Главпромстройпроекта в 1964—1965 гг. применение плит типа КАП составило 5—7%). Плиты недостаточно технологичны, для них необходимы автоклавная обработка, установки для помола песка. До последнего времени фактически отсутствовала возможность устройства паронизоляции, а это ограничивает область применения плит только зданиями с небольшой влажностью воздуха и при соблюдении норм технологической влажности утепляющей полки. При отсутствии паронизоляции и повышении влажности воздуха появляется возможность повышенного увлажнения утеплителя, а зимой — замораживания и размораживания его в верхней зоне. В свою очередь это отражается на несущей способности и долговечности плит.

В 1966 г. ЦНИИПромзданий были обследованы покрытия ряда зданий с применением армопенобетонных плит. В Первоуральске была обследована кровля цеха, эксплуатируемого с 1960 г. В основных отделениях цеха режим сухой (относительная влажность воздуха 35% при температуре до 20°С), весовая влажность пенобетона составляла 2—5% (что ниже нормы), плиты находились в удовлетворительном состоянии, гидроизоляционный ковер в отдельных местах не имел сцепления с плитами. В травильном отделении, где режим влажный (относительная влажность воздуха 70% при температуре под покрытием 19°С), весовая влажность пенобетона повышена: увеличивается по высоте полки к наружной поверхности до 25% (замеры произведены в апреле), что значительно превышает норму. Состояние плит неудовлетворительное. Из-за повторных замораживаний в зимнее время переувлажненного пенобетона полки

плит разрушились. В отдельных местах пенобетон выкрошился. Повышенная влажность полков плит отрицательно сказалась и на состоянии водоизоляционного ковра. Трехслойный рубероидный ковер, наклеенный непосредственно по плитам, имеет местные вздутия и складки.

Представляют интерес данные обследования покрытий с плитами типа КАП в Свердловске. Здания эксплуатируются с 1963 г. Внутренний температурно-влажностный режим помещений цехов завода резинотехнических изделий сухой (влажность 40—42%). Кровля в виде трехслойного рубероидного ковра, наклеенного с помощью горячей мастики по асфальтовой стяжке. В целях паронизации нижняя поверхность плит в производственных цехах была затерта цементным раствором и окрашена масляной краской. Эти плиты находятся в удовлетворительном состоянии. Влажность пенобетона в покрытии колеблется от 6 до 14%, что ниже нормы. Состояние водоизоляционного ковра хорошее, разрывов и вздутий не наблюдалось. На складе готовой продукции этого же объекта 90—95% плит имеют дефекты. Нижняя поверхность плит не изолировалась, а была покрыта известковой краской. Снизу отслоилась известковая краска, в отдельных местах отслоился пенобетон и обнажилась арматура.

Эти отдельные примеры в известной мере характерны. Защита плит окрасочным слоем паронизации оказалась очень полезной, но способы осуществления этой защиты нетехнологичны и трудоемки.

В 1966 г. утвержден переработанный ГОСТ 7741—66 на технические требования к ребристым плитам покрытий из ячеистого бетона. В развитие его в 1967 г. ЦНИИПромзданий и НИИЖБ разработаны типовые рабочие чертежи предварительно напряженных ребристых плит размером $6 \times 1,5$ м из ячеистого бетона для применения в зданиях с влажностью воздуха до 60% при отсутствии агрессивной среды (серия 1.465-2). Плиты состоят из ячеисто-бетонной полки и двух продольных ребер из тяжелого бетона марки 200. Расчетные нагрузки для плит от 480 до 715 кг/м^2 . Армирование продольных ребер по чертежам выпуска I серии выполнено с применением стержневой арматуры классов А-IIIв и А-IV. Полка плит (шесть типов по толщине) изготавливается из любого вида автоклавного ячеистого бетона марки 35 на цементном вяжущем (при объемном весе в высушенном состоянии не более 750 кг/м^3).

11.6. ТИПОВЫЕ ПЛИТЫ ДЛИНОЙ 6 м ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

С 1959 г. в каталоги и номенклатуру железобетонных конструкций включались разработанные б. Гипротисом типовые рабочие чертежи керамзитобетонных предварительно напряженных плит покрытий размером $6 \times 1,5$ м серии ПК-01-61. Плиты

КПКН по серии ПК-01-61 имеют те же опалубочные размеры, что и железобетонные плиты ПКЖ по ГОСТ 7740—55, и выполняют в основном несущие функции. Плиты запроектированы под расчетные нагрузки от 410 до 910 кГ/м^2 , включая нагрузку от собственного веса с заливкой швов 160 кГ/м^2 . Керамзитобетон марки 200 объемного веса не более 1800 кг/м^3 . Предварительно напряженная арматура продольных ребер запроектирована в двух вариантах: из стали класса А-IV и стали класса А-IIIв

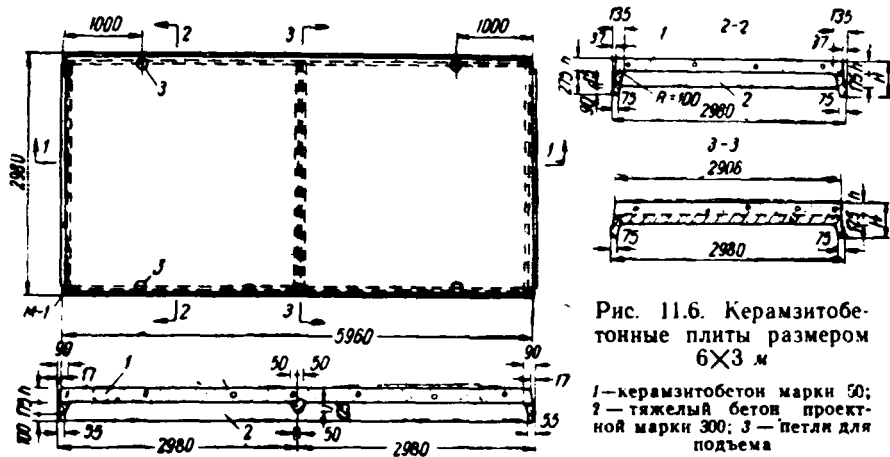


Рис. 11.6. Керамзитобетонные плиты размером 6×3 м

1 — керамзитобетон марки 50;
2 — тяжелый бетон проектной марки 300; 3 — петли для подъема

марки 25Г2С. Передача усилий на плиту производится по достижении керамзитобетоном прочности не менее 70% проектной. Толщина защитного слоя керамзитобетона для нижней арматуры продольных ребер принята 20 мм и для нижней арматуры поперечных ребер — 15 мм.

В 1963 г. ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ разработаны типовые чертежи керамзитобетонных предварительно напряженных плит: основных размером 6×3 м (серия ПК-01-112) и доборных размером 6×1,5 м (серия ПК-01-117). Эти плиты совмещают несущие и теплоизоляционные функции. Плиты запроектированы марки 300 с полкой из плотного керамзитобетона марки 50 объемного веса (в сухом состоянии) 800 кг/м^3 . Номенклатура плит установлена из условия их применения при различных расчетных температурах наружного воздуха (плиты могут применяться при расчетных температурах воздуха до -40°C).

Плиты шириной 3 м (рис. 11.6) предусмотрены с полками толщиной 145, 175 и 205 мм, расчетная нагрузка от 390 до 730 кГ/м^2 (в том числе от собственного веса плит с заливкой швов 180, 205 и 230 кГ/м^2). Плиты шириной 1,5 м имеют полки 140, 170 и 200 мм, расчетная нагрузка для них от 770 до 1150 кГ/м^2 (в том числе от собственного веса с заливкой швов

240, 265 и 290 кг/м²). Предварительно напряженная арматура продольных ребер из стали класса А-IV и А-IIIв. В ребрах имеются также сварные каркасы. Требуемая в этих плитах повышенная прочность полки приводит к повышению объемного веса керамзитобетона до 800 кг/м³, что увеличивает необходимую толщину полки по теплотехническим соображениям, утяжеляет плиты. В настоящее время специалисты все более склоняются к разделению несущей и теплоизолирующей части плиты. В этом случае возможно применять очень легкие утеплители.

Для облегчения плит покрытий путем применения вместо тяжелого бетона легких высокопрочных бетонов ЦНИИПромзданий с участием НИИЖБ в 1966 г. разработаны рабочие чертежи предварительно напряженных плит размером 6×1,5 м, изготавливаемых в опалубочных формах плит серии ПК-01-111, из керамзитобетона, аглопоритобетона или термозитобетона марок 200 и 300 с объемным весом в сухом состоянии для керамзитобетона 1800 и 1900—2000 кг/м³ для других легких бетонов. В качестве заполнителя принимается кварцевый песок. Напрягаемая стержневая арматура класса А-IIIв или А-IV. Вес плиты 1,9 Т (серия 758-66, выпуск II).

Такие же чертежи (выпуск I) были разработаны для плит размером 6×3 м из керамзитобетона на основе опалубочных форм серии ПК-01-74/62. Однако в связи с тем, что при изготовлении на ряде заводов опытных партий этих плит обнаружены трещины с недопустимым раскрытием в местах примыкания продольных и торцовых поперечных ребер, в 1968 г. эти чертежи были переработаны. В новой серии (528-68) предусмотрено изменение опалубочной формы и устройство пространственных втулов в местах сопряжения ребер. Керамзитобетон марки 300 с объемным весом 1800 кг/м³. Напрягаемая арматура из стали классов А-IIIв и А-IV. Вес плиты по сравнению с железобетонной снижен на 15%.

11.7. ТИПОВЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ДЛИНОЙ 12 м

Первые серии типовых чертежей плит размером 12×1,5 и 12×3 м оказались опытными. Крупные размеры плит потребовали решения ряда вопросов, в том числе и связанных с технологией изготовления. Это вызывало частую переработку чертежей плит. Только в 1957—1959 гг. последовательно сменились три серии чертежей плит размером 12×1,5 м (ПК-01-12, ПК-01-37 и ПК-01-75). Плиты размером 12×3 м были разработаны коллективом проектировщиков б. Гипротиса и экспериментально проверены НИИЖБ в 1957—1959 гг. Первые типовые чертежи этих плит утверждены в 1959 г. (серия ПК-01-60). Эти разработки предусматривали применение проволочной арматуры, натягиваемой на упоры длинных стенов.

Первые партии плит размером 12×1,5 м были изготовлены

в 1958 г. в Ленинграде на заводе «Баррикада» и в 1959 г. в тресте Базстрой на строительстве Богословского алюминиевого завода. Первые партии плит размером 12×3 м были изготовлены в 1959 г. в Пензе на заводе «Стройдеталь», а затем в Запорожье в тресте Запорожстройдеталь. Первые опытные плиты размером $12 \times 1,5$ м со стержневой арматурой в 1961 г. начал осваивать трест Череповецметаллургстрой.

В первых партиях плит длиной 12 м (до введения в дальнейшем дополнительной поперечной окаймляющей арматуры в опорной зоне ребер и по торцам полков плит) после передачи предварительного напряжения на бетон в концах ребер и часто поперек плит в полках появлялись трещины. Это происходило как вследствие недостаточного армирования приопорной части плит, так и из-за больших размеров конструкции (усадочные и технологические трещины). Конструкция форм была неудачной, особенно для первых партий плит размером 12×3 м, изготовлявшихся в Пензе. К тому же здесь применили плиты с поперечными ребрами из заранее изготовленных предварительно напряженных брусков, которые плохо заанкеривались в продольных ребрах. Плиты не были проверены на возможные горизонтальные воздействия.

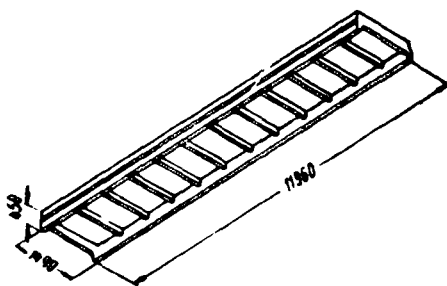


Рис. 11.7. Типовая плита размером $12 \times 1,5$ м

Плиты размером 12×3 м, смонтированные в 1959—1960 гг. в покрытии высокого одноэтажного здания с мостовыми кранами завода «Химмаш» в Пензе, оказались в неудовлетворительном состоянии. Было обнаружено значительное количество трещин недопустимого размера, в том числе и продольных. Ребра плит, смонтированных в покрытии, потребовалось усилить металлическими конструкциями. Этот случай не только выявил некоторые пробелы проектирования и дефекты в технологии изготовления, но также доказал недопустимость шаблонного подхода к использованию плит покрытий в качестве жесткого диска на горизонтальные нагрузки от кранов и от ветра независимо от высоты цеха, грузоподъемности и режима работы кранов, а также наличия горизонтальных связей.

По данным опыта изготовления и применения плит размером $12 \times 1,5$ м в Богословске и плит серии ПК-01-60 в Пензе и Запорожье, а также дополнительно проведенных испытаний плит были разработаны (взамен аннулированных) типовые чертежи предварительно напряженных плит длиной 12 м (рис. 11.7 и 11.8)

серии ПК-01-99 со стержневой арматурой и серии ПК-01-100 с проволочной арматурой. В выпусках I этих серий даны чертежи плит размером 12×3 м и в выпусках II — размером $12 \times 1,5$ м.

В большинстве плит в связи со сложным напряженным их состоянием и некоторыми трудностями в дополнительном арми-

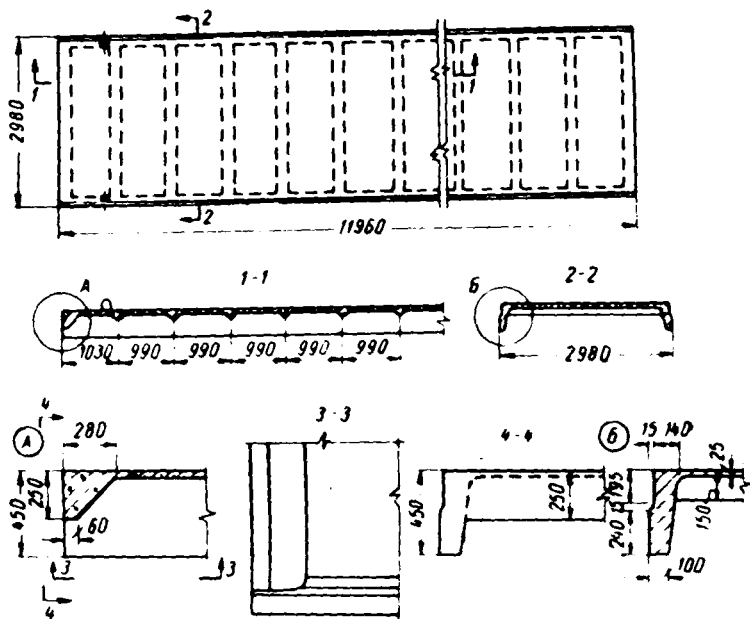


Рис. 11.8. Типовая плита размером 12×3 м для изготовления на стенде (по чертежам 1962 г. до введения вутов)

ровании опорных частей при тщательном осмотре обнаруживались трещины (порядка $0,05-0,15$ мм) в местах пересечения продольных и торцовых ребер и на концах последних. Эти явления были исследованы на трех-четырёх заводах, а плиты испытаны с положительными результатами. В результате в конце 1963 г. к типовым чертежам серий ПК-01-99/62 и ПК-01-100/62 (выпуски I) было дано разъяснение о допустимости в отдельных плитах локальных трещин размером до $0,15$ мм при их приемке на заводе-изготовителе. Такие плиты не были пригодны для применения в цехах с агрессивной средой.

В тресте Азовстальстрой в 1963 г. было организовано изготовление плит размером 12×3 м по поточно-агрегатной технологии. На основе этого опыта был разработан вариант типовых рабочих чертежей плит размером 12×3 м со стержневой, проволочной и прядевой арматурой (серия 13-93, выпуски 1, 2 и 3) применительно к поточно-агрегатному способу изготовления. Было изменено армирование, а также опалубочная форма плит

в торцах — введены вуты в торцовом поперечном ребре (рис. 11.9, а), а в месте пересечения продольного ребра с торцовым, изнутри плиты, сделан более плавный скос, превращающий полученный вут как бы в пространственный (рис. 11.9, б). В разработке этих деталей частично использованы предложения ЦНИИОМТП Госстроя СССР. Соответствующие плиты разме-

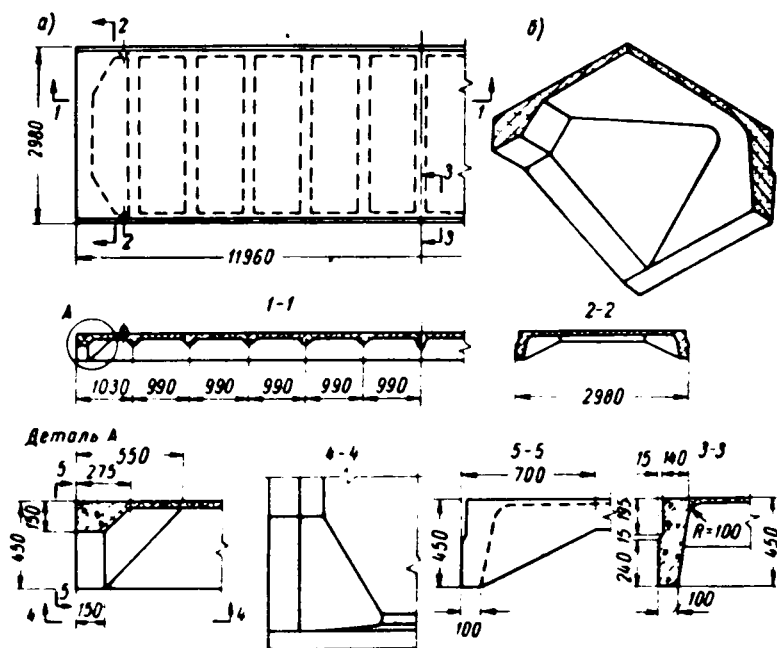


Рис. 11.9. Типовая плита размером 12×3 м для изготовления в силовых формах

а — основные опалубочные размеры; б — деталь пространственного вута

ром 12×1,5 м были разработаны в серии 13-100, выпуски 1 (со стержневой арматурой), 2 (с проволочной) и 3 (с прядевой). Эти серии были включены в каталог 1965 г., использовались до последнего времени и временно включены в приложение к каталогу 1970 г. с ограниченным сроком применения. Диапазон расчетных нагрузок для основной плиты размером 12×3 м составляет 420—770 кг/м², все марки плит выполняются в одной опалубочной форме, вес плиты 7 Т.

В 1966—1968 гг. чертежи плит длиной 12 м (как и плит длиной 6 м) были дополнены вариантами армирования стержневой термически упрочненной сталью классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI с использованием опалубочных форм по сериям 13-93 и 13-100 (альбом ЦНИИПромзданий 755-66/68, выпуск II). Эти чертежи были одобрены Госстроем СССР для применения в строительстве с целью накопления производственного опыта. Область приме-

нения плит с термически упроченной арматурой и другие особенности должны приниматься в соответствии с СН 390-69 [79].

По мере освоения плит длиной 12 м выявилась целесообразность разработки более легкой плиты, предназначенной для районов с небольшим снеговым покровом. К этому времени была отработана технология изготовления, позволяющая применять

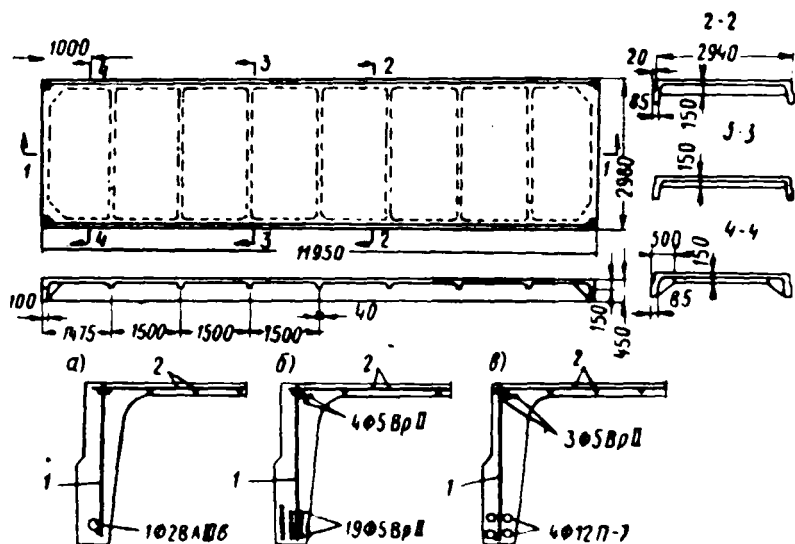


Рис. 11.10. Типовая зональная плита размером 12×3 м

а, б, в — сечение продольного ребра — варианты армирования стержневой (а), проволочной (б) и прядевой (в) арматурой
1 — каркас ребра; 2 — сетка полки

более крутые уклоны ребер, были проведены испытания, подтвердившие возможность при некотором уменьшении нагрузок располагать поперечные ребра через 1,5 м против 1 м в типовых плитах.

В 1964—1965 гг. Киевским Промстройпроектом при участии НИИСК (Киев) и НИИЖБ были разработаны рабочие чертежи предварительно напряженных плит покрытий размером 12×3 м для южной зоны с нормативной снеговой нагрузкой до 70 кГ/м² (серия ПК-01-134, выпуски 1—3, утверждена в 1966 г.). Марки плит со стержневой, проволочной и прядевой арматурой запроектированы на расчетную нагрузку от 400 до 600 кГ/м². Продольные ребра высотой 450 мм, поперечные, расположенные через 1,5 м, — высотой 150 мм (рис. 11.10). Полка плиты толщиной 25 мм. В местах сопряжения продольных и торцовых поперечных ребер предусмотрены пространственные вуты, смягчающие концентрацию напряжений при спуске напрягаемой ар-

матуры и работе плиты на горизонтальные нагрузки. Собственный вес плиты снизился до $5,5 T$, а расчетная нагрузка от собственного веса с заливкой швов составляет 185 кг/м^2 .

Сейчас плиты покрытий длиной 12 м объединены в одной серии с приведением к единым условиям проектирования и действующих норм, современным технологическим требованиям заводского изготовления (агрегатно-поточный способ, унификация арматурных изделий и закладных деталей, новое оформление рабочих чертежей плит и арматурных изделий и др.). ЦНИИ-Промзданий с участием НИИЖБ и Киевского Промстройпроекта разработаны типовые рабочие чертежи унифицированных плит покрытий длиной 12 м , предназначенные для покрытий зданий с неагрессивными, слабо- и среднеагрессивными газовыми средами (серия 1.465-3, выпуски О; 1—5; утверждена в 1970 г. с введением с 1971 г., включена в каталог 1970 г.). Серия содержит ряд выпусков: О — общие материалы; 1 и 2 — рабочие чертежи плит размером $3 \times 12 \text{ м}$ (тип I и тип II); 3 — то же, размером $1,5 \times 12 \text{ м}$; 4 — то же, для легкобрасываемых кровель; 5 — рабочие чертежи стаканов для крепления дефлекторов и зонтов.

Предварительно напряженные ребра плит армируются в различных вариантах. Выбор его зависит от особенностей проектируемого объекта, технологических возможностей предприятия, поставляющего плиты, поставок арматуры и др. В качестве напрягаемой арматуры предусмотрено применение одной из следующих: стержневой классов А-IV и А-IIIв, термически упроченной классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI, проволочной класса Вр-II, прядевой диаметром 15, 12 и 9 мм. Бетон марок 400 и частично 500. Изготовление плит ориентировано на поточно-агрегатную технологию, при проволочном и прядевом армировании — главным образом на стендовую. Предусмотрен как силовой, так и электротермический способы натяжения стержневой арматуры (для стали соответствующих классов). Чертежи арматурных изделий выделены в отдельные альбомы, удобные для пользования на заводах.

Плиты размером $12 \times 3 \text{ м}$ (тип I) приняты в опалубочных формах, близких к формам зональных плит серии ПК-01-134, и предназначены для применения в покрытиях с расчетной нагрузкой от 400 до 600 кг/м^2 (включая собственный вес), т. е. главным образом для I, II и частично III районов снеговой нагрузки. Плиты размером $12 \times 3 \text{ м}$ (тип II) приняты в опалубочных формах плит серии 13-93 и предназначены под расчетную нагрузку до 800 кг/м^2 (имеются марки с нагрузкой от 400 кг/м^2), т. е. главным образом для III, IV и частично II и V районов снеговой нагрузки. Марки плит по несущей способности назначены с учетом приближения к оптимальной (по стоимости) градации плит, определенной на основе приближенных кривых распределения нагрузок на покрытия.

По сравнению с прежними плитами дополнительно предусмотрены выемки вдоль торцовых ребер (по аналогии с выемкой на продольных ребрах) для удобства заполнения поперечных швов между плитами в покрытии. Плиты размером $12 \times 1,5$ м — доборные, рассчитаны на повышенную расчетную нагрузку $900-1500$ кг/м² (III—V районы снеговой нагрузки — для участков с дополнительными отложениями снега и др.).

При определении области применения плит длиной 12 м и сравнении различных вариантов схемы покрытия (с шагом стропильных конструкций 6 и 12 м) необходимо учитывать показатели расхода материалов и сметную стоимость в деле не только несущих конструкций покрытия, плит, фонарей и связей, но и всех конструкций и устройств, которые крепятся к стропильным конструкциям (подвески и подвесные пути для кранов и монорельсов, подвесные конструкции конвейеров, подвесные потолки, подвесные мостики для обслуживания мостовых кранов и светильников, мостики вдоль остекления фонарей, устройства для поддержания воздуховодов и др.). Только такое сравнение может дать правильное представление о расходе материалов и стоимости вариантов и позволит выбрать наиболее выгодный вариант.

В свете современных тенденций к максимально возможному и экономически оправданному снижению веса зданий плиты длиной 12 м имеют сравнительно большой собственный вес на единицу площади, что является их недостатком. Правда, вес плит шириной 3 м зональных и унифицированных I типа (по серии 1.465-3) удалось заметно снизить.

Особенно неблагоприятна для всех несущих конструкций здания большая расчетная нагрузка от собственного веса (с заливкой швов) плит размером $12 \times 1,5$ м, которая составляет 315 кг/м². Эти плиты неэкономичны по всем показателям, допускать их применение следует только в крайних случаях, в качестве доборных в местах с повышенными нагрузками, где нельзя обойтись плитами размером 12×3 м. При применении шага ферм 12 м необходимо изыскивать возможности применения только плит 12×3 м, в том числе и между фонарями. В необходимых случаях следует переходить на самые легкие утеплители, применять повышенную марку бетона (600). Совершенно недопустимо, как это было неоднократно ранее, по конъюнктурным соображениям и условиям поставок заменять плиты размером 12×3 м плитами размером $12 \times 1,5$ м. По расходу материалов и стоимости покрытие с плитами размером $12 \times 1,5$ м всегда и значительно (в том числе и в цехах без подвешного транспорта) уступает покрытию с плитами длиной 6 м и подстропильными конструкциями.

11.8. ТИПОВЫЕ ПЛИТЫ С ОТВЕРСТИЯМИ ДЛЯ ЛЕГКОБРАСЫВАЕМЫХ КРОВЕЛЬ И ДРУГИХ ОСОБЫХ СЛУЧАЕВ ПРИМЕНЕНИЯ

В покрытиях производственных зданий оказывается необходимым предусматривать значительное количество отверстий для пропуска вентиляционных шахт и других устройств. С 1963 г. плиты с крупными отверстиями принимаются по типовым чертежам (серия ПК-01-119 для плит длиной 6 м и серия ПК-01-120 для плит длиной 12 м). Опалубочные размеры плит соответствуют типовым плитам серий ПК-01-111, ПК-01-74/62, ПК-01-99, ПК-01-100, но с отверстиями для пропуска вентиляционных шахт и сборными железобетонными стаканами для окаймления этих отверстий. Отверстия предусмотрены круглые диаметрами 400, 700, 1000 и 1450 мм, достаточные для пропуска технических труб вентиляционных устройств диаметром до 1350 мм, высотой до 2 м без расчалок и до 8 м с расчалками (при плитах шириной 1,5 м).

Позднее на основе серий ПК-01-111 и ПК-01-74/62 ЦНИИПромзданий были разработаны чертежи плит длиной 6 м с одним или двумя отверстиями размером 1550×1800 мм (для плит шириной 3 м) и 1200×1800 мм (для плит шириной 1,5 м) для установки на этих плитах зенитных фонарей в виде светопрозрачных колпаков (серия 1.465-1, выпуск I, одобрена для экспериментального строительства). Для крепления металлического стакана колпака предусматривается установка стальных уголков, привариваемых к закладным деталям плит.

Изготовление всех плит с отверстиями предусмотрено в опалубочных формах типовых плит с дополнительными устройствами для образования отверстий. При использовании плит с отверстиями необходимо руководствоваться «Указаниями по применению крупнопанельных плит в покрытиях производственных зданий».

Плиты для легкобрасываемых кровель (без железобетонной полки) были разработаны в серии ПК-01-118: размером 6×3 м (выпуск I), размером 6×1,5 м (выпуск II) и размером 12×1,5 м (выпуск III). Изготовление этих плит предусмотрено в тех же опалубочных формах, что и основных марок типовых плит. При разработке объединенной серии плит длиной 12 м (серия 1.465-5) в частях 1 и 2 выпуска 6 даны чертежи плит с отверстиями и плит для легкобрасываемых кровель. Поэтому с 1971 г. серия ПК-01-120 и выпуск III серии ПК-01-118 отменены и включены только в приложение к каталогу 1970 г., как конструкции с ограниченным сроком применения (до износа опалубочных форм).

Применение типовых плит покрытий для установки на них центробежных и осевых крышных вентиляторов № 4, 5 и 6 и осевых виброизолированных крышных вентиляторов № 8, 10 и

12 производится в соответствии со специальными указаниями, разработанными ЦНИИПромзданий и Киевским Промстройпроектом (для плит ПК-01-134) с участием НИИЖБ и Сантехпроекта. Эти указания содержатся в дополнениях к серии ПК-00-2, в которой даны чертежи установки и крепления крышных вентиляторов.

Для зданий со слабо- и среднеагрессивной средой в объединенной серии плит длиной 12 м предусмотрено применение типовых плит с соблюдением оговоренных требований в соответствии с указаниями СН 262-67 [75]. Для ранее разработанных плит были предусмотрены специальные дополнения в серии 1.400-1 (см. 4.10). Для покрытий зданий с сильноагрессивной средой потребовалось разработать специальные плиты покрытий размером 6×1,5 м (серия 1.465-4). Плиты с толщиной полки 45 мм и плавным очертанием продольных ребер не имеют поперечных ребер. Это удобно для нанесения антикоррозионных покрытий. Вес плиты 1,7 Т. Имеются также рабочие чертежи опытных плит размером 12×1,5 м.

При использовании типовых плит покрытий в зданиях с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов необходимо руководствоваться материалами, разработанными в 1968—1969 гг. ЦНИИПромзданий (шифр 28-69). В целях придания диску из плит необходимой жесткости плиты соединяются между собой в поперечном направлении при помощи стальных накладок, а по наружной грани продольных ребер имеются пазы прямоугольного сечения для образования шпонок в швах между плитами. В материалах даны ключи для подбора марок плит и дополнительных закладных деталей ТДМ покрытий таких зданий разработаны в серии 2.460-7с.

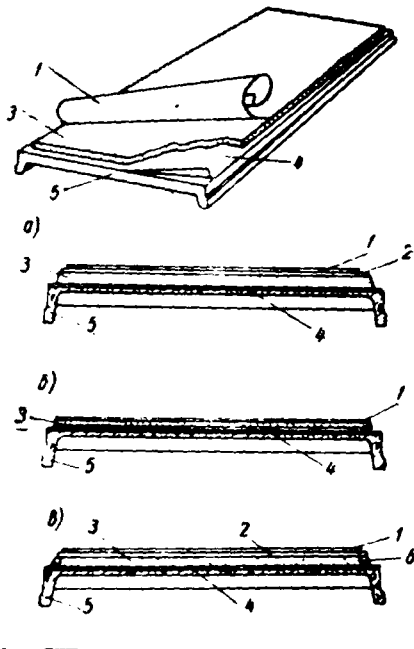
11.9. КОМПЛЕКСНЫЕ ПЛИТЫ

Применение до недавнего времени в массовом строительстве покрытий с использованием плит, изготовляемых только как несущий элемент, имеет существенный недостаток. Работы по устройству в покрытии паронизоляции (в необходимых случаях), слоя утеплителя, стяжки и наклейку рулонного ковра приходится выполнять на месте. Это требует большой затраты ручного труда на строительстве, часто сказывается на качестве и долговечности ограждающих конструкций и рулонного ковра.

Стремление перенести большую часть этих работ в заводские условия привело к разработке ряда предложений по изготовлению так называемых комплексных плит, как правило, на основе применявшихся типовых плит. С начала 60-х годов ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, НИИСФ и другими институтами, а также трестами Оргтехстрой ряда строительных главков были разработаны рабочие чертежи комплексных плит с различными

Рис. 11.11. Конструктивная схема комплексной плиты

а — из монолитного утеплителя; б — из плитных утеплителей; в — из засыпных материалов; 1 — гидроизоляция; 2 — стяжка; 3 — теплоизоляция; 4 — пароизоляция; 5 — железобетонная или легковесная плита; 6 — ограждающий бортик

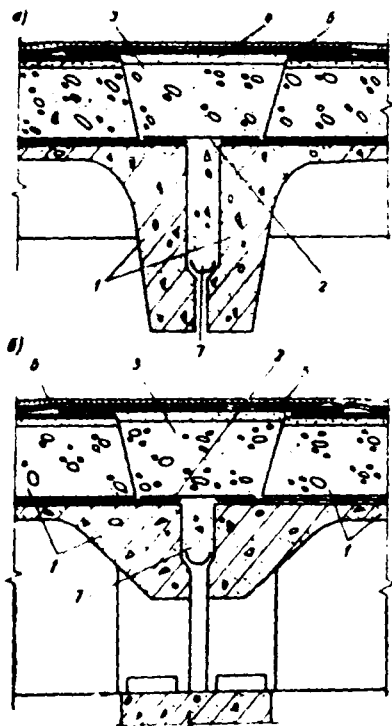


вариантами утеплителей и различной технологией изготовления. В период 1964—1967 гг. на строительстве ряда промышленных зданий, осуществленном организациями Главпроектстроя, Главволговятскстроя, Главсредневожскстроя, Главсредуралстроя и других главков, применялись плиты покрытий повышенной заводской готовности. Как правило, первые комплексные плиты выполнялись без пароизоляции (устройство пароизоляции при изготовлении плит и обеспечение ее непрерывности в покрытии оказалось одним из сложных вопросов разработки таких решений), что ограничивало их применение.

В результате обобщения опыта изготовления и эксплуатации комплексных плит ЦНИИПромзданий разработаны чертежи плит размером 6×3 и $6 \times 1,5$ м, которые одобрены в 1968 г. Госстроем СССР для применения в строительстве с целью накопления опыта (серия ЦНИИПромзданий 223-67).

Рис. 11.12. Детали продольного (а) и поперечного (б) стыков между комплексными плитами с монолитным утеплителем

1 — комплексные плиты; 2 — пароизоляция стыка; 3 — теплоизоляция стыка (керамзитовый гравий); 4 — стяжка; 5 — полоса рубероида; 6 — кровля и защитный слой; 7 — заделка между ребрами плит из бетона марки 200 на мелком заполнителе



Сборные комплексные плиты размером 6×3 и $6 \times 1,5$ м предназначены для применения в бесчердачных покрытиях отапливаемых промышленных зданий с расчетной относительной влажностью до 75%. Несущей частью комплексных плит являются типовые предварительно напряженные плиты размером 6×3 и $6 \times 1,5$ м серий ПК-01-74/62 и ПК-01-111, такие же плиты со стержневой термически упрочненной арматурой по серии 755-66/68, выпуски I и II (см. 11.3). В качестве теплоизоляции принят монолитный ячеистый или легкий бетон объемным весом 400—600 кг/м³, паронизоляции — изол, гидронизоляции — рубероид (рис. 11.11). Изготовление плит производится в следующем порядке: формование, укладка паронизоляционного слоя из изола на сырую выровненную поверхность плиты, укладка слоя утеплителя с выравниванием его поверхности, термообработка изделия, распалубка и остывание плиты, наклейка слоя рубероида на холодной мастике или устройство нижнего мастичного слоя.

ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ разработаны опытные комплексные плиты длиной 6 м (серия 821-66), несущей основой которых приняты керамзитобетонные плиты длиной 6 м по сериям 528-68 и 758-66, выпуск II (см. 11.6) и длиной 12 м по серии 820—66. Теплоизоляцией служит монолитный керамзитобетон или перлитобетон марки 15 с объемным весом соответственно 600 и 500 кг/м³. Чертежи одобрены в 1967 г. для экспериментального строительства.

Монтаж комплексных плит производится с заделкой швов. На уровне железобетонного ребра заделка производится бетоном на мелком гравии либо цементно-песчаным раствором. Непрерывность паронизоляции в швах достигается наклейкой полосы изола на холодной или горячей битумной мастике; непрерывность теплоизоляции — засыпкой теплоизоляционных материалов, по которым устраивается выровненное основание под ковер (рис. 11.12). В местах сопряжения комплексных плит с парапетами, шахтами и др. швы между плитами соединяются с наружным воздухом посредством щелевых бортовых элементов. При этом как бы образуется диффузионная вентиляционная система, цель которой — способствовать удалению излишней влаги из теплоизоляционного слоя.

В 1969 г. ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ и другими организациями разработаны рекомендации по изготовлению и применению комплексных плит (шифр 483-1-68). В этой работе приведены данные, необходимые при изготовлении комплексных плит на основе утвержденных типовых и одобренных железобетонных и легкобетонных плит покрытий длиной 6 и 12 м серий ПК-01-74/62, ПК-01-111, 755-66/68 (выпуски I и II), 528-68, 758-66 (выпуск II), 13-93 и 13-100 (см. 11.3, 11.6, 11.7). В комплексных плитах значительно расширены типы и спосо-

бы устройства теплоизоляции. Кроме теплоизоляции из ячеистых и легких бетонов монолитной укладки (до термообработки плит) с маркой бетона по прочности 10 и по морозостойкости 25, предусматривается плитная теплоизоляция из фибролита, пенополистирола, а также засыпная теплоизоляция из керамзита и перлита. Эти виды теплоизоляции укладываются после изготовления несущих плит. Рекомендации также содержат необходимые данные для теплотехнического подбора плит и детальные указания по технологии изготовления.

По подсчетам ЦНИИПромзданий, которые подтверждаются и другими данными, применение комплексных плит, изготовленных на заводе с тепло-пароизоляцией и одним слоем мягкого кровельного ковра, взамен обычных плит, по которым тепло-пароизоляция и гидроизоляция полностью выполняются на строительстве, дает на каждый 1 м² покрытия снижение стоимости от 1 до 2 руб. (в зависимости от конструкции плит, вида утеплителя, района строительства и других условий) из 10—12 руб. стоимости плит с утеплителем и кровлей в деле. Большое значение имеет также уменьшение веса 1 м² покрытия вследствие отказа от стяжки (вес ее практически очень колеблется) и применения менее тяжелых утеплителей. Суммарная трудоемкость изготовления и укладки плит с утеплителем и ковром при применении комплексных плит снижается на 0,2—0,3 чел.-дня на 1 м².

Дальнейшим шагом в совершенствовании и значительном облегчении комплексных плит является опыт изготовления и применения плит размером 6×3 м с утеплителем из синтетических материалов на строительстве Волжского автомобильного завода. На основе этого опыта разработаны указания по применению комплексных плит покрытий длиной 6 и 12 м с утеплителем из синтетических материалов (ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, НИИСФ и др. — шифр 390-68). Несущие плиты — предварительно напряженные железобетонные или легкобетонные. Укладка пароизоляции, теплоизоляции, а также одного слоя гидроизоляции производится в заводских условиях либо по свежееотформованной поверхности плиты, либо после термообработки по готовой плите. В качестве теплоизоляции применяется полистирольный самозатухающий пенопласт марки ПСБ-С, отвечающий требованиям ТУ 21-29-2-67 группы № 16. Для изготовления монолитного полистирольного пенопласта применяют гранулы вспенивающегося полистирола марки ПСБ-С по МРТУ 6-05-1019-66.

Технологический процесс изготовления комплексной плиты с монолитной изоляцией предусматривает выполнение следующих операций: формирование несущей плиты с выравниванием верхней поверхности, укладку пароизоляции из изола на свежееотформованную выровненную поверхность плиты, заполнение формы предварительно подвспененными гранулами поли-

стирола с последующим закреплением крышки к форме, термообработку плиты и первичновспененных гранул полистирола.

При использовании готовых пенополистирольных плит на отдельно изготовленную плиту покрытия наклеивается паронизация (при необходимости), плиты пенополистирола и на них слой гидроизоляционного ковра. Вес 1 м^2 такого покрытия с заполнением швов составляет 160—180 кг (против 250—300 кг в традиционном решении и 50 кг при применении профилированного настила). Таким образом, легкие синтетические утеплители выгодно применять и в сочетании с железобетонными и легкобетонными плитами [21]. Однако следует иметь в виду, что по конъюнктурным соображениям этот утеплитель в первую очередь предназначен для применения в покрытиях со стальными конструкциями и профилированным настилом.

11.10. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛИТ ПОКРЫТИЙ

В последние годы проектными и научно-исследовательскими организациями выполнен ряд поисковых работ по применению в конструкциях оттянутой предварительно напряженной прядевой арматуры. Одним из результатов этих работ явилось опытное изготовление в 1967—1968 гг. на предприятиях сборного железобетона в Северо-Донецке и Нижнем Тагиле плит покрытия размером $12 \times 3 \text{ м}$ с оттянутой прядевой арматурой, разработанных НИИЖБ с участием ЭКБ ЦНИИСК. Изготовление плит производилось в формах для типовых плит, дополнительно оборудованных приспособлениями для оттяжки части прядевой арматуры в ребрах в третях пролета. Марка бетона 500, расчетная нагрузка для плит 760 кг/м^2 .

Оттяжка части прядевой арматуры в ребрах плит под углом позволила исключить верхнюю напрягаемую арматуру, сократить количество поперечной арматуры, улучшить условия бетонирования ребер. По сравнению с плитами серии 13-93, изготавливаемыми на этих предприятиях, в опытных плитах расход стали был снижен на 12%. Плиты с оттянутой арматурой и продольными ребрами постоянной высоты испытаны НИИЖБ на воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Эти данные послужили основой для разработки рабочих чертежей плит размером $12 \times 3 \text{ м}$ с оттянутой прядевой арматурой, изготавливаемых в дополнительно оборудованных силовых опалубочных формах типовых плит (альбом 94-67). Чертежи одобрены в 1968 г. для применения в опытном порядке и отработки технологии изготовления в производственных условиях. На первых порах было разрешено изготовление опытно-промышленных партий плит на нескольких предприятиях (Северо-Донецком заводе комбината Луганскхимстрой, Кемеровском заводе Главкузбасстроя и др.).

Плиты разработаны под расчетные нагрузки от 420 до 760 кг/м² (включая нагрузки от собственного веса с заливкой швов). Марка бетона 400 и 500. Продольные ребра плит армированы предварительно напряженной прядевой арматурой диаметром 9 и 15 мм с оттяжкой одной пряди на приопорных участках, равных трети пролета. Расход стали в плитах примерно на 10% меньше, чем в аналогичных типовых плитах без оттяжки арматуры. Плиты могут применяться только в зданиях без агрессивной среды.

ЦНИИПромзданий и НИИЖБ разработаны также рабочие чертежи опытных образцов плит покрытия размером 12×3 м с оттянутой арматурой и с продольными ребрами переменной высоты. По форме эти плиты отличаются от типовых наличием подрезок продольных ребер по высоте на участках, равных трети пролета. Эти чертежи одобрены для проведения испытаний плит. По предварительным данным, введение подрезки ребер и оттяжки прядей позволяет уменьшить расход бетона в плитах и стали на 10% (по сравнению с объединенной серией плит 1.465-5).

В течение ряда лет научно-исследовательскими и проектными организациями были предложены и исследованы различные конструкции плит, отличающихся от типовых: сводчатые плиты КЖС и плиты типа «двойное Т» длиной 12 м, длинномерные настилы длиной 18 м и шириной 3 и 4 м для установки их в покрытие без стропильных конструкций на всю ширину пролета здания, полые плиты типа «Динакор» длиной 18 м, укладываемые по верху продольных 12-метровых балок, и другие конструкции. Некоторые из этих конструкций были применены в опытном порядке, отдельные типы применялись и применяются в качестве индивидуальных решений для локальных строительных площадок.

При проектировании длинномерных настилов для определенных типов зданий (например, однопролетных, бесфонарных и т. д.) под ограниченный набор нагрузок в ряде случаев можно получить несколько лучшие показатели расхода материалов, чем в типовых решениях покрытий. Однако примененные на отдельных объектах и предлагаемые типы настилов, как правило, оказались недостаточно универсальными для всего многообразия конструктивных и эксплуатационных требований. Осваивая их, нельзя было одновременно отказаться от номенклатуры унифицированных конструкций, а это в итоге нейтрализовало отдельные преимущества новых предложений, так как расширяло номенклатуру и типы изготавливаемых на предприятиях конструкций, что сказывается не только в снижении объема производства, но и в повышении стоимости параллельно изготавливаемых конструкций. Среди длинномерных настилов особое место занимают коробчатые настилы пролетами 18 и 24 м, разработанные ЦНИИПромзданий с участием НИИЖБ, НИИСК и других орга-

низаций. Эти настилы, укладываемые по подстропильным балкам пролетом 12 м, совмещают функции несущих и ограждающих конструкций с функциями технического этажа: полости в настилах используются в качестве воздухопроводов, а нижняя их поверхность образует гладкий потолок здания (см. рис. 2.11). Ширина настилов с двумя пустотами принята 2 м (для доборных настилов — 1 м), высота 900 мм. Для зданий текстильной промышленности и искусственного волокна пролетами 18 м, имеющих большие площади, применение настилов безусловно целесообразно и выгодно с точки зрения как сметной стоимости, так и эксплуатационных расходов. Для зданий с пролетами 24 м покрытия с настилами таких преимуществ не имеют из-за утяжеления настилов.

12.1. ПРИМЕНЕНИЕ ПАНЕЛЕЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Стоимость стен составляет значительную долю от всей стоимости строительной части зданий: 8—10% для многопролетных зданий и еще выше для одно-двухпролетных. Это обстоятельство, а также необходимость индустриализации возведения зданий определяют то внимание, которое уделяется панельным стенам.

В проектах зданий промышленных предприятий, разработанных институтами Главпромстройпроекта с 1959 по 1965 г., доля индустриальных и неиндустриальных стен заметно изменилась. Объем применения панельных стен увеличился за эти годы с 23 до 50% всей площади стен, а стен из кирпича и других штучных изделий снизился с 70 до 43%. Объем применения стен из асбестоцементных волнистых листов сохранился на уровне 7%. Доля панелей из ячеистых и легких бетонов увеличилась при этом с 3 до 35%, а из обычного тяжелого бетона снизилась с 20 до 15%. В целом по стране в 1965 г. в строительстве зданий промышленных предприятий доля стен из кирпича и других штучных изделий, по ориентировочной оценке ЦНИИ-Промзданий, составляла до 70%. В проектах, разработанных институтами Главпромстройпроекта в 1966—1970 гг., доля стен из кирпича и штучных блоков продолжала уменьшаться, а доля индустриальных и облегченных стен — увеличиваться. Так, в проектах на 1970 г. предусмотрено применение в стенах (в % площади стен зданий): панелей железобетонных неутепленных 4%, то же, утепленных 3%, панелей из легкого бетона 35%, то же, из ячеистого бетона 14%, кирпича и мелких блоков 38%, асбестоцементных листов 4%, других материалов 2%.

Применение панельных стен повышает уровень индустриализации промышленного строительства, обеспечивает по сравнению со стенами из красного кирпича снижение суммарных трудовых затрат при возведении наружных стен в 1,3—1,5 раза и на строительной площадке в 4—4,8 раза. Собственный вес 1 м² стены при этом уменьшается в 2,5—3,5 раза. Сметная сто-

имость кирпичных и панельных стен практически одинакова. Для некоторых типов панельных стен (например, трехслойных) она незначительно повышается.

Наибольшее применение получили панели длиной 6 м, для которых требуется такой же шаг колонн по крайним рядам зданий, либо фахверковые стойки. Для панелей 12 м шаг колонн крайних рядов принимается 12 м. Это дает и определенные преимущества — сокращает количество изделий и монтажных единиц, уменьшает длину вертикальных швов в стенах и др. Однако панели длиной 6 м конструктивно проще, имеют меньший расход материалов (особенно стали).

Анализ расхода материалов и стоимости панельных стен неотапливаемых зданий с панелями длиной 6 и 12 м (с учетом колонн, фундаментов и фундаментных балок) показал, что стены с панелями длиной 12 м станвятся более выгодными в сравнительно высоких зданиях — при высоте 10—15 м (в зависимости от соотношения стоимостей конструкций в конкретных условиях строительства).

Применение панелей длиной 12 м для отапливаемых зданий связано со значительным увеличением расхода материалов и веса самих панелей на единицу площади стен (до 30—35%), а также удорожанием конструкций проемов. Для восприятия ветровой нагрузки, приходящейся на оконные заполнения, требуются специальные горизонтальные элементы. Фундаментные балки и карнизные плиты длиной 12 м тяжелее и дороже, чем длиной 6 м. Применение панелей длиной 12 м в торцовых стенах возможно без доборных элементов только в пролете 12 и 24 м. В пролетах 18 и 30 м приходится вводить дополнительно доборные панели длиной 6 м. Однослойные панели длиной 12 м из легких бетонов для отапливаемых зданий по условиям расчета получаются такой толщины, что это оправдывается лишь при наружных температурах ниже минус 25—30°С.

Толщина стен зданий, проектируемых для некоторых климатических районов и тяжелых температурно-влажностных условий с применением легких бетонов из местных материалов, в ряде случаев достигает 400 и даже 500 мм. При объемном весе легкого бетона в пределах 900—1500 кг/м³ панели толщиной 400—500 мм получаются очень тяжелыми. Такие стены до определенной высоты могут выполняться самонесущими из блоков высотой 600, 900 и 1200 мм.

С развитием производства легких бетонов панели из них должны вытеснить кирпич, блоки и тяжелые железобетонные панели. В ряде районов страны, особенно дальних и труднодоступных, на смену кирпичным и легкобетонным стенам должны прийти стены из профилированных оцинкованных или защищенных другими покрытиями листов, алюминиевых профилей и листов с применением эффективных утеплителей.

12.2. ТИПЫ ПАНЕЛЕЙ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

Стеновые панели, применяемые в промышленном строительстве, делятся на панели для неотапливаемых и отапливаемых зданий. Панели неотапливаемых зданий изготовляют из железобетона (имеется также вариант из конструктивного легкого бетона). Панели отапливаемых зданий обязательно содержат утепляющий слой (объемный вес и толщина которого определяют теплотехнические свойства панели) и характеризуются различными конструктивными решениями, среди которых можно выделить:

а) панели сплошного сечения (однослойные) из ячеистых бетонов;

б) панели сплошного сечения (однослойные) из легких бетонов (керамзитобетона, перлитобетона, аглопоритобетона, термозитобетона и др.);

в) панели трехслойные железобетонные, состоящие из двух слоев железобетона (либо одного слоя железобетона и одного слоя фактурного — из цементного раствора), между которыми находится слой утеплителя;

г) панели трехслойные из различных марок легких бетонов (либо двух слоев легкого бетона и одного слоя фактурного — из цементного раствора).

Теплотехнический расчет стеновых панельных ограждений зданий производится в соответствии с требованиями глав СНиП II-A.7-62 «Строительная теплотехника. Нормы проектирования» и II-B.6-62 «Ограждающие конструкции. Нормы проектирования» с учетом поправок и изменений¹.

Проектирование панельных стен, выбор оптимальной толщины теплоизоляции и необходимые расчеты следует производить в соответствии с указаниями и рекомендациями «Пособия по проектированию панельных стен производственных зданий» (шифр 481-1-68), разработанного ЦНИИПромзданий с участием НИИЖБ, НИИСФ, НИИСК и институтов Главпромстройпроекта и одобренного в 1971 г.

По виду армирования панели делятся на панели с обычным армированием без предварительного напряжения и панели предварительно напряженные. Предварительно напряженные панели выполняются со стержневой либо проволочной напрягаемой арматурой, располагаемой в продольных ребрах. Статический расчет панелей и подбор арматуры производятся на нагрузки при подъеме, транспортировании, монтаже и на эксплуатационные нагрузки: скоростной напор ветра, нагрузки от заполнения проемов.

По назначению в здании панели делятся на рядовые, пере-

¹ См. «Бюллетень строительной техники», 1964, № 10, 1965, № 10.

мычечные, парпетные и простеночные. Кроме того, различают основные и доборные панели. Особое место занимают карнизные панели, которые одновременно являются элементами покрытия.

Известен ряд решений панелей, которые были разработаны для отдельных объектов или районов строительства с учетом местных условий и материалов. Значительное количество работ проводилось в экспериментальном порядке и для опытного строительства. Даже стеновые панели, разработанные в предыдущие годы как типовые, по сути были объектом широкого эксперимента. Отдельные типы панелей были приняты для массового строительства.

Современные типовые стеновые панели (по серии СТ-02-31, утвержденной в 1965 г. и более поздним сериям, в частности, подготовленной к 1971 г. серии 1.432-5) разработаны для различных температурно-влажностных режимов. Панели из ячеистого бетона и перлитобетона и трехслойные панели применяются при относительной влажности воздуха меньше 60%, панели из керамзитобетона и алгопорита — при влажности 75% и меньше. Имеются панели для опытного строительства в зданиях с влажностью до 85%, в зданиях с сильноагрессивной средой и для других особых условий (см. 12.10). Минимальная расчетная температура наружного воздуха для части типовых панелей принята — 50°С. Типовые панели рассчитаны на величину скоростного напора ветра от 50 до 90 кг/м².

12.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПАНЕЛЬНЫХ СТЕН

Существует два основных конструктивных решения панельных стен: навесные с опиранием на колонны (через столики, расположенные в швах между панелями, рис. 12.1, а) либо на другие элементы крепления, работающие на вертикальные и горизонтальные нагрузки, и самонесущие с передачей их веса на фундаменты через нижерасположенные панели, закрепляемые к колоннам только в горизонтальном положении (рис. 12.1, б). Цокольная панель опирается на фундаменты через фундаментную балку (рис. 12.1, в). Фундаментные балки применяются и при навесных утепленных панельных стенах. Предложения об исключении балок неоправданы: экономия ничтожна, а эксплуатационные качества ограждающих конструкций на уровне чистого пола ухудшаются.

В самонесущих стенах панели, расположенные над просмами, опираются на простенки из специальных панелей, а оконные проемы устраиваются отдельно в каждом участке стены между колоннами. Не исключен вариант решения самонесущих стен и с ленточным остеклением. Для заполнения оконных проемов применяются стальные панельные переплеты серии ПР-05-50/67 (при ленточном остеклении), стальные переплеты по дей-

ствующему ГОСТ с шагом вертикальных импостов 1,5 и 2 м и в некоторых случаях деревянные переплеты по ГОСТ 12506—67.

При заполнении проемов переплетами с импостами (крепятся к закладным деталям панелей-перемычек) ветровая нагрузка с оконного проема передается либо на панели-перемычки, установленные снизу и сверху проема (типовое решение стен из панелей сплошного сечения длиной 6 м), либо на специальные стальные ветровые ригели, устанавливаемые сверху и снизу проема (например, в стенах неотапливаемых зданий из же-

Рис. 12.1. Детали крепления стеновых панелей к колоннам

а — при навесных стенах на уровне опорного столлика; б — при самонесущих стенах; в — примыкание к фундаментной балке; 1 — стеновые панели; 2 — колонна; 3 — опорный столлик (коясоля); 4 — закладные детали колонны; 5 — то же, панелей; 6 — крепежные уголки; 7 — сварные монтажные швы; 8 — заполнение шва между панелями упругими прокладками; 9 — фундаментная балка; 10 — гидроизоляция

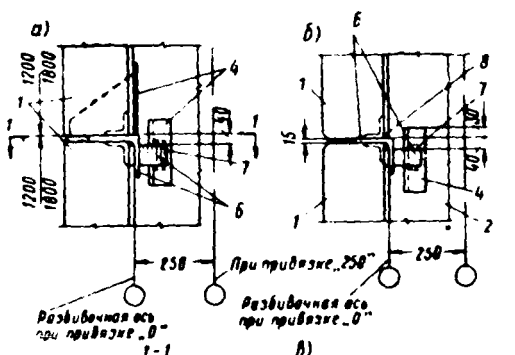
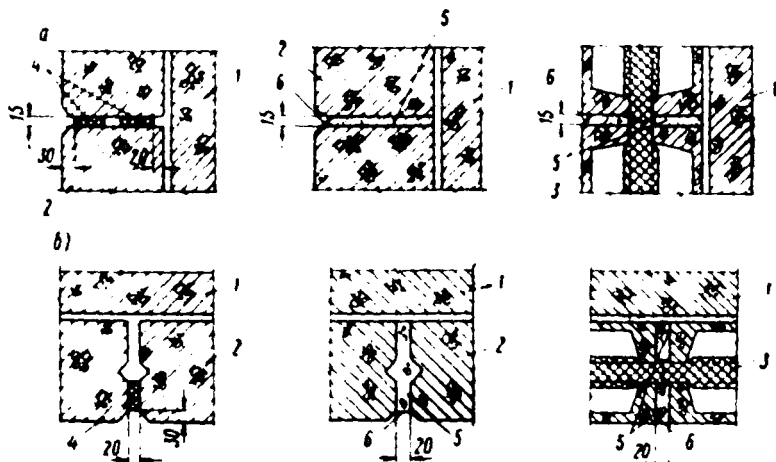
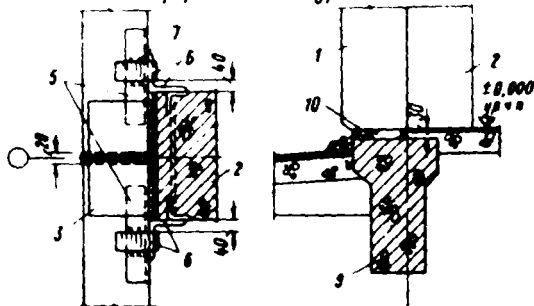


Рис. 12.2. Устройство швов между стеновыми панелями (варианты с упругими прокладками и цементным раствором)

а — горизонтальные швы; б — вертикальные швы; 1 — колонна; 2 — панели сплошного сечения; 3 — то же, трехслойные; 4 — цементный раствор марки 50; 5 — мастика УМС-50; 6 — упругие прокладки



лезобетонных панелей, а также стенах отапливаемых зданий из трехслойных панелей). В зданиях с шагом колонн по крайним рядам 6 м максимальная высота проема не должна превышать 12 м для первого яруса остекления и 5,4 м для второго.

При панелях длиной 6 м и толщиной 300 мм, особенно в зданиях с агрессивной средой, когда трудно обеспечить надежную защиту закладных деталей и скрытых в стене опорных столиков в процессе эксплуатации, для повышения долговечности стен и во избежание применения громоздких столиков (из-за большой толщины стен) рекомендуется переходить на самонесущие стены. В тех случаях, когда приходится принимать панельные стены толщиной 400 мм, их всегда проектируют самонесущими с использованием простеночных панелей. При такой толщине стен в ряде случаев целесообразно переходить на блоки. В последних разработках панели толщиной 400 мм не предусматриваются.

Углы зданий со стенами из железобетонных и трехслойных панелей решаются обычно с помощью угловых блоков. Углы зданий из легкобетонных и ячеистых панелей сплошного сечения выполнялись до последнего времени с применением удлиненных панелей: при 6-метровом шаге колонн — длиной 6,25 и 6,4 м (только при толщине 400 мм). Это увеличивало количество типоразмеров панелей, и в новых решениях панельных стен (серии 1.432-5 и 2.430-4) от удлиненных панелей отказались.

Толщина горизонтальных швов в стенах принимается 15 мм, вертикальных — 20 мм. Заполнение швов панельных стен (рис. 12.2), особенно стен зданий с повышенной влажностью внутреннего воздуха, рекомендуется выполнять с применением упругих синтетических прокладок (поронизол, пенополиуретан, пенопласт и др.) и герметизирующих мастик (УМ-40, УМС-50 и др.). Замена этих материалов цементно-песчаным раствором не рекомендуется, хотя и допускается.

Практика показывает, что в швах, заполненных только цементным раствором, часто имеются дефекты, вызванные температурными деформациями панелей и усадочными явлениями. Трещины в швах иногда достигают 2—2,5 мм, сквозь них возможно продувание стен и попадание влаги в их толщину, что не только снижает теплотехнические качества стен, но и резко уменьшает их долговечность. Особенно недопустимо применение цементного раствора для заполнения швов в стенах зданий, в которых размещаются производства, требующие устойчивого температурно-влажностного режима.

Крепление панелей к колоннам и стойкам гибкое с целью достижения независимых продольных деформаций панелей и каркаса (см. рис. 12.1). При заполнении швов между панелями упругими прокладками крепление типовых панелей выполняется, как правило, в четырех углах. В случае применения в швах

цементно-песчаного раствора в четырех углах крепятся только перемычечные панели над оконными проемами; остальные панели крепятся только в двух верхних углах.

Все элементы панельных стен типизированы применительно к решению стеновых панелей. Разработаны необходимые доборные элементы: панели для простенков и фронтонов, блоки для углов зданий и температурных швов. Имеются для каждой серии типовые стальные элементы крепления панелей (столики, крепежные детали и др.). Для стен по серии СТ-02-31 они приведены, например, в вып. 6. Для стен по новой серии 1.432-5 элементы крепления содержатся в серии 1439-1.

Типовые рабочие чертежи деталей сопряжения стеновых и оконных панелей между собой, с колоннами и другими элементами зданий содержатся в альбомах ТДА (типовых архитектурных деталей) и альбомах ТДМ (типовых монтажных деталей); детали сопряжения панелей по последним решениям приведены в серии 2.430-4. Стальные элементы крепления и закладные детали должны быть оцинкованы с последующей оцинковкой всех сварных швов. В зданиях с агрессивной средой элементы должны быть защищены дополнительно в зависимости от характера среды в соответствии с указаниями СН 262-67 [75].

В последние годы было предложено крепление стеновых панелей без применения опорных столиков (ЦНИИПромзданий, Ленинградский Промстройпроект, Уральский Промстройпроект). Варианты крепления применительно к панелям из керамзитобетона толщиной 240 мм, разработанные ЦНИИПромзданий (альбом 177-1-67), и из ячеистого бетона толщиной 160 мм (альбом 97-67р), экспериментально проверенные Уральским Промстройпроект, одобрены для проведения дальнейших работ по их усовершенствованию.

12.4. ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 6 м ДЛЯ НЕОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Для стен неотапливаемых зданий с шагом колонн по наружным рядам 6 м применялось несколько типов железобетонных панелей. В течение ряда лет использовались типовые панели по серии СТ-02-10 и главным образом по модифицированным чертежам серии СТ-02-10/61 (утвержденной в 1962 г.). Размеры этих панелей 1,8×6; 1,2×6 и 0,8×6 м (рис. 12.3). Окаймляющие ребра высотой 200 мм, поперечные — 140 мм через 1,5 м. Толщина полки 30 мм. Бетон марки 200. Рабочая арматура — из стали класса А-III, марки 35ГС или 25Г2С в виде сварных каркасов,

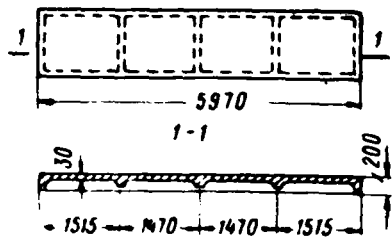


Рис. 12.3. Общий вид железобетонной стеновой панели длиной 6 м серии СТ-02-10/61

сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки. Такие панели изготовлялись в металлических формах на виброплощадках по поточно-агрегатной технологии с расположением ребер вниз.

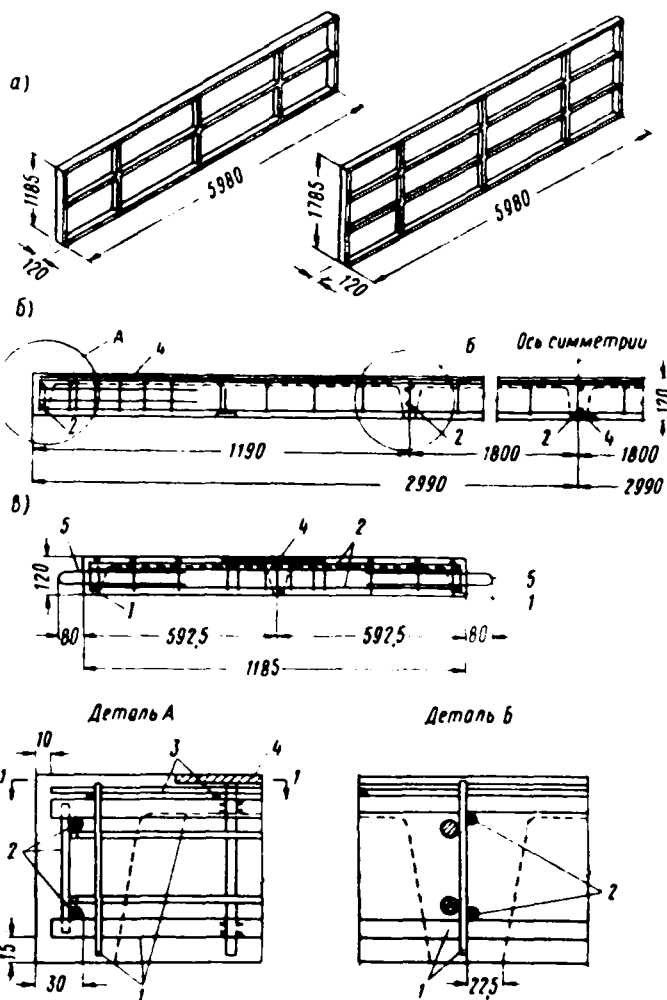


Рис. 12.4. Типовые железобетонные стеновые панели длиной 6 м

а — общий вид панелей; б — армирование продольных ребер; в — то же, поперечных; 1 — каркас продольного ребра; 2 — то же, поперечного; 3 — арматурная сетка; 4 — закладные детали; 5 — петли

В качестве типовых панелей с 1965 г. утверждены, применяются в строительстве и включены в каталог конструкций 1970 г. железобетонные часторебристые панели длиной 6 м (серия СТ-02-31, выпуск 4). Панели двух типоразмеров $1,8 \times 6$ и $1,2 \times$

×6 м (рис. 12.4) делятся на рядовые и парапетные (при нулевой привязке стен и привязке 250 мм от оси). Высота ребер 120 мм; толщина полки 25 мм. Бетон марки 300. В зависимости от армирования панели предназначены для объектов, где величина нормативного скоростного напора ветра составляет 50, 70 и 90 кг/м². Рабочая арматура сварных каркасов предусмотрена из стали класса А-III, сварные сетки — из обыкновенной арматурной проволоки класса В-I. Панели изготавливаются на виброплощадках в стальных формах, разработанных институтом Проектстальконструкция. В модернизированном виде чертежи таких панелей разработаны в подготовленной к введению в действие в 1971 г. новой серии типовых чертежей 1.432-5.

Для другой технологии изготовления — методом вибропроката — в 1965 г. ЦНИИПромзданий, СКБ «Прокатдеталь» и НИИЖБ разработали вариант ребристых железобетонных панелей размерами 1,2×6, 1,8×6 и 3×6 м (серия СТ-02-33, выпуск 2) с высотой ребер 125 мм и ячейками между второстепенными ребрами 300×300 мм. Бетон марки 300. Эти чертежи были одобрены Главпромстройпроектом и включены в приложение к каталогу 1970 г. Вес часторебристых панелей больше, чем основных типовых: панель размером 1,2×6 м весит 1,39 Т (вместо 0,9 Т), панель 1,8×6 м — 1,95 Т (вместо 1,2 Т). Поэтому они применяются сравнительно редко.

Ленинградским Промстройпроектом разработана конструкция плоских предварительно напряженных панелей длиной 6 м из бетона марки 300, толщиной 70 мм, армированных высокопрочной проволокой, натягиваемой на стенде. Эти панели нашли широкое применение в тресте Череповецметаллургстрой. На основе этого опыта в 1962 г. Ленпромстройпроект разработал рабочие чертежи стеновых плоских панелей длиной 6 м в серии СТ-02-23, одобренной для применения в отдельных обоснованных случаях, когда используется стендовая технология изготовления. Плоские панели с проволочной арматурой с 1964 г. изготавливаются в Братске и применены в строительстве ряда промышленных зданий, в том числе в стенах электролизных цехов Братского алюминиевого завода. Благодаря усовершенствованию стальных форм напрягаемая проволочная арматура находится строго по средней оси сечения и панели не имеют выгиба из своей плоскости (что наблюдалось в таких панелях ранее). Стены из этих панелей в зданиях, которые эксплуатируются 5 лет и более, находятся в удовлетворительном состоянии.

По сравнению с часторебристыми железобетонными типовыми панелями плоские панели дороже на 15%, расход бетона в них больше на 40%, расход арматуры меньше на 35—40%. Достоинством их является гладкая поверхность стен внутри здания и уменьшение размера и количества трещин, что повышает их эксплуатационные качества и долговечность в зданиях

с большими пылевыведениями и неотапливаемых зданиях с агрессивной средой, стены которых необходимо покрывать антикоррозийной защитой.

Учитывая, что в отдельных районах страны стоимость керамзитового гравия ниже стоимости привозного щебня (районы Поволжья, Тульская, Орловская области и др.), а также с целью снижения веса ограждающих конструкций ЦНИИПромзданий в 1966 г. разработаны рабочие чертежи стеновых панелей длиной 6 м для неотапливаемых зданий из высокопрочного керамзитобетона марки 300 объемным весом (в сухом состоянии) 1800 кг/м^3 или термозитобетона марки 300 объемным весом 2000 кг/м^3 (альбом 827-66). Панели одобрены для опытного применения в строительстве и изготовлялись в отдельных местах в опалубочных формах типовых панелей из тяжелого бетона серии СТ-02-31 для неотапливаемых зданий. При одинаковом расходе арматуры панели из керамзитобетона легче железобетонных (панель размером $1,2 \times 6 \text{ м}$ весит $0,7 \text{ Т}$ вместо $0,9 \text{ Т}$), и в районах, где имеется керамзитовый гравий или термозит, — дешевле.

12.5. ОДНОСЛОЙНЫЕ ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 6 м ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ ДЛЯ ОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЯ

Однослойные панели (или панели сплошного сечения) можно отнести к основному виду стеновых панелей, рекомендуемых для отапливаемых зданий. Панели изготовляют из ячеистых бетонов или из легких бетонов на пористых заполнителях (см. 12.6).

Практически первыми панелями из ячеистого бетона, введенными в строительство, были панели, разработанные б. ЦНИПС и трестом Севуралтяжстрой, примененные последним в Березниках и трестом Донбассэнергострой в Луганске. Панели представляли собой плоскую армированную плиту из ячеистого бетона объемного веса $700\text{--}800 \text{ кг/м}^3$ с наружным фактурным слоем из раствора. На Урале применялись однослойные панели из автоклавного пенобетона, армированные предварительно напряженными брусками.

На основе обобщения опыта изготовления и применения стеновых панелей из ячеистых бетонов б. Гипротисом и НИИЖБ были разработаны типовые чертежи армопенобетонных панелей (серия СТ-02-04), которые вскоре были заменены чертежами панелей из ячеистого бетона серии СТ-02-11 (с 1959 по 1962 г.) и СТ-02-11/62.

Унифицированные панели из автоклавного ячеистого бетона, изготовляемые в опалубочных формах, имеющих общие размеры с формами панелей из легких бетонов (см. 12.6), разработаны ЦНИИПромзданий с участием других институтов в выпуске 2 серии СТ-02-31. Объемный вес бетона в высушенном

состоянии 700 кг/м^3 , марка бетона 35, марка по морозостойкости 25. Допускается применение панелей из ячеистых бетонов с объемным весом, равным 800, 900 и 1000 кг/м^3 (последний только для панелей из силикатного ячеистого бетона). Панели армируются сварными каркасами, которые должны быть защищены от коррозии специальными покрытиями. Закладные детали также защищаются.

Стеновые панели сплошного сечения из ячеистых бетонов предназначаются для отапливаемых зданий с относительной влажностью внутри помещения не более 60% при различных температурах наружного воздуха (минимальной до -50°C). В зданиях с агрессивной средой эти панели применять нельзя.

На основе исследований Уральского Промстройинипроекта ведется работа по созданию стеновых панелей из ячеистого бетона с объемным весом менее 700 кг/м^3 . ЦНИИПромзданий с участием НИИЖБ и Уральского Промстройинипроекта разработаны рабочие чертежи стеновых панелей толщиной 160 мм из ячеистых бетонов марки 25 и 35, соответственно объемным весом (в сухом состоянии) 550 и 700 кг/м^3 (марка бетона по морозостойкости 15 и 25). Рабочие чертежи (альбом 97-67р) одобрены в 1968 г. для применения при опытном строительстве промышленных зданий с относительной влажностью внутреннего воздуха до 60% при отсутствии агрессивной среды.

Уменьшение объемного веса и толщины панелей до 160 мм позволило на 20—30% снизить их вес по сравнению с применяемыми до последнего времени типовыми панелями из ячеистого бетона. Снижение объемного веса при сохранении необходимой марки бетона достигнуто за счет совершенствования технологии изготовления панелей. Эта технология освоена заводами Главсредуралстроя. К 1971 г. в Свердловске уже построено несколько зданий с применением стеновых панелей объемным весом (в сухом состоянии) 500 кг/м^3 . Более чем трехлетние наблюдения показали нормальные эксплуатационные качества стеновых ограждений. Применение таких панелей может сыграть существенную роль в снижении веса промышленных зданий. Техничко-экономические показатели и область применения облегченных панелей из ячеистого бетона будут уточнены после накопления более широкого опыта их производства и эксплуатации зданий.

Донецкий Промстройпроект разработал способ получения стеновых панелей из ячеистого бетона переменной плотности. Эти стеновые панели могут применяться в зданиях с влажным режимом эксплуатации. Рабочие чертежи разработаны в 1968 г. Ленинградским Промстройпроектком с участием Донецкого Промстройинипроекта. Изготовление панелей из ячеистого бетона переменной плотности освоено на заводах железобетонных конструкций Донбасса (тресты Донэнергостройиндустрия, Донбассжелезобетон), на Ступинском заводе ячеистых бетонов

Главмособлстройматериалов, но широкого применения эти панели пока не получили. Работы в этой области заслуживают серьезного внимания, так как такие панели, обладая положительными качествами ячеистого бетона как стенового материала, менее уязвимы к воздействию влаги и более долговечны.

12.6. ОДНОСЛОЙНЫЕ ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 6 м ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ ДЛЯ ОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Панели из легких бетонов получили распространение в районах, где имеется производство искусственных пористых заполнителей (керамзит, перлит, аглопорит, термозит и др.). В отдельных районах возможно применение естественных пористых заполнителей — вулканического туфа и пемз. Первые керамзитобетонные панели в различных вариантах с объемным весом от 900 до 1200 кг/м³ использованы в Москве, Куйбышеве, Волгограде и других городах. Промышленное изготовление панелей из перлитобетона было впервые освоено трестом Иркутск-алюминстрой. Размер панелей 1,2×6 м, толщина 200 мм. Объемный вес крупного перлита 250—350 кг/м³, мелкого — до 200 кг/м³, объемный вес панелей 900—1000 кг/м³, марка перлитобетона 75.

С 1961 по 1965 г. действовали типовые чертежи стеновых панелей из керамзитобетона размером 1,8×6; 1,2×6 и 0,8×6 м (серия СТ-02-18). В 1965 г. были утверждены унифицированные стеновые панели сплошного сечения из легкого бетона, разработанные ЦНИИПромзданий совместно с Ленинградским Промстройпроектом и НИИЖБ (серия СТ-02-31, выпуск 2). Предусмотрено два варианта легкого бетона: керамзитобетон объемного веса 900 кг/м³ и перлитобетон 800 кг/м³. Размеры панелей 1,2×6 и 1,8×6 м, толщина 200, 240 и 300 мм. Бетон марки 50, фактурные слои с обеих сторон толщиной 20 мм из цементно-песчаного раствора марки 100. Панели армированы сварными каркасами (рис. 12.5). Закладные детали и сварные соединения панелей защищают от коррозии.

В модернизированном виде (унифицированные пространственные каркасы и закладные детали, усовершенствованный тип крепления и др.) аналогичные панели включены в подготовленные в 1971 г. новые типовые чертежи (серия 1.432-5).

Панели таких же размеров, изготавливаемые методом вибропроката из керамзитобетона объемного веса 900 + 1200 кг/м³, разработаны ЦНИИПромзданий совместно с СКБ «Прокатдеталь» и НИИЖБ (серия СТ-02-33, выпуск 1, одобрена в 1965 г., включена в приложение к каталогу 1970 г.).

Ленинградским Промстройпроектом при участии НИИЖБ и НИИСФ были разработаны опытные панели из шлакопемзобетона (термозитобетона) объемного веса 1400 кг/м³ марки 50.

размером 1,2 (1,8) × 6 м, толщиной 240—300 мм. Начиная с 1964 г. панели были использованы в Липецке для строительства нескольких зданий завода «Центролит» с нормальным температурно-влажностным режимом. При ограничении содержа-

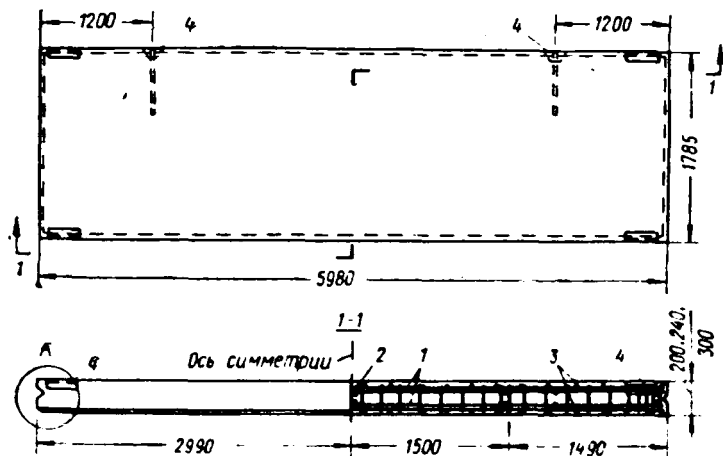


Рис. 12.5. Типовая однослойная стеновая панель длиной 6 м из легкого бетона

1 — продольные каркасы; 2 — поперечные каркасы; 3 — сетки; 4 — закладные детали

ния серы в заполнителе, как показали обследования через пять лет эксплуатации, коррозии арматуры не наблюдалось. Однако объемный вес шлакопемзобетона колеблется от 1200 до 1700 кг/м³, поэтому по теплотехническому расчету требуется большая толщина панелей. Хотя шлаковая пемза является сравнительно дешевым заполнителем и стоимость 1 м³ изделий из шлакопемзобетона может быть меньше стоимости легкого бетона из других искусственных заполнителей, но этот материал не может конкурировать с другими легкими бетонами как по весовым показателям, так и по стоимости 1 м² стен (с учетом утяжеления конструкций здания).

12.7. ТРЕХСЛОЙНЫЕ ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 6 м ДЛЯ ОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Один из первых опытов применения трехслойных утепленных стеновых панелей относится к 1954 г. на строительстве одного из корпусов Криворожского южного горнообогатительного комбината (по проекту Ленпромстройпроекта). Панели размером 6 × 1,5 × 0,26 м были выполнены в виде железобетонной ребристой плиты, используемой для заливки утеплителя из термозитобетона, по которому наносили слой цементно-шлакового раство-

ра (ребра и утеплитель обращены внутрь здания). Панели в дальнейшем не получили распространения из-за несовершенства технологии и теплотехнических недостатков.

Несколько позже Ленинградским Промстройпроектом для цехов горнообогатительных комбинатов с влажным или пыльным режимом эксплуатации были запроектированы трехслойные панели, состоящие из двух железобетонных ребристых плит-облочек из бетона марки 200 с прокладкой между ними теплоизоляции из пенобетона объемного веса 900 кг/м^3 или из фибролитов-

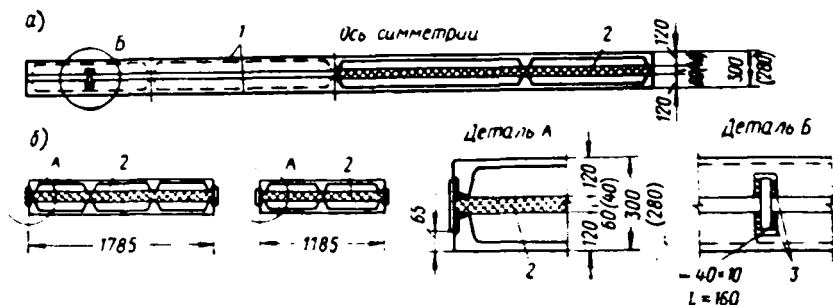


Рис. 12.6. Типовая трехслойная стеновая панель длиной 6 м

а — продольный вид и разрез; б — поперечный разрез; 1 — ребристые железобетонные плиты; 2 — минераловатные плиты (или другой плитный утеплитель); 3 — сварка накладных деталей

вых плит объемного веса 500 кг/м^3 , изготовленных на магnezальном цементе. Толщина утеплителя в зависимости от теплотехнического расчета принималась 70 и 140 мм. В зданиях Ново-Криворожского обогатительного комбината и других комбинатов площадь стен, возведенных с такими панелями, составляет несколько десятков тысяч квадратных метров. В этих зданиях отрицательных явлений, связанных с «мостиками холода», не наблюдалось, что в значительной мере можно объяснить мягким климатом в районе Кривого Рога.

Первые типовые трехслойные панели размерами $1,8 \times 6$; $1,2 \times 6$ и $0,8 \times 6$ м для стен отапливаемых производственных зданий высотой до 20 м, возводимых в I географическом районе ветровой нагрузки (по отмененному СНиП), были разработаны в серии СТ-02-17, действовавшей с 1961 по 1965 г. Панели состоят из двух часторебристых железобетонных плит с мягкой теплоизоляцией между ними; общая их толщина 250 мм. Недостаточно надежным решением с точки зрения долговечности этих панелей в различных условиях эксплуатации было принятое соединение металлическими элементами на сварке двух плит без выполнения гарантированной защиты от коррозии. Применение этих панелей не носило массового характера.

В числе типовых стеновых панелей, включенных в каталог

конструкций 1970 г., имеются разработанные ЦНИИПромзданий и утвержденные в 1965 г. трехслойные панели размером 1,8×6 и 1,2×6 м (серия СТ-02-31, выпуск 3). Между двумя ребристыми железобетонными плитами расположен слой утеплителя из минеральных плит (рис. 12.6). Железобетонные плиты из бетона марки 300 изготавливаются в тех же формах, что и панели неотопливаемых зданий выпуска 4 этой серии (см. 12.4). Плиты соединяются между собой с помощью сварки закладных деталей, расположенных в ребрах плит. Закладные детали и сварные соединения защищаются от коррозии в соответствии с указаниями по антикоррозионной защите СН 262-67. Толщина панелей 300 мм (может быть и 280 мм — при толщине утеплителя 40 мм). Имеется вариант трехслойных панелей, в которых ребристые плиты прокатные (см. 12.4), толщина панелей 230 и 250 мм (серия СТ-02-33, выпуск 3, 1965 г.).

ЦНИИПромзданий также разработаны для опытного изготовления и применения в строительстве аналогичные трехслойные стеновые панели длиной 6 м, в которых с целью их облегчения вместо железобетонных плит применены такие же ребристые, но керамзитобетонные или термозитобетонные плиты (альбом 828-66). Эти панели могут изготавливаться там, где имеется керамзит для конструктивного керамзитобетона марки 300.

ЦНИИПромзданий совместно с НИИСК разработаны чертежи трехслойных стеновых панелей с утеплителем из пенополистирола (альбом 336-68) с целью их проверки в экспериментальном строительстве. Ввиду недостатка пенополистирола для применения в покрытиях массовое применение этих панелей в ближайшее время малоперспективно. Кроме того, решению стен из трехслойных железобетонных панелей даже с легким утеплителем противопоставляются значительно более легкие решения трехслойных стен с использованием тонкого листа и других листовых материалов.

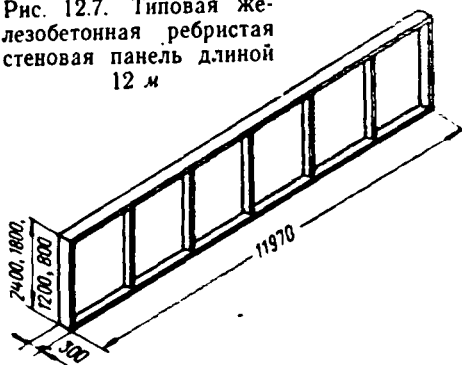
12.8. ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 12 м ДЛЯ НЕОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Типовые железобетонные ребристые панели длиной 12 м для неотопливаемых зданий (рис. 12.7) включены в номенклатуру унифицированных конструкций 1961 г., каталоги конструкций 1965 и 1970 гг. и применяются на основе чертежей одной серии, в которой сохранялись опалубочные размеры панели, но перерабатывались и совершенствовались армирование и детали креплений (серия СТ-02-19, откорректированная в 1961—1962 гг., СТ-02-19/61 и переработанная в 1968 г. СТ-02-19/68). В 1969 г. ЦНИИПромзданий дополнил серию чертежами панелей с напрягаемой арматурой из стали классов А-IV, А-V и А-VI.

Серия включает панели четырех типоразмеров: 2,4×12 (основной типоразмер); 1,8×12; 1,2×12 (для зданий высотой до 12 м) и 0,8×12 м. В продольных предварительно напряженных

ребрах высотой 300 мм имеются отверстия для крепления панелей к колоннам при помощи деталей, состоящих из болтов и полосовой стали. Поперечные ребра высотой 130 мм расположены через 2 м. Полка плиты толщиной 30 мм. Бетон марок 300 и 400.

Рис. 12.7. Типовая железобетонная ребристая стеновая панель длиной 12 м



Напрягаемая арматура из высокопрочной проволоки класса Вр-II диаметром 5 мм либо из стержневой арматуры класса А-IV с натяжением на упоры. Панели изготовлялись на стендах (с проволочной арматурой) и в силовых формах. Наиболее целесообразным оказалось изготовлять панели агрегатно-поточным способом.

Панели предназначены для неотопливаемых зданий, возводимых в I и II географических районах, при шаге колонн в крайних рядах 12 м. Они рассчитаны на усилия, которые возникают в процессе изготовления, транспортирования, монтажа, и на эксплуатационные нагрузки, главным образом на ветровую нагрузку (величина скоростного напора до 70 кг/м^2). Панели разделяются на рядовые, перемычечные и парапетные. Рядовые панели предназначены для глухих участков стен. При расчете перемычечных панелей, к которым крепят переплеты остекления, учтены вес переплетов с остеклением и ветровая нагрузка от остекленной поверхности стен высотой 1,8 м.

Транспортирование и хранение панелей предусмотрено только в вертикальном (рабочем) положении; перевозка в горизонтальном положении потребовала бы значительного увеличения расхода материалов. Строповка панелей при подъеме (в вертикальном положении) производится в двух местах за отверстия, расположенные в продольных ребрах. В местах захвата требуется устанавливать временные жесткие распределительные подкладки из стальных уголков длиной 250—300 мм.

В большинстве случаев строительства неотопливаемых зданий предприятий металлургической и некоторых других отраслей промышленности с шагом колонн по крайним рядам 12 м в последние годы применяются описанные типовые панели.

12.9. ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 12 м ДЛЯ ОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Технические решения стеновых панелей длиной 12 м для отопливаемых зданий с применением легких и ячеистых бетонов разрабатывались в течение нескольких лет в различных вариантах, однако как по технологии изготовления, так и по технико-

экономическим показателям они не удовлетворяли требованиям, предъявляемым к массовым типовым конструкциям. Некоторые организации разработали и применили индивидуальные решения таких панелей.

Так, например, Киевским Промстройпроектом в 1961—1962 гг. были разработаны составные панели из двух элементов длиной по 6 м, соединяемых с помощью сварки выпусков арматуры и последующего бетонирования поперечного ребра в месте стыка. Элемент панели представляет собой трехслойную плиту со средним слоем из перлитобетона толщиной 200 мм при общей толщине панели 250 мм. Эти панели были применены на строительстве ряда промышленных объектов в УССР, среди них цехи завода «Укркабель». Сравнительно высокая стоимость панелей, необходимость укрупнительной сборки и другие недостатки привели в дальнейшем к выводу о нецелесообразности их производства.

По проекту Приднепровского Промстройпроекта в 1963—1965 гг. в Днепропетровске были изготовлены и применены в строительстве производственных зданий ребристые стеновые панели размером $2,4 \times 12$ и $1,2 \times 12$ м с полкой из легкого бетона марки 50 (термозитоперлитобетона) и с предварительно напряженными ребрами из тяжелого бетона марки 400. Были разработаны варианты панели с промежуточными поперечными ребрами и без них. Панели изготовлялись в два этапа: сначала предварительно напряженные продольные ребра на стенде — по два ребра, соединенных сеткой, которая после снятия ребер со стенда разрезалась; затем на полигоне — собственно панель с применением готовых ребер. Объемный вес термозитоперлитобетона (в высушенном состоянии) 1200 кг/м^3 . Для верхнего фактурного слоя использовался цементно-песчаный раствор.

Для отапливаемых зданий в ряде мест использовали железобетонные панели длиной 12 м серии СТ-02-19/61 с различными вариантами утепления. В Запорожье утепленные панели изготовляли с газобетонными вкладышами по стендовой технологии. Вкладыши двух типоразмеров и элементы для утепления поперечных ребер изготовляли заранее и раскладывали на формы. После установки арматурных каркасов и натяжения арматуры ребер укладывали бетонную смесь с вибрированием и соответствующей обработкой поверхности. Аналогичные панели с утеплителем из минеральной ваты и фибролита изготовляли по агрегатно-поточной технологии в Жданове и других городах.

Ребристые железобетонные панели с утеплителем не могут быть признаны вполне совершенными и универсальными из-за недостаточной защиты ребер, играющих роль мостиков холода. Опыт эксплуатации панелей на Украине в цехах с нормальным температурно-влажностным режимом показал, что панели находятся, как правило, в удовлетворительном состоянии. Однако в

зданиях с повышенной влажностью или с заданным точным температурно-влажностным эксплуатационным режимом, а также при эксплуатации в районах с низкими расчетными температурами наружного воздуха такие панели непригодны.

Броварской заводостроительный комбинат на Украине в 1965—1968 г. изготовлял 12-метровые трехслойные предварительно напряженные стеновые панели, разработанные институтом НИИСК (г. Киев) и Киевским Промстройпроектом (альбом КП-139). Панели применены в стенах ряда зданий на площади свыше 100 тыс. м². В поперечном сечении панель представляет собой коробчатую железобетонную плиту толщиной 240 мм, пустоты которой заполнены теплоизоляционным материалом (применялись битумоперлитовые плиты толщиной 180 мм с объемным весом 350 кг/м³ и пределом прочности на сжатие 3 кг/см²). Два продольных предварительно напряженных ребра двутаврового сечения толщиной по 40 мм монолитно связаны железобетонными плитами толщиной по 30 мм, образующими внутреннюю и наружную поверхность панели. Поперечные ребра толщиной 30—40 мм расположены через 3 м. Бетон марки 400. По теплотехническому расчету панели применялись в зданиях с относительной влажностью внутреннего воздуха до 60% при его температуре около +18°С и расчетной наружной температуре до —26°С.

Эти панели недостаточно технологичны для массового производства. Нижний слой бетона укладывают и заглаживают вручную между выступающими арматурными каркасами ребер. Затем укладывают битумоперлит, используемый при изготовлении панелей в качестве опалубки для образования ребер и верхней плиты. Из-за недостаточной прочности кромки плит утеплителя часто обламываются, положение утеплителя трудно фиксировать. В результате этого толщина железобетонных ребер и плит колеблется, что ухудшает теплофизические качества панелей и не гарантирует нормальной эксплуатации стенового ограждения. Эти обстоятельства, а также сравнительно высокая стоимость панелей ограничили их применение.

Среди работ, направленных на создание типовых панелей длиной 12 м для отапливаемых зданий, имеется ряд работ ЦНИИПромзданий, выполненных с участием НИИЖБ. Можно, например, отметить разработку в 1966 г. трехслойных панелей со средним слоем из крупнопористого бетона марки 35 объемным весом 900 кг/м³ и двумя наружными слоями из плотного керамзитобетона марки 200 и стержневой арматурой. Их применение рассчитано на районы, где керамзитовый гравий получают объемным весом от 500 до 800 кг/м³. Тогда же ЦНИИПромзданий были разработаны образцы трехслойных предварительно напряженных панелей длиной 12 м, изготавливаемых на установках с бетонизирующими комбайнами (альбом 826-66). Средний слой из керамзитобетона марки 50 объемным весом 900 кг/м³, наружные слои из конструктивного керамзитобетона марки 300 объемным

весом 1800 кг/м^3 , толщиной 50 мм (верхний, в стене — наружный) и 40 мм (нижний, внутренний). Напрягаемая арматура — проволока диаметром 5 мм. Чертежи предназначены для экспериментальной проверки этих типов панелей и применения их в опытной строительстве. Трехслойные панели со стержневой арматурой имеют близкие технико-экономические показатели с однослойными панелями длиной 12 м из керамзитобетона марки 75 объемным весом $1000\text{—}1100 \text{ кг/м}^3$, разработанными ЦНИИПромзданий в тот же период (альбом 825-66). Однако для изготовления трехслойных панелей требуется керамзитовый гравий, пригодный для получения крупнопористого керамзитобетона объемным весом 900 кг/м^3 марки 50. Теплофизические качества трехслойных панелей зависят от соблюдения проектных толщин слоев панели (что пока не легко практически обеспечить), а также от соблюдения заданных кондиций керамзитобетона среднего слоя. Поэтому более технологичными, а в настоящее время и более экономичными являются однослойные панели.

В качестве типовых керамзитобетонных однослойных панелей длиной 12 м для отапливаемых зданий в каталог 1970 г. включены панели, разработанные ЦНИИПромзданий и одобренные для применения в строительстве в 1967 г. (серия 1.432-3). Панели проектированы на основе альбома 825-66 из керамзитобетона марки 75 объемным весом в сухом состоянии $1000\text{—}1100 \text{ кг/м}^3$. Размеры панелей $1,8 \times 12$ и $1,2 \times 12$ м, толщины приняты 200, 240 и 300 мм. Рядовые панели и перемычные (первый вариант) — прямоугольного сечения. Второй вариант перемычных панелей толщиной 200 и 240 мм — с горизонтальными ребрами. Имеются также специальные марки парапетных панелей при нулевой привязке продольной стены и при привязке ее к оси — 250 мм. Вес самой крупной и тяжелой из типовых панелей в пределах 8,2 Т.

Типовые панели применяются в зданиях с относительной влажностью внутреннего воздуха до 75%. В случае их применения в зданиях с агрессивной средой предусматриваются меры антикоррозионной защиты.

12.10. ПАНЕЛЬНЫЕ СТЕНЫ ЗДАНИЙ, РАССЧИТАННЫХ НА ЭКСПЛУАТАЦИЮ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

Стены зданий с высокой влажностью и сильноагрессивной средой до последнего времени, как правило, выполняются из кирпича с соблюдением необходимых мер защиты. Удовлетворительного и достаточно проверенного опытом эксплуатации решения индустриальных панельных стен, которое можно было бы принять в качестве типового, для таких зданий до последнего времени не было.

Для применения в зданиях с влажностью до 85% одобрены однослойные стеновые панели длиной 6 м (альбом 575-65р). Эти

панели включены в приложение к каталогу 1970 г. С целью экспериментальной проверки в строительстве и эксплуатации зданий с влажностью до 85% (при допуске конденсата) и зданий с сильноагрессивной средой ЦНИИПромзданий разработаны двухслойные панели (шифр 231-67). Применительно к этим однослойным и двухслойным панелям разработаны чертежи деталей стен зданий с высокой влажностью и сильноагрессивной средой (альбом 42-67). Эти чертежи в 1968 г. одобрены в качестве материала для использования при проектировании панельных стен зданий с тяжелым режимом работы.

ЦНИИПромзданий, Донецким Промстройинипроектом в 1968—1969 гг. проведены исследовательские и конструкторские разработки по созданию панельных и блочных стен для зданий с высокой влажностью и сильноагрессивной средой с изоляцией из полимерных материалов. Разработаны технические решения и рабочие чертежи опытных образцов таких панелей (альбом 572-68). Стены приняты самонесущими из панелей толщиной 200, 240 и 300 мм и блоков толщиной 300, 400 и 500 мм из легких бетонов. Стены толщиной 500 мм при объемном весе легкого бетона 900 кг/м³ (в сухом состоянии) рассчитаны на применение в зданиях при внутренней температуре +16°С, относительной влажности внутреннего воздуха 80% и расчетной температуре наружного воздуха —26°С, а в случаях, когда на внутренней поверхности стен допускается конденсат, — при внутренней температуре до +26°С, относительной влажности воздуха до 85% и наружной расчетной температуре до —40°С.

Внутренняя поверхность панелей (и блоков) защищена полиэтиленом. Невысокая теплостойкость этого материала (до 130°С) позволяет применить его только в панелях, которые не требуют автоклавной обработки, а так как неавтоклавный ячеистый бетон в зданиях с таким тяжелым режимом эксплуатации не может быть рекомендован, то приняты панели из легкого бетона. Полиэтиленовая защита представляет собой ленту толщиной 1—1,5 мм необходимой ширины, которую укладывают в форму перед бетонированием панелей или блоков. Лента имеет с одной стороны профилированную поверхность для заделки и сцепления ее с бетоном. Профилированные ленты получают путем продольной разрезки тонкостенных полиэтиленовых цилиндров, изготавливаемых методом непрерывной шнековой extrузии. Опытно-промышленная установка для изготовления термопластичной полиэтиленовой изоляции имеется в Донецком Промстройинипроекте.

Панели одобрены для проведения разносторонних экспериментальных исследований, в том числе в натуральных условиях, с целью установления надежности, долговечности, стойкости к различным воздействиям стен с полиэтиленовой изоляцией и принятой конструкции швов. Первый участок опытной стены осуществлен в 1969 г. в одном из зданий в Соликамске.

Для применения в зданиях с отрицательными внутренними температурами (холодильники) с несущим каркасом из унифицированных типовых конструкций предусмотрено два варианта решения самонесущих панельных стен: с горизонтальными и вертикальными панелями (серия 1.432-4, выпуски 1 и 2).

Цокольная часть стен в обоих вариантах устраивается из железобетонных панелей (с утеплением), устанавливаемых на фундаментные балки. Углы зданий решаются с применением блоков, а при горизонтальных панелях могут также применяться удлиненные панели. Железобетонная цокольная панель длиной 6 м, высотой 1,2 м и толщиной 240 мм из бетона марки 200 армируется поперечными и продольными сварными каркасами, собираемыми в опалубочных формах типовых панелей из легких бетонов по выпуску 2 серии СТ-02-31.

Горизонтальные панели длиной 6 м принимаются по рабочим чертежам типовых панелей серии СТ-02-31 (выпуск 2) из керамзитобетона марки 50 объемным весом (в сухом состоянии) 900—1200 кг/м³ толщиной 200 мм. Вертикальные панели толщиной 120 мм из тяжелого бетона марки 200 или из плотного керамзитобетона марки 100 объемным весом в сухом состоянии 1200—1500 кг/м³ предназначены для применения в зданиях при высоте их до низа стропильных конструкций 3,6; 4,8 и 6 м. Исходя из этого и с учетом высоты стропильных конструкций для одноэтажных зданий разработаны панели длиной 5,2 и 6,4 м; панели над дверными проемами имеют длину 2,8 м. Ширина вертикальных панелей 3 и 1,5 м.

В качестве теплоизоляции панелей всех типов приняты: минеральный войлок, минераловатные плиты на битумной связке, плиты торфяные, пенополистирол ПСБ-С. Теплоизоляция присоединяется к панелям при помощи деревянного каркаса, который закрепляется к стальным закладным элементам панелей.

Горизонтальные панели крепятся к каркасу здания аналогично типовым деталям, разработанным применительно к типовым панелям серии СТ-02-31. Вертикальные панели крепятся внизу к цокольной панели, а сверху к плитам покрытия. Между собой панели соединяются стальными планками. Все закладные элементы в панелях, а также анкерные и соединительные элементы должны иметь цинковое покрытие.

Применение типовых стеновых панелей в зданиях, сооружаемых в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, регламентируется инструкцией по проектированию промышленных зданий с каркасом из сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов (серия 7-148), разработанной ЦНИИПромзданий. Панели серии СТ-02-31 длиной 6 м могут быть применены в условиях сейсмичности без конструктивных изменений и без изменений технологии их изготовления. Меняются только типовые детали крепления панелей.

12.11. ПАНЕЛИ ДЛЯ ПРОСТЕНКОВ, ФРОНТОНОВ, КАРНИЗОВ, ПАРАПЕТОВ И ПЕРЕГОРОДОК ЗДАНИЙ

Для простенков отапливаемых зданий с отдельными оконными проемами шириной 3 и 4,5 м и стенами толщиной 300 и 400 мм, для которых навесные стены не допускаются, применяются специальные панели размерами по высоте 1185 и 1785 мм (номинальные размеры 1,2 и 1,8 м) и по ширине 2980, 1890, 1730, 1480, 1140, 980, 730 мм. Панели однослойные из легких бетонов марки 50 (керамзитобетон и перлитобетон объемным весом 900—1200 кг/м³, аглопоритобетон—1000—1200 кг/м³) или из ячеистого бетона марки 35 с объемным весом 900—1000 кг/м³. Панели из легких бетонов имеют фактурные слои толщиной по 20 мм из цементно-песчаного раствора марки 100 (серия СТ-02-31, выпуск 7).

Для вставок в продольных температурных швах и вставок в местах примыкания взаимно перпендикулярных пролетов используются блоки толщиной 200, 240, 300 и 400 мм, высотой 1185 и 1785 мм, шириной 460 и 960 мм. В неотапливаемых зданиях применяются блоки из тяжелого бетона, для отапливаемых — из легких (с фактурными слоями) и ячеистых бетонов.

Торцовые стены зданий со скатными покрытиями имеют фронтоны, как правило, с наклонной верхней гранью (вдоль скатов покрытия). Для таких фронтонов применяются специальные панели трапециевидного очертания толщиной 200, 240, 300 и 400 мм, высотой 1785 и длиной 5980 и 6230 мм (серия СТ-02-31, выпуск 7); изготавливаются панели из такого же материала, как блок-вставки.

Большинство промышленных зданий проектируется с внутренним отводом воды, при этом стены имеют парапеты, которые завершаются парапетными панелями. В тех случаях, когда стены выполняются из кирпича, применяются сборные бетонные парапетные плиты длиной 490, 740 мм и шириной 400, 500 и 600 мм (серия АЭ-01-02). В некоторых зданиях, главным образом однопролетных и неотапливаемых, предусматривается наружный отвод воды. В этих случаях применяются специальные типовые железобетонные карнизные панели (серия СТ-02-34/69), сочетающие в себе элемент верхней части стены и свес покрытия.

До последнего времени внутренние стены и постоянные перегородки в зданиях выполняются большей частью из кирпича. В проектах зданий, разработанных институтами Главпромстройпроекта, доля кирпичных внутренних стен и перегородок достигала (по выборочным данным) 80%. Для применения в одноэтажных производственных зданиях, выполняемых по унифицированным габаритным схемам при отсутствии особых условий (агрессивная среда, высокая влажность, герметичность), наряду с новыми решениями облегченных перегородок из разных материалов разработаны самонесущие панельные перегородки из

сборных железобетонных панелей размерами 1,2×6; 1,5×6 и 1,8×6 м (серия 1.431-2, выпуск I, утверждена в 1968 г., включена в каталог в 1970 г.).

Перегородки по высоте делятся на две части: нижнюю с отметки — 0,030 (от верха набетонки на фундаментах) до отметки на 1,2 м ниже низа стропильных конструкций и верхнюю — до низа плит покрытия. Нижняя (основная) часть перегородок — из типовых однослойных панелей толщиной 80 мм, выполняемых из тяжелого бетона марки 200, либо из легкого бетона марки не ниже 75 плотного строения с объемным весом от 900 до 1800 кг/м³, либо из ячеистых бетонов неавтоклавного твердения марок не ниже 35 (пенобетона, газобетона, газошлакобетона) с объемным весом в сухом состоянии 800—1000 кг/м³. Заполнение швов в перегородках предусматривается цементным раствором марки 50. Верхняя часть перегородок выполняется из асбестоцементных листов по стальному каркасу. Нагрузки на перегородки: вертикальные — от собственного веса, горизонтальные — ветровые. Крепление панелей к колоннам гибкое, обеспечивающее независимость продольных деформаций панелей и каркаса здания.

12.12. ПАНЕЛИ С ОТДЕЛКОЙ ЛИЦЕВОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Панельные стены отопляемых промышленных зданий из обычных типовых панелей весьма эффективны (особенно по затратам труда), однако практика строительства и эксплуатации зданий показывает, что часто эти стены имеют неприглядный

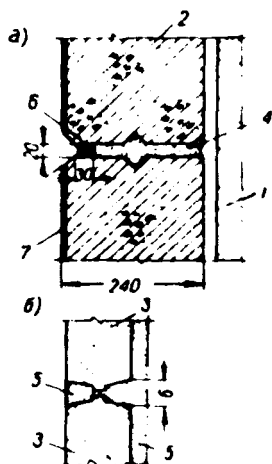


Рис. 12.8. Панели длиной 6 м из керамзитобетона с облицовкой из стеклянных плиток

а — вертикальный стык панелей; б — деталь облицовки стеклянными плитками; 1 — колонна; 2 — стенная панель (керамзитобетон); 3 — стеклянная плитка; 4 — цементный раствор стыка панелей; 5 — раствор между стеклянными плитками; 6 — мастика УМС-50; 7 — покрытие шва эмалью ХФК

внешний вид, встречаются стены с нарушенной поверхностью панелей, особенно изготовленных из ячеистого бетона. Чтобы улучшить качество стен и повысить их долговечность, требуется часто их окрашивать.

Для отдельных крупных промышленных объектов применялись панели, облицованные теми же способами, как панели гражданских зданий: облицовка крошкой (гранитной, мраморной и др.), выполняемой методом «присыпки» или «смыва», облицовка мелкой литой глазурованной плиткой или коврово-мозаичной стеклянной плиткой. Шероховатая поверхность стен, облицованных крошкой, быстро загрязняется и трудно очищается. По исследованиям, проведенным Промстройпроектом, наиболее приемлемым видом облицовки является стеклянная плитка [33].

На строительстве Волжского автомобильного завода применены однослойные керамзитобетонные панели повышенного качества, облицованные стеклянной плиткой. Размеры панелей и их армирование приняты по серии СТ-02-31. Допуск по длине и ширине принят равным ± 4 мм. Отклонение по смещению закладных деталей в плоскости панелей не более 10 мм и из плоскости не более 3 мм. Чтобы этого достигнуть, потребовалось усилить опалубочные формы типовых панелей и обеспечить надежную фиксацию закладных деталей. Внутренняя лицевая поверхность обрабатывается затирочной машинной, что повышает заводскую готовность стен под покраску внутри здания. Наружная лицевая поверхность облицована стеклянной плиткой размером $22 \times 22 \times 4,5$ мм, имеющей на боковых гранях трапециевидные выступы 0,5—1 мм (рис. 12.8).

Стеклянную мозаичную плитку на стекольном заводе наклеивали на бумагу с соблюдением швов между гранями плиток 5—6 мм и доставляли к месту изготовления панелей в виде ковриков. Коврики предварительно укрупняли, склеивая их полосами бумаги легкосмываемым клеем. После расстилки по дну поддона формы укрупненных ковров облицовки (с выдерживанием расстояния 5—6 мм между гранями плиток двух смежных ковров) на них укладывали цементный раствор толщиной 20 мм, включая толщину плитки. Марка раствора 200, морозостойкость не ниже Мрз 35, цемент марки 500, заполнитель — чистый кварцевый песок. Тепловая обработка панелей начиналась не менее чем через 3 ч после их изготовления. Швы в стенах выполнены по типовым чертежам с заполнением цементным раствором марки не менее 50 и герметизацией уплотняющей мастикой УМС-50 на глубину 30 мм в шов, с последующей покраской шва и фаски панелей за два раза эмалью ХФК. Швы со стороны помещений расшивались под «валик».

Сметная стоимость стен из таких панелей несколько выше, однако хороший внешний вид, высокие эксплуатационные качества (гладкая поверхность, удобство очистки и др.), повышенная долговечность оправдывают их применение в необходимых случаях.

13.1 СИСТЕМА КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА ИЗГОТОВЛЕНИЯ
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИИ

На каждом предприятии, выпускающем железобетонные изделия, должны быть организованы контроль производства и проверка качества выпускаемой продукции, исключая возможность поставки на строительство конструкций, не отвечающих требованиям рабочих чертежей и технических условий на их изготовление. Организация контроля и проверки качества изделий должны соответствовать общим требованиям ГОСТ 13015—67 «Изделия железобетонные и бетонные. Общие технические требования» и ГОСТ 8829—66 «Изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности и трещиностойкости», а также требованиям технических условий на данный вид изделий.

Изделия должны быть приняты отделом технического контроля (ОТК) предприятия (или специально выделенным для этой цели персоналом). ОТК кроме приемки готовой продукции периодически проверяет соответствие технологии производства установленным правилам и технологическим режимам. Отпуск изделий потребителю разрешается после того, как они будут приняты ОТК, замаркированы и на партию готовых к отпуску изделий будет выдан паспорт (или паспорта) ОТК. Пооперационный контроль производства возлагается на цеховой технический персонал, который должен отвечать за соблюдение технологической дисциплины и качество изделий. К пооперационному контролю относятся:

а) контроль качества сборки арматурных каркасов и изготовления закладных деталей с проверкой соответствия их, а также арматурной стали, из которой они изготовлены, рабочим чертежам, государственным стандартам или техническим условиям;

б) проверка размеров форм;

в) контроль за величиной натяжения арматуры предварительно напряженных конструкций в соответствии с данными, предусмотренными в рабочих чертежах и технических условиях;

г) контроль за соблюдением установленных режимов производства.

Качество исходных материалов, бетонных смесей и бетона в готовых изделиях контролирует заводская лаборатория.

При приемке ОТК готовых изделий проверяется их соответствие требованиям рабочих чертежей и государственных стандартов или технических условий, в частности контролируются:

- а) форма и размеры изделий;
- б) внешний вид и качество отделки поверхности изделий;
- в) качество арматуры, ее размещение и толщина защитного слоя бетона;
- г) качество выполнения и правильность размещения закладных деталей, монтажных петель, отверстий и др.;
- д) качество бетона, в том числе: проектная марка, а также прочность при отпуске изделий потребителю и в необходимых случаях (например, для ограждающих конструкций из ячеистых и легких бетонов) проектная марка по морозостойкости, относительная влажность;
- е) наличие и качество антикоррозионной защиты арматуры и стальных закладных деталей;
- ж) прочность, жесткость и трещиностойкость изделий — в случаях, когда это предусмотрено в государственных стандартах, рабочих чертежах конструкций или технических условиях на изделия.

Контроль качества и приемка сварной арматуры и закладных деталей производятся в соответствии с ГОСТ 10922—64.

Величина натяжения арматуры контролируется по манометру и удлинению арматуры. Рекомендуются также дополнительный контроль натяжения перед бетонированием. Этот контроль обязателен при электротермическом методе натяжения. Для контроля применяются пружинные динамометры, частотомеры или другие приборы. При механическом натяжении величина контролируемого напряжения не должна отличаться от предусмотренной в чертежах более чем на минус 5 и плюс 10%. При электротермическом натяжении предельное отклонение от заданного ни в одном из стержней не должно превышать 450—1000 кг/см^2 в зависимости от длины изделия (25—5 м).

Нужно внимательно следить за положением рабочей арматуры, ее анкерровкой, особенно растянутых элементов, качеством бетонирования насыщенных арматурой опорных и промежуточных узлов и всех элементов конструкции.

Если изделия не подвергаются контролю испытанием под нагрузкой, прочность бетона при сжатии должна быть проверена непосредственно в изделиях неразрушающими методами (с максимальными отклонениями от действительной прочности в пределах до $\pm 15\%$). Снижение прочности бетона против проектной при этом ни в одном изделии не должно быть больше 10%. Эти методы проверяются: при объеме бетона в одном изделии

1,5 м³ и более — все изделия, от 1 до 1,5 м³ — не менее 75%, от 0,5 до 1 м³ — не менее 50% изделий, изготовленных в одну смену. Одновременно проводится проверка прочности бетона по контрольным кубам, изготовленным вместе с данной партией изделий, в соответствии с указаниями ГОСТ 10180—62 и ГОСТ 11050—64.

На предприятии составляется документация по контролю качества изготовления. К такой документации относятся: журналы или другие документы, отражающие результаты контроля бетона изделий на образцах, а также качество материалов, примененных для приготовления бетона; журналы или паспорта операционного контроля изготовления конструкций; акты испытания конструкций; паспорта на конструкции (на отдельные или на партии — в зависимости от требований технических условий), выдаваемые на строительство. На предприятии-изготовителе должны также храниться сертификаты арматурных сталей, закладных частей и накладок. Основным документом для предприятия являются рабочие чертежи конструкций со всеми изменениями, внесенными проектными организациями либо предприятием по согласованию с проектной организацией — автором чертежей конструкций.

13.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО КОНТРОЛЮ ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

Оценка качества несущих конструкций по показателям прочности, жесткости и трещиностойкости, как правило, должна производиться путем их систематических выборочных испытаний в производственных условиях, которые выполняются в соответствии с ГОСТ 8829—66 «Изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

Перед началом массового изготовления (и в дальнейшем при изменении конструкции и технологии изготовления) обычно испытывается 2—3 изделия. Однако в зависимости от различных условий может потребоваться испытание большего количества образцов. В процессе производства, как правило, испытывается 1% от каждой партии, но не менее 2 шт. (условия уменьшения процента отбираемых из партии изделий оговорены в ГОСТ 8829—66).

Количество готовых конструкций (изделий) в партии для испытаний устанавливается в рабочих чертежах или в государственных стандартах на данный вид изделий. В партию не следует включать более 100 крупноразмерных конструкций, изготовленных предприятием по одной технологии. Образцы конструкций (изделий) для испытания отбирают на основе данных паспортов и внешнего осмотра, причем выбирают изделия с относительно более низкими показателями качества, чем осталь-

ные изделия в партии. Однако как в состав партии, так и для испытаний не допускается включать конструкции с такими дефектами, по которым они должны быть забракованы.

Схема испытаний конструкций составляется проектной организацией (автором конструкции) и приводится в рабочих черте-

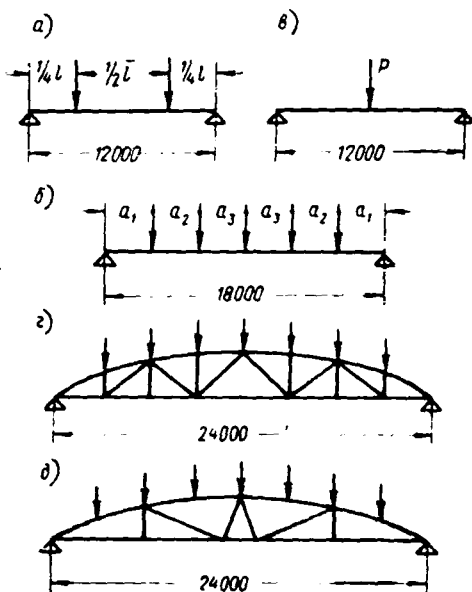


Рис. 13.1. Схемы испытания конструкций

а — стропильной балки пролетом 12 м; б — то же, пролетом 18 м; в — подстропильной балки; г — стропильной фермы без местной нагрузки, д — то же, с местной нагрузкой

можно получить при испытании эпюры изгибающих моментов и поперечных сил, наиболее близко совпадающие с соответствующими эпюрами от расчетных нагрузок. Стропильные балки пролетом 12 м, как правило, могут быть испытаны двумя — четырьмя грузами (рис. 13.1, а), а пролетом 18 м — не менее чем четырьмя грузами (рис. 13.1, б). Подстропильные балки испытывают одним грузом или двумя, поставленными один против другого посередине балки (рис. 13.1, в). Целесообразно также загружать и опорные части балок, как в натуральных условиях.

Стропильные фермы без местной нагрузки в панелях верхнего пояса следует испытывать, как правило, приложением нагрузок в узлах верхнего пояса (рис. 13.1, г); фермы с нагрузкой в панелях верхнего пояса (например, арочные фермы) испытывают с такой схемой нагрузок, при которой кроме нормальных сил создаются и изгибающие моменты, близкие к тем, которые возникают от приложения нагрузок при эксплуатации ферм

Схемы опирания и загрузки должны быть подобраны так, чтобы соотношения усилий во всех основных сечениях сплошных конструкций, а также в основных стержнях и узлах ферм были близки (отклонения не более $\pm 10\%$ проектной величины) к соотношениям максимальных расчетных усилий по огибающим эпюрам, принятым в расчете. Иногда это требует испытания конструкций при нескольких схемах.

При составлении схемы испытания балок необходимо принимать такое расположение контрольных грузов, при котором с минимальным количеством домкратов и использованием траверс и при минимальном количестве этапов нагружения

(рис. 13.1, *д*). При испытании стропильных ферм, элементы решетки которых при эксплуатационных нагрузках подвергаются значительным растягивающим усилиям, следует предусматривать такие этапы нагружения фермы и такую схему нагрузки, при которых было бы возможно проверить трещиностойкость и прочность этих элементов решетки, а также надежность анкеровки растянутой арматуры в узлах ферм [14].

Получить одновременно необходимые контрольные усилия в поясах и в раскосах ферм трудно, а поэтому предусматривают испытания фермы несколькими этапами. На первом этапе несколькими ступенями нагрузки усилия в поясах доводят до нормативных значений и проверяют трещиностойкость растянутого пояса и жесткость фермы. Если конструкция выполнена с напрягаемой проволочной или прядевой арматурой, то в первом этапе испытаний усилия в поясах доводят до нормативных и расчетных значений с целью получения наиболее полной характеристики трещиностойкости. Затем ферму выдерживают от 12 до 18 ч под нормативной нагрузкой и повторно снимают показания приборов. Если до этого нагрузка уже была равна расчетной, то, уменьшая постепенно давление в домкратах, ее снижают до нормативной.

Растянутые раскосы проверяют на втором этапе испытания фермы. Без переналадки схемы испытания и домкратов создают несимметричную, заранее рассчитанную нагрузку, при которой в проверяемых растянутых раскосах получаются на определенных ступенях нагрузки нормативные усилия, затем расчетные усилия (проверка трещиностойкости раскосов), а после этого контрольное усилие для проверки прочности раскоса. На третьем этапе испытания регулировкой домкратов сначала выравнивают нагрузку на ферму, приводя их к симметричной, а затем симметричной нагрузкой усилия в поясах ферм несколькими ступенями доводят до контрольной по прочности, а далее, если позволяют условия, нагрузки ступенями увеличивают до разрушения фермы.

Величину контрольных грузов, соответствующую показанным на схеме испытания балки или фермы, определяют, как правило, проектировщики и указывают в чертежах конструкций либо в специальных схемах испытаний. Обычно указываются следующие виды контрольных нагрузок: для проверки жесткости, образования и ширины раскрытия трещин (отвечающие нормативным), образования трещин (отвечающие расчетным), и разрушающие контрольные нагрузки для проверки прочности.

В развернутых схемах испытаний приводятся также этапы достижения этих нагрузок. При испытании конструкций в разные сроки (до проявления всех потерь предварительного напряжения) в величины контрольных нагрузок следует вносить коррективы, учитывающие возраст испытываемой конструкции (например, 7, 14, 28 или 100 суток).

Оценка прочности. Величина суммарной контрольной нагрузки, включающая собственный вес конструкции, при испытании на прочность принимается равной величине нагрузки, вызывающей в основных сечениях сплошных конструкций, элементах и узлах ферм усилия, равные максимальным усилиям от расчетных нагрузок, умноженных на коэффициент C , принимаемый в зависимости от характера разрушения по ГОСТ 8829—66. Оценку прочности конструкций производят по величине нагрузки, вызывающей одно из состояний, при которых изделие разрушается или становится непригодным для дальнейшей эксплуатации. Можно также сказать, что прочность конструкции оценивается коэффициентом

$$C = \frac{\sum P_{\text{разр}}}{\sum P_{\text{расч}}},$$

где $\sum P_{\text{разр}}$ — сумма сил (включая собственный вес) в момент разрушения или приравненного к нему состояния;
 $\sum P_{\text{расч}}$ — сумма сил от расчетной нагрузки (включая собственный вес).

Состояния в момент разрушения или непригодности к эксплуатации:

а) текучесть продольной рабочей арматуры, характеризующая прогибом конструкции на величину, превышающую $1/50$ длины пролета;

б) раздробление бетона от сжатия одновременно с текучестью продольной рабочей арматуры, характеризующейся разрушением изгибаемых элементов и ферм при прогибе, в 1,5 раза и более превышающем прогиб от контрольной нагрузки по проверке жесткости, с одновременным раскрытием трещин, нормальных к оси элемента, на величину > 1 мм; во внецентренно сжатых элементах с эксцентриситетом $e_0 < 0,4 h_0$ — с раскрытием трещин на величину 1 мм и более;

в) раздробление бетона от сжатия до достижения в растянутой арматуре предела текучести;

г) раздробление или раскалывание бетона в сжатых колоннах с эксцентриситетом $e_0 < 0,4 h_0$ и в стеновых панелях;

д) разрыв арматуры, разрушение по наклонным сечениям, разрушение из-за выдергивания арматуры или раскола торцов изгибаемых элементов и ферм, а также разрушение узлов ферм.

Конструкция из тяжелого и легкого бетона с пористыми заполнителями на цементном вяжущем считается удовлетворяющей требованиям прочности, когда величина C , определенная по данным испытания, удовлетворяет следующим условиям: при текучести продольной растянутой арматуры (п. «а») или раздробления бетона сжатой зоны одновременно с текучестью продольной растянутой арматуры (п. «б») $C > 1,4$; при раздроблении бетона

сжатой зоны до достижения растянутой арматурой предела текучести (п. «в»), разрыве арматуры, расколе бетона торцов, разрушении узлов ферм (п. «д») $C > 1,6$.

В случае разрушения хотя бы одного из отобранных в партии изделий при нагрузке меньше контрольной, но больше 85% контрольной, производят повторное испытание такого же количества изделий. Если при повторном испытании величина разрушающей нагрузки окажется не менее 85% контрольной (т. е. соответственно при $C > 1,19$ или $C > 1,36$), партия изделий считается выдержавшей испытание.

Изучая результаты испытания типовых конструкций на ряде предприятий, можно сделать выводы о соответствии работы конструкции расчету, о возможности экономии материалов и др. Если в результате повторных испытаний крупноразмерных конструкций, изготовленных без значительных превышений прочности примененных стали и бетона, величины коэффициентов C превышают требуемые на 15—20% и более, то это говорит уже об излишних запасах прочности в конструкции и о возможности некоторого снижения расхода материалов. Проектировщик должен принимать это во внимание и при необходимости пересматривать или уточнять совместно с НИИЖБ методику расчета и конструирования отдельных элементов и узлов конструкций.

Оценка жесткости. Величина суммарной контрольной нагрузки (включая собственный вес конструкции) при испытании на жесткость принимается равной нормативной нагрузке с учетом невыгодного ее расположения. Величина полного контрольного прогиба принимается равной прогибу, вычисленному при принятой для испытания схеме опирания и загрузки от кратковременного действия суммарной контрольной нагрузки.

При испытании предварительно напряженных конструкций 3-й категории трещиностойкости, проводимом ранее чем через 100 суток после их изготовления, проверку жесткости следует производить при контрольной нагрузке, увеличенной против нормативной путем умножения на коэффициент, равный отношению нагрузок, вызывающих появление трещин на день испытания и после проявления всех потерь, но не свыше 1,25 нормативной нагрузки. Контрольный прогиб вычисляют от этой увеличенной нагрузки.

Жесткость конструкций оценивают по величине измеренного прогиба после выдержки под контрольной нагрузкой. В соответствии с ГОСТ 8829—66 различают два случая:

а) конструкции, для которых расчетный прогиб от полной нормативной нагрузки с учетом дополнительного действия ее составляют $> 85\%$ предельного прогиба, определяемого по п. 4.14 главы СНиП II-V.1-62 [65];

б) конструкций, для которых расчетный прогиб менее 85% предельного.

Если измеренный прогиб хотя бы одного из испытываемых

образцов превышает контрольный для первого случая более чем на 10% (или на 20% для второго случая), но менее чем на 15% (или на 30% для второго случая), то производят повторные испытания конструкций. Партия признается годной, если величина измеренного прогиба при повторном испытании не будет превышать контрольный прогиб более чем на 15% для первого случая и более чем на 30% для второго случая.

Оценка трещиностойкости производится по двум признакам: по образованию трещин и по ширине их раскрытия. Контрольная нагрузка по образованию трещин принимается равной 1,05 нагрузки, вызывающей в основных сечениях или элементах усилия, соответствующие принятым в расчете максимальным усилиям от наиболее неблагоприятного сочетания нормативных нагрузок для конструкций 2-й категории трещиностойкости и расчетных нагрузок для конструкций 1-й категории трещиностойкости. Если конструкция испытывается в возрасте менее 100 суток, величина контрольной нагрузки корректируется с учетом потерь, проявившихся ко дню испытания, и всех потерь предварительного напряжения.

Конструкции, в элементах которых не допускается появления трещин, признаются годными, если нагрузка при появлении первой трещины в этих элементах была равна контрольной или превышала ее.

В конструкциях или их элементах, в которых допускаются трещины в стадии эксплуатации (с ненапрягаемой арматурой, 3-й категории трещиностойкости, ненапрягаемые элементы решетки ферм 1-й и 2-й категории трещиностойкости и др.) должна контролироваться ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке.

Если испытание производится до проявления всех потерь, ширину раскрытия трещин следует контролировать при скорректированной (против нормативной) нагрузке с учетом потерь, проявившихся на день испытания, и всех потерь предварительного напряжения, но не превышающей 1,25 нормативной.

Для конструкций, в которых нет специальных ограничений по ширине раскрытия трещин или в которых при эксплуатации допускается раскрытие на 0,3 мм, контрольная ширина раскрытия трещин при испытании принимается 0,2 мм. Если ширина трещин при эксплуатации не должна превышать 0,2 мм, контрольная ширина раскрытия при испытании принимается 0,1 мм. Конструкции, в которых допускается появление трещин в стадии эксплуатации, признаются годными, если при контрольной нагрузке измеренная ширина раскрытия трещин превышает контрольную величину не более чем на 50%.

13.4. СПОСОБЫ ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИИ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ

На предприятиях сборного железобетона, изготавливающих конструкции для промышленного строительства, необходимы

специальные испытательные стелды, рассчитанные на испытание унифицированных железобетонных конструкций, включенных в каталог (рис. 13.2). Основной частью испытательного стелда

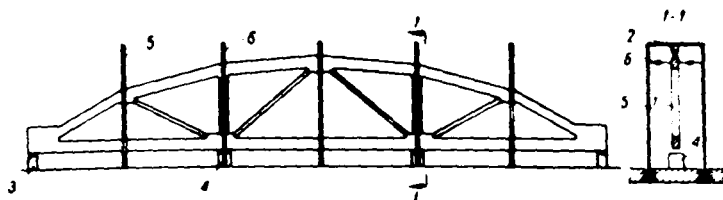


Рис. 13.2. Стелд для испытания ферм и балок в вертикальном положении

1 — испытываемая ферма; 2 — гидравлические домкраты; 3 — опоры; 4 — страховочные опоры; 5 — П-образная стойка; 6 — тяжи для крепления фермы

да является железобетонная силовая плита, заглубляемая ниже уровня пола и рассчитанная на восприятие максимальных нагрузок, возможных при испытании наиболее крупных конструкций, изготовляемых на предприятии. В силовой плите имеются две продольные щели, окаймленные стальными закладными деталями с надежной анкерровкой в массиве плиты. Эти щели служат для закрепления в них тяг в местах приложения нагрузки, где это требуется по схеме испытания. На верхнюю поверхность стелда устанавливают опорные подушки (как правило, из железобетона) под испытываемую конструкцию и вертикальные стойки для крепления к ним тяжей, предохраняющих конструкцию от потери устойчивости. Испытательный стелд оснащают набором инвентарных устройств: подвижных и неподвижных стальных опор под конструкцию, поперечных траверс, тяг и др.

[14]. Кроме того, применяют и другие устройства, необходимые для

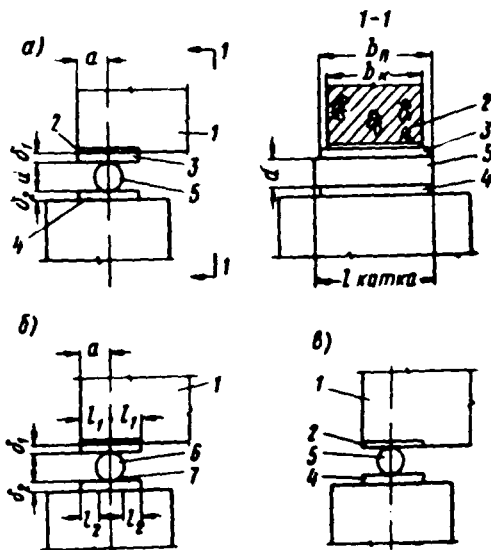


Рис. 13.3. Схемы опираний конструкций при испытании

a — подвижное; б — неподвижное; в — опорная часть испытываемой конструкции; 2 — закладной лист; 3 — подкладной лист; 4 — опорная плита под катком; 5 — подвижный каток; 6 — неподвижный каток; 7 — сварные швы

испытания конкретных конструкций согласно схеме их нагружения: подкладки под домкраты, распределительные траверсы, расчалки и др.

Испытываемая ферма, балка или плита устанавливается на две опоры, одна из которых подвижная, а другая неподвижная (рис. 13.3, а, б). Такая «классическая» схема опор отвечает условиям расчета конструкции и позволяет установить соответствующие теоретических данных фактическим. Однако для испытаний некоторых новых конструкций с целью определения работы конструкции и разрушающей нагрузки (усилия) в условиях, близких к фактическим (например, принятого опирания ферм на колонны), следовало бы имитировать эти условия.

Каток подвижной и неподвижной опоры нельзя располагать непосредственно под закладным листом опорного узла фермы или балки (рис. 13.3, в), так как толщина закладного листа для этой цели недостаточна. Следует вводить промежуточный подкладной лист необходимой толщины, определяемой по расчету. Диаметр катка также определяется по расчету в зависимости от опорной реакции при испытании конструкции до разрушения и от длины катка. Площадь промежуточных подкладных листов, передающих давление от катков, должна быть не менее площади опирания фермы или балки на оголовки колонны. Практически для испытания стропильных ферм и балок, имеющих ширину на опоре порядка 250 мм, можно рекомендовать следующие диаметры катков: при опорных реакциях на стадии разрушения от 50 Т $d=50 \div 60$ мм, при реакциях от 100 Т $d=70 \div 80$ мм и до 150 Т $d=90 \div 100$ мм. Толщина подкладного листа при этом от 30 до 80 мм.

Известны случаи, когда по ошибке фермы, имеющие в опорном узле закладную деталь с листом толщиной 10 мм, устанавливали при испытании непосредственно на каток или с подкладным листом толщиной всего 10—20 мм [41]. Это приводило к большим деформациям опорного узла и подкладных листов, преждевременному появлению трещин и разрушению узла. Известен случай преждевременного разрушения опорного узла из-за того, что на каток под опорный узел был подложен второй подкладной лист, имевший достаточную толщину, а длину значительно меньше ширины опорной части фермы. Опорная реакция передавалась на небольшой участке, что привело к разрушению опорного узла при испытании. Ошибки, подобные приведенным, искажают результаты испытания конструкций, приводят к потере времени и средств на повторные испытания.

Испытываемые конструкции нагружают усилиями от гидравлических домкратов, устанавливаемых непосредственно на конструкции либо на распределительные траверсы. Давление, создаваемое домкратами, передается на конструкцию через поперечные траверсы, тяги и анкеры, реактивное давление воспринимает железобетонная силовая плита. Продольные и поперечные

траверсы могут быть установлены в местах передачи нагрузок, а гидравлические домкраты, передающие усилия на тяги (и реактивное усилие на стенд), могут быть установлены внизу. Конструкция может нагружаться также тяговыми гидравлическими домкратами, закрепленными в пазах силовой плиты; в последнем случае нагрузка на конструкцию передается через подкладки, поперечные траверсы и тяги. При такой схеме испытания требуется большее количество домкратов, но с точки зрения безопасности и удобства проведения испытаний, а также обслуживания домкратов она более предпочтительна, чем при расположении домкратов по верху конструкции.

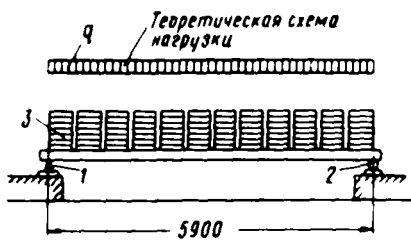
Загружение производят ступенями в соответствии с указаниями в чертежах. После приложения доли нагрузки изделие выдерживают под этой нагрузкой не менее 10 мин. После приложения контрольной нагрузки для проверки жесткости изделие выдерживают под этой нагрузкой не менее 30 мин.

Для испытания балок в вертикальном (рабочем) положении при отсутствии на предприятии стационарных испытательных стендов можно применять различные конструкции сборно-разборных стендов. Если конструкции изготавливаются на полигонах или небольших неспециализированных предприятиях, то эпизодически испытания можно вести упрощенными способами.

Известны примеры испытания балок и ферм, установленных в вертикальном положении попарно и загружаемых несколькими ярусами плит, блоков или других элементов, вес которых заранее определен опытным путем. К такому способу испытаний следует прибегать лишь в крайних случаях; при этом нельзя допускать ошибок, которые могут исказить результаты испытаний, к сожалению, еще встречающихся в практике. Так, если нижележащие крупнопанельные плиты, уложенные вплотную одна к другой, перекрываются на стыках последующими ярусами плит, то под действием сил трения может образоваться сводчатость, в результате чего давление будет передаваться на испытываемую конструкцию неравномерно и в основном ближе к опорам. В этих случаях неизбежно искажение результатов испытания.

При испытании конструкций балок и ферм непосредственным нагружением плитами (или блоками) необходимо следить за тем, чтобы между отдельными плитами оставались зазоры, а следующий ярус плит не перекрывал зазоров между плитами предыдущего яруса. Это требование относится и к испытанию плит нагрузкой из штучных материалов (чугунные чушки, кирпичи, блоки и др.); между отдельными небольшими штабелями материалов (используемых в качестве нагрузки) зазоры должны сохраняться до конца испытания даже после некоторого прогиба конструкции, чтобы предотвратить возможное образование свода из уложенных материалов и включение его в совместную работу с конструкцией. Рекомендуемое расположение нагрузки при испытании плиты покрытия показано на рис. 13.4.

Известны случаи, когда сразу испытывались стропильные и подстропильные фермы натурными грузами, в качестве которых использовались балки, установленные в местах опирания ребер плит и загруженные сверху бетонными блоками. Для этой цели на уровне земли монтировалось несколько ферм, составляющих



Расположение нагрузки на плите в плане

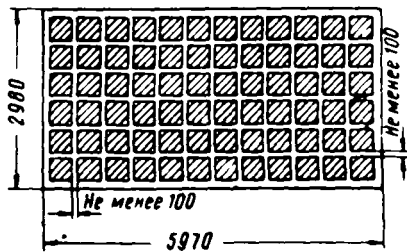


Рис. 13.4. Схема испытания плит покрытия

1 — неподвижная опора; 2 — подвижная опора; 3 — нагрузка

блок несущих конструкций покрытия, а из них испытывались лишь средние, имеющие полную нагрузку. Такие испытания стропильных и подстропильных ферм для зданий с плоской кровлей были проведены в г. Горьком.

В практике испытания ферм на предприятиях, не имеющих стационарных стендов, сравнительно широко применяли способ испытания в горизонтальном положении [2, 14, 34]. В горизонтальном положении можно испытывать одновременно две фермы либо одну. В последнем случае вторая ферма должна быть усилена (рис. 13.5). Стенд для испытания парных конструкций представляет собой горизонтальную выровненную площадку, на которой укладывают поперечные брусья либо устанавливают

ряд блоков, служащих опорными подушками. Брусья или опоры следует выверять так, чтобы их верх находился в одной плоскости. Испытываемые фермы укладывают «плашмя» по брусьям или опорным подушкам на шариковые и цилиндрические опоры, которые дают возможность свободно перемещаться фермам по направлению действия нагрузок. Конструкции укладывают в горизонтальное положение с использованием приемов и приспособлений, применяемых при кантовании, с тем чтобы предохранить фермы от появления в них трещин, выколов и других дефектов.

По опорам фермы соединяют траверсами и тягами, воспринимающими опорные реакции испытываемых конструкций. Если применяют тяги, то, учитывая их гибкость, обе опоры испытываемой фермы могут быть неподвижными и выполнены в виде металлических катков, приваренных к опорным траверсам. Нагрузка на испытываемые (испытываемую) фермы создается гидравлическими домкратами, которые устанавливают в необходимых местах в распор между верхними поясами ферм либо между распределительными траверсами.

При испытании в горизонтальном положении сразу двух конструкций, как правило, кроме испытываемой приводится в негодность еще одна ферма, иногда происходят взаимные смещения ферм вдоль пояса. Эти недостатки устраняются при устройстве специального стенда для испытания одиночных ферм в горизон-

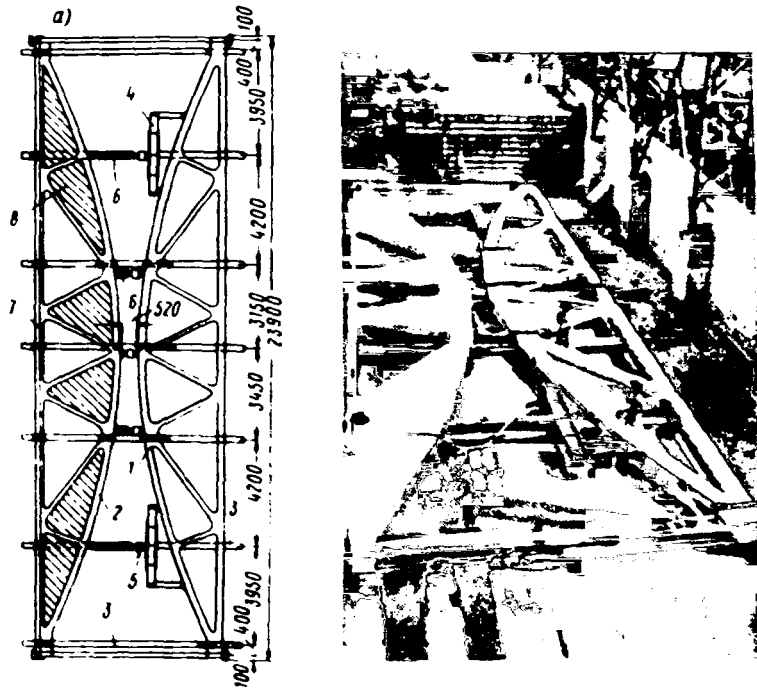


Рис. 13.5. Испытание фермы в горизонтальном положении с применением усиленной вспомогательной фермы

а — схема; б — общий вид; 1 — испытываемая ферма; 2 — усиленная вспомогательная ферма; 3 — тяж; 4 — траверса; 5 — домкраты; 6 — промежуточные стойки; 7 — усиление нижнего пояса; 8 — забетонированная часть

тальном положении, в котором ферма опирается на две опоры, а домкраты упираются в железобетонный борт стенда (рис. 13.6). Насосная станция одна, домкратами управляют с одного пульта. Стенд очень удобен, при испытании не требуется дополнительных устройств по обеспечению устойчивости фермы и безопасности работ.

При испытании конструкций в горизонтальном положении необходимо увеличивать нагрузки на всех этапах загрузки по сравнению с нагрузками, заданными для схемы испытания в вертикальном положении, на величины, компенсирующие отсутствие воздействия от собственного веса конструкции. В этом случае величины всех нагрузок в местах их приложения несколько больше, чем для схемы испытания в вертикальном положении.

Испытание подстропильных ферм имеет свои особенности, и в соответствии с заданной схемой и возможностями предприятия выбираются и свои способы испытания. Нередко при испытаниях подстропильных конструкций приходится создавать условия, более близкие к эксплуатационным. Подстропильные фермы, использованные на строительстве ряда промышленных зданий



Рис. 13.6. Испытание одной фермы в горизонтальном положении на специальном горизонтальном стенде

в Москве и имеющие опорные стойки, на которые опираются стропильные фермы, испытывали с оттягиванием стоек, чем вызывался изгибающий момент в их нижней части. Подстропильные фермы по чертежам серии ПК-01-110 испытывались на стендах в вертикальном положении с приложением нагрузок в узле понизу (от стропильных ферм) и поверху (от плит), в том числе и на крайние стойки, на которые нагрузка при испытании передавалась через траверсу (рис. 13.7).

Имеются примеры испытания подстропильных ферм по чертежам серии ПП-01-04 в горизонтальном положении попарно. Но в этих случаях фермы были обращены одна к другой не верхними поясами (как это было показано ранее для стропильных ферм), а нижними. На опорах между ними находились плиты и катки. Нижние узлы были соединены

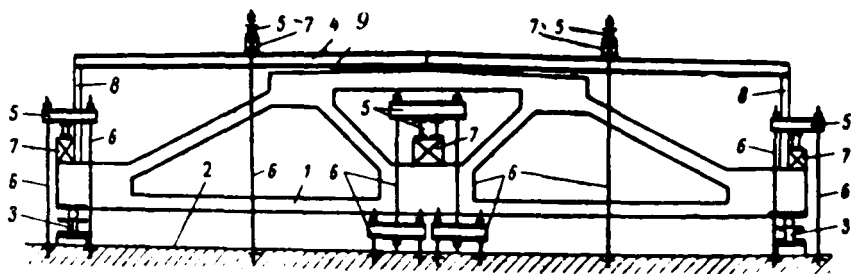


Рис. 13.7. Схема испытания подстропильной фермы серии ПК-01-110
1 — ферма; 2 — анкерная плита стенда; 3 — опоры; 4 — стальная траверса; 5 — траверсы над домкратами; 6 — тяги; 7 — домкраты; 8 — стойка подстропильной фермы

мощными тягами-захватами, одна сторона которых упиралась в узел первой фермы, а другая служила для упора домкрата. Так создавалось давление на узлы по нижнему поясу ферм. Местные нагрузки от плит по верхнему поясу создавались небольшими домкратами, упирающимися в заделанные в основание анкерные стойки, рассчитанные на усилие во время испытания порядка 10—12 T ; основные нагрузки на нижний узел в момент испытания достигали 250—300 T и передавались на обе фермы.

13.5. ОФОРМЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИИ

Во время испытания конструкций ведутся ведомости, в которых перечисляются все установленные приборы, имеющие буквенные индексы и порядковый номер: тензометры, прогибомеры, индикаторы. В ведомости испытания заносят данные о нагрузке, этап испытания, номер ступени, величину нагрузки данной ступени и суммарную на данной ступени. Во время испытаний на каждой ступени записывают показания приборов: отсчеты, снятые с приборов, по которым вычисляют разность между двумя отсчетами данной и предыдущей ступени, а затем суммы разностей отсчетов на каждом этапе нагружения. При обработке данных испытаний значения разностей показаний тензометров делят на масштаб. В ведомости записывают величины деформаций, отнесенные к базе тензометра или переносного индикатора, или абсолютные величины деформаций, определенные прогибомерами. По показаниям тензометров, установленных на арматуре конструкции, можно подсчитать величину напряжений в арматуре, перемножив относительные деформации на модуль упругости стали.

В ведомости вносят величины нагрузки, при которых появились первые трещины в балке, нижнем поясе фермы, растянутых раскосах фермы и других элементах, и величины разрушающей нагрузки. В записях отмечают особенности и отклонения в работе конструкции, отклонения от нормального хода испытаний, случайные перегрузки или снижение давления в отдельных домкратах, плохую работу отдельных приборов и др. При испытании решетчатых конструкций для правильной оценки причин появления трещин или разрушения раскосов необходимо отмечать в ведомости случайные нарушения в работе отдельных домкратов при снятии нагрузки путем спуска давления. Если часть домкратов быстро спускает давление, а один-два домкрата сохраняют давление, то в этот момент в отдельных элементах конструкции (например, в раскосах) может возникнуть усилие, во много раз превышающее усилие от эксплуатационной нагрузки.

Кроме определения величины прогибов измеряют осадку опор (либо сдвиг опор, если конструкции испытывают в горизонтальном положении). Для определения действительного прогиба конструкции из величины замеренных прогибов нужно вычесть осад-

ку опор. В общем случае действительный прогиб конструкции можно выразить формулой

$$f_a = f_{ап} - \frac{f_A L + l_a (f_B - f_A)}{L},$$

где L — расстояние в m между опорами конструкций, в которых измерена осадка;

l_a — расстояние в m от левой опоры до точки a , в которой измеряется прогиб;

f_A — осадка опоры A в mm ;

f_B — осадка опоры B в mm ;

$f_{ап}$ — прогиб в точке a в mm (по показаниям прогибомера).

В конструкциях со стержневой или прядевой арматурой, анкерующейся за счет сцепления с бетоном, желательны проверять надежность анкерования арматуры и измерять ее сдвиг в зависимости от величины нагрузки. Делается это при помощи индикаторов.

При испытании тщательно наблюдают за появлением трещин в растянутой зоне или в растянутых элементах конструкции. Трещины, обнаруженные после каждой ступени нагрузки, отмечают на поверхности бетона мягким карандашом параллельной линией, повторяющей очертание трещины, на расстоянии до 30 mm от нее. У конца линии ставятся черточка и номер ступени нагрузки либо величина усилия, при котором образовалась трещина. При новой ступени нагрузки, если трещина увеличивается, зарисовку ее продолжают, и так до конца испытания. Ширину раскрытия трещин при помощи лупы с делениями измеряют на каждом этапе для первой трещины и для нескольких других характерных трещин. Размеры трещин заносят в ведомость под номерами установок лупы. После окончания испытания тушью обводят все линии и цифры, нанесенные карандашом. Пунктиром наносят трещины, образовавшиеся от усадки и случайных повреждений. Фасады конструкции, ее фрагментов и узлов с нанесенными трещинами рекомендуется фотографировать либо зарисовывать. Целесообразно также фотографировать характер разрушения сжатой зоны конструкции.

Результаты испытаний должны быть занесены в специальный журнал, хранящийся в лаборатории предприятия-изготовителя или в ОТК. Иногда составляется краткий отчет по производственным испытаниям конструкции. В отчет включаются характеристика отобранных для испытания образцов, схема приложения и величина контрольных нагрузок для оценки жесткости, трещиностойкости и прочности конструкции, схема испытания, обоснование принятой методики испытания и расстановки приборов, графики и диаграммы измеренных деформаций и напряжений, фотографии или зарисовки характерных трещин, разрушений и др., а также выводы с оценкой прочности, жесткости и трещиностойкости испытанного образца и данной партии кон-

струкций. В приложение к отчету включаются: паспорт пооперационного контроля изготовления конструкции, ведомость конструкций, включенных в партию; схема и этапы нагружения конструкции при испытании.

13.6. ПРИЕМКА ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИИ НА МОНТАЖ

Элементы железобетонных конструкций, поступающие на монтаж, принимаются монтирующей организацией в соответствии с указаниями СНиП III-V.3-62 независимо от приемки этих конструкций ОТК завода-изготовителя. Элементы несущего каркаса здания (колонны, стропильные и подстропильные конструкции, подкрановые балки) принимаются поштучно. Отпуск и приемка сборных конструкций без паспортов запрещается.

Конструкции принимают на основе внешнего осмотра по достижении бетоном отпускной прочности, указанной в рабочих чертежах. В конструкциях не должно быть недопустимых по ширине и по месторасположению трещин, деформаций, повреждений, отклонений от проектных размеров; проверяется правильность расположения закладных деталей, монтажных петель, соответствие лицевой поверхности изделия требованиям проекта.

Сборные конструкции должны иметь риски, определяющие их оси и метки, места опирания и строповки. Метки, определяющие места опирания, а также риски, необходимые для укрупнительной сборки элементов, наносятся предприятием-изготовителем. Риски на элементах, необходимые для монтажа конструкций, наносятся монтирующей организацией. Риски наносят в виде канавок треугольного сечения или масляной краской с прочерчиванием на ней осевых линий, а на особо ответственных элементах — на специальных закладных деталях.

Конструкции, которые нельзя кантовать, и элементы с резко несимметричным армированием должны иметь соответствующую надпись, которая делается предприятием-изготовителем. Указания о нанесении рисок, меток и предупредительных надписей должны быть предусмотрены в рабочих чертежах конструкций.

Сборные конструкции, поступающие на строительную площадку, должны иметь хорошо видимую маркировку, нанесенную несмываемой краской, и клеймо ОТК предприятия-изготовителя.

При приемке конструкций на монтаж должны быть предъявлены их рабочие чертежи с внесенными в них и осуществленными изменениями и поправками (согласованными в установленном порядке), паспорта на конструкции, акты на скрытые работы, на антикоррозионную защиту закладных деталей.

Сдачу и приемку законченных монтажом конструкций оформляют актом с приложением перечисленных документов, актов испытаний (если они производились), а также материалов о геодезической проверке установленных конструкций.

14.1. ОПТОВЫЕ ЦЕНЫ НА СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ИЗДЕЛИЯ

Оптовые цены применяются при расчетах предприятий-поставщиков с организациями — покупателями железобетонных изделий.

В настоящее время действуют оптовые цены на сборный железобетон, введенные с 1 июля 1967 г. (прейскурант № 06-08), в которых была заложена нормативная прибыль в размере 10% к стоимости производственных фондов, или 14,3% к себестоимости. В 1965 г. оптовые цены в среднем были выше себестоимости сборного железобетона на 3%. В связи с общим пересмотром и повышением оптовых цен на металл (арматуру, листовую и фасонный прокат), цемент и другие материалы, а также установлением сравнительно высокой нормативной прибыли оптовые цены на железобетонные изделия в среднем повысились на 27,5% против действовавших до этого цен.

Собранные НИИ экономики строительства Госстроя СССР отчетные данные большого количества предприятий сборного железобетона за 1968—1969 гг. показали, что по отдельным конструкциям и отдельным поясам цен рентабельность оказалась несколько завышенной против заданной. Поэтому в 1969 г. было утверждено дополнение № 5 к прейскуранту оптовых цен, которым предусмотрено некоторое снижение цен на сборные конструкции для промышленных зданий и сооружений¹.

Оптовые цены прейскуранта распространяются на изделия из тяжелого, легкого и ячеистого бетона независимо от вида их армирования. Современные предварительно напряженные конструкции, как правило, имеют несколько вариантов армирования, и включение всех вариантов в прейскурант увеличило бы его объем и затруднило пользование им как при составлении смет, так и при расчетах. Поэтому в прейскурант введена только одна цена, как правило, для более дорогого варианта армирования. Колебания цен на конструкции с разной арматурой (стержневой

¹ Прейскурант № 06-08. Оптовые цены на железобетонные изделия (перездание с изменениями и дополнениями на 1 января 1970 г.).

разного класса, прядевой, проволочной) при выборочных подсчетах составляли порядка 3—6%. Естественно, что при оптимальном по стоимости армировании это может служить резервом предприятия для некоторого снижения себестоимости ряда конструкций.

Цены установлены: франко-транспортные средства (автомашина, панелевоз, фермовоз и т. д.) на территории завода-изготовителя либо франко-железнодорожная платформа (при наличии железнодорожного ввода на территории завода-изготовителя). Транспортирование и доставка изделий до станции отправления оплачиваются покупателями сверх оптовых цен. Погрузка изделий на транспортные средства производится (или оплачивается) предприятием-поставщиком.

В оптовые цены, установленные за «штуку», «квадратный метр» и «погонный метр» конструкций и деталей, не включена стоимость закладных и накладных деталей, которые оплачиваются дополнительно сверх оптовой цены (30 коп. за 1 кг), анкерных деталей (45 коп. за 1 кг) и деталей для укрупнительной сборки. Цены за «штуку» установлены в прейскуранте на конкретные марки конструкций по определенным сериям типовых чертежей.

Для аналогичных конструкций, которые приняты по другим чертежам и не имеют цен за «штуку» конкретной марки, в прейскуранте даны оптовые цены на «кубический метр». В них не включена стоимость арматуры, монтажных петель, закладных и накладных деталей, анкерных креплений и деталей для укрупнительной сборки. Поэтому оплата конструкций производится с надбавками к оптовым ценам. Размеры этих надбавок приведены в табл. 14.1.

Нетиповые изделия, не предусмотренные каталогами и типовыми чертежами, оплачиваются по соответствующим оптовым ценам на «кубический метр» или «квадратный метр» с надбавками 10% при индивидуальном заказе от 21 до 100 изделий и 30% — при заказе до 20 изделий включительно.

Оптовые цены на отдельные разовые партии железобетонных изделий, изготавливаемых в опытно и экспериментальном порядке по заказам строительных, научно-исследовательских и других

Таблица 14.1
Размер надбавок к оптовым ценам, установленным без стоимости арматуры, закладных деталей и т. д.

Класс и наименование стали	Надбавка в коп. за 1 кг	Класс и наименование стали	Надбавка в коп. за 1 кг
A-I	17	Пряди П7	
A-II	18	Закладные детали	30
A-III	19	Анкерные детали	45
A-IIIb	20	Листовой, сортовой, фасонный прокат (в составе арматуры)	17
A-IV	23		
At-IV	22		
At-V	22		
B-I	21		
B-II	32		
Пряди П7	32		

Примечания: 1. Надбавки для Амурской области, Приморского и Хабаровского краев на 2—3 коп. больше.

2. Вес монтажных петель включается в вес арматуры.

организаций, утверждаются директорами предприятий-изготовителей по согласованию с заказчиком. Эти цены выше средних оптовых прейскурантных цен на близкие по своему характеру и параметрам конструкции. Поэтому эффективные по своим показателям конструкции на первых порах оказываются дороже (что отражается на смете), чем освоенные ранее более тяжелые и с худшими показателями расхода материалов. Необходимо вовремя добиваться пересмотра цен по заводским калькуляциям, а затем и включения их в прейскурант или утверждения приемлемых временных цен.

Важной особенностью современного прейскуранта цен на железобетонные изделия является то, что в нем установлено поясное деление по уровню цен. Различные республики, края и области страны отнесены к девяти поясам. Для 1-го пояса установлены самые низкие оптовые цены, для 9-го пояса — самые высокие.

1-й пояс — Москва, а также предприятия Мосгорисполкома, размещенные в Московской области;

2-й пояс — Литовская, Латвийская и Эстонская союзные республики, Ленинград, Башкирская АССР, Брянская, Псковская области РСФСР, Ташкентская и Ферганская области Узбекской ССР;

3-й пояс — Белорусская ССР, Волгоградская, Калининградская, Московская и Тульская области РСФСР, Житомирская, Закарпатская, Луганская и Черкасская области и г. Киев УССР.

В первых трех поясах цены различаются, как правило, не более чем на 10—15%. Эти территории можно условно отнести к районам с относительно низкими ценами на сборный железобетон;

4-й пояс — Армянская, Азербайджанская, Молдавская и Таджикская союзные республики, юг Киргизской ССР, Северо-Осетинская, Татарская и Чечено-Ингушская автономные республики, Краснодарский край, Белгородская, Вологодская, Воронежская, Калужская, Куйбышевская, Ленинградская и Челябинская области РСФСР и др.;

5-й пояс — Грузинская ССР, север Киргизской ССР, Дагестанская АССР, Кабардино-Балкарская АССР, Марийская АССР, Алтайский и Ставропольский края, Владимирская, Ивановская, Калининская, Кировская, Кемеровская, Курская, Новосибирская, Орловская, Пермская, Ростовская, Рязанская, Свердловская, Смоленская, Ульяновская и Ярославская области РСФСР и др.

К 4-му и 5-му поясам относятся также почти все области УССР, за исключением вошедших в 3-й пояс и области Узбекской ССР. Эти два пояса можно отнести условно к территориям со средними ценами на сборный железобетон;

6-й пояс — Карельская АССР, Мордовская АССР, Удмуртская АССР, Чувашская АССР, Костромская и Новгородская об-

ласти, а также частично Бурятская АССР, Красноярский край, Иркутская и Томская области (последние имеют также местности, приравненные к районам Крайнего Севера, отнесенные к 9-му поясу);

7-й пояс — Калмыцкая АССР, Липецкая, Омская, Тамбовская области, Тюменская обл. и Приморский край (кроме местностей, приравненных к районам Крайнего Севера, отнесенных к 9-му поясу), Актюбинская, Джамбулская, Кызыл-Ордынская, Кокчетавская, Кустанайская, Северо-Казахстанская, Уральская и Целиноградская области Казахской ССР.

Для 6-го и 7-го поясов установлены сравнительно высокие цены;

8-й пояс — Архангельская и Мурманская области, Хабаровский край (кроме местностей, приравненных к районам Крайнего Севера, отнесенных к 9-му поясу);

9-й пояс — Коми АССР, Тувинская АССР, Амурская и Читинская области РСФСР, Гурьевская обл. Казахской ССР и местности, приравненные к районам Крайнего Севера. Цены на железобетон в 8-м и 9-м поясах настолько высоки, что это заставляет по возможности применять другие, более эффективные материалы.

Таблица 14.2

Примерное соотношение цен на железобетонные изделия (плиты, фермы) по поясам

Пояс	Средний коэффициент цен для плит	Средний коэффициент цен для ферм	Средний коэффициент цен для нетиповых конструкций «за кубический метр»
1	1	1	1
2	1,07	1	1—1,12
3	1,13	1,08	1,13—1,26
4	1,23	1,14	1,23—1,35
5	1,33	1,21	1,40—1,53
6	1,44	1,30	1,58—1,72
7	1,60	1,43	1,81—1,95
8	1,75	1,54	2—2,20
9	2,20	1,91	2,70—2,90

Таблица 14.3

Оптовые цены на некоторые конструкции покрытий массового применения за 1 шт.

Наименование и характеристика конструкций	Серия	Марка изделия (сокращ.)	Цены по поясам в руб.		
			1-А	4-А	9-А
Балки стропильные: 12 м, миним. нагрузка 12 м, максим. » 18 м, миним. » 18 м, максим. »	ПК-01-06, вып. 8*	Б-12-1	113	131	231
		Б-12-4	149	171	299
		Б-18-1	242	280	490
		Б-18-5	370	425	740
		БП-18-1	303	371	640
Балки подстропильные	ПП-01-01/064 ПП-01-03/64	БП-18-4	374	458	790
		БП-1	346	398	690
		БП-4	428	490	840
Фермы стропильные: 18 м, миним. нагрузка 18 м, средн. » 18 м, максим. » 24 м, миним. » 24 м, средн. » 24 м, максим. »	ПК-01-129	ФС-18-1	226	264	465
		ФС-18-3	330	382	670
		ФС-18-7	558	640	1110
		ФС-24-1	348	402	710
		ФС-24-4	493	567	1000
		ФС-24-11	930	1060	1840
Фермы подстропильные: миним. нагрузка максим. »	ПК-01-110	ПФ-1	302	374	660
		ПФ-4	450	560	970

Примерное соотношение цен на железобетонные изделия по поясам можно получить из сравнения цен на некоторые массовые типовые конструкции — плиты покрытий и стропильные фермы, а также на нетиповые конструкции, оплачиваемые «за кубический метр» (табл. 14.2). При этом цены для 1-го пояса приняты за единицу.

Для того чтобы иметь представление о ценах на часто применяемые конструкции в районах с низкими (1-й пояс), средними (4-й пояс) и очень высокими ценами (9-й пояс), в табл. 14.3 и 14.4 приведены выборочные данные из прейскуранта.

Таблица 14.4

Оптовые цены на типовые плиты покрытий и некоторые типы стеновых панелей за 1 шт.

Наименование и характеристика конструкций	Серия	Марка изделия (сокращ.)	Цена по поясам в руб.—коп.					
			1	4	9			
Плиты покрытий: 1,5×6; средн. нагрузка	ПК-01-111	—	33—00	28—60	50—70			
			1,5×6; максим. »	755-66/68	—	30—80	37—80	66—00
			3×6; миним. »	ПК-01-74/62	—	45—10	55—80	99—00
			3×6; средн. »	755-66/68	—	51—10	63—00	110—00
			3×12; миним. »	13-93	—	177—10	177—00	386—00
			3×12; максим. »		—	243—00	243—00	530—00
Плиты покрытий из легких бетонов: 3×6	528-68	—	54—30	65—00	98—00			
			3×6	59—50	70—00	102—00		
Панели для неотопливаемых зданий: 1,2×6	Ст. 02-31	ПСЖ-1	17—10	21—10	37—00			
		ПСЖ-3	20—10	24—60	42—60			
		ПСЖ-1	25—60	31—60	55—60			
		ПСЖ-3	31—50	38—70	68—00			
Панели из легких бетонов 1,2×6	Ст. 02-31	ПСЛ-20-1	51—60	65—00	118—00			
		ПСЛ-30-3	70—00	87—00	158—00			
		ПСЛ-20-1	78—00	98—00	178—00			
		ПСЛ-30-3	101—00	126—00	229—00			

Представляется, что большое различие цен по поясам не имеет строгих научных обоснований и не оправдывается расчетными затратами, произведенными с учетом климатических и географических особенностей. Если определить оптовые цены изделий другим способом, исходя из цен на товарный бетон и на товарную арматуру (по прейскуранту № 06-14) с учетом стоимости их переработки, изменения зарплаты и других факторов, то они не всегда будут совпадать с ценами прейскуранта № 06-08 на сборный железобетон. Последние, как правило, выше. Это указывает на имеющиеся резервы для снижения оптовых цен в дальнейшем.

14.2. ВОПРОСЫ СНИЖЕНИЯ СЕБЕСТОИМОСТИ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Оптовые цены на изделия (или их отпускная стоимость) в общем зависят от себестоимости сборного железобетона на

предприятий. За последнее время себестоимость в расчете на 1 м³ железобетонных изделий снижается в целом по стране в среднем на 0,8—1% в год. Возможно и дальнейшее снижение себестоимости изделий массового применения. При этом учитывается, что имеется и обратный процесс, приводящий к небольшому повышению себестоимости некоторых изделий и сдерживающий снижение средней себестоимости сборного железобетона в традиционном расчете на 1 м³ изделия в связи с их совершенствованием (уменьшение сечений и веса при переходе на более высокие марки бетона и др.). Экономический эффект получается в таких случаях не столько в расчете на 1 м³ железобетона, сколько на 1 м² площади здания.

Себестоимость сборного железобетона зависит от многих факторов. Рассмотрим структуру себестоимости продукции предприятий сборного железобетона, среди которой основной объем составляют плиты покрытий и перекрытий, стеновые панели, различные блоки, колонны, балки, ригели и т. п. По данным, полученные от большого количества предприятий и обобщенным НИИ экономики строительства, затраты на 1 м³ железобетонных изделий в 1969 г. в среднем составляли: на приобретение и доставку на заводы цемента 10,9%, щебня гравия и песка 8,6%, арматурной и другой стали 30,1% (т. е. всего на сырье и материалы 54,5%); на топливо и электроэнергию 6,4%; основная зарплата 9,4%; цеховые, общезаводские и внезаводские расходы 28,7%; прочие производственные расходы и потери 1%.

На основе работ и предложений НИИЖБ, НИИ экономики строительства и других институтов Госстроем СССР и строительными министерствами и ведомствами проводятся мероприятия по снижению себестоимости сборного железобетона, в результате чего должны быть снижены и оптовые цены. Прежде всего это меры, которые осуществляются в сфере организации и производства главным образом предприятиями. Вторая крупная группа мероприятий по совершенствованию конструкций входит в задачу научно-исследовательских и проектных организаций. Кроме того, имеются экономически обоснованные предложения по сокращению косвенных расходов в результате увеличения объемов производства и снижению нормативной прибыли для предприятий.

Главнейшими мероприятиями по совершенствованию технологии и внедрению новой техники на предприятиях являются: дополнительное внедрение термически упроченной арматуры классов Ат-V и Ат-VI; применение специальных цементов, электроподогрева бетонной смеси, новых режимов тепловой обработки стеновых панелей и др.; применение воздухововлекающих добавок при производстве легких бетонов, контактной рельефно-точечной сварки закладных деталей (предложение ВНИИЖелезобетона).

Среди мер по улучшению использования оборудования и про-

изводственных площадей на предприятиях сборного железобетона можно назвать следующие: установка сортировочных устройств на керамзитовых заводах, массовое внедрение бетоноукладчиков роторного типа для производства плитных конструкций, применение вибровакuumирования при изготовлении стеновых панелей, внедрение непрерывной навивки при изготовлении ряда предварительно напряженных конструкций (НИИЖБ), расширение применения автоматизации процессов тепловой обработки, внедрение новых методов и аппаратуры для пооперационного контроля и контроля неразрушающими методами.

Серьезным резервом снижения себестоимости сборного железобетона является сокращение расхода сырьевых материалов, снижение производственных потерь, сокращение радиусов доставки. Реконструкция карьеров щебня, гравия и песка должна привести к снижению стоимости и улучшению качества заполнителей. Все это может снизить к концу пятилетки затраты на 1 м³ изделий на 1—2 руб.

Из общих мероприятий по совершенствованию конструктивных решений и унификации конструкций, которые могут снизить себестоимость изделий, можно назвать следующие: более широкое применение унифицированных арматурных изделий, инвентарных монтажных петель взамен постоянных, унифицированных закладных деталей в типовых и других массовых конструкциях, повышение технологичности проектируемых изделий, оптимизация и унификация конструкций зданий и др. В расчете на 1 м³ изделий для промышленных зданий это может дать снижение порядка 0,8—1 руб.

Снижение косвенных расходов благодаря концентрации производства, ликвидации мелких и полукустарных предприятий, увеличению годового выпуска на одно предприятие по ориентировочным подсчетам НИИ экономики строительства может составить за пятилетие порядка 1,5 руб. на 1 м³.

С учетом всех намеченных мер, а также некоторого снижения нормы прибыли для предприятий по данным научно-исследовательских организаций возможно снизить стоимость железобетона за пятилетие до 15%. При самом осторожном подходе можно рассчитывать, что снижение оптовых цен на железобетонные конструкции для одноэтажных промышленных зданий возможно в размере 10%. Это подтверждается также анализом прейскуранта № 06-08, проведенным Промстройпроектом и ЦНИИПромзданий.

14.3. РАЙОННЫЕ ЕДИНИЧНЫЕ РАСЦЕНКИ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ ПО МОНТАЖУ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗДАНИЯХ

Для расчетов за работы по установке сборных железобетонных конструкций и другие связанные с этим операции при строи-

тельстве зданий и сооружений имеются единые районные единичные расценки на строительные работы¹, утвержденные Госстроем СССР для применения с 1 января 1969 г.

Расценками учтено выполнение полного комплекса работ, в том числе транспортирование конструкций от приобъектного склада в зону действия монтажного крана, подъем, установка, выверка и закрепление конструкций, сварка сопряжений, антикоррозийная защита стальных соединений масляными красками или лаками после сварки, защита стыков панелей стен и другие сопутствующие работы (установка и снятие подмостей, срезка и загибание монтажных петель и др.). Расценки даны для одноэтажных зданий высотой до 15 м (массовый случай), 25 и 35 м.

Единичные расценки дифференцированы для различных территориальных (административных) районов страны. Всего по ЕРЕР имеется 17 районов. 1—6 — большинство областей европейской части РСФСР, УССР, БССР, Молдавская ССР, Литовская ССР, Латвийская ССР, Эстонская ССР и др.; 7 — Архангельская обл., Карельская АССР; 8 и 9 — Урал, Тюменская обл.; 10 — Грузинская, Армянская и Азербайджанская ССР; 11 — Киргизская, Таджикская, Туркменская, Узбекская ССР; 12 и 13 — Казахская ССР; 14 и 15 — Красноярский край, Иркутская и Читинская области, Бурятская АССР; 16 — Дальний Восток; 17 — Мурманская обл.; 18 — Коми АССР; 19 — Алтайский край, Кемеровская, Новосибирская, Омская, Томская области.

Соотношение между единичными расценками для этих районов, группированных в рассматриваемых видах работ в 6 групп, можно оценить по данным табл. 14.5 (составленным выборочно и в среднем для фундаментов, колонн, балок, ферм, плит покрытий, стеновых панелей).

Таблица 14.5

Примерное соотношение единичных расценок на установку конструкций

Районы	Средние коэффициенты	Районы	Средние коэффициенты
1—6, 10	1	11, 12	1,09—1,11
7, 14, 15, 18	1,15—1,16	16	1,21—1,23
8, 9, 13, 19	1,10—1,13	17	1,33—1,41

В табл. 14.6 приведено сравнение стоимости некоторых массовых работ на строительстве одноэтажных промышленных зданий, исчисляемых по ЕРЕР за 1 м³ сборного железобетона по районам с самыми низкими и самыми высокими расценками, а в табл. 14.7 и 14.8 — за 1 шт. конструкций с определенными параметрами.

¹ Сборник № 11 единых районных единичных расценок на строительные работы — «Железобетонные и бетонные конструкции сборные», Стройиздат, 1968.

Таблица 14.6

Единичные расценки на некоторые массовые работы
на строительстве за 1 м³ конструкций

Состав работ и затраты труда	Расценки в руб.—коп. по районам	
	1—6,10	17
Укладка сборных фундаментов весом до 10 т под колонны на песчаное или щебеночное основание при глубине котлована до 4 м (2 чел.-часа)	4—21	5—93
Установка в стаканы фундаментов колонн прямоугольного сечения весом до 10 т (5 чел.-час.)	6—31	8—76
То же, колонн двухветвевых весом до 10 т, высотой до 15 м (6,1 чел.-часа)	8—07	11—40
То же, весом до 15 т (4,7 чел.-часа)	9—65	9—25
То же, весом до 30 т (4,2 чел.-часа)	6—14	8—61

Таблица 14.7

Единичные расценки на некоторые массовые работы
на строительстве за 1 шт. конструкций

Состав работ и затраты труда	Расценки в руб.—коп. по районам	
	1—6,10	17
Укладка фундаментных балок весом до 1,5 т (5,2 чел.-часа)	4—71	6—62
То же, весом до 6 т (6,2 чел.-часа)	7—59	10—30
Установка стропильных балок пролетом до 12 м, весом до 10 т в зданиях высотой до 15 т при шаге балок 6 м (9,1 чел.-часа)	15—10	20—80
То же, стропильных балок и ферм пролетом 18 м (14 чел.-час.)	22—90	31—70
То же, при шаге балок и ферм 12 м (14 чел.-час.)	28—00	39—40
То же, стропильных ферм пролетом 18 м, весом до 20 т при шаге ферм 12 м (14 чел.-час.)	40—80	57—30
То же, пролетом 24 м, весом до 10 т, при шаге ферм 6 м (16 чел.-час.)	27—00	37—40
То же, при шаге ферм 12 м (16 чел.-час.)	33—10	46—70
То же, весом до 20 т, при шаге ферм 6 м (17 чел.-час.)	37—20	51—40
То же, при шаге ферм 12 м (17 чел.-час.)	48—10	68—00
Установка подстропильных балок и ферм в зданиях высотой до 15 м при весе стропильных конструкций до 10 т (11 чел.-час.)	19—20	28—80
То же, при весе до 20 т (11 чел.-час.)	22—50	30—90

Таблица 14.8

Единичные расценки на работы по укладке плит покрытий за 1 плиту

Состав работ и затраты труда	Расценки в руб.—коп. по районам	
	1—6,10	17
Укладка плит размером 6×1,5 м в зданиях высотой до 15 м по конструкциям сегментного, арочного и тому подобного очертания весом до 10 т (2,7 чел.-часа)	6—13	7—76
То же, плит размером 6×3 м (3,5 чел.-часа)	6—31	8—43
То же, в зданиях высотой до 25 м	7—46	10—20
Укладка плит размером 6×3 м в зданиях высотой до 15 м по стропильным конструкциям с параллельными поясами (2,5 чел.-часа)	3—88	5—25
То же, в зданиях высотой до 25 м (2,5 чел.-часа)	4—67	6—45
Укладка плит размером 12×3 м в зданиях высотой до 15 м по конструкциям скатных покрытий весом до 10 т (7,7 чел.-часа)	13—40	17—80
То же, по конструкциям плоских покрытий (5,8 чел.-часа)	11—90	16—00
Укладка плит покрытий площадью до 10 м ² из ячеистого бетона в зданиях высотой до 15 м (3,5 чел.-часа)	6—04	8—20

14.4. ПОКАЗАТЕЛИ ДЛЯ СРАВНЕНИЯ СМЕТНОЙ СТОИМОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ КОНСТРУКЦИЙ В ДЕЛЕ

Для представления о сметной стоимости и трудоемкости отдельных видов работ (или стоимости конструкций в деле, т. е. в готовом здании) могут служить показатели, составленные Промстройпроектом (серия ИО-11-69, вып. 1), для экономической оценки проектов зданий по их элементам. Показатели составлены в ценах, введенных с 1 января 1969 г. для условий строительства в 1-м территориальном районе (по ЕРЕР), применительно к методике составления смет к типовым проектам.

В показателях учтены накладные расходы на общестроительные работы (в том числе и на монтаж сборных железобетонных

Таблица 14.9

Стоимость и трудоемкость некоторых элементов и конструкций одноэтажных зданий в деле (показатели для колонн на 1 конструкцию)

Наименование конструкций и их характеристика	Стоимость в руб.	Затраты труда в чел.-час.
Сборные фундаменты под колонны из бетона марки 200, укладываемые на нижележащие плиты, при глубине котлована до 4 м и весе блока до 10 т (за 1 м ³)	68	0,2
То же, весом до 15 т (за 1 м ³)	58	0,2
Колонны для зданий с мостовыми кранами прямоугольные типовые высотой 8,4 м, весом 5,6 т (крайних рядов) (за 1 шт.)	250	10,4
То же, весом 7,5 т (средних рядов)	346	14
То же, высотой 9,6 м, весом 7,6 т (крайних рядов)	319	14,3
То же, весом 7,1 т (средних рядов)	321	13,4
То же, высотой 10,8 м, весом 12,2 т (крайних рядов)	458	18,5
Колонны для бескрановых зданий, прямоугольные типовые высотой 7,2 м, весом 5,3 т	221	10
То же, высотой 8,4 м, весом 6,2 т	256	11,7
То же, высотой 9,6 м, весом 7 т	297	13,1
Колонны двухветвевые типовые высотой 12,6 м, весом 10,8 т (крайних рядов)	545	20,8
То же, высотой 14,4 м, весом 12,3 т	628	22,6
То же, высотой 16,2 м, весом 17,3 т	778	28,4
То же, высотой 12,6 м, весом 16 т (средних рядов)	742	25,8
То же, высотой 14,4 м, весом 21,2 т	1021	31,2
То же, высотой 16,2 м, весом 26,4 т	1276	34,8

Стоимость и трудоемкость стропильных и подстропильных балок и ферм некоторых серий (показатели на 1 конструкцию)

Наименование конструкций и их характеристика	Стоимость в руб.	Затраты труда в чел.-час.
Балки подстропильные серии ПП-01-03:		
марки БП1V-1; 2	629; 658	10,9
» БП1V-3; 4	727; 741	10,9
Фермы подстропильные серии ПК-01-110:		
марки ПФМ-1; 2	701; 753	10,9
» ПФМ-3; 4	789; 814	10,9
То же, серия ПК-01-140, марки ПФЮ-1; 2	577; 730	10,9
То же, серия ПП-01-04:		
марки РПМ-1; 2	625	10,9
» РПМ-4; 5	685	10,9
Балки стропильные серии ПК-01-06:		
пролетом 12 м, марки Б-12-1; 2	222; 238	9,3
то же, марки Б-12-3; 4	255; 270	9,3
пролетом 18 м, марки Б-18-1; 3	458—558	14,1
то же, марки Б-18-4; 5	582—649	14,1
Фермы стропильные серии ПК-01-129:		
пролетом 18 м, марки ФС-18-1; 3	404—573	14,1
то же, марки ФС-18-5; 7	716—927	14,1
пролетом 24 м, марки ФС-24-1; 3	618—783	17,3
то же, марки ФС-24-5; 7	899—1134	17,3
» » ФС-24-8; 10	1294—1356	17,3
Фермы стропильные серии ПП-01-06		
пролетом 18 м марки ФПЮ-6-18-1; 2	511—563	14,1
» 24 м » ФПЮ-12-18-1; 2	647—690	14,1

Таблица 14.11

Стоимость 1 м² некоторых видов панельных стен (затраты труда 1,1 чел.-часа на 1 м²)

Наименование конструкций и их характеристика	Стоимость в руб.—коп.
Стены неотапливаемых зданий из железобетонных панелей с крепежными элементами при скоростном напоре ветра 70 кг/м ² (для зданий до 15 м)*	9—30
Стены отапливаемых зданий из однослойных панелей (6×1,8 м) из легких бетонов объемным весом 900 кг/м ³ с двумя фактурными слоями из обычного раствора, с крепежными элементами и герметизацией швов мастикой УМС 50	
толщиной 200 мм	18—30
» 240 »	19—50
» 300 »	22—20
То же, из однослойных панелей (6×1,8 м) из ячеистых бетонов с объемным весом 700 кг/м ³ :	
толщиной 200 мм	15—30
» 240 »	16—70
» 300 »	18—70

* При высоте свыше 15 м стоимость увеличивается на 0—30 руб.

конструкций) в размере 16,5%, на металлоконструкции — 8,3% и на антикоррозионную защиту конструкций — 70% основной заработной платы; плановые накопления — в размере 6%. Показатели учитывают только построечную трудоемкость работ. В табл. 14.9, 14.10 и 14.11 приведена часть показателей для наиболее массовых и характерных элементов и конструкций одноэтажных зданий.

Стоимость стен зависит и от отделки панелей. Если отделка отличается от указанной в табл. 14.11, то стоимость 1 м² стены возрастает на следующие суммы: при декоративно-защитном слое на белом или цветном цементе — на 0,8 руб.; при облицовке керамической глазурованной ковровой плиткой — на 7,1 руб.; при облицовке керамической плиткой «Брекция» — на 3,4 руб.; при облицовке керамической глазурованной плиткой «Кабанчик» — на 9,5 руб.

14.5. ПОНЯТИЕ О ВЛИЯНИИ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ НА СМЕТНУЮ СТОИМОСТЬ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Производственные здания отличаются большим разнообразием своих параметров, технических и эксплуатационных характеристик, в том числе пролетами, высотой, типом кровли, наличием или отсутствием фонарей, температурно-влажностными и климатическими условиями, нагрузками на конструкции и т. п., а также уровнем цен на конструкции и единичных расценок по районам. Невозможно назвать сметную стоимость 1 м² здания без привязки к этим параметрам, характеристикам и району строительства. Если даже исключить здания, которые строятся в районах с особыми условиями строительства (Крайний Север и др.), то с учетом всех указанных различий сметная стоимость 1 м² площади одноэтажных производственных зданий колеблется в больших пределах — ориентировочно от 60 до 140 руб.

Если выделить производственные здания той группы отраслей промышленности, где преобладают параметры, характерные для применения железобетонных или смешанных каркасов, то можно уже говорить более определенно о конструктивном их решении и сметной стоимости. Анализ паспортов проектов, разработанных институтами Главпромстройпроекта в 1968—1969 гг., показывает, что в этой группе зданий большая часть имеет пролеты 18 и 24 м (до 80%). Здания имеют различную унифицированную высоту (до низа строительных конструкций), однако установлено, что подавляющая часть бескрановых зданий проектируется высотой 6 и 7,2 м, а зданий с мостовыми кранами — 10,8 и 12,6 м. Для таких зданий усредненная сметная стоимость 1 м² полезной площади составляет порядка 90—110 руб.

Сметная стоимость промышленных зданий складывается из стоимости работ и конструкций нулевого цикла (земляные работы, фундаменты колонн и под оборудование, тоннели, каналы), несущих и ограждающих конструкций (каркас, покрытие, стены), кровли, полов, внутренних стен и перегородок, заполнения оконных и дверных проемов, фонарей, отопления и вентиляции, внутреннего водоснабжения и др. Стоимость наружных инженерных сетей, дорог и благоустройства в стоимость отдельных зданий обычно не включается.

Какое же место занимает в сметной стоимости здания стоимость несущих и ограждающих конструкций и, в частности, сборных железобетонных (в зданиях с железобетонными каркасами)? Железобетонный или смешанный каркас одноэтажного здания с конструкциями и плитами покрытия в расчете на 1 м² здания стоит 15—20 руб. (с отделкой и окраской конструкций на 2—4 руб. больше), фундаменты под колонны стоят 1—2 руб. (при нормальных грунтовых условиях). Для сравнения можно привести стоимость других элементов на 1 м² площади зданий: полы 3—10 руб., кровля с утеплителем и стяжкой 5—9 руб., фонари с остеклением и приборами открывания 8—12 руб., подвесные пути (при двух подвесных кранах) или подкрановые балки с путями под распространенные краны 3—4 руб. на 1 м² здания (в пролетах, где они расположены). Сметная стоимость наружных стен в расчете на 1 м² площади здания зависит не только от типа стен и площади оконных проемов, но и от того, какое это здание — однопролетное, двухпролетное или многопролетное. Она колеблется в больших пределах: от 2 до 20 руб. и т. д.

Выбор конструктивных и архитектурных решений зданий производится в соответствии с эксплуатационными требованиями, исходя из целесообразности и эффективности применения конкретных конструкций и материалов, с учетом наличия соответствующих производственных баз и материальных ресурсов у министерства-подрядчика и министерства-заказчика. Экономическая эффективность устанавливается путем вариантного проектирования и сравнения технико-экономических показателей.

Для использования при вариантном проектировании институтами Главпромстройпроекта в 1970—1971 гг. составлены пособия. В них даны сметная стоимость и другие технико-экономические показатели на 1 м² площади одноэтажных промышленных зданий с часто встречающимися параметрами, выполняемых: полностью из сборных железобетонных конструкций, из стальных конструкций или в смешанных вариантах применительно к строительству в различных географических и климатических районах страны.

Показатели составлены для ряда районов промышленного строительства различных частей РСФСР (Москва, Ленинград,

Брянск, Горький, Иркутск, Мурманск, Свердловск, Уфа, Хабаровск и др.), ряда районов УССР, Казахской ССР и других республик.

При составлении показателей не было возможности охватить все разновидности зданий. Поэтому были рассмотрены наиболее распространенные типы зданий, для которых сравнение показателей может быть проведено в наиболее сопоставимых и объективных условиях. Это, в частности, отапливаемые многопролетные здания с унифицированными параметрами, пролетами 18 и 24 м, длиной и шириной по 144 м, без продольных и поперечных температурных швов (современное наиболее экономичное решение). Режим внутри здания нормальный, температура порядка 16—18° С, влажность до 60%. Часть зданий с подвесным транспортом, часть — с мостовыми кранами.

Сборные железобетонные конструкции — типовые по сериям, принятым в каталоге 1970 г. Для скатных покрытий принимались фермы по серии ПК-01-129/68, для плоских — ПП-01-02/68. Фундаменты монолитные по решениям серии 1.412-1 и 1.412-2. Подвесные пути (с учетом подвесок) и подкрановые балки под мостовые краны — стальные по типовым решениям. Фонари стальные. Утеплитель — из плитного керамзитобетона (для железобетонных плит) объемным весом 500 кг/м³, толщина — по расчету. Кровли: скатная — из трех слоев рубероида, плоская — с защитой гравием. Число типоразмеров ферм и плит покрытий в одном здании не более чем по два, число марок не более трех. Напрягаемая арматура в фермах — из высокопрочной проволоки, в плитах длиной 6 м — из стержней, в плитах длиной 12 м — из прядей. Окраска железобетонных конструкций — красками ПХВ, с устройством подмостей.

В сметной стоимости учтено также увеличение стоимости работ, производимых в зимнее время по среднегодовым процентам удорожания работ по нормам.

Здесь нет возможности проанализировать технико-экономические показатели для различных вариантов конструкций зданий и районов строительства. Понятие о методике составления и сопоставления показателей, о структуре сметной стоимости несущих железобетонных конструкций каркаса здания и ограждающих конструкций покрытия, а также о расходе материалов и затратах труда на 1 м² здания может дать табл. 14.12. В ней даны технико-экономические показатели на несущие конструкции каркаса и ограждающие конструкции покрытия для бесфундаментного здания пролетом 18 м, высотой 7,2 м с плоской кровлей и подвесным транспортом (условный шифр Б6-18-726-ПЖБ), запроектированного для условий г. Брянска: район ветровой нагрузки I, снеговой нагрузки III, расчетная температура наружного воздуха — 23° С, 2-й пояс по преискуранту № 06-08, 1-й район по ЕРЕР.

Таблица 14.12

Пример технико-экономических показателей на несущие конструкции каркаса и ограждающие конструкции покрытия здания с плоской кровлей пролетом 18 м, высотой 7,2 м с подвесным транспортом (на 1 м²)

Наименование конструкций	Расход бетона (приведенная толщина) в см	Расход стали в кг	Сметная стоимость в деле в руб.	Затраты труда на строи- тельстве в чел.-час.
Фундаменты монолитные под колонны	3,48	1	1,13	0,12
Фундаменты фахверка	0,32	0,09	0,1	0,01
Фундаментные балки	0,22	0,1	0,2	0,02
Колонны каркаса	1,29	1,22	1,48	0,06
» фахверка	0,2	0,66	0,32	0,01
Стальные части фахверка	—	0,48	0,15	0,01
Связи по колоннам	—	—	—	—
Итого на фундамента и колонны	5,5	3,6	3,38	0,23
Подстропильные фермы	1,55	2,8	2,62	0,04
Стропильные »	2,92	5,56	5,62	0,12
Связи покрытия	—	0,34	0,03	0,004
Плиты »	5,16	5,48	5,98	0,17
Бетон заливки швов	0,7	—	(вкл.)	(вкл.)
Итого на конструкции покрытия	10,3	14,2	14,25	0,32
Всего на конструкции	15,8	17,8	17,63	0,55
Утеплитель (керамзитобетон)	(10,3)	—	3,28	0,32
Цементная стяжка 15 мм	—	—	0,5	0,17
Кровля	—	—	2,97	0,61
Отделочная окраска	—	—	1,11	0,34
Подмости	—	—	0,98	1,39
Итого по перечислен- ным работам	—	—	24,77	3,38
Подвесные пути с крепле- ниями (из расчета обслу- живания 50% площади пролетов)	—	8,7	2,11	0,37
Всего с учетом под- весных путей	15,8	26,5	26,58	3,75
В том числе сборного желе- зобетона	11,4	15,9	15,84	—

Для такого же здания, как рассмотренное в табл. 14.12, но запроектированного для условий Свердловска, расход бетона составляет 15,9 см, стали — 27,2 кг, а сметная стоимость — 33 руб. (в том числе сборный железобетон 18,7 руб.) на 1 м².

В крановых зданиях пролетом 24 м со светоаэрационными фонарями эти показатели повышаются до 18—19 см, 38 кг, 35—41 руб. и т. д. В районах с высокими ценами на сборный железобетон показатели стоимости повышаются.

Здесь не представляется возможным сравнить показатели зданий, выполненных полностью из железобетонных или полностью из стальных конструкций с применением оцинкованного настила. Это сравнение содержится в работе ЦНИИПромзданий, ЦНИИПроектстальконструкции и других институтов. Можно лишь привести пример, что для упомянутых выше зданий пролетом 18 м расход стали составляет 60—65 кг на 1 м², а для пролета 24 м — порядка 70 кг. В районах с низкими ценами на сборный железобетон здания пролетами 18 и 24 м с железобетонными каркасами, как правило, дешевле (на 2—5 руб. за 1 м²), в районах со средними ценами стоимости примерно одинаковы. Там, где железобетон дорог, а также в сейсмических районах стоимость зданий из стальных конструкций существенно меньше.

Важнейшей задачей проектных организаций является выполнение задания XXIV съезда КПСС по снижению сметной стоимости строительства за счет более рациональных проектных решений. Наряду с экономией, достигаемой благодаря созданию промышленных узлов, блокированию зданий, улучшению объемно-планировочных решений и др., должна быть снижена стоимость и конструктивной части зданий. В неотопливаемых зданиях пролетами более 24 м, а также при строительстве зданий, начиная с пролета 18 м в районах с высокими ценами на сборный железобетон и в некоторых других случаях, основное снижение стоимости должно быть получено в результате перехода на стальные облегченные конструкции. Там, где железобетон конкурентоспособен со сталью, резервом снижения стоимости должно быть его совершенствование, облегчение конструкций и утеплителя.

Как показывают расчеты, эти меры позволят снизить стоимость сборных железобетонных конструкций в среднем на 1,5—2 руб. на 1 м² площади здания, а при применении комплексных плит с новыми легкими утеплителями без стяжки — еще на 1—1,5 руб. В сумме это составляет около 3% общей сметной стоимости строительно-монтажных работ.

Это будет вкладом в снижение общей стоимости строительства, которое задано в размере 3—5% Директивами XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 гг.

УКАЗАТЕЛЬ СЕРИЙ ТИПОВЫХ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ

Указатель упомянутых в книге серий типовых чертежей сборных железобетонных конструкций одноэтажных производственных зданий, утвержденных или одобренных Госстроем СССР начиная с 1953 г. (в том числе и впоследствии исключенных и замененных), серий рабочих чертежей вариантов типовых конструкций, а также чертежей конструкций повторного и опытного применения, выпущенных Промстройпроектом, ЦНИИПромзданий и другими институтами и использованных в строительстве.

Условные обозначения:

шифры серий утвержденных и одобренных Госстроем СССР типовых чертежей, действующих на 1 января 1971 г. (включенных в каталог унифицированных конструкций 1970 г.), — набраны жирным шрифтом;

шифры серий новых типовых чертежей, подготовленных и рекомендованных к утверждению (но еще не утвержденных на 1 января 1971 г. и не вошедших в каталог 1970 г.), — набраны жирным шрифтом со звездочкой (*);

шифры серий, которые не утверждались Госстроем СССР как унифицированные, но были разрешены к применению как локальные типовые чертежи (для применения в определенных районах, особо предусмотренных случаях и т. п.), — набраны обычным шрифтом и отмечены звездочкой (*);

шифры серий, которые разрабатывались и вводились институтами с новыми вариантами армирования типовых конструкций для накопления опыта, для повторного применения в специфических условиях, — набраны курсивом.

Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел	Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава
Фундаменты, фундаментные и обвязочные балки, перемычки				КЭ-01-52	I—III	1962	6. 5
				КЭ-01-52	IV и V	1964	6. 5
				КЭ-01-52	VI	1964	6. 10
				КЭ-01-52	VII	1964	6. 9
ОФ-01-01		1955	5. 3	КЭ-01-52	VIII	1965	6. 5
КЭ-01-01		1955	5. 4	КЭ-01-52	X	1968	6. 5
КЭ-01-15		1956	5. 4	КЭ-01-52	XI	1969	6. 9
КЭ-01-23	I	1958	5. 4	КЭ-01-52	XII	1970	6. 10
КЭ-01-23	II	1958	5. 4	КЭ-01-52	XIII	1968	6. 12
КЭ-01-53		1963	5. 4	КЭ-01-55	I—III	1964	6. 8
КЭ-01-58	1	1964	5. 5	КЭ-01-55	IV, V	1966	6. 9
КЭ-01-58	2	1967	5. 5	КЭ-01-56	I—III	1964	6. 7
1.415-1*	1		5. 4	КЭ-01-56	IV	1965	6. 9
				КЭ-01-56	V	1970	6. 10
				КЭ-01-60	I—VI	1969	6. 6
Колонны				КЭ-01-60	VII—XI	1970	6. 6
				КЭ-01-60	XII г	1970	6. 11
КЭ-01-06	I—IV	1956	6. 4	1. 400-1		1967	6. 11
КЭ-01-07	I—VIII	1958	6. 5	1. 400-4		1969	6. 11
КЭ-01-09	I—V	1958	6. 4	1. 424-1	I	1969	6. 6
КЭ-01-09	VI—X	1959	6. 4	1. 424-2	I	1970	6. 4
КЭ-01-48	I	1961	6. 6	Стропильные балки			
КЭ-01-49	I—III	1962	6. 4	ПК-01-03	I	1953	7. 5
КЭ-01-49	IV—V	1968	6. 4	ПК-01-05	I	1955	7. 5
КЭ-01-49	VI	1969	6. 9				
КЭ-01-49	VII	1970	6. 10				
КЭ-01-49	IX	1969	6. 9				

Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел	Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел
ПК-01-06	1	1957	7. 7	ПК-01-28	IX—XI	1961	8. 10
ПК-01-06	2	1956	7. 7	ПК-01-76	I—IV	1961	8. 11
ПК-01-06	3—7	1959	7. 7	ПК-01-76	V—VIII	1961	8. 11
ПК-01-06	8; 9	1961	7. 9	ПК-01-76*	XIV—XVII	1962	8. 11
ПК-01-06	8а	1962	7. 9	ПК-01-84	I—IV	1961	8. 11
ПК-01-06	8; 9	1961/65	7. 9	ПК-01-84	V—X	1961	8. 11
ПК-01-06	8*; 9*	1967	7. 9	ПК-01-84	XI—XII	1962	8. 11
ПК-01-06	8а; 9а	1962/66	7. 9	ПК-01-129	I—IV	1964	8. 14
ПК-01-06	Доп. к	1966	7. 9	ПК-01-129	V—VII	1965	8. 14
	8; 9			ПК-01-129	X—XIII	1966	8. 14
ПК-01-06	15	1966	7. 9	ПК-01-129 66	Доп. к II	1966	8. 14
ПК-01-06	16	1969	7. 11		и III		
ПК-01-07	1—6	1956/57	7. 6	ПК-01-129 68	I—IV	1969	8. 14
ПК-01-23	1, 2	1959	7. 7	ПК-01-129 68	Аль-	1969	8. 16
ПК-01-89	1	1960/65	7. 6		бом 3 (вы-		
ПК-01-102	1—4	1961	7. 7		пуска I)		
ПК-01-103	1—4	1961	7. 7	ПП-01-02, 62	I—VI	1962	8. 13
ПК-01-104	1—4	1961	7. 7	ПП-01-02, 64	VII—X	1965	8. 13
ПК-01-115	1	1962	7. 5	ПП-01-02 68	I—IV	1969	8. 13
ПК-01-116	I	1962	7. 9	ПП-01-06	I—III	1966	8. 13
ПК-01-116	II; III	1965	7. 9	E-728A		1959	8. 10
ПП-01-01	I—III	1962	7. 10	E-728П		1960	8. 10
ПП-01-01 64	I; II	1965	7. 10	E-741A		1960	8. 10
ПП-01-01 64	III	1966	7. 10	E-755		1960	8. 10
ПП-01-01 64	Доп. к II	1966	7. 10	E-772		1959	8. 12
ПП-01-01 68	IV	1969	7. 11	E-772П*		1960	8. 12
ВТУ-239		1955	7. 5	E-785		1961	8. 10
E-730		1958	7. 6	E-810П*		1961	8. 13
E-819		1961	7. 8	E-810/64		1964	8. 13
СК-25Б*		1959	7. 8	E-813		1961	8. 10
1002-13*	I—III	1965	7	E-817		1961	8. 12
КС-105*		1968	7. 8	E-818		1961	8. 12
1. 462-1	I—II	1970	7. 9	КС-014		1962	8. 13
1. 462 4*			7. 12	КС-014 64	I	1964	8. 13
				КС-014 64	II	1965	8. 13
				1002*		1964	8. 15
				1. 463-1	I—III	1967	8. 15
				1. 463 2	I—II	1967	8. 15
				1. 463-3	I—IV	1969	8. 15
				1. 463-4*	I—III		8. 15
Стропильные фермы							
ТЧ-85-56		1956	8. 9				
ТЧ-85-57		1957	8. 9				
ТЧ-111-56		1956	8. 9				
ТЧ-111-57		1957	8. 9				
ПК-01-03	I	1952	8. 1				
ПК-01-08	I—III	1956	8. 9	ПК-01-17	I, II	1958	9. 5
ПК-01-10		1956	8. 1	ПК-01-17	III	1958	9. 5
ПК-01-11		1959	8. 15	ПК-01-17	VII, VIII	1960	9. 5
ПК-01-16		1957	8. 9	ПК-01-17	IX	1960	9. 5
ПК-01-27	I—IV	1958	8. 9	ПК-01-17	X, XI, XII	1961	9. 6
ПК-01-27	V—VIII	1961	8. 9	ПП-01-03		1961	9. 6
ПК-01-27*	IX—XI	1961	8. 10	ПП-01-03 62	I	1962	9. 7
ПК-01-28	I—IV	1958	8. 9	ПП-01-03, 64	I	1965	9. 7
ПК-01-28	V—VIII	1961	8. 9	ПП-01-03 68	II	1969	9. 7
				Подстропильные балки и фермы			

Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел	Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел
ПП-01-04	I	1961	9.9	ПК-01-119		1962	11.9
ПП-01-04/62	I, II	1962	9.9	ПК-01-120		1962	11.9
ПП-01-04/64	I, II	1964	9.9	ПК-01-134	I—3	1966	11.7
ПП-01-04 64	Доп. к II	1966	9.9	13-93	I—III	1964	11.7
ПП-01-04	III	1966	9.9	13-100	I—III	1964	11.7
ПП-01-04 68	I	1969	9.9	223-67		1967	11.9
ПК-01-110	I	1961	9.8	528-68		1967	11.6
ПК-01-110	III	1962	9.8	755-66	I, II	1967	11.3
ПК-01-110	IV	1964	9.8	755-66 69	I, II	1969	11.3
ПК-01-110	V	1966	9.8	758-66	I, II	1967	11.6
ПК-01-110 68	I	1968	9.8	1. 465-1	1, 2	1967	11.8
ПК-01-140	I	1966	9.8	1. 465-3	1—5	1970	11.7
E-738		1959	9.6	1. 465-4	1	1969	11.8
E-773		1959	9.6	1. 465-3	6	1971	11.8
E-773П*		1960	9.6				
E-779		1959	9.8				
E-790		1959	9.8				
E-802П*		1961	9.6				
Подкрановые балки							
КЭ-01-04	I, II	1956	10.3	СТ-02-04		1958	12.5
КЭ-01-04	III, IV	1958	10.3	СТ-02-10		1959	12.4
КЭ-01-50	I, II	1962	10.4	СТ-02-10/61		1961	12.4
КЭ-01-50	III, IV	1964	10.4	СТ-02-11		1959	12.5
				СТ-02-11/62		1962	12.5
				СТ-02-12		1959	12.13
				СТ-02-12/61		1961	12.3
				СТ-02-17		1961	12.7
				СТ-02-18		1961	12.6
				СТ-02-19		1961	12.8
				СТ-02-19/61		1961	12.8
				СТ-02-19/68		1969	12.8
				СТ-02-23		1962	12.4
				СТ-02-31	1	1965	12.2
				СТ-02-31	2	1965	12.5
				СТ-02-31	3	1965	12.7
				СТ-02-31	4	1965	12.4
				СТ-02-31	6	1965	12.3
				СТ-02-31	7	1965	12.11
				СТ-02-32		1963	12.13
				СТ-02-33	1	1965	12.6
				СТ-02-33	2	1965	12.4
				СТ-02-33	3	1965	12.7
				СТ-02-34 69		1969	12.11
				575-67p		1967	12.10
				231-67		1967	12.10
				97-67p		1968	12.5
				825-66		1967	12.9
				826-66		1967	12.9
				827-66		1967	12.4
				828-66		1968	12.7
				572-68		1969	12.10
				1. 431-2	1	1969	12.11
Плиты покрытий							
ПК-01-12		1957	11.3				
ПК-01-37		1958	11.3				
ПК-01-60		1959	11.7				
ПК-01-61		1959	11.6				
ПК-01-73		1959	11.3				
ПК-01-74		1960	11.3				
ПК-01-74/62		1962	11.3				
ПК-01-75		1959	11.7				
ПК-01-88		1959					
ПК-01-92		1962	11.4				
ПК-01-99	I, II	1961	11.7				
ПК-01-99 62	I, II	1963	11.7				
ПК-01-100	I, II	1961	11.7				
ПК-01-100/62	I, II	1963	11.7				
ПК-01-106		1961	11.3				
ПК-01-111		1961	11.3				
ПК-01-112		1963	11.6				
ПК-01-117		1963	11.6				
ПК-01-118	I—III	1962	11.9				

Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел	Шифр серии	Выпуски	Год введения	Глава и раздел
1. 432-3	1	1967	12. 9	1. 400-4		1969	6. 11
1. 432-4	1,2	1967	12. 10	1. 400-6		1969	4. 6
1. 432-5*		1971	12. 3	2. 420-1*	0, 1	1971	3. 4
1. 439-1*		1971	12. 3	2. 430-5*		1971	3. 4
481-1-68		1971	12. 2	2. 460-2*	0, 1—3	1971	3. 4
Указания по применению типовых чертежей конструкций, типовые монтажные детали				2. 420-2с*		1971	6. 9
				2. 460-7с*		1971	8. 16
1. 400-1		1967	4. 7	2. 460-8с*		1971	8. 16
1. 400-2		1967	4. 4				

1. Багузов Н. П., Шишкин Р. Г. Основные условия облегчения промышленных зданий и сооружений. «Промышленное строительство», 1970, № 6.
2. Бердичевский Г. И., Волков Л. А., Волконский Ю. В., Клевцов В. А. Производство железобетонных ферм. Стройиздат, 1968.
3. Бердичевский Г. И., Сухарев Ю. Н., Комлев В. А., Якушин В. А. Предварительно напряженные железобетонные балки покрытия прямоугольного сечения. «Промышленное строительство», 1968, № 5.
4. Бердичевский Г. И., Дмитриев Ю. В., Сасонко Л. В., Медер В. А., Перебейнос Н. С., Семиглазов В. М. Совершенствование конструкций плит покрытий промышленных зданий. «Бетон и железобетон», 1970, № 8.
5. Булгаков В. С., Шишкин Р. Г. Новый тип стыка предварительно напряженных конструкций. «Бетон и железобетон», 1959, № 12.
6. Васильев Б. Ф., Богаткин И. Л., Залесов А. С., Паньшин Л. Л. Расчет железобетонных конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин. Стройиздат, 1965.
7. Васильев Б. Ф., Костюковский М. Г., Мицц Ш. И. Сборные железобетонные конструкции покрытий одноэтажных промышленных зданий. «Промышленное строительство», 1951, № 11.
8. Васильев Б. Ф., Розенблюм А. Я. Определение размеров температурных блоков одноэтажных зданий с железобетонными колоннами. «Промышленное строительство», 1968, № 2.
9. Васильев А. П., Булгаков В. С., Беликов В. А. Возможности облегчения железобетонных колонн промышленных зданий. «Промышленное строительство», 1970, № 6.
10. Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. Стройиздат, 1965.
11. Дехтяр А. И., Шишкин Р. Г. Развитие конструктивных решений для промышленного строительства за десять лет. «Промышленное строительство», 1964, № 8.
12. Клевцов В. А., Цапко Н. П. К расчету опорных узлов предварительно напряженных железобетонных ферм. «Строительное проектирование промышленных предприятий», № 2, 1965.
13. Клевцов В. А., Шишкин Р. Г. Результаты испытаний предварительно напряженных ферм с параллельными поясами. «Промышленное строительство», 1964, № 9.
14. Клевцов В. А., Петров И. А., Кодыш Э. Н. Составление схем производственных испытаний сборных железобетонных предварительно напряженных ферм. «Строительное проектирование промышленных предприятий», инф. вып. № 2, 1968.
15. Костюковский М. Г. Пути облегчения типовых железобетонных конструкций промышленных зданий. «Промышленное строительство», 1970, № 6.
16. Либерман А. Д., Белинский И. А., Козлов В. Ш., Свешников Г. В. Опыт применения предварительно напряженных арок пролетом 36 м из бетона марки 600. «Промышленное строительство», 1968, № 12.

- У
17. Маландина И. Б., Шишкин Р. Г. Предварительно напряженные балки покрытий пролетом 18 м со стержневой арматурой, натягиваемой методом электронагрева. «Строительное проектирование промышленных предприятий», сб. № 4, 1960.
18. Матвеев К. М. Расчет предварительно напряженных железобетонных ферм с учетом жесткости узлов. «Строительное проектирование промышленных предприятий», сб. № 2, 1962.
19. Матвеев К. М. Статически неопределимые предварительно напряженные железобетонные фермы. «Строительное проектирование промышленных предприятий», сб. № 1, 1967.
20. Матвеев К. М., Клевцов В. А., Селихатов Е. А., Лосев В. В. Железобетонные подстропильные фермы с регулированием усилий. «Бетон и железобетон», 1967, № 2.
21. Михайлов К. В., Бердичевский Г. И., Михайлов В. Г., Костюковский М. Г., Рождественский И. И. Эффективность сборных железобетонных покрытий одноэтажных производственных зданий. «Бетон и железобетон», 1969, № 3.
22. Михайлов К. В., Михайлов В. Г. Основные направления технического прогресса железобетона в 1971—1980 гг. «Бетон и железобетон», 1970, № 1.
23. Мизернюк Б. Н., Рыбаков Ю. Д. Примеры устранения дефектов в панелях покрытий и перекрытий. «Промышленное строительство», 1970, № 1.
24. Никитин И. В., Шишкин Р. Г., Петрова Т. Г. Беспрогонные покрытия промышленных зданий с крупнопанельными плитами. Техническая информация Промстройпроекта, Госстройиздат, 1952.
25. Никитин И. В., Шишкин Р. Г. Предварительно напряженные железобетонные фермы пролетом 27 м с пучковой арматурой для покрытий цехов электролиза. Техническая информация Промстройпроекта, № 7, 1956.
26. Поваляев М. И., Беляев Н. С., Лохин П. М. Опыт применения комплексных панелей покрытий. «Промышленное строительство», 1967, № 11.
27. Петров И. А., Кодыш Э. Н., Фрадкин С. А. Новые типовые железобетонные фермы для покрытий одноэтажных промышленных зданий. «Промышленное строительство», 1970, № 6.
28. Ратц Э. Г., Цейтлин Ш. Ю. Производство крупных железобетонных конструкций в силовых формах с электротермическим натяжением арматуры. «Строительство и архитектура Москвы», 1963, № 4.
29. Раша К. Н. Причины обрушения стропильной фермы пролетом 18 м. «Бетон и железобетон», 1970, № 3.
30. Ушаков Н. А., Очеретянный С. Оптимизация сортаментов типовых железобетонных конструкций. «Промышленное строительство», 1968, № 7.
31. Фрадкин С. А. Типовые предварительно напряженные балки для покрытий производственных зданий. Сборник «Сборные железобетонные конструкции». ЦБТИ Минстроя РСФСР, 1958.
32. Цалалхли М. С., Замираев А. В. Эффект укрупнения шага колонн в зданиях. «Промышленное строительство», 1967, № 8.
33. Шевелев А. С. Новые конструкции стен промышленных зданий Волжского автомобильного завода. «Строительное проектирование промышленных предприятий», инф. вып. № 1, 1970.
34. Шишкин Р. Г. Результаты опытного изготовления и испытания напряженно армированных арочных ферм. Техническая информация Промстройпроекта, № 4, 1957.
35. Шишкин Р. Г., Мизернюк Б. Н., Бальнов М. И. Опыт изготовления и применения предварительно напряженных арочных ферм с пучковой арматурой. «Бетон и железобетон», 1958, № 4.
36. Шишкин Р. Г., Матвеев К. М. Железобетонные фермы с предварительно напряженным нижним поясом без применения анкеров. «Бетон и железобетон», 1959, № 11.

37. Шишкин Р. Г., Матвеев К. М. Практический способ статического расчета железобетонных арочных ферм. «Строительное проектирование промышленных предприятий», сб. № 5, 1960.

38. Шишкин Р. Г. Предварительно напряженные конструкции промышленных зданий с плоской кровлей в Москве. «Строительное проектирование промышленных предприятий», сб. № 1, 1961.

39. Шишкин Р. Г. Предварительно напряженные конструкции с электротермическим натяжением арматуры. «Строительное проектирование промышленных предприятий», сб. № 4, 1961.

40. Шишкин Р. Г. Типовые конструктивные решения одноэтажных промышленных зданий с плоской кровлей. «Промышленное строительство», 1962, № 11.

41. Шишкин Р. Г. Об одной ошибке при контрольных испытаниях сборных железобетонных ферм и балок. «Промышленное строительство», 1964, № 3.

42. Шишкин Р. Г. Экономическое обоснование — необходимое условие развития сборного железобетона. «Промышленное строительство», 1966, № 5.

43. Шишкин Р. Г. Унификация арматурных изделий для типовых железобетонных конструкций. «Промышленное строительство», 1967, № 7.

44. Яковсон Я. М. Производство сборных железобетонных конструкций для промышленного строительства. Стройиздат, 1966.

45. Гершанок Р. А. Сборные железобетонные безраскосные фермы в промышленном строительстве. «Строительное проектирование промышленных предприятий», инф. вып. № 5, 1969.

46. Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (И 148-52/МСПТИ). Госстройиздат, 1953.

47. Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (СН 10-57). Госстройиздат, 1958.

48. Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций (СН 15-57). Госстройиздат, 1958.

49. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. Стройиздат, 1968.

50. Инструкция по технологии предварительного напряжения стержневой, проволочной и прядевой арматуры железобетонных конструкций электротермическим и электромеханическим способами. НИИЖБ. Госстройиздат, 1962.

51. Инструкция по технологии изготовления и установке стальных закладных деталей в сборных железобетонных и бетонных изделиях (СН 313-65). Стройиздат, 1965.

52. Инструкция по монтажу сборных железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений (СН 319-65). Стройиздат, 1965.

53. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ 123-55).

54. Основные направления повышения технического уровня и снижения сметной стоимости строительства зданий и сооружений промышленности и транспорта. Госстройиздат, 1960.

55. Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий (СН 223-62).

56. Основные положения по проектированию промышленных зданий с каркасом из сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов (СН 214-62).

57. Рекомендации по проектированию конструкций из легких бетонов. НИИЖБ. Стройиздат, 1970.

58. Руководство по применению арматурных прядей и канатов в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. НИИЖБ. Стройиздат, 1966.

59. Руководство по перевозке железнодорожным транспортом сборных крупногабаритных железобетонных конструкций промышленного и жилищного строительства. Стройиздат, 1967.

60. Руководство по проектированию железобетонных конструкций без предварительного напряжения. ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. Стройиздат, 1968.
61. Строительные нормы и правила. СНиП II-A.4-62. «Единая модульная система в строительстве. Основные положения проектирования». Госстройиздат, 1962.
62. СНиП I-A.3-62. «Применение модульной системы при назначении размеров строительных изделий и сборных конструкций». Госстройиздат, 1963.
63. СНиП II-A.10-62. «Строительные конструкции и основания. Основные нормы проектирования». Госстройиздат, 1961.
64. СНиП II-A.11-62. «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования». Госстройиздат, 1962.
65. СНиП II-B.1-62. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». Госстройиздат, 1962.
- 65*. СНиП II-B.1-62*. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования», переиздание с изменениями и дополнениями. Стройиздат, 1970.
66. СНиП II-B.1-62*. «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования». Стройиздат, 1964.
67. СНиП I-B.5-1-62. «Железобетонные изделия для зданий». Госстройиздат, 1963.
68. СНиП III-B.3-62. «Бетонные и железобетонные конструкции сборные. Правила производства и приемки монтажных работ». Госстройиздат, 1963.
69. Технические условия на сварную арматуру для железобетонных конструкций (ТУ 73-56/МСПМХП). Госстройиздат, 1956.
70. Технические условия на семипроволочные стальные пряди для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций (ЧМТУ/ЦНИИЧМ 426-61). Госстройиздат, 1962.
71. Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента и по рациональному применению сборных железобетонных и металлических конструкций в строительстве (ТП 101-65). Стройиздат, 1966.
72. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов (ТП 101-70). Стройиздат, 1970.
73. Указания по назначению режимов по тепловой обработке предварительно напряженных конструкций, изготавливаемых по стеновой технологии. НИИЖБ. Стройиздат, 1964.
74. Указания по технологии производства арматурных работ в промышленном и гражданском строительстве. ВНИИОМТП. Госстройиздат, 1962.
75. Указания по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций (СН 262-67). Стройиздат, 1968.
76. Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов и ячеистого силикальцита (СН 287-64). Стройиздат, 1964.
77. Указания по определению нагрузок от подвесных краев (СН 355-66). Стройиздат, 1966.
78. Указания по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций (СН 393-69). Стройиздат, 1969.
79. Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры (СН 390-69). Стройиздат, 1969.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
<i>Предисловие ко второму изданию</i>	3
Введение	4
Глава 1. Объемно-планировочные решения	11
1.1. Типы зданий. Основные требования к решениям зданий	11
1.2. Сетка колонн, шаг стропильных конструкций	13
1.3. Унификация объемно-планировочных решений и схем зданий	15
Глава 2. Конструктивные схемы зданий	20
2.1. Схемы каркасов зданий	20
2.2. Конструктивные схемы покрытий	21
2.3. Жесткость и устойчивость каркаса здания и конструкций покрытия, решение связей	34
Глава 3. Основные положения по унификации конструкций	46
3.1. Модульная система. Номинальные и конструктивные размеры элементов	46
3.2. Привязка разбивочных осей и конструкций	49
3.3. Унификация нагрузок	53
3.4. Унификация сопряжений элементов конструкций	56
3.5. Унификация элементов	58
Глава 4. Основные положения проектирования сборных железобетонных конструкций	60
4.1. Нормы проектирования	60
4.2. Арматурные стали	61
4.3. Назначение арматурной стали для конструкций, эксплуатируемых при различных расчетных температурах	66
4.4. Армирование сборных железобетонных конструкций. Унификация арматурных изделий	69
4.5. Вопросы проектирования предварительно напряженных железобетонных конструкций	74
4.6. Закладные детали	78
4.7. Требования к конструкциям зданий с агрессивными средами	82
4.8. Требования к конструкциям зданий, сооружаемых в сейсмических районах	85
4.9. Требования к транспортированию и складированию конструкций	86
Глава 5. Фундаменты и фундаментные балки	88
5.1. Нулевой цикл работ	88
5.2. Типы фундаментов и область их применения	90
5.3. Вопросы проектирования сборных фундаментов	92
5.4. Фундаментные балки	95
5.5. Обязочные балки и перемычки	99
Глава 6. Колонны	101
6.1. Типы колонн и область их применения	101

	Стр.
6.2. Особенности статического расчета колонн	103
6.3. Основные вопросы конструктивного решения колонн	108
6.4. Типовые колонны прямоугольного сечения для зданий без кранов и с кранами	112
6.5. Типовые двухветвевые колонны для зданий с мостовыми кранами	119
6.6. Типовые двухветвевые колонны для зданий с проходами в уровне подкрановых балок	124
6.7. Типовые двухветвевые колонны для зданий без кранов и с подвесным транспортом	127
6.8. Типовые колонны торцовых и продольных фахверков	128
6.9. Типовые колонны для зданий, возводимых в сейсмических районах	130
6.10. Типовые колонны для зданий с увеличенными температурными блоками	133
6.11. Типовые колонны для зданий с агрессивной средой	135
6.12. Работы по дальнейшему совершенствованию колонн	137
Глава 7 Стропильные балки	140
7.1. Область применения балок	140
7.2. Основные положения по назначению габаритных размеров и статическому расчету балок	142
7.3. Основные положения расчета балок по прочности, жесткости, образованию и раскрытию трещин	144
7.4. Выбор очертания и конструирование балок покрытий	148
7.5. Балки с ненапрягаемой арматурой	155
7.6. Балки с пучковой и стержневой арматурой, натягиваемой на бетон	157
7.7. Балки со стержневой и проволочной арматурой, натягиваемой на опоры (по чертежам первых разработок)	160
7.8. Балки со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим способом (по чертежам первых разработок)	163
7.9. Типовые балки со стержневой, проволочной и прядевой арматурой для зданий со скатной кровлей	166
7.10. Типовые балки со стержневой, проволочной и прядевой арматурой для зданий с плоской кровлей	169
7.11. Типовые балки для зданий с сильноагрессивной средой	173
7.12. Новые разработки стропильных балок	174
Глава 8 Стропильные фермы	179
8.1. Область применения и типы стропильных ферм	179
8.2. Особенности сбора нагрузок при расчете ферм	182
8.3. Основные положения статического расчета ферм	184
8.4. Основные положения по расчету элементов ферм на прочность	190
8.5. Вопросы расчета ферм по образованию или раскрытию трещин и по деформациям	192
8.6. Основные условия назначения габаритных размеров ферм и размеров сечений и их элементов	194
8.7. Конструирование ферм и их элементов	197
8.8. Особенности конструирования стыков ферм	208
8.9. Фермы с пучковой и стержневой арматурой, натягиваемой на бетон	212
8.10. Фермы с проволочной и стержневой арматурой, натягиваемой на опоры	218
8.11. Фермы из линейных элементов	223

	Стр.
8.12. Фермы со стержневой арматурой, натягиваемой электро-термическим способом	226
8.13. Типовые фермы с параллельными поясами для покрытий зданий с плоской кровлей	228
8.14. Типовые сегментные фермы для покрытий зданий со скатной кровлей	232
8.15. Безраскосные предварительно напряженные фермы и арки	237
8.16. Применение типовых ферм в сейсмических районах	245
Глава 9. Подстропильные конструкции	246
9.1. Область применения и типы подстропильных конструкций	246
9.2. Основные положения по статическому расчету подстропильных конструкций	248
9.3. Назначение габаритных размеров подстропильных конструкций и их сечений	252
9.4. Особенности конструирования подстропильных балок и ферм	253
9.5. Подстропильные конструкции с пучковой арматурой	260
9.6. Первые подстропильные конструкции с натяжением арматуры на упоры	262
9.7. Типовые подстропильные балки с арматурой, натягиваемой на упоры	265
9.8. Типовые подстропильные фермы для зданий со скатной кровлей	267
9.9. Типовые подстропильные фермы для зданий с плоской кровлей	271
9.10. Подбор типовых подстропильных конструкций при проектировании зданий	273
9.11. Экспериментальные разработки подстропильных ферм	274
Глава 10. Подкрановые балки	276
10.1. Область применения	276
10.2. Вопросы проектирования подкрановых балок	277
10.3. Опыт применения подкрановых балок первых разработок	279
10.4. Типовые подкрановые балки	280
10.5. Варианты подкрановых балок на основе типовых решений	283
10.6. Крепление подкрановых балок и крановых рельсов	284
Глава 11. Плиты покрытий	287
11.1. Типы плит покрытий	287
11.2. Сведения по расчету и конструированию плит	288
11.3. Типовые железобетонные плиты длиной 6 м	290
11.4. Типовые однослойные плиты длиной 6 м из ячеистых бетонов	296
11.5. Типовые ребристые плиты длиной 6 м с полкой из ячеистых бетонов	297
11.6. Типовые плиты длиной 6 м из легких бетонов	298
11.7. Типовые железобетонные плиты длиной 12 м	300
11.8. Типовые плиты с отверстиями для легкосбрасываемых кровель и других особых случаев применения	307
11.9. Комплексные плиты	308
11.10. Экспериментальные конструкции плит покрытий	312
Глава 12. Стеновые панели	315
12.1. Применение панелей в строительстве одноэтажных производственных зданий	315
12.2. Типы панелей и область их применения	317
12.3. Конструктивные решения панельных стен	318
12.4. Панели длиной 6 м для неотапливаемых зданий	321

	Стр.
12.5. Однослойные панели длиной 6 м из ячеистых бетонов для отапливаемых зданий	324
12.6. Однослойные панели длиной 6 м из легких бетонов для отапливаемых зданий	326
12.7. Трехслойные панели длиной 6 м для отапливаемых зданий	327
12.8. Панели длиной 12 м для неотапливаемых зданий	329
12.9. Панели длиной 12 м для отапливаемых зданий	330
12.10. Панельные стены зданий, рассчитанные на эксплуатацию в особых условиях	333
12.11. Панели для простенков, фронтонов, карнизов, парапетов и перегородок зданий	336
12.12. Панели с отделкой лицевой поверхности	337
Глава 13. Контроль прочности, жесткости, трещиностойкости конструкций и качества изготовления	339
13.1. Система контроля качества изготовления сборных железобетонных конструкций	339
13.2. Основные положения по контролю прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций	341
13.3. Контрольные нагрузки и оценка результатов испытания	344
13.4. Способы испытания конструкций на предприятиях	346
13.5. Оформление результатов испытания конструкций	353
13.6. Приемка элементов сборных конструкций на монтаж	355
Глава 14. Вопросы экономики применения сборных железобетонных конструкций	356
14.1. Оптовые цены на сборные железобетонные изделия	356
14.2. Вопросы снижения себестоимости сборного железобетона	360
14.3. Районные единичные расценки на строительные работы по монтажу сборных железобетонных конструкций в зданиях	362
14.4. Показатели для сравнения сметной стоимости и трудоемкости конструкций в деле	365
14.5. Понятие о влиянии технико-экономических показателей несущих и ограждающих конструкций на сметную стоимость производственных зданий	367
<i>Указатель серий типовых рабочих чертежей</i>	372
<i>Литература</i>	376

Шишкин Ростислав Григорьевич

**СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

2-е издание

• • •

*Стройиздат
Москва, К-31, Кузнецкий мост, д. 9*

Редактор издательства И. С. Бородин
Вн. оформление художника А. А. Олендского
Технический редактор Г. Д. Наумова
Корректоры Г. А. Лебедева, С. Г. Левашова

Сдано в набор 30/XII 1970 г. Подписано к печати
28/VI 1971 г. Т-07693. Бумага 60X90^{1/16} д. л. —
12 бум. л. 24 печ. л. (уч.-изд. 24,9 л.)
Тираж 11 000 экз. Изд. № А. VI—1728. Зак. № 36.
Цена 1 р. 39 к.

Владимирская типография Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б.



Цена 1 р. 39 к.