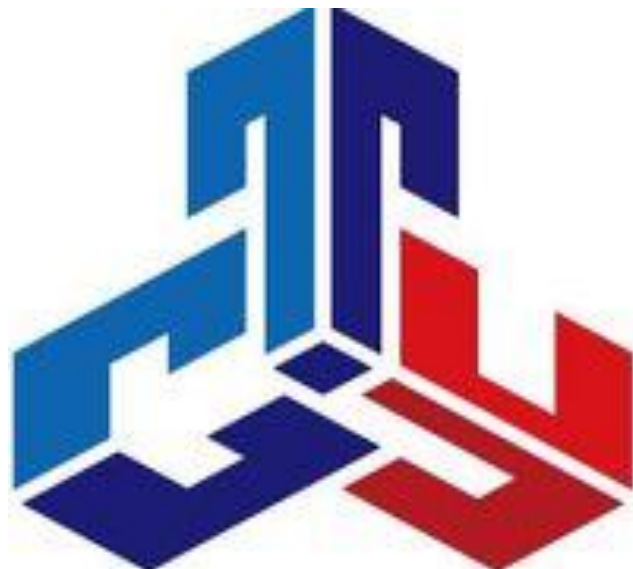


**СОВРЕМЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**



**ОСНОВЫ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Рязань

2018

УДК 725.4:624.01

ББК 38.4

О75

Основы архитектуры и строительных конструкций: учебное пособие/ сост. Суворова Н.А., Викулов А.Ф., Совр. техн. универ-т. – Рязань, 2018. – 83с. – 50 экз.

Рецензент: к.х.н., доц., нач. ПТО ООО «Экотранс» Никандров Г.А.

Рассмотрены вопросы проектирования и расчета элементов промышленных зданий с алгоритмическим подходом к изложению материала. Приведены сведения об архитектуре зданий и способах решения несущих и ограждающих конструкций. Изложена методика конструирования и расчета железобетонных, металлических, каменных и деревянных элементов (балок, ферм, колонн, фундаментов и т.д.).

Учебное пособие предназначено для студентов-бакалавров

*Печатается по решению Ученого Совета  
Современного технического университета.*

УДК 725.4:624.01

ББК 38.4

О75

© Н.А. Суворова, А.Ф. Викулов

© Современный технический университет, 2018

## Введение

Вопросы проектирования новых промышленных зданий и реконструкции действующих становятся значимыми в связи с перевооружением промышленности в эпоху быстро меняющихся технологий и перебазированием предприятий из центральных районов в периферийные.

Знание основ архитектуры и строительных конструкций необходимо для инженеров строительного профиля, в том числе инженеров-автомобилистов, связанных с созданием и эксплуатацией гаражей, ремонтных мастерских, автовокзалов, складских помещений и других объектов автотранспортных предприятий.

В комплекс вопросов проектирования промышленных зданий входят как понятия архитектуры ансамблей, зданий и интерьеров, так и типизации с расчетом конструктивных элементов зданий. При этом, с одной стороны, появляется множество специфических понятий и терминов, а также графических форм, которые необходимо освоить, и, с другой стороны, возникает множество достаточно сложных расчетных методик, таблиц и формул, которые нужно понять и применять на практике. Таким образом, приводимый учебно-методический материал является комплексным, связанным с графикой и расчетом.

В настоящее время в области графических построений и расчетов широко применяется вычислительная техника, для которой разработаны программы типа AutoCAD с архитектурными надстройками и комплексы программ, реализующих методику расчета конструкций с применением СНиП (Проснип, NormCAD). Это обстоятельство накладывает дополнительные требования к форме изложения материала, который должен быть приближен к машинной реализации путем формализации и алгоритмизации. (Основным требованием направления структурного программирования является слоган «Программа должна быть понятна человеку, а не только машине».) В связи с этим в данном пособии все формулы изложены с учетом требований вычислительной техники (идентифицированы переменные с упразднением греческого алфавита, подстрочных и надстрочных индексов, а также применена строчная запись формул с использованием операций<sup>1</sup> и элементарных функций алголоподобных языков высокого уровня). Все это позволит студентам приблизиться к использованию вычислительной техники в их профессиональной деятельности.

---

<sup>1</sup> В частности, приняты следующие знаки: + (плюс – сложение), - (дефис – вычитание), \* (звездочка – умножение), / (наклонная линия – деление); при разрыве (переносе) части формулы математический знак не повторяется.

## **1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗДАНИЯХ**

### **1.1. Здания и сооружения, их классификация**

Здание – инженерное сооружение, состоящее из конструкций, реализующих несущие и (или) ограждающие функции, предназначенное для проживания или пребывания людей, выполняющих различного рода технологические процессы. Сооружение – инженерный объект, предназначенный для выполнения каких-либо технических задач (мост, тоннель, трубопровод и пр.).

Здания подразделяются на гражданские (жилые, общественные) и промышленные.

Промышленные здания по назначению подразделяются на следующие группы:

производственные (с основными технологическими процессами: мартеновскими, прокатными, металлообрабатывающими, сборочными и т. д.);

подсобно-производственные (со вспомогательными процессами: ремонтными, инструментальными, тарными и пр.);

энергетические (ТЭЦ, компрессорные, газогенераторные и др.);

транспортные (гаражи, депо и т. п.);

складские (хранение сырья, готовой продукции, топлива и пр.);

санитарно-технические (обслуживание сетей водоснабжения, канализации, а также защита окружающей среды);

административные и жилые.

К специальным сооружениям промышленных зданий относятся дымовые трубы, эстакады, градирни, резервуары, мачты и пр.

Различают три класса ответственности зданий:

1-й класс составляют здания, имеющие особо важное хозяйственное и (или) социальное значение (главные корпуса ТЭЦ, АЭС, дымовые трубы высотой более 200 м);

2-й класс – здания, имеющие важное значение;

3-й класс – здания с ограниченным значением (склады, опоры связи и освещения).

По капитальности промышленные здания подразделяются на четыре класса (с наивысшими требованиями, предъявляемыми к 1-му классу). Для каждого класса установлены эксплуатационные качества (сетка колонн, характеристики технологического оборудования, удобство для работающих), долговечность (соответственно не менее 100, 50, 20 лет и отсутствие нормирования), огнестойкость (с пределом огнестойкости REI, характеризуемым несущей способностью, целостностью и теплоизолирующей способностью).

Здания и помещения имеют несколько категорий пожарной и взрывопожарной опасности используемых в производстве веществ и материалов.

По архитектурно-конструктивным признакам промышленные здания подразделяются на одноэтажные (однопролетные и многопролетные), многоэтажные и смешанной этажности. 75 % производств размещается в одноэтажных зданиях.

## **1.2. Стандартизация, типизация и унификация, модульная система**

Стандартизация, типизация и унификация – род деятельности, направленной на выработку обязательных или рекомендуемых однообразных решений.

Стандартизация связана с выработкой обязательных к применению документов (ГОСТ, ОСТ, СНиП), устанавливающих требования к материалам, металлическому прокату, допустимым параметрам среды (освещенность, теплопроводность, влажность), методикам расчета, составам документации, способам оформления и прочим основополагающим элементам.

Типизация строительных конструкций (колонн, балок, ферм, плит покрытия, стеновых плит, оконных и дверных проемов, фонарей и т. д.) сопровождается выпуском чертежей серийных изделий, справочных материалов, альбомов чертежей и прочей документации рекомендательного характера.

Унификация зданий и сооружений носит отраслевой характер, тесно связанный с технологическими требованиями (автовокзал, гараж, металлообрабатывающее предприятие, предприятие по производству железобетонных конструкций и т. д.).

Пространственная и объемная унификация представлена:

унифицированными типовыми секциями (УТС);  
унифицированными типовыми пролетами (УТП);  
межвидовой унификацией.

Габаритные схемы одноэтажных промышленных зданий основаны на использовании унифицированных пролета, шага колонн и высоты здания (высоты колонны). При шаге колонн в 6 и 12 м разработаны шифры габаритных схем: для зданий без мостовых кранов (Б-L-Н) и зданий с мостовыми кранами (КQ-L-Н), где Б и К – наличие крана, Q – грузоподъемность крана, т; L – пролет, м; Н – высота здания, дм.

Унификация объемно-планировочных и конструктивных решений стала возможной при создании единой системы модульной координации (ЕСМК), расположения координатных (разбивочных) осей и выработки правил привязки несущих и ограждающих конструкций.

Единым модулем ЕСМК является  $M = 100$  мм.

Укрупненный модуль определяется в зависимости от размеров пролета стропильной конструкции (L), высоты колонны (H) и шага колонн (B), т. е. трех пространственных параметров (координат).

Принимаемый/допускаемый укрупненный модуль представлен следующими основными положениями:

$30*M/15*M$  – для L или B меньше 18 м;

$60*M/30*M$  – для L или B больше и равно 18 м;

$3*M$  для H – меньше 3,6 м;

$6*M/3*M$  – для H больше и равно 3,6 м.

Привязка конструктивных элементов зданий к разбивочным осям выполняется по единым правилам. Под размером привязки понимают расстояние от разбивочной оси до грани или геометрической оси сечения конструктивного элемента. В одноэтажных каркасных зданиях используются привязки «нулевая», «250» и «500» (мм). «Нулевая» привязка не требует доборных (нетиповых) элементов и наиболее предпочтительна. Она применяется во всех бескрановых зданиях, а также в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 32 т и высотой колонн не более 14,4 м. В одноэтажных однопролетных промышленных зданиях при «нулевой» привязке разбивочная ось совмещена с наружной гранью колонны ( $a = 0$ ), а при других привязках смещена вовнутрь здания на величину  $a = 250$  мм или  $a = 500$  мм (рис. 1).

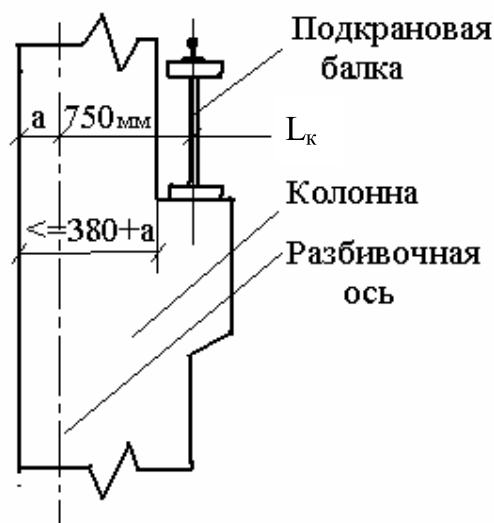


Рис. 1. Привязка колонны к продольной разбивочной оси

### 1.3. Предельные состояния строительных конструкций

Строительные конструкции рассчитываются тремя методами:  
 по допускаемым напряжениям;  
 по разрушающим усилиям;  
 по предельным состояниям.

До 1938 г. конструкции из всех материалов рассчитывались по допускаемым напряжениям, т. е. методами, в основу которых положены формулы сопротивления материалов, находящихся в упругом состоянии. Для анизотропных (неравных по своим свойствам) материалов (железобетон, дерево) методы давали приближенное решение.

Развитие методов расчета железобетонных конструкций привело к внедрению расчета по разрушающим усилиям, в основу которого положено определение внутренних усилий анизотропного материала, приводящих к разрушению конструкции. Внешнее усилие должно быть меньше или равно внутреннему разрушающему усилию, деленному на коэффициент запаса. Например, для моментного усилия применяется зависимость

$$M \leq M_u/k. \quad (1)$$

Начиная с 1955 г. конструкции рассчитываются по предельным состояниям, представленным двумя группами: 1) по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации (предупрежде-

ние от разрушения); 2) по непригодности к нормальной эксплуатации (из-за больших прогибов и чрезмерного раскрытия трещин). Методы расчета по 1-й группе предельного состояния являются развитием методов по разрушающим усилиям, в которых единый коэффициент запаса заменен системой коэффициентов надежности, учитывающих условия возведения и эксплуатации конструкций, изменчивости нагрузок, прочностных характеристик материалов и условий их работы.

## **2. ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНОЙ ФИЗИКИ**

Строительная физика – комплекс наук, изучающих явления и процессы, происходящие при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений. Ее представляют следующие науки:

- светотехника;
- акустика;
- теплотехника;
- климатология;
- аэродинамика;
- строительная механика.

Светотехника (наука о формировании и распространении света), акустика (наука о звуке) и теплотехника (наука о получении и передаче тепла) тесно связаны с человеческими факторами (зрением, слухом, осязанием). Климатология и аэродинамика дополняют теплотехнику. Строительная механика – наука о прочности, жесткости, устойчивости и колебании строительных систем элементов. Она опирается на теоретическую механику, сопротивление материалов и теорию упругости, пластичности и ползучести.

При решении задач строительной физики используются:

- теоретические расчеты;
- моделирование;
- лабораторные испытания;
- натурные наблюдения.

### **2.1. Требования к освещенности и способы освещения помещений**

Свет в узком смысле – видимое излучение, т. е. электромагнитные волны в интервале частот, воспринимаемых человеком и равных  $(4,3...7,5) \cdot 10^{14}$  Гц.



Согласно законам физики освещенность (в люксах – лк) равна потоку света (в люменах – лм), деленному на площадь освещения (кв. м). Яркость (в канделах на кв. м – кд/кв. м) равна силе света (в канделах – кд), деленной на площадь освещения (кв. м) и  $\cos$  угла наклона освещаемой поверхности. Поток света определяется силой света изотропного точечного источника, излучающего поток в телесном угле в один стерадиан.

Помещения могут освещаться естественным светом, искусственным светом и одновременно тем и другим (совмещенное освещение). Естественное освещение может быть боковым (через оконные проемы в стенах), верхним (через фонари в покрытии) и комбинированным, т. е. боковым и верхним одновременно.

Естественное освещение помещения характеризуется коэффициентом естественной освещенности (к. е. о. –  $e$ ), представленным отношением освещенности внутри помещения к наружной освещенности. Он зависит от характера выполняемой работы (восемь разрядов работ от 1-го разряда с наивысшей точностью до 8-го разряда при общем наблюдении за ходом выполнения производственного процесса) и вида освещения (боковое, верхнее).

Нормированное значение к. е. о. ( $e_n$ ) определяется выражением

$$e_n = e * m . \quad (2)$$

Коэффициент светового климата ( $m$ ) зависит от номера группы административных районов по ресурсам светового климата, вида освещения и ориентации световых проемов по сторонам света.

Например, для 4-го разряда работ, бокового освещения, 3-й группы административных районов (Псковская обл.) и ориентации на запад  $e_n = 1.5 * 1.1 = 1.65$ .

Предварительный расчет площади световых проемов при боковом освещении производится по формуле

$$S_o = ( S_p * K_z * e_n * h_o * K_{zd} ) / ( 100 * t_o * r_1 ) , \quad (3)$$

где  $S_o$  – площадь окон, кв. м;

$S_p$  – приведенная площадь пола в зависимости от разряда работы, длины помещения и высоты помещения, кв. м;

$K_z$  – коэффициент запаса, зависящий от состояния воздушной среды помещения (количества пыли, дыма, паров), количества чисток остекления в год и угла наклона светопропускающего материала к горизонту;

$e_n$  – нормированное значение к. е. о.;  
 $h_o$  – световая характеристика окон, зависящая от отношения длины помещения к его глубине и отношения глубины к расстоянию рабочей поверхности до верха окна;  
 $K_{zd}$  – коэффициент учета отражения света противостоящим зданием;  
 $t_o$  – общий коэффициент светопропускания окон, учитывающий светопропускную способность материала окон, потери света в переплетах и пр.;  
 $r_l$  – коэффициент, учитывающий отражение света от поверхности помещения.

## 2.2. Борьба с шумом и вибрациями

Звук – колебательное движение частиц упругой среды (газообразной, жидкой или твердой), распространяющееся в виде волн.

В соответствии с законами физики уровень звука ( $L$  в децибелах – дБ) определяется через десятичный логарифм отношения давлений звука

$$L = 20 * \lg(p/p_0), \quad (4)$$

где  $p$  – давление конкретного звука, Па;

$p_0 = 2 * 10^{-5}$  Па – давление не воспринимаемого человеком в воздушной среде звука.

Давление звука при приблизительном полном акустическом сопротивлении ( $400 \text{ Па} * \text{с/см}$ ) находится в зависимости от скорости звука ( $v$ , см/с):

$$p = 400 * v. \quad (5)$$

Скорость звука зависит от частоты колебаний ( $f$ , гц) и амплитуды ( $a$ , см):

$$v = 2 * \pi * f * a. \quad (6)$$

Источниками вредного звука (шума) являются:

машины и механизмы;

транспорт;

потоки газов и жидкостей в трубопроводах;

системы вентиляции;

речь и музыка.

Существует несколько ступеней воздействия шума на человека:

шум с уровнями выше 120 дБ вызывает повреждение органов слуха; шум с уровнями 100...120 дБ на низких частотах и 80...90 дБ на средних и высоких частотах приводит к необратимым изменениям органов слуха;

шум с уровнями меньше 80 дБ оказывает вредное воздействие на нервную систему человека.

Шумовое воздействие ограничено нормами, приведенными в СНиП II-12-77.

Мероприятия по уменьшению шума разрабатываются на основании расчетов с выявлением источников шума, шумовых характеристик и ожидаемых уровней шума в расчетных точках.

Строительно-акустические методы снижения шума сводятся к ряду мероприятий:

при разработке планировочных решений следует отделять малозумные помещения (бюро, ВЦ и т. д.) от помещений с интенсивными источниками шума (испытательных боксов, кузнечно-прессовых цехов и т. д.);

необходимо проектировать изоляционные ограждающие конструкции (стены, перегородки, перекрытия) достаточной толщины и с применением звукопоглощающих облицовок, а также применять кабины наблюдения и дистанционного управления, звукоизолирующие кожухи оборудования, звукоизолирующие двери и окна, акустические экраны, глушители вентиляционных и газовых установок.

Источником вибрации (колебания) в основном является технологическое оборудование, создающее динамические нагрузки. Уровни допустимой вибрации нормируются.

Основными методами снижения вибрации являются:

виброизоляция (амортизаторы из упругих материалов и пружин);

вибропоглощение (нанесение на поверхности тонкостенных конструкций материалов с большим внутренним трением, например пластмасс, резины);

виброгашение (устройство дополнительной колебательной системы, ослабляющей колебания основной системы).

### **2.3. Строительная теплотехника**

При проектировании здания толщина ограждающей конструкции (стены, покрытия и т. д.) назначается согласно теплотехническому расчету по СНиП II-3-79\*\* [8].

Требуемое сопротивление теплопередачи ( $R_{tr}$ ) определяется как максимальная величина из двух вычисляемых сопротивлений теплопередачи:

$$R_{tr} = \max (R_{tr1}, R_{tr2}), \quad (7)$$

где  $R_{tr1}$  – требуемое сопротивление теплопередачи ограждающей конструкции по условиям энергосбережения;

$R_{tr2}$  – требуемое сопротивление теплопередачи по санитарно-гигиеническим и комфортным условиям.

$R_{tr1}$  определяется путем вычисления градусо-суток отопительного периода (ГСОП), по величине которого в таблице СНиП и находится искомое значение сопротивления теплопередачи. Величина ГСОП устанавливается по формуле

$$ГСОП = (t_v - t_{op}) * z_{op}, \quad (8)$$

где  $t_v$  – внутренняя температура помещения, °С;

$t_{op}$  и  $z_{op}$  – средняя температура (°С) и продолжительность (в сутках) отопительного периода со средней суточной температурой, не превышающей 8 °С.

Фрагмент таблицы СНиП для стен производственных зданий с сухим и нормальным режимами представлен табл. 1.

Таблица 1

ГСОП	$R_{tr1}$
2000	0.8
4000	1.1
6000	1.4
8000	1.7
10000	2.0
12000	2.3

$R_{tr2}$  определяется по формуле

$$R_{tr2} = n * (t_v - t_n) / (d_{tn} * a_v), \quad (9)$$

где  $n$  – коэффициент, принимаемый по таблице СНиП в зависимости от положения наружной поверхности по отношению к наружному воздуху (для наружных стен и покрытий  $n = 1$ );

$t_v$  – внутренняя температура помещения;

$t_n$  – расчетная зимняя температура наружного воздуха наиболее

холодной пятидневки обеспеченностью 0.92, определяемая по таблице СНиП 23-01–99;

$d_{tn}$  – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности, определяемый по таблице СНиП (для наружных стен производств без избыточного выделения тепла  $d_{tn} = t_v - t_r$ , здесь  $t_r$  – температура точки росы, определяемая по таблице парциального давления водяного пара в зависимости от внутренней температуры и относительной влажности помещения);

$a_v$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности, определяемый по таблице СНиП (для стен, полов и гладких потолков  $a_v = 8.7$ ).

Расчет требуемой толщины внутреннего слоя ( $d_2$ ) трехслойной ограждающей конструкции выполняется по формуле

$$d_2 = ( R_{tr} - 1/a_v - 1/a_n - d_1/L_1 - d_3/L_3 ) * L_2, \quad (10)$$

где  $R_{tr}$  – требуемое сопротивление теплопередачи;

$a_v$  и  $a_n$  – коэффициенты теплоотдачи внутренней и наружной поверхностей (обычно принимается  $a_n = 23$ );

$L_1$ ,  $L_2$  и  $L_3$  – расчетные теплопроводности слоев, определяемые в зависимости от материала слоя и с учетом внешней и внутренней влажности;

$d_1$  и  $d_3$  – толщина заданных слоев.

Отношение толщины к теплопроводности ( $d/L$ ) имеет ключевое значение и называется термическим сопротивлением слоя.

Далее приведен пример теплотехнического расчета трехслойной стены возводимого в Санкт-Петербурге промышленного здания с нормальным влажностным режимом и температурой внутреннего воздуха  $t_v = 16$  °С.

Слои ограждения представлены в табл. 2.

Таблица 2

№ п/п	Материал	d, м	L, Вт/м °С
1	Цементно-песчаный раствор	0.015	0.93
2	Кирпичная кладка на цементно-шлаковом растворе	$d_2$	0.76
3	Цементно-песчаный раствор	0.020	0.93

1. Определяем:  $G_{СОП} = (t_v - t_{op}) * z_{op} = (16 + 2.2) * 219 = 3986$  и по табл. 1 находим  $R_{tr1} = 1.1$ .

2. Вычисляем:  $R_{tr2} = n * (t_v - t_n) / (d_{tn} * a_v) =$   
 $n * (t_v - t_n) / ((t_v - t_r) * a_v) = 1 * (16 + 26) / ((16 - 12) * 8.7) = 1.21.$
3. Определяем:  $R_{tr} = \max (R_{tr1}, R_{tr2}) = \max (1.1, 1.21) = 1.21.$
4. Находим:  $d_2 = (R_{tr} - 1/a_v - 1/a_n - d_1/L_1 - d_3/L_3) * L_2 =$   
 $(1.21 - 1/8.7 - 1/23 - 0.015/0.93 - 0.020/0.93) * 0.76 = 0.77 \text{ м.}$

### **3. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ ЗДАНИЙ**

#### **3.1. Производственно-технологическая схема – основа объемно-планировочных решений**

Объемно-планировочное решение промышленного здания, в первую очередь, зависит от технологического процесса, который определяется производственно-технологической схемой (физико-химическими особенностями процесса, последовательностью операций по выработке готовой продукции, характеристикой технологического оборудования, видом и грузоподъемностью внутрицехового транспорта, температурно-влажностным режимом и т. д.). Технологическая схема предусматривает места поступления материалов, выхода готовой продукции, удаления отходов, ввода инженерных сетей. Для обеспечения рациональной планировки цехов необходимо знать габариты технологического оборудования и готовых изделий, последовательность расположения рабочих мест, схему расстановки оборудования, ширину проходов и проездов.

Диапазон различий в видах и типах промышленных зданий велик. Он определяется наличием около 150 наименований отраслей промышленности и несколькими тысячами разновидностей производств. В настоящее время существенное значение на объемно-планировочное решение зданий влияет фактор уровня механизации и автоматизации производств (от слабо механизированных кустарных производств с большим числом рабочих до «заводов-автоматов»).

Разнообразие производств может быть представлено классификационной схемой объектов техники (строительных, машиностроения, приборостроения и информационных).

Строительные объекты подразделяются на три категории:

линейные (дороги, каналы, трубопроводы, линии электропередачи, линии связи, подпорные стенки и другие протяженные объекты);

планировочные (городские и сельские застройки, генеральные планы промышленных предприятий, сельскохозяйственные угодья и прочие плоскостные объекты);

объемные (здания, сооружения).

Объекты гражданского машиностроения (машины) подразделяются по функциональному назначению на четыре крупные категории:

транспортные (наземный, водный, воздушный и другие виды транспортных средств);

добывающие (тяжелые машины для горных и строительных работ);

энергетические (котлы, турбины, генераторы, двигатели и прочие преобразователи энергии);

обрабатывающие (многочисленное фабрично-заводское оборудование, в том числе станки с программным управлением и промышленные роботы).

Объекты приборостроения по функциональному назначению подразделяются на три основные категории:

датчики (средства измерительной техники, предназначенные для измерения и преобразования механических, тепловых, электрических и других величин в информационные сигналы и, наоборот);

процессоры (средства переработки информации);

сети (совокупность каналов передачи данных и конечных устройств, генерирующих и (или) потребляющих информацию).

Информационные системы переработки информации обычно представлены в программном виде. Они могут быть разделены на три категории в зависимости от отношения «проблема – математика – машина», т. е. прикладные системы, объектно- и методо-ориентированные системы и базовые системы.

Прикладные информационные системы тесно связаны с конкретными проблемами и имеют индивидуальные особенности в зависимости от технологических, экономических, социальных и других факторов.

Объектно- и методо-ориентированные системы представлены, как правило, пакетами прикладных программ (ППП), осуществляющими связь базовых средств с проблемной областью. Подобными системами являются:

системы управления базами данных и знаний (СУБД и СУБЗ);

геометрические и графические ППП. (Наибольшей популярностью в настоящее время пользуется продукт фирмы Autodesk ППП AutoCad для IBM PC.);

многочисленные пакеты метода конечных элементов, применяемые обычно для прочностных расчетов;

пакеты оптимизации (линейного, целочисленного, динамического и других видов программирования);

всевозможные надстройки над существующими пакетами, например геотехнические, архитектурные и машиностроительные расширения ППП AutoCad.

Базовые системы являются программным продолжением аппаратных средств. К ним относятся:

операционные системы, осуществляющие связь человека (оператора) с машиной, распределяющие вычислительные ресурсы и управляющие работой машины;

текстовые и графические надстройки над операционными системами, такие, как Norton Commander и Windows, упрощающие доступ оператора к машине;

текстовые и графические редакторы;

машинно- и процедурно-ориентированные языки программирования и трансляторы к ним;

библиотеки примитивов, расширяющие возможности языков программирования.

### **3.2. Планировка промышленных зданий**

Промышленные здания подразделяются по двум видам планировки: отдельные (отдельно стоящие) здания, планировка которых хотя и дает конструктивную простоту и высокий уровень индустриальности в производстве зданий, однако отличается такими недостатками, как большая площадь застройки, большая протяженность инженерных и транспортных сетей, невозможность организации поточного производства, значительные энергозатраты на отопление помещений;

сплошные (сблокированные) здания, которые представляют собой многопролетные корпуса большой площади (до 30...35 тыс. кв. м). Сплошная планировка обеспечивает многовариантную расстановку технологического оборудования, уменьшение площади завода на 30...40 %, снижение стоимости строительства на 10...15 %, сокращение длины инженерных и транспортных коммуникаций, сокращение периметра наружных стен на 50 % со снижением расходов на эксплуатацию. Однако недостатками сплошных зданий являются удорожание естественного освещения, затрудненный водоотвод с покрытий, усложнение путей передвижения транспорта и персонала. Блокировать цеха целесообразно в тех случаях, когда смежные производства не требуется разделять капитальными стенами и при этом не ухудшаются условия технологии производства и труда рабочих.



Планировка промышленных зданий сопровождается зонированием в пределах объема производственных зданий, помещений, участков и зон, выделяемых по признакам однотипности технологии, уровню производственной вредности, уровню пожаро- и взрывоопасности, направленности транспортных и людских потоков, по перспективам расширения и переоснащения.

На выбор этажности промышленного здания влияют:

технология производства;

климатические условия района;

требования к застройке (городская, периферийная);

характер отведенного участка (свободный, стесненный рельеф); достоинства и недостатки.

Одноэтажные здания имеют следующие достоинства:

простое объемно-планировочное решение;

склонность к унификации и блокированию;

снижение стоимости 1 кв. м на 10 % по сравнению со стоимостью многоэтажных зданий;

облегчение установки технологического оборудования;

упрощение путей грузовых потоков и использование горизонтального транспорта;

равномерное освещение рабочих мест естественным светом через фонари;

обеспечение естественного воздухообмена.

Недостатками одноэтажных зданий являются:

большая площадь застройки;

большая протяженность инженерных и транспортных сетей;

повышенные расходы на благоустройство территории;

большая площадь наружных ограждающих конструкций и в результате значительные расходы на отопление.

Многоэтажные здания лишены большинства недостатков одноэтажных зданий и рациональны по применению, особенно при нагрузках до 10 кН/кв. м.

К основным недостаткам многоэтажных зданий относятся:

потребность в вертикальном транспорте;

повышенная стоимость;

ограничение по ширине при необходимости естественного освещения (ширина не более 24 м);

высокий удельный вес подсобных помещений.

### 3.3. Технико-экономическая оценка зданий

При решении вопроса о целесообразности строительства промышленного комплекса в условиях рыночной экономики производится расчет чистого дисконтированного дохода (ЧДД) по формуле

$$\text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T ((R_t - Z_t - K_t) \cdot \text{alt}), \quad (11)$$

где  $R_t$  – выручка в  $t$ -м году;

$Z_t$  – текущие издержки производства, амортизация и налоги в  $t$ -м году;

$K_t$  – результат инвестиционной и финансовой деятельности в  $t$ -м году;

$\text{alt}$  – коэффициент дисконтирования;

$T$  – расчетный период.

Коэффициент дисконтирования представлен зависимостью

$$\text{alt} = 1 / (1 + E_m)^{** t}, \quad (12)$$

где  $t$  – текущий год;

$E_m$  – расчетная норма дисконта.

Расчетная норма дисконта определяется по формуле

$$E_m = (1 + E_r) \cdot (1 + p/100) - 1 + E,$$

где  $E_r$  – риск инвестирования;

$p$  – годовой процент инфляции на перспективу;

$E$  – норма дисконта, соответствующая норме рефинансирования Центрального банка РФ.

Сравнение вариантов сооружаемых зданий производится по приведенным затратам ( $P$ ):

$$P = K + C/E_n, \quad (13)$$

где  $K$  – единовременные затраты;

$C$  – годовые затраты;

$E_n$  – нормативный коэффициент экономической эффективности, равный 0.12 (окупаемость 8 лет).

Ориентировочная стоимость конструктивных элементов промышленных зданий, % от общей стоимости, приведена в табл. 3.

Таблица 3

Конструктивные элементы и виды работ	Многоэтажные здания	Одноэтажные здания (с краном)
Земляные работы	0.6	0.9
Фундаменты	6.0	6.7
Стены	20.0	11.1
Железобетонный каркас	31.0	34.5
Лестницы	1.3	–
Полы	13.5	11.7
Перегородки	0.7	3.7
Проемы	13.2	4.8
Кровля	6.0	16.3
Фонари	–	6.7
Отделочные работы	6.5	0.6
Прочие работы	1.2	3.0

## 4. АРХИТЕКТУРНАЯ КОМПОЗИЦИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

### 4.1. Приемы и средства архитектурной композиции

Архитектура (лат. *architectura*) – художественный характер постройки (строительное искусство) и композиция (лат. *compositio*) – сочинение (составление) символизируют искусство создания высокохудожественного строительного объекта (здания). Еще Витрувий в 1-м веке до н. э. писал, что все в архитектуре «следует делать, принимая во внимание прочность, пользу и красоту». При этом прочность здания достигается правильным выбором несущих конструкций, материала и методов расчета на прочность, устойчивость, жесткость и колебания. Польза определяется в зависимости от технологического назначения здания объемно-планировочным решением. Красота здания получается вписыванием его в архитектурный ансамбль, созданием гармоничной художественной композиции здания, а также красивых интерьеров. Архитектура влияет на повышение эффективности труда, сокращение травматизма и профессиональных заболеваний.

Основными композиционными принципами архитектурного ансамбля являются:

установление главного композиционного элемента, т. е. доминанты (в промышленном ансамбле это административное здание, труба, градирня);

соподчинение остальных элементов путем согласования объемов с помощью масштаба, ритма, цвета, элемента благоустройства.

В зависимости от положения комплекса промышленных зданий (промышленного ансамбля) различаются две ситуации:

предприятие удалено от селитебной (населенной) зоны;

предприятие находится на территории населенного пункта.

В первом случае комплекс промышленных зданий должен быть отделен от жилой территории санитарно-защитной зоной, обычно представленной древесными посадками. Во втором случае необходимо обеспечить связь с архитектурой селитебной зоны.

Главными средствами художественного выражения здания являются организация пространства и тектоника (гр. *tektonike*) ограничивающих его форм. Как правило, форма промышленного здания – параллелепипед. Для его эстетического восприятия используются определенные приемы: симметрия и асимметрия, нюанс (оттенок) и контраст, ритм. Тектоника ограничивающих объем поверхностей призвана художественно выражать работу конструкций и материала (обеспечить зрительную прочность). Каркасная схема промышленных зданий позволяет получать довольно разнообразные формы. Разнообразие традиционного и современного материала способствует созданию различных конструктивных форм.

При этом тектоника опирается на следующие приемы:

1) ритмическое членение фасада зданий (при проектировании фасадов длинных зданий за плоскость фасада выносят входы, вентиляционные шахты, лестничные клетки);

2) применение цветовых решений в виде разноцветных стеновых панелей, кирпичных стен из красного и силикатного кирпича;

3) использование декоративных качеств материала (обработка затвердевшей бетонной поверхности фрезами, «присыпка» бетонной поверхности стеклом или щебнем);

4) заимствование средств национальной архитектуры.

## **4.2. Архитектура интерьеров промышленных зданий**

Архитектуру интерьеров формирует:  
общая композиция внутреннего пространства;

пространственная и планировочная организация;  
систематизированное размещение многократно повторяющихся элементов конструкций, технологического оборудования и коммуникаций;

взаимосвязь с внешней средой и включение элементов живой природы;

цвет и свет.

Композиция внутреннего пространства должна базироваться на единстве замысла и целостности системы (использование единых мотивов, единого рисунка и цвета полов, однотипности конструкций и окраски стен и потолков, применение однотипных конструкций перегородок и дверей).

Пространственная и планировочная организация связана с членением пространства здания на отдельные помещения в строгом соответствии с организацией производственно-технологического процесса. При этом стремятся к максимальному укрупнению обособляемых частей пространства путем создания крупных зальных помещений с мобильными сборно-разборными блоками для хранения материалов, готовых изделий и прочего без использования капитальных перегородок.

Элементы конструкций зданий выполняются однотипными и систематизированно размещаются в пространстве, чему способствует применение модульной системы. При этом вид конструкций сильно влияет на архитектуру интерьера. Хорошо воспринимаются подвесные потолки, оболочки, ажурные металлические фермы. Типовые железобетонные конструкции (балки, фермы) громоздки и массивны.

При групповой организации однотипного технологического оборудования используются следующие приемы композиции:

метрические (ряды с равными интервалами однотипного оборудования);

линейные (параллельные технологические линии для цехов с конвейерным производством);

центрические (часть оборудования в группе выделяется своими размерами).

Прокладка внутренних коммуникаций (сетей отопления, вентиляции, водоснабжения, канализации, энергоснабжения) бывает скрытой и открытой. Скрытый способ характерен для производств, не допускающих скопления пыли (электроника, часовая промышленность). При скрытом способе коммуникации располагаются в подвалах, технических эта-

жах, чердаках, тоннелях. При часто применяемом открытом способе добиваются органической связи с архитектурой интерьера путем зонирования, располагая коммуникационные сети в покрытиях, на колоннах, под подкрановыми путями.

Взаимосвязь с внешней средой достигается путем применения видовых оконных проемов, озелененных дворигов, иллюзорных психологических окон. Для приближения человека к природе используется и включение в интерьер элементов живой природы, т. е. искусственного ландшафта в виде газонов, деревьев, кустарника, фонтанов, водоемов. При этом в неблагоприятных условиях температурно-влажностного и химического режимов растения помещают в специальные замкнутые устройства.

При помощи цвета решаются две главные задачи:  
повышение эстетических качеств помещения, а также обеспечение условий зрительной работы и комфортного самочувствия;  
применение цветовой сигнализации.

В последнем случае используются наклонные полосы желтого и черного цветов перемещающегося оборудования и опознавательные цвета трубопроводов (трубопроводы воды окрашиваются в зеленый цвет, пара – в красный, воздуха – в синий, газов – в желтый, кислот – в оранжевый).

### **4.3. Повышение технического уровня промышленных зданий**

Технический уровень промышленных зданий определяется:  
объемно-планировочным решением с учетом модернизации технологического процесса и технического перевооружения;  
технической надежностью при тенденции снижения материалоемкости;  
размерами энергетических затрат на санитарно-технические системы;  
методами строительства и использования эффективных конструкций;  
экологической безопасностью;  
санитарными, бытовыми и эстетическими условиями работы.

Совершенство объемно-планировочных решений связано с быстрой сменяемостью технологий производства (от 2 до 10 лет). В связи с этим здания подразделяются на гибкие и универсальные.

Гибкие здания приспособлены к изменению технологии без нарушения строительной основы. В зависимости от размера сеток колонн различают три степени гибкости: малую (от  $3 \times 3$  м до  $18 \times 12$  м), среднюю (от  $24 \times 12$  м до  $30 \times 12$  м) и большую (от  $36 \times 12$  м и более).

Универсальные здания приспособлены к полной замене технологического процесса и размещения в одном здании принципиально разных производств.

Для универсальных одноэтажных зданий выдвигаются следующие требования:

- большая степень гибкости;
- постоянство высот всех пролетов;
- применение «гибкого» транспорта (подвешного и напольного);
- использование в качестве покрытий однотипных крупноразмерных элементов (пространственно-стержневых систем, оболочек);
- применение сплошной фундаментной плиты взамен отдельных фундаментов под колонны и оборудование.

Для непродолжительного срока службы применяются мобильные здания (склады, ремонтные, служебные помещения). Они представлены тремя типами возведения:

- сборно-разборным (из секций);
- блок-контейнерным;
- контейнерным с ходовой частью.

## **5. КАРКАСЫ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

### **5.1. Одно- и многоэтажные промышленные здания**

Каркасы одноэтажных промышленных зданий, рассматриваемые в настоящем разделе, выполняют основные несущие функции и представлены следующими главными элементами:

- фундаментами;
- колоннами;
- ригельными (стропильными) конструкциями;
- фундаментными балками;
- связями.

При большом шаге колонн используются подстропильные конструкции, а в зданиях с мостовыми кранами – подкрановые балки.

Фундаменты (отдельные столбчатые, ленточные или сплошные в виде плиты), колонны (гладкие или с консолями для подкрановых ба-

лок) и ригельные конструкции (балки, фермы) образуют П-образные жесткие поперечные рамы, в которых не требуется дополнительных связей. При этом ригельная конструкция обычно соединяется с верхом колонны шарниром, а низ колонн заделан в жесткие (полужесткие) фундаменты.

В продольном направлении жесткость каркаса обеспечивается фундаментными балками, подстропильными конструкциями (балками, фермами), подкрановыми балками и связями в середине секций. Продольную жесткость придают и кровельные покрытия, образующие жесткий диск.

Одноэтажные промышленные здания подразделяются на однопролетные и многопролетные. Однопролетные здания имеют только крайние колонны, многопролетные – крайние и промежуточные (отличные от крайних) колонны.

Каркасы многоэтажных зданий подразделяются на рамные, рамно-связевые и связевые. Рамные каркасы с жесткими узлами без вертикальных связевых диафрагм наиболее удобны в производстве и эксплуатации. Однако они отличаются значительным расходом стали в узлах.

Отличительным элементом каркаса многоэтажных зданий является междуэтажное перекрытие, представленное плоскими пустотелыми или ребристыми плитами. Плиты перекрытия обычно опираются на полки ригелей. Однако имеются и безригельные перекрытия, в которых плиты опираются на капители колонн при отсутствии ригелей. Этим экономится высота здания.

При возведении промышленных зданий повышенной этажности (до 75 этажей) проблемой является обеспечение жесткости от воздействия ветровых нагрузок. В этом случае широкое применение получила каркасно-ствольная система с опорой-стволом (ядром), ограниченной стенами-диафрагмами. Внутри ядра обычно располагаются лестнично-лифтовые узлы и инженерные коммуникации.

## **5.2. Каркасы из железобетона**

5.2.1. Наиболее часто применяемые отдельные столбчатые железобетонные фундаменты представлены монолитной и сборной конструкциями. Монолитный типовой фундамент (рис. 2) состоит из подколонника и фундаментной плиты. Подколонник, имеющий форму паралле-



лепипеда, снабжен стаканом, в который вставляется и замоноличивается железобетонная колонна, или анкерными болтами, которые соединяют опорную плиту металлической колонны с фундаментом. Фундаментные плиты (от одной до трех ступеней) имеют высоту, кратную 300 мм.

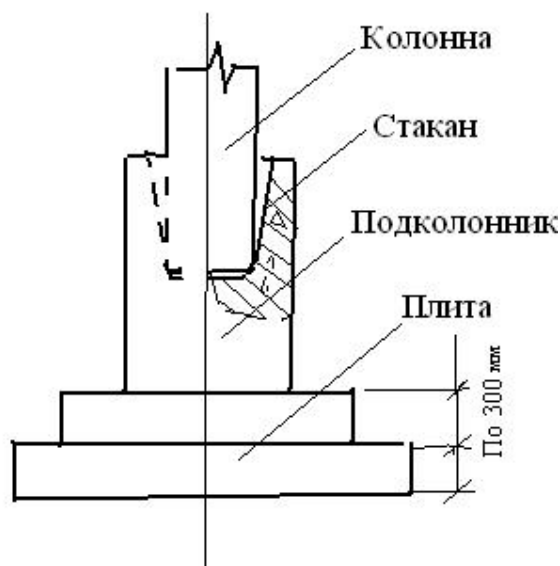


Рис. 2. Столбчатый типовой монолитный фундамент

Монолитные типовые железобетонные фундаменты под железобетонные колонны прямоугольного сечения маркируются следующим образом:

ФИПТП-НВФ,

где Ф – фундамент;

ИП::=А|Б|В|Г|Д – индекс подколонника, определяющий его размеры (поперечное прямоугольное сечение и высоту);

ТП::=1|2|...|18|19 – типоразмер подошвы, устанавливающий количество ступеней и их размеры в плане;

НВФ::=1|2|3|4|5|6 – номер высоты фундамента, взаимосвязанный с его высотой.

Фундаменты изготавливаются из бетона классов В15 и В20 с арматурой классов А-II и А-III.

5.2.2. Распространенные типовые железобетонные колонны имеют прямоугольное и двухветвевое сечение. Крайняя колонна для одноэтажных зданий с мостовым краном приведена на рис. 3. При этом высота колонны (здания) равна расстоянию от нулевой отметки до верха

колонны, а длина колонны – высоте, увеличенной на длину части колонны, погружаемой в фундамент.

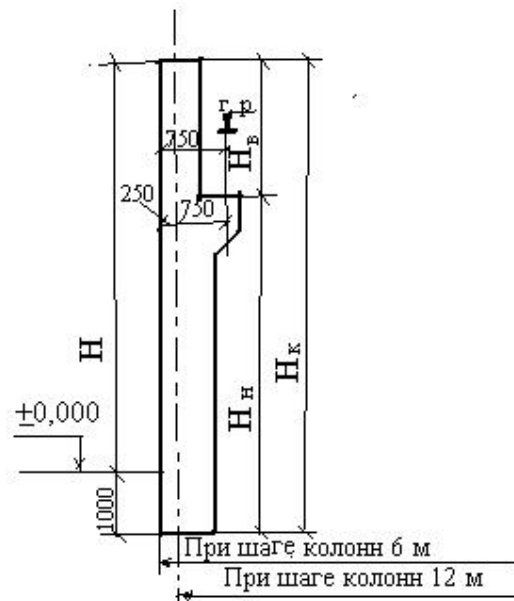


Рис. 3. Крайняя колонна прямоугольного сечения для зданий с мостовым краном

Колонны с прямоугольным сечением применяются при их высоте до 10,8 м, шаге колонн 6, 12 м, ширине пролета до 24 м и грузоподъемности мостового крана до 32 т. В остальных случаях (при значительных нагрузках) применяются колонны с двухветвевым сечением.

Колонны с прямоугольным сечением под мостовой кран маркируются как

КПn-m,

где КП – колонна прямоугольная;

n – римская цифра номера выпуска серии рабочих чертежей;

m – арабская цифра номера колонны по несущей способности.

Колонны с двухветвевым сечением под мостовой кран маркируются как

КДn-m,

где КД – колонна двухветвевая;

n – римская цифра номера выпуска;

m – арабская цифра номера по несущей способности.

Колонны изготавливаются из бетона классов В20, В30 и В40 с арматурой класса А-III.

5.2.3. Ригельные железобетонные конструкции представлены балками и фермами.

Для зданий без мостовых кранов при пролетах в 6, 9 и 12 м применяются типовые односкатные и двускатные балки таврового или двутаврового сечений (рис. 4), а при пролете 12 м – двускатные решетчатые балки.

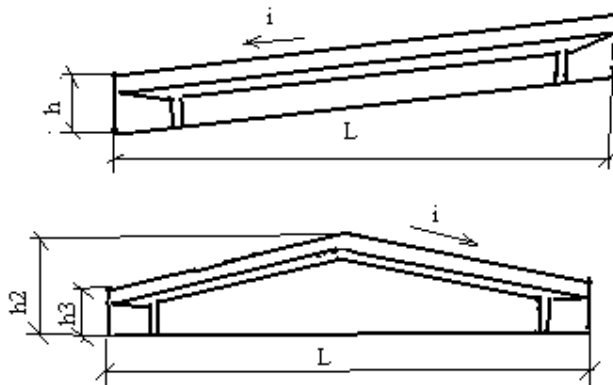


Рис. 4. Односкатная и двускатная железобетонные балки с тавровым сечением

В зданиях с мостовыми кранами используются типовые ригели (рис. 5):

двускатные решетчатые балки пролетом 18 м;  
стропильные безраскосные фермы пролетом 18 и 24 м.

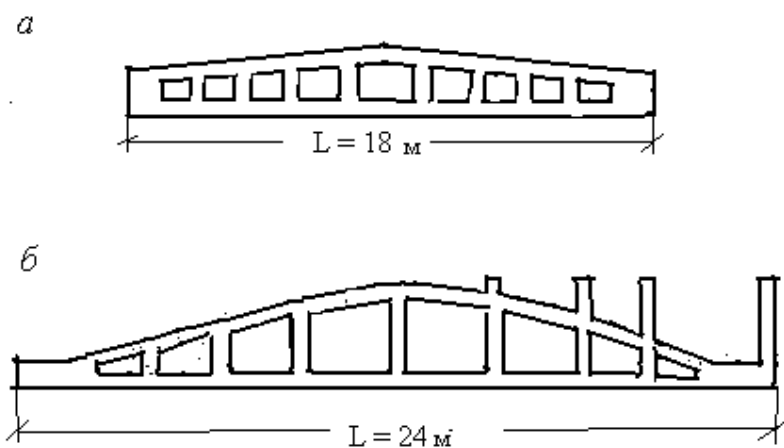


Рис. 5. Ригельные железобетонные конструкции:  
*a* – балка двускатная решетчатая; *б* – ферма безраскосная

Кроме указанных типовых ригелей, могут применяться и раскосные сегментные или полигональные фермы.

Двускатные решетчатые балки маркируются как  $gБДРL-mar$ , где  $g$  – арабская цифра номера разновидности по геометрическим размерам;

БДР – балка двускатная решетчатая;

$L$  – пролет, м;

$m$  – арабская цифра номера по несущей способности;

$ar$  – условное обозначение вида арматуры (шифр арматуры).

Стропильные безраскосные фермы маркируются так:  $ФБLt-mar$ , где  $ФБ$  – ферма безраскосная;

$L$  – пролет, м;

$t$  – римская цифра геометрического типоразмера фермы;

$m$  – арабская цифра номера по несущей способности;

$ar$  – шифр арматуры.

При малоскатных рулонных кровлях в стропильных безраскосных фермах применяются выступающие части стоек, на которые опираются плиты кровельного покрытия.

Балки пролетами 6 и 9 м изготавливаются из бетона класса В30 с арматурой класса А-П, а балки пролетом 12 и 18 м и фермы – из бетона классов В40...В60 с напрягаемой арматурой класса Вр-П.

5.2.4. Железобетонные фундаментные балки (рис. 6) применяются в каркасных зданиях с шагом колонн 6 и 12 м в качестве фундаментов

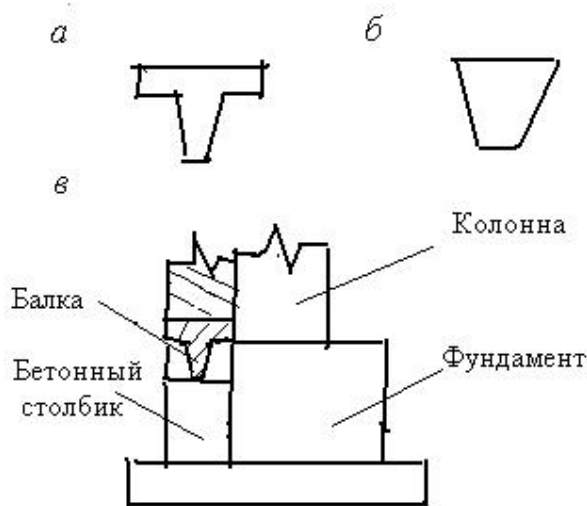


Рис. 6. Железобетонные фундаментные балки:  
 $a$  – тавровая;  $б$  – трапецеидальная;  $в$  – установка балки

самонесущих кирпичных или панельных стен. Балки имеют тавровое или трапециевидальное поперечное сечение. Они устанавливаются на бетонные столбики, бетонные на уступах фундаментов колонн.

Фундаментные балки маркируются как ФБЛ- $t$ ,  
где ФБ – фундаментная балка;  
L – номинальная длина балки;  
 $t$  – номер типоразмера.

Для предварительно-напряженных балок длиной 12 м применяется маркировка ФБН- $t$ .

Балки выполняются из бетона классов В20...В40 с арматурой класса А-III.

5.2.5. Железобетонные подкрановые балки длиной 6 и 12 м таврового и двутаврового сечений (рис. 7) применяются для мостовых кранов грузоподъемностью  $Q = 10...30$  т. Предварительно напряженные балки изготавливаются из бетона классов В30...В50 с арматурой классов А-IIIв и Вр-II.

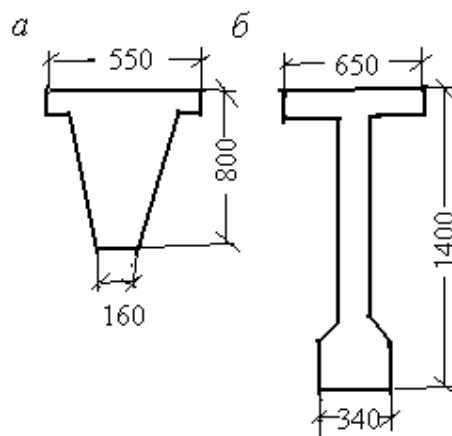


Рис. 7. Железобетонные подкрановые балки:  
 $a$  – пролетом 6 м;  $б$  – пролетом 12 м

### 5.3. Металлические каркасы

5.3.1. Основными элементами металлических каркасов являются колонны, ригельные фермы, П-образные рамы, подкрановые балки и связи.

5.3.2. Металлические колонны имеют оголовки для опирания ригельных конструкций, передающий нагрузки стержень и базу для связи колонны с фундаментом. Они могут быть сплошными и сквозными.

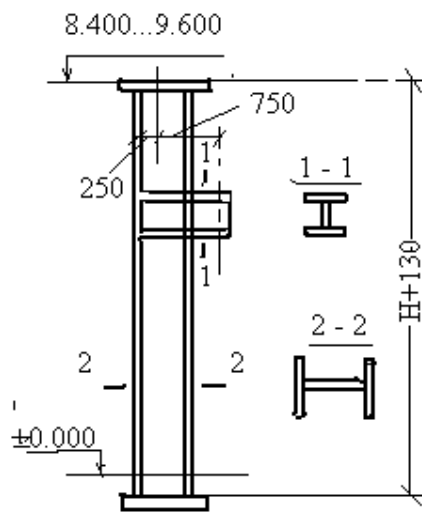


Рис. 8. Крайняя сплошная стальная колонна для зданий с мостовым краном

Сплошные колонны (рис. 8) имеют прокатное или сварное двутавровое сечение стержня и применяются при высоте колонн не более 9,6 м в зданиях с пролетами до 24 м при грузоподъемности мостового крана не более 20 т и шаге колонн 6, 12 м. Привязка крайних колонн к разбивочным осям – 250 мм. Маркировка колонн представлена кодом KvHw-N,

где К – тип здания (крановое);  
 v – вид колонны (К – крайняя или С – средняя);  
 Н – высота колонны, дм;  
 w – вид сечения (П – прокатное, С – сварное);  
 N – порядковый номер.

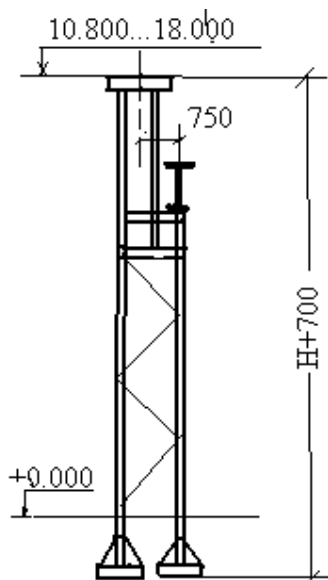


Рис. 9. Крайняя сквозная стальная колонна под мостовой кран

Сквозные колонны (рис. 9) применяются при высоте здания 10,8...18 м, пролете 36 м, шаге колонн 12 м и грузоподъемности мостового крана не более 50 т. Привязка крайних колонн к разбивочным осям – 250 мм. Верхняя (надкрановая) часть колонн сплошная двутавровая. Нижняя (подкрановая) решетчатая часть состоит из швеллера и подкранового двутавра, соединенных решеткой из прокатных уголков.

5.3.3. Типовые металлические фермы с пролетами 18, 24, 30 и 36 м представлены (рис. 10) однотипными стержневыми конструкциями с горизонтальными поясами (незначительный уклон верхнего пояса – 1,5 %).

Пара перпендикулярных друг к другу раскосов (восходящий и нисходящий) со стойками в узлах образует секцию длиной 6 м. Переход от одного пролета фермы к другому большего размера достигается добавлением секции.

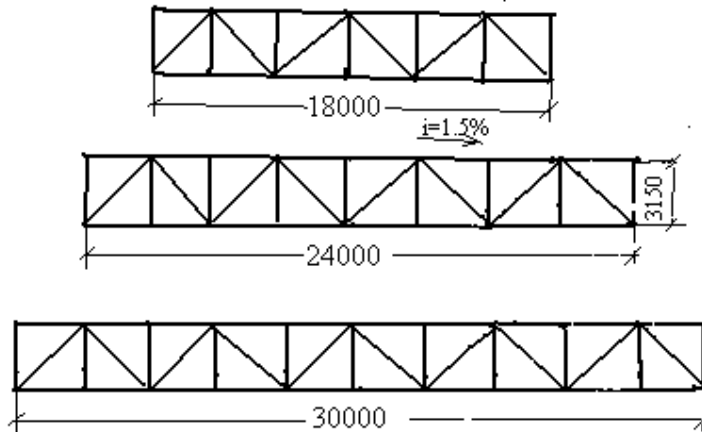


Рис. 10. Схемы типовых стальных стропильных ферм

Маркировка фермы представлена кодом ФСL-xx,xx, где ФС – ферма стальная; L – длина пролета, м; xx,xx – допустимая нагрузка, т/м.

Кроме типовых ферм с параллельными поясами, применяются треугольные фермы с уклоном верхнего пояса 1:3,5 и полигональные фермы с уклоном верхнего пояса 1:8 при тех же длинах пролетов (18...36 м).

5.3.4. Для перекрытия больших пролетов применяются двухшарнирные и бесшарнирные, сплошные и сквозные металлические рамы. Сплошная рама предназначена для пролетов длиной  $L = 50...70$  м, сквозная –  $L = 120...180$  м. Высота ригеля сплошной рамы –  $1/30...1/40 L$ , а сквозной –  $1/12...1/20 L$ .

5.3.5. Стальные подкрановые балки (рис. 11), устанавливаемые на консоли колонн, при шаге колонн  $B = 6$  м и небольших крановых на-

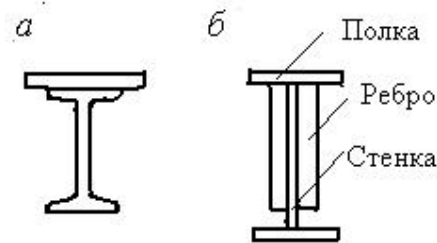


Рис. 11. Стальные подкрановые балки: а – сплошного сечения с усиленным прокатным двутавром; б – то же составного сечения

грузках изготавливаются из прокатных двутавров с усилением верхних полок приваренным листом. При большом шаге колонн и большой грузоподъемности кранов применяются сварные или клепаные балки (последние при грузоподъемности крана более 50 т). Иногда используются решетчатые подкрановые балки в виде шпренгельных систем.

5.3.6. Металлические связи применяются для обеспечения жесткости каркаса здания в продольном направлении. Система связей состоит из вертикальных связей между колоннами и горизонтальных – в покрытии. Вертикальные связи устраиваются в середине температурного отсека (здания) крестовыми (однорусными или двухъярусными) в надкрановой части колонн и порталными в подкрановой части. В покрытиях зданий со стальным каркасом предусматриваются горизонтальные связи в плоскостях верхних и нижних поясов ферм, размещаемые в торцах температурного отсека.

#### 5.4. Каркасы из дерева

Элементами каркаса из дерева являются балки, арки, фермы и рамы.

Клееные горизонтальные, наклонные и двускатные балки пролетами 6, 9 и 12 м с прямоугольным и тавровым сечениями применяются в одноэтажных промышленных зданиях всех типов в виде ригельных конструкций (рис. 12).

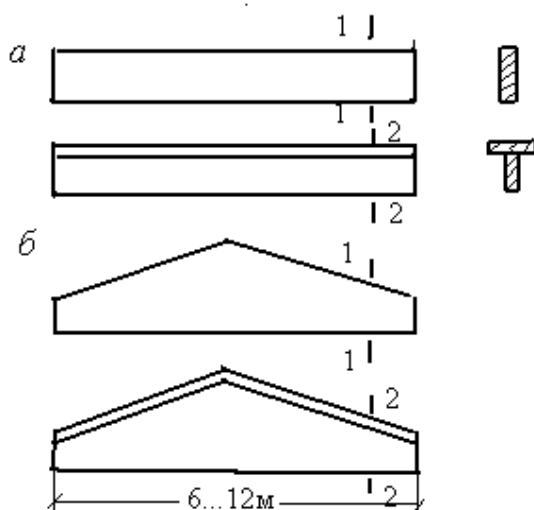


Рис. 12. Деревянные ригельные клеенные балки:  
*a* – односкатные; *б* – двускатные



Двух- и трехшарнирные арки из клееного деревянного верхнего пояса и стальной затяжки применяются с пролетами 12...18 м.

Фермы с верхним деревянным и нижним стальным поясами представлены:

треугольной фермой из бревен и брусьев пролетом 12...18 м;

фермой с параллельными поясами пролетом 12...24 м;

фермой с ломаным верхним поясом пролетом 18...30 м;

фермами с верхним клееным поясом пролетами 12...24 м.

Трехшарнирные клееные деревянные рамы сплошного сечения выполняют сборно-разборными из двух или четырех элементов с пролетами 12...30 м.

## **6. СТЕНЫ, ОКНА И ФОНАРИ**

### **6.1. Требования к ограждающим конструкциям и их классификация**

Элементами ограждающих конструкций промышленных зданий являются стены, окна, фонари, покрытия, полы. Они защищают помещение от воздействия внешних факторов, таких, как низкая температура, атмосферные осадки, грунтовые воды и пр.

К ограждающим конструкциям предъявляются следующие требования:

обеспечение температурно-влажностного режима помещения;

прочность, устойчивость, жесткость конструкции;

высокие эксплуатационные качества;

долговечность;

огнестойкость;

индустриальность при возведении здания;

удобство при транспортировке и монтаже;

ремонтоспособность;

небольшая масса;

художественно-эстетические качества.

### **6.2. Стены из кирпича, бетона и облегченных конструкций**

Стены (вертикальные ограждающие конструкции) – трудоемкий и дорогостоящий элемент здания, сильно связанный с энергопотреблением (расходом тепла при эксплуатации).

По конструктивному исполнению стены могут быть монолитными и сборными (из кирпича, блоков, панелей).

По теплотехническим качествам стены подразделяются на утепленные и холодные (в теплом климате и в горячих производствах).

По характеру статической работы стены бывают несущие, самонесущие и ненесущие (навесные). Несущие стены из кирпича или блоков не только выполняют ограждающие функции, но и воспринимают нагрузки от массы покрытия, перекрытия, ветра и даже от подъемно-транспортного оборудования, передавая их на фундаменты по типу гражданских зданий. Самонесущие стены из кирпича, блоков или панелей несут собственную массу в пределах высоты здания и передают нагрузку на фундаментные балки. Ненесущие стены из панелей передают нагрузку от собственного веса колоннам каркаса через обвязочные балки или опорные стальные столики.

При возведении облегченных стеновых конструкций применяется фахверк, т. е. вспомогательный каркас, состоящий из колонн, ригелей и элементов обеспечения устойчивости стены, передающий нагрузку на основной каркас. Фахверк может быть торцовым или продольным.

Сборные кирпичные стены толщиной 250...510 мм и стены из мелких блоков (туф, ракушечник, легкий бетон) толщиной 200...500 мм могут быть несущими или самонесущими, опирающимися на ленточные фундаменты или фундаментные балки. Кирпичные и мелкоблочные стены крепят к колоннам каркаса или фахверка анкерами через 1,2 м по высоте. Для уменьшения трудоемкости строительства применяют крупные блоки из легких бетонов.

Стены из бетонных и железобетонных панелей отличаются индустриальностью и малой материалоемкостью. При горизонтальной разрезке унифицированные высоты стеновых панелей составляют 1,2 и 1,8 м, подкарнизных и парапетных – 0,9 и 1,5 м, цокольных – 1,2 м. Номинальная длина панелей может быть 12, 6, 3 и 1,2 м. В отапливаемых зданиях используют панели однослойные (из ячеистых бетонов) и трехслойные (из наружных слоев бетона и эффективного утеплителя). Для неотапливаемых зданий разработаны панели из тяжелого железобетона гладкие длиной 6 м и усиленные ребрами длиной 12 м.

Стены из облегченных конструкций изготавливаются с применением стальных, алюминиевых, асбестоцементных, пластмассовых листов и эффективных утеплителей. В отапливаемых зданиях применяются трехслойные каркасные панели или бескаркасные – «сэндвич». В нео-

тапливаемых зданиях применяют профилированные листовые конструкции из асбестоцемента, металла или пластмасс.

Для герметизации швов в панельных стенах применяются упругие синтетические прокладки (цементно-песчаный раствор применять не рекомендуется).

### **6.3. Заполнения оконных проемов**

Заполнения оконных проемов должны обеспечивать необходимые условия освещения, воздухообмена, теплозащиты, долговечности и эксплуатационные удобства.

Оконные проемы, составляющие до 60 % поверхности стен, подразделяются на отдельные, ленточные, сплошные и комбинированные. Размеры оконных проемов и их заполнений увязываются с размерами стеновых панелей. Унифицированная высота проемов – 1,2 и 1,8 м, ширина – 1,5, 3,0 и 4,5 м. Оконные проемы заполняются переплетными и беспереплетными элементами.

Переплетные конструкции оконных заполнителей выполняют в виде стандартных блоков и панелей. Переплеты изготавливаются из дерева, стали и алюминия. Блоки и панели могут быть открывающимися и не открывающимися. Открывающиеся окна состоят из коробки, фрамуги, створок и остекления, а глухие – из коробок и остекления.

Беспереплетные заполнения оконных проемов (стеклоблоки, стеклопанели) обеспечивают герметичность ограждений, повышенное сопротивление теплопередачи, гигиеничность, облегченный уход и низкие эксплуатационные расходы. Их недостаток – жесткое разрушение от деформирования стен (необходимо применение в стыковых швах эластичного гидроизоляционного слоя).

В зданиях со стенами из асбестоцементных или алюминиевых волнистых листов применяются светопрозрачные ограждения из волнистых стеклопластиковых листов.

### **6.4. Световые и светоаэрационные фонари**

Фонари – специальные устройства в покрытиях зданий, предназначенные для естественного освещения и (или) аэрации (воздухообмена). По форме профиля фонари могут быть прямоугольные, трапециевидные, треугольные, М-образные, шедовые или зенитные (рис. 13).

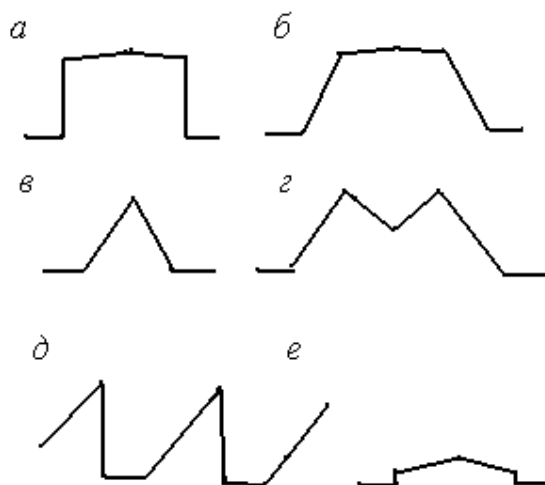


Рис. 13. Типы фонарей:  
*a* – прямоугольный; *б* – трапециевидный;  
*в* – треугольный; *г* – М-образный;  
*д* – шедовый; *е* – зенитный

Наиболее часто применяемые прямоугольные фонари с вертикальным остеклением отличаются незначительными инсоляцией и загрязненностью, простотой и надежностью эксплуатации. Они состоят из фонарных ферм, фонарных покрытий и глухих (для световых фонарей) и открывающихся (для светоаэрационных фонарей) остекленных переплетов. При ригельных пролетах 18 м ширина фонарей – 6 м; при пролетах 24...36 м ширина – 12 м.

Трапециевидные, треугольные и зенитные фонари обладают высокой светоактивностью, но подвержены загрязненности при усложненных устройствах открывающихся переплетов. М-образные фонари имеют хорошие аэрационные качества, а шедовые защищают помещение от прямых солнечных лучей. Зенитные фонари имеют небольшой вес, обеспечивают надежную теплозащиту и удобны в эксплуатации (меньший размер снеговых мешков в зимний период).

## 7. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

### 7.1. Основные виды ограждающих конструкций покрытия

Кровельные покрытия выполняют как ограждающие функции (паро-, тепло- и гидроизоляция), так и несущие функции, возлагаемые на плиты, панели и листы.

Ограждающая часть покрытия, подверженная атмосферному влиянию (солнечная радиация, дождь, снег, ветер, низкая температура) и эксплуатационным воздействиям (влажность, агрессивная среда, высокая температура), должна обладать стойкостью, теплотехнической сопротивляемостью, небольшой массой, ремонтоспособностью, огнестойкостью и взрывозащитой. Покрытия делятся на неутепленные и утепленные; неветилируемые (при сухом и нормальном режимах) и вентилируемые (с системой воздушных прослоек, каналов и борозд, сообщающихся с наружным воздухом).

Несущая часть покрытия может быть решена по прогонной системе (плиты, панели и листы пролетом 3...4 м опираются на прогоны) и беспрогонной (при шаге ригельных конструкций 6, 12 м).

## **7.2. Покрытия по прогонам**

Прогоны, опирающиеся на ригельные конструкции каркаса, могут быть железобетонными балками таврового сечения длиной 6 м, металлическими балками пролетом 6 м гнутого или прокатного профилей и металлическими решетчатыми (шпренгелями) длиной 12 м.

При прогонной системе для неутепленных покрытий применяются асбестоцементные волнистые листы и стальные или алюминиевые профилированные настилы.

В качестве покрытия по прогонам применяются следующие виды плит и панелей:

асбестоцементная плита на деревянном или алюминиевом каркасе;  
армоцементная ребристая плита (применяется для неутепленных покрытий);

плита из легкого бетона;

асбестоцементная полая плита;

асбестоцементная экструзионная (получаемая методом проталкивания) панель;

монопанель по профилированному металлическому настилу;

трехслойная алюминиевая панель.

## **7.3. Покрытия без прогонов**

При беспрогонной системе применяются плиты и панели, опирающиеся на ригельные конструкции каркаса. Обычно используются желе-

зобетонные ребристые плиты из тяжелого бетона длиной 6, 12 м и шириной 3 и 1,5 м (рис. 14).

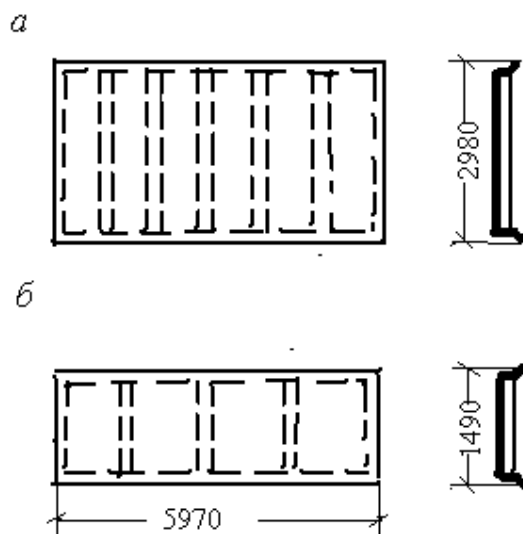


Рис. 14. Железобетонные ребристые плиты пролетом 6 м:  
*a* – основная; *б* – доборная

Кроме того, применяются другие плиты: плоская из ячеистого бетона, ребристая из легких бетонов, комбинированная из тяжелого и легкого бетонов. Нашла применение и комплексная панель покрытия, состоящая из ребристой плиты, утеплителя и гидроизоляции.

Для облегчения монтажа применяются большегабаритные плиты «на пролет», укладываемые на подстропильные конструкции вдоль пролета (поперек здания). Для пролета 18 м изготавливаются такие плиты: крупногабаритная железобетонная сводчатая (КЖС), коробчатого сечения и П-образного типа.

#### 7.4. Кровли

Верхняя часть покрытия (кровля) выполняет ограждающие функции и подвержена воздействию внешней и внутренней среды, неравномерной осадке здания, температурной деформации и усадке настилов, вибрации.

По используемому материалу кровли подразделяются на рулонные, мастичные, асбестоцементные и металлические.

Рулонные кровли (из толя и рубероида с мастичной прослойкой) в зависимости от уклона кровли выполняются с различным числом слоев

и подразделяются на четырехслойные (уклон до 2,5 %), трехслойные (от 2,5 до 10 %) и двухслойные (от 10 до 25 %). Малоуклонные кровли пригружаются защитным слоем гравия. В зарубежной и отечественной практике используются также полимерные пленки (бутилкор, бутилзол), которые применяются методом свободной укладки (большеразмерные пленки склеивают в карты, пригружают слоем гравия и крепят с помощью винтов).

Мастичные кровли выполняются из горячих битумных и резинобитумных мастик при армировании слоями стекловолокна. В жарком климате применяются самозалечивающиеся водонаполненные кровли.

Асбестоцементные и металлические кровли выполняются при значительном уклоне из гофрированных или гладких листов.

## **7.5. Способы водоотвода и меры по уменьшению снегоотложений**

7.5.1. Водоотвод (способ отведения дождевой и талой воды с кровли) подразделяется на наружный и внутренний.

В свою очередь, наружный водоотвод может быть неорганизованным и организованным. Неорганизованный водоотвод выполняется путем стока воды по всему периметру кровли. Для защиты стен от стекающей воды устраивают карнизы (кирпичные со свесом 300 мм или из железобетонных плит со свесом 500 мм). Организованный водоотвод выполняется с использованием направляющих устройств (желобов и водосточных труб).

Внутренний водоотвод устраивается с помощью приемных воронок, закрепленных на кровле, стояков внутри помещения и выпусков в коллектор ливневой или общесплавной канализации.

7.5.2. Основной конструктивной мерой по уменьшению снегоотложений на кровле является устранение участков с аэродинамической тенью, возникающей в местах больших выступов с наветренной стороны (перепадов высот помещений, фонарей, высоких парапетов, высоких зеленых насаждений). В связи с этим фонарные и другие надстройки целесообразно располагать параллельно господствующему в зимний период направлению ветра. При использовании фонарей следует переходить на зенитный тип.

В процессе эксплуатации зданий зимой необходимо постоянно очищать покрытия от снега.

## **8. ПОЛЫ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

### **8.1. Требования к полам**

Пол промышленного здания является трудоемким элементом (15 % стоимости здания), связанным с большим объемом (до 70 %) ручных работ. Конструкция и материал пола зависят от технологии производства, типа основания и методов производства работ. Полы должны обладать следующими свойствами:

высокой механической прочностью (ударной прочностью, сопротивляемостью воздействиям транспортных средств);

ровной нескользящей поверхностью;

малой истираемостью и пылеватостью;

хорошей эластичностью (защищенностью от падающих предметов);

бесшумностью;

малым коэффициентом теплоусвоения;

стойкостью против возгорания;

водонепроницаемостью;

стойкостью против химической агрессии кислот и щелочей;

нетоксичностью;

электроизоляцией;

индустриальностью;

ремонтоспособностью;

экономичностью;

привлекательностью (хороший вид, легкая очищаемость).

Поскольку требования противоречивы, то в первую очередь обеспечиваются основные для данного типа производства. При этом в одном здании может быть несколько типов полов.

### **8.2. Конструктивные элементы пола**

Основными конструктивными элементами пола являются основание, подстилающий слой и покрытие.

Основание (нижний слой) представлено в многоэтажных зданиях междуэтажным перекрытием, а в одноэтажных – грунтом основания (без органических включений и при отсутствии пучин).

Подстилающий слой предназначен для передачи нагрузки на основание, имеет расчетную толщину и выполняется из бетона или сыпучих материалов (гравия, щебня, шлака).



Покрытие (верхний слой) подвергается непосредственным эксплуатационным воздействиям и выполняется бесшовным, из штучных, рулонных и листовых материалов.

Дополнительными конструктивными элементами пола являются прослойка, стяжка и гидроизоляция.

Прослойка связывает покрытие с подстилающим слоем или обеспечивает покрытие упругой постелью. При этом используются цементно-песчаный раствор, битумные мастики, песчаные прослойки для полов из металлических или бетонных плит.

Стяжка применяется для выравнивания или придания уклона нижележащему покрытию.

Гидроизоляция – слой, препятствующий проникновению в пол сточных или грунтовых вод.

### **8.3. Полы со сплошными покрытиями**

Сплошное покрытие полов (бесшовное) может быть бетонным или полимерным.

Часто применяемые бетонные полы имеют следующие достоинства:

высокую прочность;

влагонепроницаемость;

нечувствительность к органическим растворителям.

Недостатками бетонных полов являются:

нестойкость против воздействия кислот и щелочей;

пылеватость;

непривлекательный вид.

Для устранения недостатков применяют добавки к бетону.

Мозаичное покрытие с добавкой в бетон мрамора или гранита улучшает эстетические качества.

Металлические добавки (смесь из цемента и металлического порошка втирают в незатвердевшую поверхность бетона) повышают прочность.

Жаростойкие покрытия на основе глиноземистых цементов выдерживают температуру до 1700 °С и защищают полы от падения раскаленных предметов.

Силикатные полы на основе жидкого стекла, кроме жаростойкости (до 700 °С), обладают стойкостью против воздействия кислот.

Асфальтобетонные покрытия (на основе смеси битума) применяют в мокрых зонах здания без воздействия органических растворителей, горячей воды и транспорта на гусеничном ходу.

В чистых производствах (производствах электронных приборов, медицинского оборудования и др.) применяют наливные полы с полимерными покрытиями. Эти полы состоят из бетонного подстилающего слоя, гипсовой стяжки и наливного мастичного покрытия.

#### **8.4. Полы с покрытиями из штучных, рулонных и листовых материалов**

К штучным покрытиям относятся крупноразмерные комплексные плиты и мелкогабаритные блоки и плитки.

Крупноразмерные комплексные плиты обладают высокой индустриальностью, представляя собой готовые участки пола, и выполнены с основным размером  $3 \times 3$  м и доборными размерами  $1,5 \times 1,5$  м и  $1 \times 1$  м. По контуру они имеют пазы и гребни. Бетонные плиты выполняют из жаростойкого, мозаичного и других бетонов. Стальные плиты являются штампованными перфорированными изделиями.

Мелкогабаритные блоки представлены:

бетонными блоками, в том числе полимеропилочного состава, с размером  $300 \times 300$  и  $400 \times 400$  мм;

каменными блоками из гранита и базальта с размерами брусчатки  $150 \times 200$  мм;

клинкерными кирпичами;

торцовыми шашками из антисептированной древесины размерами  $50...100 \times 80...250$  мм.

Для полов используются следующие плиты и плитки:

керамические и шлакоситалловые плитки размером  $150 \times 150$  мм, обладающие высокой прочностью, водостойкостью и кислотостойкостью;

поливинилхлоридные и резиновые плитки размером  $300 \times 300$  мм; шлакоситалловые плиты размерами  $300 \times 300$ ,  $400 \times 400$ ,  $500 \times 500$  и  $600 \times 600$  мм;

чугунные дырчатые и стальные штампованные перфорированные плиты размерами  $250 \times 250$ ,  $300 \times 300$  мм (чугунные) и  $300 \times 300$  мм (стальные).

Полы из рулонных и листовых материалов следующие:

рулонные полы из линолеума (безосновного и с упрочняющей, тепло- и звукоизолирующей основами);

листовые полы из твердых древесноволокнистых, древесностружечных, цементно-стружечных и винипластовых листов (устраиваются во вспомогательных помещениях).

## **9. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ**

### **9.1. Принципы конструирования**

При конструировании железобетонных элементов, состоящих из бетона и стальной арматуры, учитываются:

технологические особенности объекта и способа его возведения;

требования унификации конструкций;

экономические требования;

требования совместной работы бетона и арматуры (защитный слой, требования к армированию, анкеровка и стыковка арматуры).

Проектирование и расчет железобетонных конструкций выполняется в соответствии со СНиП 2.03.01–84 [9]. Конструкции рассчитываются по предельному состоянию 1-й и 2-й групп.

Первые три вида требований очевидны и не требуют пояснений.

Защитный слой (расстояние в свету от арматуры до поверхности изделия) зависит от типа конструкции, ее размеров и диаметров стержней арматуры. Защитный слой для продольной рабочей арматуры должен быть не менее диаметра стержней или не менее 15 мм (в плитах), не менее 20 мм (в балках и колоннах) и не менее 30 мм (в фундаментах). Для стержней поперечной, распределительной и конструктивной арматуры защитный слой должен быть не менее диаметра стержней этой арматуры или не менее 15 мм.

Расстояние между стержнями (канатами) арматуры должно быть не менее наибольшего диаметра и не менее 25...50 мм.

Анкеровка арматуры выполняется путем ее запуска на расчетную длину или с помощью приварки анкерующих деталей (шайб, коротышей). Растянутые гладкие стержни должны заканчиваться крюками.

Продольную и поперечную арматуру целесообразно объединять контактной сваркой в сетки и каркасы. Соединение арматуры выполняется или внахлестку или сваркой.

## 9.2. Классификация и расчетные сопротивления бетона и арматуры

9.2.1. Конструктивными бетонами являются:  
тяжелые (на плотных крупных и мелких заполнителях);  
мелкозернистые (только с мелким заполнителем);  
легкие (на пористых заполнителях);  
ячеистые (без заполнителей, с порами);  
поризованные (с заполнителем и порами).

При этом наиболее часто используются тяжелые бетоны.

Основными характеристиками бетона являются класс по прочности ( $B_k$ , где  $k$  – временное сопротивление на сжатие, МПа), марка по средней плотности ( $D_l$ , где  $l$  – плотность, кг/куб. м), марка по морозостойкости ( $F_m$ , где  $m$  – допустимое количество циклов заморозания и оттаивания) и марка по водопроницаемости ( $W_n$ , где  $n$  – коэффициент фильтрации, см/с). Временное сопротивление бетона на сжатие определяется испытанием на сжатие без трения бетонного куба со стороной 150 мм, в возрасте 28 суток, полученного при средней температуре и высокой влажности.

По прочности бетоны подразделяются на несколько классов.

Так, тяжелые бетоны по прочности на сжатие представлены пятнадцатью классами ( $B_{3,5}...B_{60}$ ).

Расчетные сопротивления бетона на сжатие  $R_b$  и растяжение  $R_{bt}$  (без учета коэффициентов условий работы конструкции  $g_{bi}$ ) представлены зависимостями

$$R_b = R_{bn} / g_{bc}, \quad (14)$$

$$R_{bt} = R_{btn} / g_{bt}, \quad (15)$$

где  $R_{bn}$  и  $R_{btn}$  – нормативные сопротивления бетона на сжатие и растяжение;

$g_{bc}$  и  $g_{bt}$  – коэффициенты надежности по материалу бетона на сжатие и растяжение.

Приблизительная зависимость нормативного сопротивления  $R_{bn}$  тяжелого бетона от класса на сжатие  $B_k$  представлена выражением

$$R_{bn} \approx 0.75 * k. \quad (16)$$

Для первой группы предельного состояния всех бетонов, кроме ячеистого,  $g_{bc} = 1.3$  и  $g_{bt} = 1.5$ ; для второй группы –  $g_{bc} = 1$  и  $g_{bt} = 1$ .

Расчетные сопротивления тяжелого бетона даны в табл. 4.

Таблица 4

Bk	3,5	5	7,5	10	12,5	15	20	25	30	...	50	55	60
R_b	2.05	2.8	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	...	27.5	30.0	33.0
R_bt	0.26	0.37	0.48	0.57	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20	...	1.55	1.60	1.65

Окончательное значение расчетного сопротивления бетона получается умножением  $R_b$  или  $R_{bt}$  на коэффициенты условий работы конструкций  $g_{bi}$ , которые определяются по СНиП в зависимости от многократности повторения нагрузки, длительности действия нагрузок, процента влажности, числа циклов замораживания и оттаивания и пр.

9.2.2. Арматура подразделяется на стержневую, проволочную и прокатную. В свою очередь, стержневая и проволочная арматура может быть круглой гладкой и периодического профиля (рифленной). Круглой гладкой арматурой является горячекатаная класса А-I и проволочная классов В-I и В-II. Рифленной арматурой является горячекатаная классов А-II...А-VI, термически упрочненная классов Ат-II...Ат-VI и проволочная классов Вр-I, Вр-II. Из проволоки изготавливаются пучки и канаты (семипроволочные К-7 и девятипроволочные К-19).

Расчетное сопротивление арматуры на растяжение определяется по формуле

$$R_s = R_{sn} / g_s, \quad (17)$$

где  $R_{sn}$  – нормативное сопротивление арматуры на растяжение;

$g_s$  – коэффициент надежности по арматуре на растяжение ( $g_s = 1.05...1.2$ ).

Расчетные сопротивления основных видов арматуры даны в табл. 5.

Окончательное значение расчетного сопротивления арматуры определяется умножением  $R_s$ ,  $R_{sc}$  и  $R_{so}$  на коэффициенты условий работы конструкции, которые находятся в зависимости от многократности повторения нагрузки, при соединениях арматуры внахлестку или сваркой и при элементах из легкого бетона.

Таблица 5

Вид и класс арматуры	Расчетное сопротивление, МПа		
	на растяжение R <sub>s</sub>	на сжатие R <sub>sc</sub>	в наклонных сечениях R <sub>so</sub>
A-I	225	225	175
A-II, 6...8 мм	280	280	225
A-III, 10...4 мм	355	355	285
A-IV	510	390	405
A-V	680	390	545
A-VI	815	390	650
B-I, 3 мм	375	375	300
B-II, 3 мм	1240	–	990
Bp-II, 3 мм	1200	–	970
K-7, 6 мм	1200	–	970
K-19, 14 мм	1180	390	940

### 9.3. Особенности предварительно напряженных конструкций

В целях повышения трещиностойкости и жесткости растянутых, изгибаемых и сжатых конструкций применяется предварительно напряженный железобетон.

Различают два метода натяжения арматуры:  
натяжение на упоры (заводское изготовление элементов);  
натяжение на бетон (арматура в каналах или пазах уникальных сооружений).

Существует несколько способов натяжения:  
механический;  
электротермический (применяется в 80 % изделий при нагревании до температуры 300...350 °С);  
физико-термический (с применением расширяющихся цементов).

Анкеровка предварительно напряженной арматуры выполняется за счет сцепления расчетного участка арматуры или с помощью шайбы, петли и конической пробки с колодкой.

Предварительно напряженное изделие проходит несколько стадий напряженного состояния:

1) в процессе изготовления арматура подвергается расчетному контролируемому напряжению, уменьшенному на первые потери напряжения (напряжение в бетоне нулевое);

2) в готовом ненагруженном изделии происходит изгиб в сторону наименее натянутой арматуры (в балках – в сторону их верха), напряжение в арматуре уменьшается на потери напряжения, а напряжение растяжения бетона не превышает расчетного сопротивления  $R_{bt}$ ;

3) в нагруженном изделии прогиб реализуется в сторону наиболее растянутой арматуры; напряжение в наиболее растянутой арматуре не превышает контролируемого напряжения, уменьшенного на потери и увеличенного на 30 МПа, и напряжение в растянутой зоне бетона не превышает  $R_{btser}$  (расчетное сопротивление растяжения по второй группе предельного состояния).

Потери напряжения в арматуре при натяжении на упоры представлены первыми потерями и вторыми потерями.

Факторами, вызывающими первые потери, являются:  
релаксация (самопроизвольное снижение напряжения);  
температурный перепад арматуры и упоров;  
деформация анкеров;  
трение арматуры об огибающие приспособления;  
деформация стальных форм;  
быстронатекающая ползучесть бетона.

Вторые потери происходят из-за усадки бетона и ползучести бетона в течение длительного времени.

Указанные потери напряжения вычисляются по эмпирическим формулам. В первом приближении все потери находятся в диапазоне 200...250 МПа и во всяком случае больше 100 МПа.

## **10. ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

### **10.1. Конструктивные особенности**

Железобетонными изгибаемыми элементами являются плиты и балки.

По расчетным схемам плиты и балки могут быть самостоятельно работающими и входить в состав покрытий и перекрытий. По числу пролетов они бывают одно- и многопролетные. По способу изготовления различаются монолитные и сборные элементы.

Монолитные плиты делают толщиной 60...100 мм, сборные – 25...40 мм. Плиты армируются плоскими и рулонными сетками. В однопролетных плитах сетки располагаются только понизу, в многопролетных – понизу и поверху над опорами (в соответствии с эпюрой моментов). Оптимальное значение коэффициента армирования (отношения площади арматуры к площади сечения бетона) составляет 0.003...0.006. Плиты с отношением длин сторон больше двух рассматриваются как балки с пролетом, равным меньшей стороне.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного, таврового, двутаврового и трапецеидального поперечного сечения. Высота балок составляет 1/10...1/20 пролета, ширина – 0.25...0.5 высоты. Балки армируются обычно сварными каркасами; в балках шириной 150 мм и более устанавливаются не менее двух каркасов. Продольная арматура работает на моментную нагрузку, поперечная и отгибы продольной арматуры – на перерезывающую силу. Расстояния между поперечными стержнями при высоте балки  $h \leq 450$  мм не должны быть более  $0.5 * h$  и более 150 мм, при высоте  $h > 450$  мм – не более  $0.333 * h$  и не более 500 мм (эти требования относятся к опирным участкам длиной 1/4 пролета). В балках высотой более 700 мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни с сечением не менее 0.1 % от площади поперечного сечения балки. Наклонные стержни и отгибы продольной арматуры у опорных частей балки ставят обычно под углом  $45^\circ$ , в высоких балках ( $h > 800$  мм) –  $60^\circ$ . Оптимальный коэффициент армирования балок – 0.012...0.018.

В предварительно напряженных железобетонных элементах с прямолинейной рабочей растянутой арматурой площадью сечения  $A_{sP}$  применяется предварительно напряженная арматура в сжатой зоне бетона с площадью сечения  $A_{sP_1} = (0.15...0.25) * A_{sP}$ .

Требования к защитному слою, армированию (расстояние между стержнями) и анкеровке приведены в подразд. 9.1.

## **10.2. Расчет прочности по нормальным сечениям**

Расчет прочности по нормальным сечениям (1-й группе предельного состояния) рассматривается для прямоугольного сечения и таврового сечения с арматурой в сжатой зоне. При этом основным является расчет прямоугольного сечения (рис. 15), к которому приводятся остальные виды расчета.



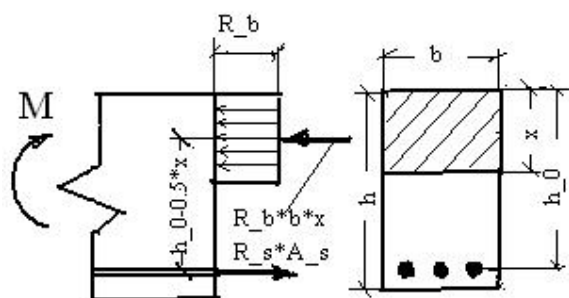


Рис. 15. Расчетная схема железобетонного изгибаемого элемента прямоугольного сечения

Расчет прямоугольного сечения изгибаемого железобетонного элемента выполняется по формулам

$$M \leq R_b \cdot x \cdot (h_0 - x / 2), \quad (18)$$

$$R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x, \quad (19)$$

$$x = (R_s \cdot A_s) / (R_b \cdot b), \quad (20)$$

$$\zeta = x / h_0 = \mu \cdot \eta, \quad (21)$$

$$M = \alpha_1 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \zeta (1 - 0.5 \cdot \zeta), \quad (22)$$

$$M = \eta \cdot R_s \cdot A_s \cdot h_0, \quad (23)$$

$$\alpha_1 = \zeta (1 - 0.5 \cdot \zeta), \quad (24)$$

$$\eta = 1 - 0.5 \cdot \zeta, \quad (25)$$

где  $M$  – расчетный изгибающий момент;

$b$  – ширина прямоугольного сечения;

$h_0$  – расчетная высота прямоугольного сечения ( $h_0 = h - a$ ), т. е. высота без расстояния от низа сечения до центра растянутой арматуры;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона на сжатие;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры на растяжение;

$x$  – высота сжатой зоны бетона;

$\zeta = x / h_0$  – относительная высота сжатой зоны бетона;

$\mu = R_s / R_b$  – отношение расчетных сопротивлений арматуры к бетону;

$A_s$  – сечение растянутой арматуры;

$\eta = A_s / (b \cdot h_0)$  – отношение сечения растянутой арматуры к расчетному сечению бетона (коэффициент армирования);

$\alpha_1$  и  $\eta$  – вспомогательные расчетные переменные.

Относительная высота сжатой зоны бетона ( $\sigma_y$ ) должна быть меньше или равна коэффициенту граничной высоты сжатой зоны бетона ( $\sigma_{yR}$ ):

$$\sigma_y \leq \sigma_{yR}; \quad (26)$$

$\sigma_{yR}$  определяется по эмпирической формуле

$$\sigma_{yR} = \sigma_{m1} / (1 + k * (1 - \sigma_{m1} / 1.1)), \quad (27)$$

где  $\sigma_{m1}$  – параметр граничной высоты сжатой зоны бетона (для тяжелого бетона  $\sigma_{m1} = 0.85 - 0.008 * R_b$ );

$k$  – параметр отношения напряжений в арматуре (для арматуры с площадкой текучести, т. е. классов А-I, А-II, А-III,  $k = R_s / 400$ ).

В соответствии с приведенными зависимостями решаются три типа задач.

1. Дано:  $M, b, h_0, R_b, R_s$ . Найти:  $A_s$ .

Решение. По формуле (22) определяется  $a_{l0}$ ; по формулам (24) и (25) или имеющейся таблице находятся  $\sigma_y$  и  $i_y$  (выполняется проверка  $\sigma_y \leq \sigma_{yR}$ ); по формуле (23) вычисляется искомая площадь арматуры  $A_s$ .

2. Дано:  $M, b, R_b, R_s, \eta_y$ . Найти:  $h_0$ .

Решение. По формуле (21) определяется  $\sigma_y$  (выполняется проверка  $\sigma_y \leq \sigma_{yR}$ ), по формуле (24) вычисляется  $a_{l0}$  и по формуле (22) – искомое значение  $h_0$ .

3. Дано:  $R_b, R_s, b, h_0, A_s$ . Найти:  $M$ .

Решение. По формуле (20) определяется  $x$  и по формуле (18) –  $M$ .

Расчет изгибаемого элемента с тавровым сечением и арматурой в сжатой зоне (рис. 16) производится путем определения внутреннего момента полки и сжатой арматуры и приведения к прямоугольному сечению полки или стенки сравнением внешнего момента с внутренним.

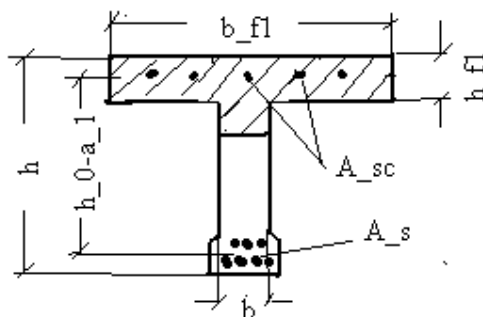


Рис. 16. Расчетная схема железобетонного изгибаемого элемента с тавровым сечением и арматурой в сжатой зоне

Внутренний момент полки и сжатой арматуры ( $M_{bs1}$ ) определяется с помощью выражения

$$M_{bs1} = R_b \cdot b_{f1} \cdot h_{f1} \cdot (h_0 - h_{f1}/2) + R_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (h_0 - a_1), \quad (28)$$

где  $b_{f1}, h_{f1}$  – ширина и высота полки;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление арматуры на сжатие;

$A_{sc}$  – площадь сжатой арматуры;

$a_1$  – расстояние от верха сечения до центра сжатой арматуры.

При  $M \leq M_{bs1}$  (сжатая зона бетона находится внутри полки) ширина расчетного прямоугольного сечения равна ширине полки ( $b = b_{f1}$ ). Расчет прямоугольного сечения выполняется для внешнего момента без момента сжатой арматуры, т. е.  $M - R_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (h_0 - a_1)$ .

При  $M > M_{bs1}$  (сжатая зона бетона находится ниже полки) ширина расчетного прямоугольного сечения равна ширине стенки ( $b$ ). Расчет прямоугольного сечения производится для внешнего момента без момента сжатой арматуры и свесов полки, т. е.  $M - R_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (h_0 - a_1) - R_b \cdot (b_{f1} - b) \cdot h_{f1} \cdot (h_0 - h_{f1}/2)$ .

При значительной ширине полки в расчете участвует только часть ее свеса: при  $h_{f1} \geq 0.1 \cdot h$  принимается свес не более  $6 \cdot h_{f1}$ ; при  $0.05 \cdot h \leq h_{f1} < 0.1 \cdot h$  – не более  $3 \cdot h_{f1}$ ; при  $h_{f1} < 0.05$  свесы полки в расчет не вводятся.

### 10.3. Расчет прочности по наклонным сечениям

Под воздействием поперечной силы  $Q$  и момента  $M$  в изгибаемом элементе возникают наклонные трещины от действия главных растягивающих напряжений (рис. 17). Наибольшие наклонные трещины возникают у опор под влиянием поперечной силы.

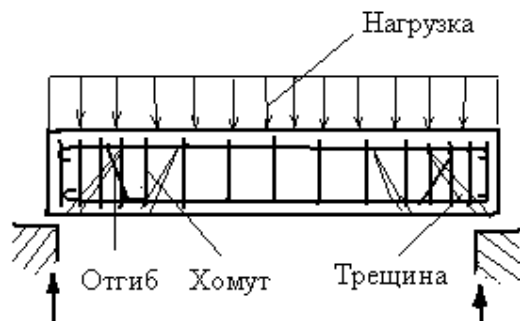


Рис. 17. Возникновение наклонных трещин

Раскрытию трещин сопротивляются:

бетон;

поперечная арматура (хомуты);

наклонная арматура (отгибы рабочей арматуры).

Отсутствие наклонных трещин гарантировано, если поперечная сила не превосходит сопротивления бетона растяжению. Для тяжелого бетона используется условие

$$Q \leq 0.6 * R_{bt} * b * h_0. \quad (29)$$

Если условие (29) не соблюдается, то необходимо вводить по расчету поперечную и (или) наклонную арматуру при соблюдении прочности бетона между наклонными трещинами.

Расчет производится с применением основной формулы вертикальной проекции внутренних сил

$$Q \leq \text{SUM}(R_{so} * A_{so}) + \text{SUM}(R_{so} * A_{s\_inc} * \sin(\text{TH})) + Q_b, \quad (30)$$

где  $R_{so}$  – расчетное сопротивление арматуры наклонного сечения (см. табл. 5);

$A_{so}$  – площадь сечения хомутов;

$A_{s\_inc}$  – площадь сечения наклонной арматуры;

TH – угол наклонной арматуры к горизонту;

$Q_b$  – часть поперечной силы, воспринимаемой бетоном (согласно нормам определяется по эмпирической формуле).

## **11. СЖАТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

### **11.1. Типы элементов и их конструктивные особенности**

К сжатым железобетонным элементам относятся:

колонны;

столбчатые фундаменты;

арки;

верхние пояса ферм;

восходящие раскосы и стойки ферм.

Основными расчетными параметрами сжатых элементов являются эксцентриситет и гибкость.

Эксцентриситет продольной силы определяется по формуле

$$e_0 = e_{0c} + e_a, \quad (31)$$

где  $e_{0c} = M/N$  – статический эксцентриситет относительно оси, проходящей через центр тяжести ( $M$  – изгибающий момент;  $N$  – продольная сила);

$e_a = \max(1/600, h/30, 1 \text{ см})$  – случайный эксцентриситет от неоднородности бетона ( $l$  – длина элемента;  $h$  – высота сечения элемента).

Гибкость элемента ( $LL$ ), влияющая на минимальный процент армирования и коэффициент увеличения эксцентриситета, определяется по формуле

$$LL = l_0 / i, \quad (32)$$

где  $l_0$  – расчетная длина элемента;

$i = \sqrt{I/F}$  – радиус инерции ( $\sqrt{\quad}$  – функция квадратного корня;  $I$  – момент инерции сечения элемента;  $F$  – площадь сечения).

Расчетная длина зависит от типа элемента:

для колонн многоэтажных зданий  $l_0 = (0.7...1) * H$  ( $H$  – высота этажа);

для ступенчатых колонн одноэтажных зданий с мостовыми кранами расчетная длина подкрановой части  $l_0 = (1.2...1.5) * H_1$  и надкрановой части –  $l_0 = 2 * H_2$  ( $H_1$  и  $H_2$  – высоты частей);

для сжатых элементов ферм  $l_0 = (0.8...0.9) * l$  ( $l$  – длина элемента).

Минимальный процент армирования (отношение площади сечения продольной арматуры к площади сечения элемента) при  $LL < 17$  – 0.05; при  $LL \geq 83$  – 0.25.

Коэффициент увеличения эксцентриситета приведен в подразд. 11.2.

Элементы с малым эксцентриситетом делают, как правило, квадратного, круглого, многоугольного и кольцевого сечений. Внецентренно сжатые элементы (с большим эксцентриситетом) выполняют прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений.

Наибольшее применение получили элементы с гибкой продольной арматурой и сварными хомутами. Косвенное армирование (со спиральной арматурой хомутов) увеличивает прочность бетона и уменьшает сечение элемента. Арматура из прокатных элементов позволяет облегчить строительство за счет передачи нагрузок от опалубки, механизмов, рабочих и пр.

Для колонн гибкость  $LL \leq 120$ , для других элементов  $LL \leq 200$ .

В сжатых элементах применяют бетон класса В30 и выше, рабочую (продольную) арматуру класса А-II и А-III с диаметром  $d = 12...40$  мм и хомуты с диаметром  $0.25 * d$ , но не менее 5 мм.

Защитный слой и расстояние между рабочими стержнями даны в подразд. 9.1.

При высоте сечения элемента более 600 мм по длинным сторонам устанавливают дополнительные стержни диаметра 12...16 мм, соединяемые шпильками или охватывающими хомутами.

Шаг хомутов – не больше 500 мм и не больше 20 диаметров рабочей арматуры.

## 11.2. Расчет прочности в плоскости симметрии сечения

Существуют два случая разрушения сжатых железобетонных элементов:

1-й случай – с большим эксцентриситетом, при котором происходит разрушение по типу нормально армируемого изгибаемого элемента;

2-й случай – с малым эксцентриситетом, при котором выполняется хрупкое разрушение сжатого бетона из-за переармирования.

Расчет внецентренно сжатых элементов (рис. 18) выполняется по формулам, полученным равновесием усилий и моментов,

$$N \leq R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A_{s1} - \sigma_{gs} \cdot A_s, \quad (33)$$

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot z_b + R_{sc} \cdot A_{s1} \cdot z_{s1}, \quad (34)$$

где  $\sigma_{gs}$  – напряжение в растянутой арматуре;

$e$  – эксцентриситет силы;

$z_b$  – внутреннее плечо момента сжатой зоны бетона;

$z_{s1}$  – внутреннее плечо момента сжатой арматуры.

Остальные переменные приведены в подразд. 10.2 и 11.1.

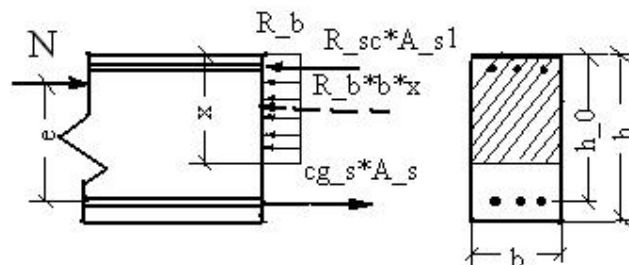


Рис. 18. Схема расчета внецентренно сжатого элемента

Для 1-го случая  $sg_s = R_s$  и должно соблюдаться условие (26) нормально изгибаемого элемента, т. е.  $c_y \leq c_{yR}$ .

Для 2-го случая  $sg_s = (2 * (1 - c_y)/(1 - c_{yR}) - 1) * R_s$  (при соблюдении условия  $c_{yR} \leq c_y \leq 1$ ).

Учет гибкости внецентренно сжатого элемента производится при  $LL \geq 14$  путем умножения эксцентриситета продольной силы ( $e_0$ ) на коэффициент увеличения эксцентриситета ( $et$ ). Полная величина эксцентриситета определяется по формуле

$$e = e_0 * et. \quad (35)$$

Коэффициент увеличения эксцентриситета представлен формулой

$$et = 1 / (1 - N / N_{cr}), \quad (36)$$

где  $N_{cr}$  – критическая сила.

Критическая сила определяется по эмпирической формуле

$$N_{cr} = 6.4 * E_b * ((I * (0.11 / (0.1 + dl / ph_{sP}) + 0.1) / ph_1) + n_y * I_s) / l_0^{**2}, \quad (37)$$

где  $E_b$  – модуль упругости бетона ( $E_b = 24000$  МПа);

$I$  – момент инерции сечения элемента (для прямоугольника  $I = b * h^{**3} / 12$ );

$dl$  – эксцентриситет, отнесенный к полной высоте сечения ( $dl = e_0 / h$ );

$ph_{sP}$  – коэффициент, учитывающий предварительное напряжение (при отсутствии предварительного напряжения  $ph_{sP} = 1$ );

$ph_1$  – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки (для тяжелого бетона  $ph_1 = 1 + M_1 / M$ , где  $M_1$  и  $M$  – моменты длительной и полной нагрузок относительно наименее сжатой арматуры);

$n_y$  – отношение модулей упругости арматуры и бетона ( $n_y = E_s / E_b = 200000 / 24000$ );

$I_s$  – момент инерции сечения арматур относительно центра тяжести (приблизительное значение  $I_s = n_y * b * h_0 * h_0 / 4$ );

$l_0$  – расчетная длина элемента.

### 11.3. Конструкция и расчет колонн и фундаментов

11.3.1. Конструкции железобетонных колонн приведены в п. 5.2.2.

Расчет колонны выполняется по следующему алгоритму:

1. В соответствии с «Альбомом чертежей конструкций» [5] задают геометрические параметры колонны.

2. Устанавливают прочностные характеристики железобетона.

3. Определяют нагрузки на колонну или ее части (усилия и эксцентриситеты).

4. Находят расчетную длину, радиус инерции и гибкость элемента по формуле (32).

5. По формуле (27) находят коэффициент граничной высоты сжатой зоны бетона  $\zeta_R$ .

6. По полученной гибкости задаются минимальным коэффициентом армирования.

7. При гибкости больше 14 по формулам (35), (36) и (37) определяют критическую силу, коэффициент увеличения эксцентриситета и полную величину эксцентриситета.

8. По формуле (34) для  $\zeta_R$  находят площадь сжатой арматуры  $A_{sc}$  (при этом по формуле (22)  $R_b \cdot b \cdot x \cdot z_b = \zeta_R \cdot (1 - 0.5 \cdot \zeta_R) \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot h_0$ ).

9. По формуле (33) определяют площадь растянутой арматуры  $A_s$ .

10. Определяют коэффициент армирования  $\mu = (A_s + A_{sc}) / b \cdot h$ .

11. Если заданный в п. 6 коэффициент армирования отличается от полученного в п. 10, то повторяют расчет в пп. 7, 8, 9 и 10.

11.3.2. Конструкция столбчатого монолитного фундамента приведена в п. 5.2.1.

Расчет внецентренно-нагруженного фундамента (рис. 19) выполняется по следующему алгоритму:

1. Определяют нагрузки на фундамента (вертикальную силу и момент).

2. Устанавливают расчетное давление на грунт  $R_0$ .

3. Определяют ориентировочную площадь подошвы фундамента с помощью формулы  $A = N_{max} / (R_0 - d_f \cdot g_{mid})$ , где  $N_{max}$  – максимальное значение вертикальной силы в составе сочетания нагрузок;  $d_f$  – глубина заложения подошвы фундамента;  $g_{mid}$  – усредненная нагрузка от объема фундамента и грунта (принимается  $g_{mid} = 20$  кН/кв. м).

4. Находят предварительные значения сторон подошвы фундамента:  $a = \sqrt{A/0.8}$ ,  $b = 0.8 \cdot a$  при отношении продольной стороны (b) к поперечной (a)  $b/a = 0.8$ .

5. Определяют значения сторон подошвы фундамента  $a_f$  и  $b_f$  путем округления a и b в бóльшую сторону на 10...15 % и выбора типовых размеров по «Альбому чертежей конструкций».



6. Находят эксцентриситет равнодействующей усилий на подошве фундамента по формуле

$$e = M_f / N_f = (M + Q \cdot h) / (N + df \cdot g_{\text{mid}} \cdot a_f \cdot b_f).$$

7. Определяют напряжения на краях подошвы фундамента по формулам  $p_1 = N_f \cdot (1 + 6 \cdot e / a_f) / (a_f \cdot b_f)$  и  $p_2 = N_f \cdot (1 - 6 \cdot e / a_f) / (a_f \cdot b_f)$ .

8. Проверяют необходимые условия  $p_1 \leq 1.2 \cdot R_0$  и  $p_2 \leq 0.8 \cdot R_0$ , при несоблюдении условий расчет (пп. 5, 6 и 7) повторяют.

9. Определяют моментные усилия в сечениях 1–1 и 2–2 подошвы фундамента, принимая расчетную схему в виде консоли, на которую снизу действует давление грунта.

10. Определяют площадь сечения арматуры по подошве фундамента по формулам прямоугольного изгибаемого элемента, приведенным в подразд. 10.2.

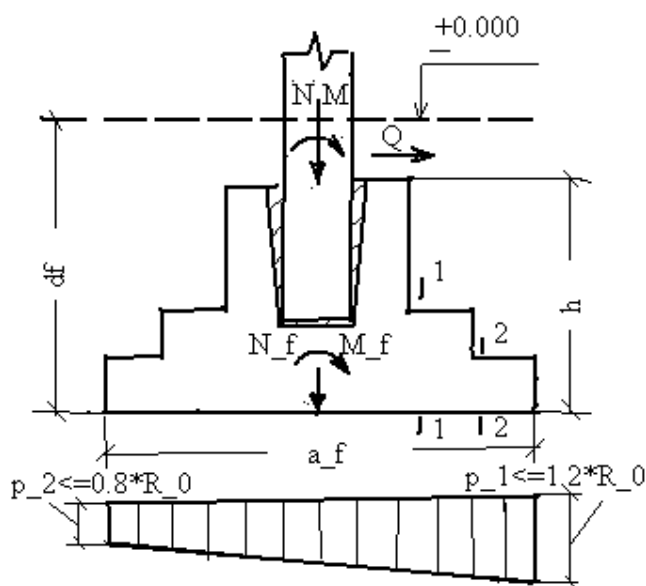


Рис. 19. Схема расчета внецентренно нагруженного фундамента

## 12. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ 2-Й ГРУППЫ

Цель расчета по предельному состоянию 2-й группы заключается в обеспечении конструкции условиями нормальной эксплуатации (по об-

разованию и величине раскрытия трещин, по допускаемым деформациям).

Расчет на трещиностойчивость выполняется по трем категориям:

1-я категория связана с конструкциями, в которых не допускается образование трещин (это, как правило, предварительно напряженные конструкции, воспринимающие давление жидкостей или газов).

2-я категория включает конструкции, допускающие кратковременное раскрытие трещин при условии их последующего закрытия.

3-я категория включает конструкции, в которых допускается ограниченное по ширине (обычно 0.2 мм) длительное раскрытие трещин.

Наиболее частым расчетом по деформациям является расчет прогиба балки, который в связи со сложностью экспериментальных зависимостей СНиПа выполняется по упрощенной методике.

### 12.1. Расчет по образованию нормальных трещин

Данный вид расчета выполняется на стадии, непосредственно предшествующей образованию трещин. Расчет производится для центрально-растянутых элементов и изгибаемых (внецентренно растянутых и сжатых) элементов.

Центрально-растянутый элемент (рис. 20) рассчитывается с использованием следующих зависимостей:

$$N \leq R_{btser} \cdot (A + 2 \cdot n_y \cdot A_{stot}) + P, \quad (38)$$

$$P = A_{sP} \cdot (c_{g\_con} - c_{g\_1} + 2 \cdot n_y \cdot R_{btser}), \quad (39)$$

$$P = -c_{g\_s} \cdot A_s, \quad (40)$$

где  $N$  – растягивающая сила;

$R_{btser}$  – расчетное сопротивление бетона на растяжение 2-й группы предельного состояния;

$A$  – площадь сечения бетона;

$n_y = E_s/E_b$  – отношения модулей упругости арматуры и бетона;

$A_{stot}$  – площадь сечения всей продольной арматуры;

$P$  – усилие обжатия предварительно напряженной арматуры;

$A_{sP}$  – площадь сечения предварительно напряженной арматуры;

$c_{g\_con}$  – контролируемое напряжение;

$c_{g\_1}$  – потери напряжения;

$2 \cdot n_y \cdot R_{btser} = 30$  МПа – напряжение, вызванное деформацией окружающего бетона;

$c_{g\_s}$  – напряжение в растянутой арматуре;  
 $A_s$  – площадь сечения растянутой арматуры.

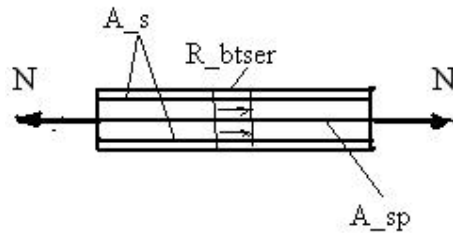


Рис. 20. Центально-растянутый элемент

Формула (39) применяется для предварительно напряженного элемента, а формула (40) – при отсутствии предварительного напряжения.

Изгибаемый, внецентренно растянутый или сжатый элемент (рис. 21) подвергается расчету с помощью зависимостей

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (41)$$

при изгибе  $M_r = M, \quad (42)$

при растяжении  $M_r = N * (e + r), \quad (43)$

при сжатии  $M_r = N * (e - r), \quad (44)$

где  $M_r$  – момент внешних сил относительно оси, проходящей через наиболее удаленную от растянутой зоны ядровую точку;

$r$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны ( $r = W/F$ );

$e$  – эксцентриситет до центральной оси.

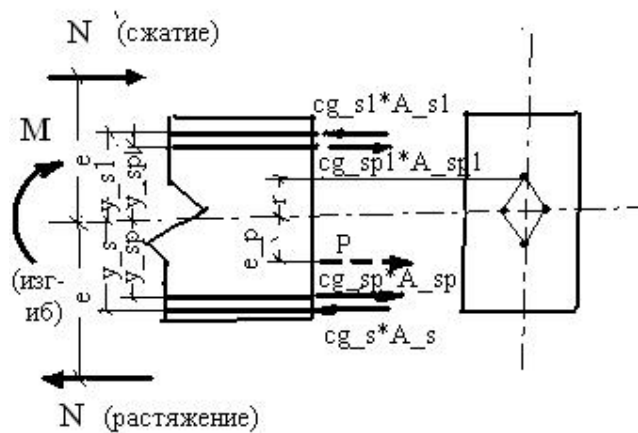


Рис. 21. Изгибаемый, внецентренно растянутый или внецентренно сжатый элемент

Момент усилия обжатия ( $M_{crc}$ ) определяется по формуле

$$M_{crc} = R_{btser} * W_{pl} ( + | - ) M_{gp}, \quad (45)$$

где  $W_{pl}$  – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна;

$M_{gp}$  – момент усилия обжатия оси, при которой определяется  $M_{gr}$  ( $M_{gp} = P * (e_p ( + | - ) r)$ ); знак + применяется в формуле (45) при разносторонности  $M_{gr}$  и  $M_{gp}$ .

## 12.2. Расчет по раскрытию нормальных трещин

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, определяется с помощью зависимости

$$a_{crc} = (e_{sc} - e_{bc}) * l_{crc}, \quad (46)$$

где  $e_{sc}$  и  $e_{bc}$  – относительные деформации растянутой арматуры и бетона;

$l_{crc}$  – длина участка образования трещин.

Ширина раскрытия трещин, мм, вычисляется по эмпирической формуле СНиП

$$a_{crc} = dl * ph_1 * et * (sg_s / E_s) * 20 * (3.5 - 100 * my) * pow(d, 1/3), \quad (47)$$

где  $dl$  – коэффициент условий работы элемента ( $dl = 1$  для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов,  $dl = 1.2$  для растянутых элементов);

$ph_1$  – коэффициент длительности действия нагрузки ( $ph_1 = 1$  – кратковременная нагрузка;  $ph_1 = 1.5$  – длительная нагрузка для тяжелых бетонов);

$et$  – коэффициент вида арматуры ( $et = 1$  – стержни периодического профиля,  $et = 1.2$  – проволока Вр-I и Вр-II,  $et = 1.3$  – гладкие горячекатаные стержни,  $et = 1.4$  – проволока В-I и В-II);

$sg_s$  – напряжение в растянутой арматуре от нагрузки и предварительного натяжения;

$E_s$  – модуль упругости арматуры;

$my$  – коэффициент армирования растянутой арматуры;

$d$  – диаметр растянутой арматуры, мм;

$pow(d, 1/3)$  – степенная функция (корень кубический).

Напряжение в растянутой арматуре вычисляется с помощью формул

$$sg_s = (N - P) / (A_s + A_{sp}), \quad (48)$$

$$sg_s = (M - P*(z - e_{sp}))/((A_s + A_{sp})*z), \quad (49)$$

$$sg_s = (N*(e_s (+ | -) z) + P*(z - e_{sp}))/((A_s + A_{sp})*z), \quad (50)$$

где  $N$  – внешняя продольная сила;

$P$  – усилие предварительного обжатия;

$M$  – изгибающий момент;

$A_s$  – площадь сечения растянутой арматуры;

$A_{sp}$  – площадь сечения предварительно напряженной арматуры;

$z$  – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре  $A_s$  и  $A_{sp}$  до точки приложения равнодействующей усилия в сжатой зоне сечения над трещиной;

$e_s$  и  $e_{sp}$  – расстояния от равнодействующей усилий в арматуре  $A_s$  и  $A_{sp}$  до точек приложения  $N$  и  $P$ .

Формула (48) применяется для центрально-растянутых элементов, формула (49) – для изгибаемых элементов, а формула (50) – для внецентренно растянутых (знак +) и внецентренно сжатых (знак -) элементов.

### 12.3. Расчет по деформациям (прогиб балки)

Приближенное значение прогиба балки (без учета перерезывающей силы) определяется двойным интегралом от кривизны, которая равна изгибаемому моменту, деленному на изгибную жесткость, т. е.  $K = M/(I*E)$ .

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки (при  $M/M_{срс} \geq 2$ ) прогиб определяется по формуле

$$f = K * S * L * L, \quad (51)$$

где  $K$  – кривизна на конце консоли или в середине балки;

$S$  – коэффициент, показанный на рис. 22, зависящий от условия опирания и схемы загрузки;

$L$  – расчетная длина элемента.

На этом же рисунке приведена зависимость прогиба, увеличенного на изгибную жесткость, т. е. изгибаемый момент.

Согласно СНиП, кривизна рассчитывается по весьма сложным формулам с учетом образования трещин, поэтому допускается определять прогиб по формуле (51) для приведенного момента инерции.

Схема загрузки	S	M
	$5/48$	$g \cdot L^3 / 8$
	$1/12$	$P \cdot L / 4$
	$1/8$	M

Рис. 22. Прогибы балки

## 13. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

### 13.1. Типы элементов, конструктивные особенности и свойства материала

Проектирование металлических (стальных) конструкций производится с использованием СНиП II-23-81 [10].

Основные типы металлических конструкций каркаса (колонны, фермы, рамы, подкрановые балки, связи) приведены в подразд. 5.3. Расчетные положения и конструктивные особенности даны в разд. 14. Там же дано описание балочной клетки.

Стальные материалы бывают углеродистыми и легированными (с добавками марганца, хрома, никеля). По физико-механическим свойствам различают три группы сталей (для строительных металлоконструкций используется группа В с гарантированными физико-механическими свойствами и химическим составом). При этом применяется маркировка. Например, Вст3сп (В – группа; ст3 – класс стали по механическим свойствам; сп – спокойный способ разливки).

По степени ответственности стальные конструкции разделены на четыре группы:

- 1) сварные конструкции, подверженные динамическим, вибрационным и подвижным нагрузкам (подкрановые балки);
- 2) сварные конструкции при статической нагрузке (фермы, балки покрытий и перекрытий);

3) сварные конструкции при статической нагрузке (колонны, опоры под оборудование);

4) вспомогательные конструкции (связи, элементы фахверка, лестницы).

По степени ответственности производится выбор марок стали.

Для металлоконструкций используется сортамент проката:

сортаменты профилей общего назначения (квадратный, круглый, прямоугольный, угловой, тавровый, двутавровый, швеллерный, листовой, трубчатый);

профили специального назначения (гофрированные профили настилов, профили для оконных и фонарных переплетов, крановые рельсы).

Для стальных конструкций характерны следующие достоинства: небольшая масса (по сравнению с железобетонными конструкциями); индустриальность (использование проката заводского изготовления); высокая технологичность (соединение проката сваркой); легкость усиления.

К недостаткам стальных конструкций относятся:

подверженность коррозии;

снижение несущей способности при высоких и низких температурах;

высокая стоимость.

Стальные конструкции следует использовать для высоких и большепролетных зданий, в сейсмических и труднодоступных районах.

В качестве прочностных характеристик стальных конструкций используются сопротивление по пределу текучести  $R_y$  и временное сопротивление  $R_u$ . В СНиП (табл. 51) приведено более 120 значений прочности листового и фасонного проката, из которого выполняются строительные конструкции. В зависимости от прочностных характеристик прокатные стали подразделяются на три группы:

обычной прочности ( $R_y = 175...280$  МПа,  $R_u = 335...380$  МПа);

повышенной прочности ( $R_y = 280...360$  МПа,  $R_u = 410...515$  МПа);

высокой прочности ( $R_y = 320...515$  МПа,  $R_u = 375...595$  МПа).

### **13.2. Соединения элементов конструкций**

Листовой и фасонный прокат объединяют между собой различными видами соединений, из которых наиболее распространенным видом является сварка, используемая в 90 % стальных конструкций. Соединения на болтах нормальной и грубой точности являются, в основном,

монтажными. Заклепки применяются, как правило, для алюминиевых конструкций.

По сравнению с болтовыми и заклепочными соединениями сварные соединения имеют следующие преимущества:

- экономии металла (на 10...20 %) при меньшем весе конструкции;
- малую трудоемкость;
- полную герметичность стыковых соединений.

Основными видами сварки являются электродуговая (ручная, полуавтоматическая, автоматическая) и электрошлаковая. Электроды ручной электродуговой сварки, покрытые шлаковой обмазкой, маркируются, например, Э50А (Э – электрод, 50 кг/кв. мм – временное сопротивление; А – повышенное качество стали). Автоматическая электродуговая сварка со слоем флюса перед электродом обеспечивает хорошее качество шва и быстроту его формирования (скорость в 5...10 раз выше, чем при ручной сварке).

По видам сварных соединений различают:

- стыковое с прямым и косым швами (рис. 23, а);
- нахлесточное с угловыми лобовым и фланговыми швами (рис. 23, б);
- угловое (рис. 23, в);
- тавровое (рис. 23, г).

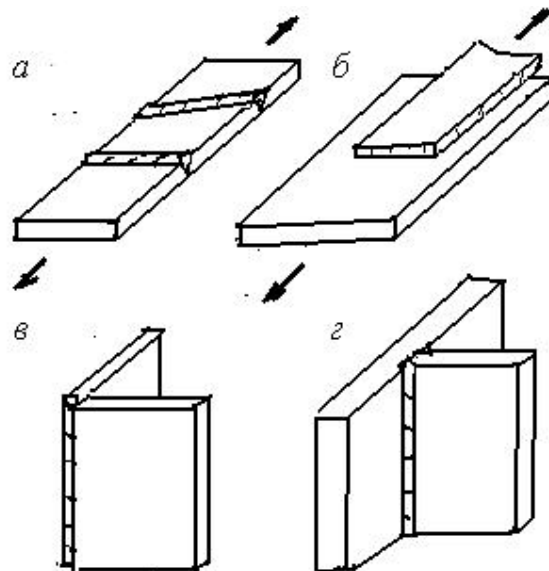


Рис. 23. Виды сварных соединений:  
а – стыкование; б – нахлестка; в – угловое соединение;  
г – тавровое соединение



По положению в пространстве различаются швы нижние (Н) на горизонтальной плоскости, вертикальные (В) на вертикальной плоскости, потолочные (П). На заводах применяют кантователи.

Форма швов и разделка свариваемых кромок регламентируются ГОСТами и маркируются. Например, широко распространенные стыковые швы представлены следующими видами:

С7 – двусторонний шов без скоса кромок;

С9 – односторонний шов со скосом одной кромки;

С25 – двусторонний шов со скосом кромок.

Угловые нахлесточные швы менее экономичны, чем стыковые. Они распространены для стальных изделий небольшой толщины (2...5 мм) и не требуют разделки кромок. В качестве основного размера углового шва принимаются его длина  $L_{om}$  и наименьший катет  $k_f$  поперечного сечения.

### 13.3. Расчет сварных соединений

При расчете сварных соединений основной предпосылкой является равномерность распределения напряжений по длине шва.

Расчетные сопротивления сварных соединений зависят от вида соединения, характера работы шва и метода контроля. Расчет угловых швов ведется по металлу шва и металлу границы сплавления.

В стыковых соединениях со сжатием, растяжением или изгибом при физических методах контроля расчетное сопротивление  $R_{omy} = R_u$ ; то же при визуальных методах контроля –  $R_{omy} = 0.85 * R_u$ .

В соединениях с угловыми швами расчет производится на условный срез с сопротивлением по металлу шва  $R_{omf} = 0.55 * R_{omun} / g_{omn}$  ( $R_{omun}$  – нормативное временное сопротивление металла шва;  $g_{omn}$  – коэффициент надежности по материалу шва) и с сопротивлением по металлу границы сплавления  $R_{omz} = 0.45 * R_{un}$  ( $R_{un}$  – нормативное временное сопротивление).

Расчет стыковых соединений при центральном растяжении или сжатии производится по формуле

$$s_{om} = N / (t * L_{om}) \leq R_{omy} * g_c, \quad (52)$$

где  $s_{om}$  – напряжение шва;

$N$  – внешняя сила;

$t$  – наименьшая толщина соединяемых элементов;

$L_{om}$  – расчетная длина шва (длина шва без удвоенной толщины);  
 $R_{omy}$  – расчетное сопротивление;  
 $g_c$  – коэффициент условий работы конструкции.

Использование косых швов повышает сопротивление стыковых соединений (при угле наклона шва к продольной оси  $\leq 67^\circ$  шов можно не рассчитывать).

Расчет стыковых швов на изгибающий момент ( $M$ ) производится по формуле сопротивления материалов

$$s_{om} = 6 \cdot M / (t \cdot L_{om} \cdot L_{om} | t \cdot t \cdot L_{om}) \leq R_{omy} \cdot g_c. \quad (53)$$

Угловые швы в соединениях внахлестку рассчитываются на условный срез по формулам

$$t_{omf} = N / (bt_f \cdot k_f \cdot \text{SUM}(L_{om})) \leq R_{omf} \cdot g_{omf} \cdot g_c, \quad (54)$$

$$t_{omz} = N / (bt_z \cdot k_f \cdot \text{SUM}(L_{om})) \leq R_{omz} \cdot g_{omz} \cdot g_c, \quad (55)$$

где  $bt_f = 0.7 \dots 1.1$  и  $bt_z = 1 \dots 1.15$  – коэффициенты, принимаемые по таблице СНиП в зависимости от вида сварки, диаметра и типа свариваемой проволоки и других факторов;

$g_{omf}$  и  $g_{omz}$  – коэффициенты условий работы шва со значением 1 в обычных условиях работы и 0.85 – в суровом климате.

Формула (54) применяется при расчете по металлу шва, а формула (55) – по металлу границы сплавления.

При действии изгибающего момента в плоскости, перпендикулярной угловому шву, применяются формулы

$$s_{omf} = 6 \cdot M / (L_{om} \cdot bt_f \cdot bt_f \cdot k_f \cdot k_f) \leq R_{omf} \cdot g_{omf} \cdot g_c, \quad (56)$$

$$s_{omz} = 6 \cdot M / (L_{om} \cdot bt_z \cdot bt_z \cdot k_f \cdot k_f) \leq R_{omz} \cdot g_{omz} \cdot g_c. \quad (57)$$

При действии момента в плоскости расположения швов используются формулы

$$s_{omf} = M \cdot \text{sgrt}(x^2 + y^2) / (I_{fx} + I_{fy}) \leq R_{omf} \cdot g_{omf} \cdot g_c, \quad (58)$$

$$s_{omz} = M \cdot \text{sgrt}(x^2 + y^2) / (I_{zx} + I_{zy}) \leq R_{omz} \cdot g_{omz} \cdot g_c, \quad (59)$$

где  $I_{**}$  – моменты инерции;

$x$  и  $y$  – расстояния от нейтральной оси до края шва (при этом  $x$  и его индексы относятся к плоскости шва, а  $y$  – к плоскости, перпендикулярной шву).

Болтовые соединения рассчитываются на срез и смятие при работе болта в плоскости среза, а также на растяжение. Болты располагаются с расстоянием, зависящим от диаметра болта ( $d$ ). Между центрами болтов расстояние  $(2.5...8)*d$ , от центра болта до края элемента –  $(2...4)*d$ .

## **14. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ БАЛКИ, ФЕРМЫ, РАМЫ И КОЛОННЫ**

### **14.1. Балочная клетка, расчет прокатных балок**

Конструкция покрытия или перекрытия представляет собой систему перекрестных несущих балок, называемую балочной клеткой.

Применяют балочные клетки трех типов:

упрощенные (с балками настила);

нормальные (с главными балками и балками настила);

усложненные (с главными балками, вспомогательными балками и балками настила).

Выбор типа балочной клетки зависит от различных факторов:

способа размещения оборудования;

величины нагрузок;

сетки колонн;

строительной высоты;

марки стали;

экономических требований.

Шаг балок настила принимают равным 0.6...1.6 м при стальном настиле и 1.5...3.0 м – при железобетонном настиле. Пролеты главных балок обычно соответствуют шагу колонн, т. е. 6, 12, 18 м.

В зависимости от величины пролета и нагрузки балки могут быть прокатными (наиболее часто) и составными (как правило, сварными). При больших динамических нагрузках применяют составные балки на высокопрочных болтах. Параметрами балки являются пролет, высота, толщина стенки и сечение поясов. Основными профилями прокатных балок являются двутавры и швеллеры.

Расчет прочности сечений металлических балок (1-я группа предельного состояния) в предположении их упругой работы производят по формулам сопротивления материалов

$$M / W \leq R_y * g_c, \quad (60)$$

$$Q * S / (I * t_{om}) \leq R_s * g_c, \quad (61)$$

где  $M$  – изгибающий момент;

$W$  – упругий момент сопротивления «нетто»;

$Q$  – перерезывающая сила;

$S$  – статический момент «брутто» сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

$I$  – момент инерции сечения балки;

$t_{om}$  – толщина стенки;

$R_y$  и  $R_s$  – расчетные сопротивления прокатной стали на растяжение (сжатие, изгиб) и сдвиг;

$g_c$  – коэффициент условий работы конструкции.

Толщина стенки, мм, определяется по эмпирической формуле

$$t_{om} = 7 + 3 * h, \quad (62)$$

где  $h$  – высота балки, м.

## 14.2. Расчет и конструирование ферм и рам

Очертания и конструктивные формы типовых стальных ферм с параллельными поясами приведены в п. 5.3.3. Треугольные, пятиугольные и полигональные (сегментные) стальные фермы даны на рис. 24.

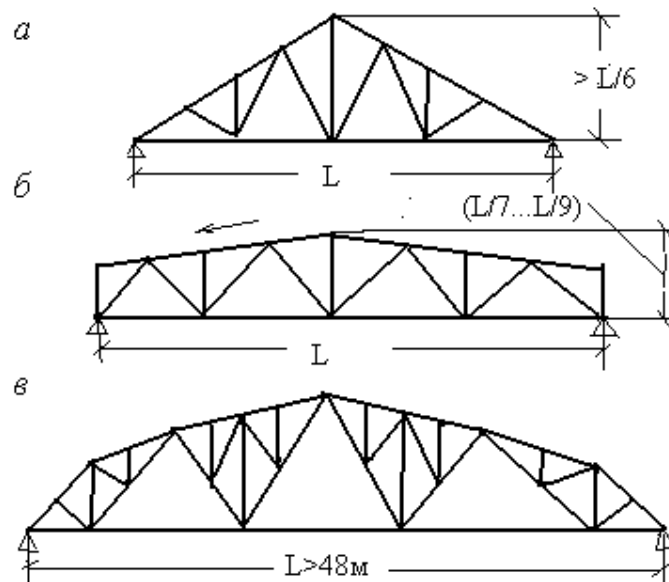


Рис. 24. Стальные фермы:  
*a* – треугольная; *b* – пятиугольная; *v* – полигональная

Фермы могут быть оперты на несущие стены, колонны, подригельные балки и фермы, а также использованы в качестве решетчатых ригелей поперечных рам.

Что касается работы конструкции ферм, то надо отметить следующее:

- 1) рациональными являются пятиугольные и полигональные фермы (с возрастанием момента к середине пролета возрастает высота ферм);
- 2) треугольные фермы должны иметь наклон верхнего пояса не менее  $20^\circ$ , иначе усилия в крайних панелях пояса получаются очень большими;
- 3) в фермах пятиугольных и с параллельными поясами наиболее рациональна треугольная решетка с дополнительными стойками;
- 4) шпренгельная решетка (дополнительные раскосы и стойки) применяется в полигональных фермах больших пролетов.

При шарнирном опирании ферм они рассчитываются как самостоятельные конструкции. Из-за большой гибкости металлических элементов ферм при расчете узлы принимаются шарнирными и конструкция рассматривается как статически определимая.

При жестком соединении ферм с колоннами переходят к рамным системам (конструкции стальных рам даны в п. 5.3.4). Это экономически оправдано. Однако основания под рамами должны быть достаточно плотными, исключаяющими значительные неравномерные осадки опор. Рама представляет собой статически неопределимую систему и рассчитывается методами сил или перемещений.

### **14.3. Расчет колонн с учетом продольного изгиба**

Конструкции металлических колонн одноэтажных промышленных зданий даны в п. 5.3.2.

Стержни колонн могут быть сплошными и сквозными (безраскосными с планками, раскосными в двух плоскостях и раскосными в четырех плоскостях).

Сплошные колонны целесообразно получать соединением (сваркой) нескольких типовых прокатных профилей (двутавров, швеллеров, уголков). Особенно это касается центрально-сжатых колонн, поскольку гибкости проката в различных плоскостях сильно различаются (для двутавров радиусы инерции относительно осей  $x$  и  $y$  представлены отношением  $i_x = 2 \cdot i_y$ ).

Внецентренно сжатые колонны имеют обычно развитую сжатую подкрановую часть стержня (например, сжатый швеллер соединен лис-

том с двутавром). Верхняя надкрановая часть колонн чаще всего имеет форму двутавра.

Внецентренно сжатые колонны рассчитываются на прочность и устойчивость.

На прочность расчет выполняется при упругой работе материала по формуле

$$N/A_n (+ | -) M_x*y/I_{xn} (+ | -) M_y*x/I_{yn} \leq R_y * g_c, \quad (63)$$

где  $N$  – сжимающая сила;

$A_n$  – площадь сечения стержня колонны «нетто»;

$M_x$  и  $M_y$  – изгибающие моменты;

$x$  и  $y$  – расстояния от нейтральной оси до крайнего волокна;

$I_{xn}$  и  $I_{yn}$  – моменты инерции «нетто»;

$R_y$  – расчетное сопротивление;

$g_c$  – коэффициент условий работы конструкции.

Устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изогнутых колонн проверяется по условию

$$N / (\varphi_e * A) \leq R_y * g_c, \quad (64)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент понижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии, определяемый в зависимости от условной гибкости  $LL_{ef} = LL * \sqrt{R_y/E}$  и приведенного эксцентриситета  $m_{ef} = e_t * M * A / (N * W)$ ;

$A$  – площадь сечения стержня колонны «брутто»;

$LL = l_0 / i$  – гибкость колонны;

$l_0$  – расчетная длина колонны;

$i$  – радиус инерции сечения;

$e_t$  – коэффициент влияния формы сечения.

Значения коэффициентов  $\varphi_e$  и  $e_t$  определяются по таблицам СНиП.

## 15. КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### 15.1. Расчетные сопротивления кладки

Проектирование и расчет каменных и армокаменных конструкций выполняются в соответствии со СНиП II-V.2–71 [12].

По временному сопротивлению сжатию, кгс/кв. см, приняты следующие марки камней:

4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000.

Каменные материалы делятся на три группы:

высокой прочности (марки 300...1000);

средней прочности (марки 35...250);

низкой прочности (марки 4...25).

Долговечность каменных материалов характеризуется маркой по морозостойкости, определяемой числом циклов замораживания – оттаивания (Мрз10...Мрз300).

Завод-изготовитель указывает в паспорте прочность, морозостойкость и объемную массу. При отсутствии паспорта параметры каменного материала определяются в лаборатории.

Основные виды каменных материалов:

кирпич;

камни обыкновенные;

крупные блоки.

Имеются следующие виды кирпича:

глиняный обыкновенный (марки 75, 100, 125 и реже 150);

силикатный (марки 75...250);

пустотелый (марки 75...150).

Размеры кирпича – 250×120×65 мм или 250×120×88 мм.

Различают следующие виды камней обыкновенных:

сплошные или пустотелые бетонные камни (из тяжелого бетона или из бетона с пористым заполнителем, размерами 390 × 190 × 188 мм или 390 × 90 × 188 мм, массой отдельных камней до 32 кг);

природные камни (пиленые известняки и туфы массой до 1.8 т/куб. м и размерами 390×190×188 мм, 390×190×238 мм, 490×240×188 мм);

бутовый камень;

грунтобетонные камни.

Крупными являются:

бетонные и силикатные блоки; толщина наружных стеновых блоков – 300...600 мм и внутренних – 200...400 мм;

блоки из кирпича и керамических камней, способствующие индустриализации строительства;

блоки из природных камней марок 25...100.

Для связи камней используются растворы, кгс/кв. см, марок: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200.

По виду вяжущего различают цементные, известковые, цементно-известковые и цементно-глиняные растворы.

Прочность каменной кладки зависит от марки камня, марки раствора и условий работы конструкции. Временное сопротивление кладки сжатию ( $R_u$ ) получено по результатам испытаний. Делением  $R_u$  на коэффициенты безопасности получены расчетные сопротивления сжатию кладки ( $R$ ), приведенные в таблицах СНиП.

Кроме того, расчетные сопротивления должны умножаться на коэффициенты условий работы конструкции  $m_k$  и  $m_{k1}$ . Для столба или простенка площадью сечения меньшей или равной 0.3 кв. м,  $m_k = 0.8$ . Для элементов круглого сечения из обычного кирпича без армирования  $m_k = 0.6$ . Если эксплуатационные нагрузки будут приложены более чем через год,  $m_k = 1.1$ . Коэффициент  $m_{k1}$  учитывает снижение прочности кладки, возводимой методом замораживания.

Расчетное сопротивление кладки осевому растяжению  $R_p = 0.1 \dots 0.8$  кгс/кв. см в расчетах не учитывается.

Расчетные сопротивления сжатию кладки в таблицах СНиП для различных видов изделий приводятся как функция марки камня и марки раствора (при этом раствор имеет решающее значение). Например, для кирпича марки 125 при растворе марки 10 расчетное сопротивление кладки  $R = 12$  кгс/кв. см; тот же кирпич с раствором марки 100 имеет  $R = 20$  кгс/кв. см.

Для увеличения несущей способности конструкции применяют армирование кладки горизонтальными сетками и продольное армирование.

Сетки с прямоугольными и квадратными ячейками изготавливают из проволоки класса В-I диаметром 5 мм. При большем диаметре проволоки применяют сетки «зигзаг». Расстояние между стержнями сеток ( $c$ ) принимают 30...120 мм; по высоте кладки расстояния между сетками ( $s$ ) составляет не более 400 мм и не более 0.75 наименьшего размера сечения элемента.

Расчетное сопротивление сжатию для армированной горизонтальными сетками кладки (на растворе марки 25 и выше)

$$R_{ak} = R + 2 \cdot p \cdot R_a / 100 \leq 1.8 \cdot R, \quad (65)$$

где  $p$  – процент армирования;

$R_a$  – расчетное сопротивление арматуры.

Процент армирования представлен зависимостью

$$p = 2 \cdot 100 \cdot f_a / (c \cdot s), \quad (66)$$

где  $f_a$  – площадь сечения арматуры в расчетном направлении.

Процент армирования обычно принимается в диапазоне 0.1...1 %.



## 15.2. Расчет по несущей способности

Каменные конструкции рассчитываются по предельному состоянию первой и второй групп.

Продольный изгиб элементов при центральном сжатии учитывается введением коэффициента продольного изгиба ( $\varphi$ ), который определяется по таблице СНиП в зависимости от гибкости элемента ( $LL$ ) и упругой характеристики кладки ( $a_1$ ). Например, для кладки из глиняного кирпича при марке раствора 10  $a_1 = 500$ , при гибкости элемента  $LL = 52$  коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0.63$ .

Прогиб продольно-сжатых элементов увеличивается во времени (деформация ползучести). Это учитывается введением коэффициента деформации ползучести во времени  $m_{dl}$ , который определяется по формуле

$$m_{dl} = 1 - e_t \cdot N_{dl} / N, \quad (67)$$

где  $e_t$  – коэффициент, принимаемый по таблице СНиП в зависимости от гибкости элемента, типа материала кладки и процента продольного армирования (для глиняного кирпича, гибкости кладки  $LL = 56$  и процента армирования 0.1  $e_t = 0.12$ );

$N_{dl}$  – длительная сжимающая сила;

$N$  – сила от всей нагрузки.

При эксцентриситете  $e_0 \leq \max(L/600, h/30, 1 \text{ см})$  расчет элемента с неармированной кладкой может быть выполнен по формуле

$$N \leq m_{dl} \cdot \varphi \cdot R \cdot F, \quad (68)$$

где  $F$  – площадь сечения элемента.

Несущая способность внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения определяется по формуле

$$N \leq m_{dl1} \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot F \cdot (1 - 2 \cdot e_0 / h) \cdot \alpha_m, \quad (69)$$

где  $m_{dl1} = (1 - e_t \cdot N_{dl} / N) \cdot (1 + 1.2 \cdot e_{0dl} / h)$  – приведенный коэффициент деформации ползучести во времени ( $e_{0dl}$  – эксцентриситет длительной сжимающей силы);

$\varphi_1 = \varphi \cdot ((1 - e_0 / h) \cdot (0.06 \cdot L_0 / (3.5 \cdot r) - 0.2))$  – приведенный коэффициент продольного изгиба ( $L_0$  – расчетная длина элемента,  $r$  – радиус инерции сечения);

$h$  – высота сечения элемента;

$\alpha_m = 1 + e_0 / (1.5 \cdot h) \leq 1.25$  – коэффициент для всех видов кладки,

кроме крупных блоков, для которых  $m = 1$ .

При центральном сжатии элементы с армированием сетками рассчитываются по формуле

$$N \leq m_{dl} \cdot \rho_h \cdot R_{ak} \cdot F. \quad (70)$$

Внецентренно сжатые элементы с сетчатым армированием при  $e_0 \leq h/6$  рассчитываются по формуле

$$N \leq m_{dl} \cdot \rho_{h1} \cdot R_{aki} \cdot F_c \cdot \omega, \quad (71)$$

где  $R_{aki} = R + 2 \cdot \rho \cdot R_a \cdot (1 - 4 \cdot e_0/h) \cdot R / (100 \cdot R_{25}) \leq 1.8 \cdot R$  – расчетное сопротивление армированной горизонтальными сетками кладки при внецентренном сжатии ( $R_{25}$  – расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25);

$F_c = b \cdot (h - 2 \cdot e_0)$  – площадь сжатой части прямоугольного сечения.

Продольное армирование каменных конструкций производится при гибкости элемента  $LL > 53$  или приложений внешней силы за пределами ядра сечения. Расчет производится по формулам, близким к формулам расчета внецентренно сжатых железобетонных элементов (см. подразд. 11.2).

### 15.3. Конструктивные схемы каменных зданий

Каменные здания с жесткой конструкцией (жилые, общественные и производственные) обычно представлены ленточными фундаментами из бутового камня, кирпичными или блочными стенами, железобетонными балками либо плитами перекрытий и стропильной кровельной конструкцией из дерева или металла. При слабых грунтах применяют свайное основание под фундаменты стен.

Расчетные схемы каменных стен приведены на рис. 25.

Нагрузка от балок и плит перекрытий передается на стены по треугольной эпюре с равнодействующей, отстоящей на  $1/3$  глубины заделки от внутренней поверхности стены.

Эпюры сжимающих сил и моментов от веса стен и нагрузок перекрытий представлены на рис. 25, б, в. Сжимающие силы имеют ступенчатую эпюру с возрастанием к основанию стены (при высоких зданиях толщина стен нижних этажей увеличена). Эпюра моментов от нагрузок перекрытий имеет треугольную форму с максимальным значением моментов в местах примыкания перекрытий.

Для ветровой нагрузки (рис. 25, г, д) каменная стена рассматривается как неразрезная балка с опорами в местах примыкания перекрытий.

Таким образом, каменная несущая стена рассчитывается по формуле (69) для внецентренно сжатых элементов.

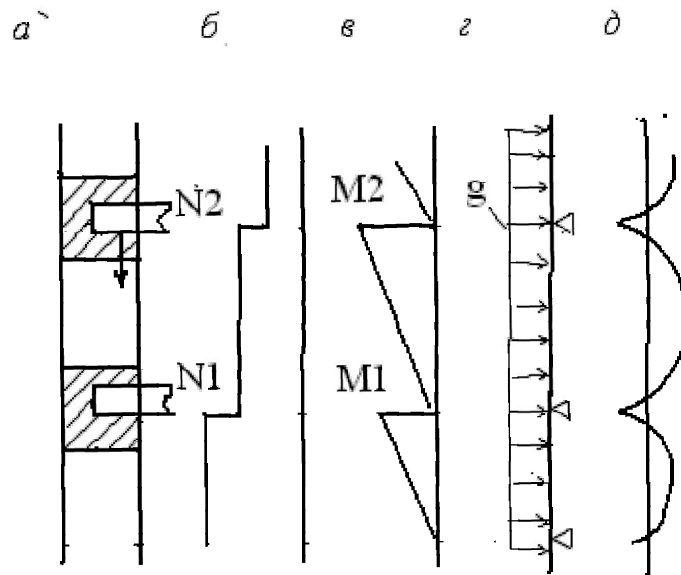


Рис. 25. Расчетные схемы каменной стены:

*a* – конструкция стены; *б* – эпюра сжимающих сил; *в* – эпюра изгибающих моментов; *г* – ветровая нагрузка; *д* – эпюра моментов от ветровой нагрузки

## 16. КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

### 16.1. Общие сведения о деревянных конструкциях

Дерево как строительный материал имеет достоинства:

хорошие физико-механические свойства (небольшая масса, высокий предел прочности вдоль волокон, незначительные коэффициенты температурного расширения и теплопроводности, высокая стойкость к химическим средам);

широкую распространенность;

дешевизну (намного дешевле железобетона и металла);

способность легко подвергаться обработке и соединению;

высокие художественные и эстетические качества.

Недостатками дерева являются:

подверженность загниванию;

возгораемость;

потеря свойств под воздействием длительных нагрузок, температур и влажности.

Борьба с загниванием и возгораемостью выполняется с помощью антисептиков и антипиренов.

Прочностные характеристики древесины даны в СНиП II-25–80 [11].

Эталонными породами являются сосна и ель. Другие породы приводятся к ним с помощью переходных коэффициентов.

При повышении температуры прочность древесины понижается (при температуре свыше 50 °С использование неклееных конструкций не допускается; клееные конструкции применяются лишь при температуре меньше 35 °С). Ограничением на применение деревянных конструкций являются влажностные условия эксплуатации (для неклееных конструкций – 20...25 %, для клееных конструкций – 9...15 %). Механические свойства древесины сильно зависят от дефектов (при размере сучков 0.25 размера стороны элемента предел прочности снижается до 0.27 предела прочности стандартного образца).

В связи с анизотропностью материала механические свойства древесины определяются углом между направлением волокон и направлением действующего усилия. Наибольшее значение имеет предел прочности при растяжении вдоль волокон. Если принять его за 1, то, по данным Савкова Е. М., поперечный изгиб имеет предел прочности 3/4, сжатие вдоль волокон – 1/3...1/2, срез – 1/4...1/3, смятие поперек волокон – 1/6...1/20, растяжение поперек волокон – 1/9...1/30, скалывание вдоль волокон – 1/14...1/20. Модуль упругости древесины независимо от породы принимается вдоль волокон  $E = 10000$  МПа, поперек волокон –  $E_{90} = 400$  МПа. Предел прочности древесины зависит от продолжительности нагрузки и асимптотически приближается к  $s_{dl} = 0.6 * s_{vr}$ , где  $s_{dl}$  – длительное напряжение;  $s_{vr}$  – временное напряжение.

Древесина для несущих элементов деревянных конструкций должна удовлетворять требованиям 1, 2 и 3-го сортов (ГОСТ). Длина пиломатериалов установлена кратной 0.25 м в диапазоне 1...6.5 м.

Расчетное сопротивление на растяжение  $R_r$ , сжатие вдоль волокон  $R_c$  и изгиб  $R_i$  определяется по формуле

$$R = (R_n / k) * m_i * m_j, \quad (72)$$

где  $R_n$  – нормативное сопротивление по СНиП II-25–80;

$k$  – коэффициент надежности по материалу;

$m_i$  и  $m_j$  – коэффициенты условий работы.

Сопротивление смятию зависит от угла  $\alpha_l$  наклона усилия к продольному направлению волокон:

$$R_{cm\alpha} = R_{cm} / (1 + (R_{cm}/R + \sin^2 \alpha - 1) * \sin^2 \alpha), \quad (73)$$

где  $R_{cm} = R_c$  – сопротивление смятию вдоль волокон, равное сжатию вдоль волокон;

$R_{cm90}$  – сопротивление смятию поперек волокон.

Деревянные несущие конструкции (балки, фермы, рамы) изготавливаются из неклееных материалов (бревен, брусьев) и клееных элементов прямоугольного и двутаврового сечений. Широко распространены металлодеревянные конструкции с металлическими элементами, работающими на растяжение.

## **16.2. Несущие конструкции в зданиях автотранспортных предприятий**

Автотранспортные предприятия (гаражи, ремонтные мастерские, склады и т. д.) в отдаленных районах, богатых лесом, возводятся с использованием деревянных несущих конструкций. К ним относятся стропильные (ригельные) конструкции, приведенные в подразд. 5.4, связи, прогоны, настилы и панели.

Ригельные конструкции опираются на железобетонные колонны или кирпичные стены, на которых устанавливаются антисептированные деревянные прокладки толщиной 40 мм.

Прогоны (консольно-балочные из брусьев, соединенных косым прирубом, или спаренных досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями) рассчитываются как неразрезные балки.

Настилы для покрытий и перекрытий изготавливают из досок, брусьев и щитов. Под рулонные кровли применяют двойной перекрестный настил (два слоя досок под углом 45...60°). Однослойный сплошной или разряженный настил делают под кровлю из асбестоцементных плит. Обрешетку (настил из брусков сечением не менее 5×5 см) применяют под кровлю из листов волнистого профиля (стальных, асбоцементных и стеклопластиковых).

Сборные стандартные клефанерные щиты размера 0.15×1.5×6.0 м изготавливают из продольных и поперечных брусков, нижней и верхней фанерной обшивки, минеральной ваты (теплоизоляция), рубероидной гидроизоляции и пароизоляции.

### 16.3. Соединение элементов деревянных конструкций

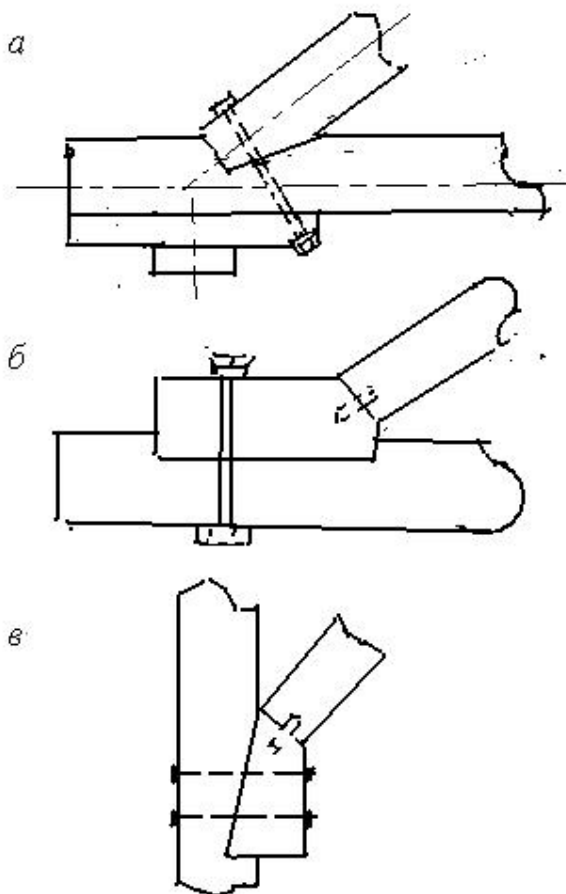
Соединения элементов деревянных конструкций предназначены для следующих целей:

- увеличения размеров поперечного сечения (сплачивание);
- наращивания длины (стыкование);
- объединения элементов в узлах.

Существуют следующие виды соединений:

- сплачивание с помощью нагелей и соединение на клею;
- стыкование с использованием нагелей, стальных накладок и клееных сопряжений;
- объединение элементов на врубках и лобовым упором.

Нагелями называются стержни и пластинки, препятствующие взаимному сдвигу соединяемых элементов, работающих на растяжение или сжатие вдоль волокон. Широко применяются нагели из круглой стали и гвозди. Расчет нагеля производится на изгиб, а сплачиваемых элементов – на смятие.



и гвозди. Расчет нагеля производится на изгиб, а сплачиваемых элементов – на смятие.

Врубками называются объединения элементов в узлах, в которых усилия передаются от одного элемента к другому без промежуточных связей. Различают лобовые врубки (рис. 26, *a*), врубки с подушкой (рис. 26, *б*) и врубки с подбабком (рис. 26, *в*). Расчет элементов врубки производят на скалывание и смятие, а врубки с подбабком – и на изгиб.

Клееная древесина используется для прогрессивных конструкций индустриального изготовления. От нагельных соединений клееные отличаются отсутствием ослаблений отверстиями, использованием несортного мелкозернового материала, неподатливостью и повышенной огнестойкостью.

Рис. 26. Врубki: *a* – лобовая; *б* – с подушкой; *в* – с подбабком

Применяемые синтетические водостойкие клеи имеют прочность не ниже прочности древесины на скалывание вдоль волокон и растяжение поперек волокон. Наиболее часто используются фенолформальдегидные клеи КБ-3 и СП-2.

Основной вид клееных сопряжений – продольная склейка досок и (или) фанеры в пакете. Поперечные сечения клееных конструкций бывают прямоугольными, тавровыми, двутавровыми и коробчатыми. Клефанерные элементы покрытий применяют в виде щитов холодной кровли (таврового сечения) и щитов теплой кровли (коробчатого сечения с утеплителем).

#### **16.4. Конструкции с применением пластмасс**

Конструкционные пластмассы – материалы, в состав которых входят высокомолекулярные соединения (полимеры, смолы).

Пластмассы делятся на две группы: термопластичные (термопласты) и термореактивные (реактопласты).

Термопласты (полиэтилен, полистирол, поливинилхлорид) размягчаются при температуре 80...170 °С и затвердевают в процессе охлаждения при любом количестве циклов без изменения химического состава.

Реактопласты (фенолформальдегидные, эпоксидные, полиэфирные смолы) после отвердевания переходят в неразмягчаемое состояние.

В состав пластмасс входят связующее (полимеры, смолы), наполнители, пластификаторы, стабилизаторы, красители и пр. Наполнители (стекловолокно, древесные шпоны, ткани, асбестовое волокно, бумага) снижают расход связующего и придают необходимые физико-механические свойства. Пластификаторы повышают эластичность материала. Стабилизаторы предупреждают старение.

Достоинствами пластмасс являются малая плотность, стойкость против химической агрессии, простота обработки, хороший вид, значительная механическая прочность.

Недостатки пластмасс состоят в следующем: небольшом модуле упругости, большой ползучести, старении, малой термической стойкости, горючести.

В несущих конструкциях применяют:

стеклопластики (фенолформальдегидные и эпоксидные смолы, армированные стекловолокном);

стеклотекстолиты (спрессованные пакеты стеклоткани, пропитанной смолами);

стекловолокнистый анизотропный материал (СВАМ) – разновидность прочных стеклопластиков;

стеклопластик на полиэфирном связующем (полиэфирный стеклопластик со шпонами березы);

древесно-слоистые пластики (ДСП);

древесно-волокнистые плиты;

древесно-стружечные плиты;

бакелированную фанеру (склеенные слои березового шпона);

полиметилметакрилат («органическое стекло»);

винипласт;

пенопласт;

синтетические ткани и пленки.

Стеклотекстолиты применяют для обшивок трехслойных стен и покрытий.

Из СВАМа выпускают гайки, болты и другие ответственные детали.

Полиэфирный стеклопластик применяют в виде прозрачных куполов, фонарей, волнистых листов для покрытий автовокзалов, плоских листов для подвесных потолков, изготовления труб.

Древесно-слоистые пластики используют для щитовых конструкций кровельных покрытий и панелей стен. Они могут быть использованы для замены металла (болты, фасонки, накладки).

Волнистые листы прозрачного винипласта применяют для светопрозрачных участков покрытий и стен.

Пенопласты используют в панелях в качестве термоизолирующих слоев, а также в качестве звукоизоляторов.

Синтетические ткани и пленки применяются для изготовления пневматических конструкций и используются в качестве геотекстиля для армирования грунтов насыпей.



## РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Дятков С. В., Михеев А. П. Архитектура промышленных зданий. 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 480 с.
2. *Строительные конструкции*: Учеб. для авт.-дор. спец. вузов / И. Г. Иванов-Дятлов, К. П. Деллос, А. И. Иванов-Дятлов и др. Под ред. В. Н. Байкова, Г. И. Попова. 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1986. – 543 с.
3. *Каменные и армокаменные конструкции*. Примеры расчета: Учебное пособие для вузов / И. А. Русинов, Л. В. Кузнецов, Л. М. Будникова, Л. А. Мурашко, А. П. Гусенина, Н. М. Федосеева. Под ред. Л. П. Полякова. – Киев: Вища школа, 1980. – 144 с.
4. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для техникумов. 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1989. – 506 с.
5. Трепененков Р. И. Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий: Учебное пособие для вузов. 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1980. – 284 с.
6. СНиП 2.01.01–82. Строительная климатология и геофизика / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 136 с.
7. СНиП 2.01.07–85\*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М., 2004. – 44 с.
8. СНиП II-3–79\*\*. Строительная теплотехника / Госстрой России. – М., 2001. – 29 с.
9. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М., 2001. – 76 с.
10. СНиП II-23–81\*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М., 2001. – 96 с.
11. СНиП II-25–80. Деревянные конструкции / Госстрой России. – М., 2000. – 30 с.
12. СНиП II-B.2–71. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой России. – М., 2004. – 40 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
1. Общие сведения о зданиях.....	4
1.1. Здания и сооружения, их классификация.....	4
1.2. Стандартизация, типизация и унификация, модульная система.....	5
1.3. Предельные состояния строительных конструкций.....	7
2. Основы строительной физики.....	8
2.1. Требования к освещенности и способы освещения помещений.....	8
2.2. Борьба с шумом и вибрациями.....	10
2.3. Строительная теплотехника.....	11
3. Объемно-планировочные решения зданий.....	14
3.1. Производственно-технологическая схема – основа объемно-планировочных решений.....	14
3.2. Планировка промышленных зданий.....	16
3.3. Техничко-экономическая оценка зданий.....	18
4. Архитектурная композиция промышленных зданий.....	19
4.1. Приемы и средства архитектурной композиции.....	19
4.2. Архитектура интерьеров промышленных зданий.....	20
4.3. Повышение технического уровня промышленных зданий.....	22
5. Каркасы промышленных зданий.....	23
5.1. Одно- и многоэтажные промышленные здания.....	23
5.2. Каркасы из железобетона.....	24
5.3. Металлические каркасы.....	29
5.4. Каркасы из дерева.....	32
6. Стены, окна и фонари.....	33
6.1. Требования к ограждающим конструкциям и их классификация.....	33
6.2. Стены из кирпича, бетона и облегченных конструкций.....	33
6.3. Заполнения оконных проемов.....	35
6.4. Световые и светоаэрационные фонари.....	35
7. Ограждающие конструкции покрытий.....	36
7.1. Основные виды ограждающих конструкций покрытия.....	36
7.2. Покрытия по прогонам.....	37
7.3. Покрытия без прогонов.....	37
7.4. Кровли.....	38
7.5. Способы водоотвода и меры по уменьшению снегоотложений.....	39
8. Полы промышленных зданий.....	40
8.1. Требования к полам.....	40
8.2. Конструктивные элементы пола.....	40

8.3. Полы со сплошными покрытиями.....	41
8.4. Полы с покрытиями из штучных, рулонных и листовых материалов.....	42
9. Общие сведения о железобетонных конструкциях.....	43
9.1. Принципы конструирования.....	43
9.2. Классификация и расчетные сопротивления бетона и арматуры.....	44
9.3. Особенности предварительно напряженных конструкций.....	46
10. Изгибаемые железобетонные элементы.....	47
10.1. Конструктивные особенности.....	47
10.2. Расчет прочности по нормальным сечениям.....	48
10.3. Расчет прочности по наклонным сечениям.....	51
11. Сжатые железобетонные элементы.....	55
11.1. Типы элементов и их конструктивные особенности.....	52
11.2. Расчет прочности в плоскости симметрии сечения.....	54
11.3. Конструкция и расчет колонн и фундаментов.....	55
12. Расчет железобетонных элементов по предельному состоянию 2-й группы.....	57
12.1. Расчет по образованию нормальных трещин.....	58
12.2. Расчет по раскрытию нормальных трещин.....	60
12.3. Расчет по деформациям (прогиб балки).....	61
13. Общие сведения о металлических конструкциях.....	62
13.1. Типы элементов, конструктивные особенности и свойства материала.....	62
13.2. Соединения элементов конструкций.....	63
13.3. Расчет сварных соединений.....	65
14. Металлические балки, фермы, рамы и колонны.....	67
14.1. Балочная клетка, расчет прокатных балок.....	67
14.2. Расчет и конструирование ферм и рам.....	68
14.3. Расчет колонн с учетом продольного изгиба.....	69
15. Каменные и армокаменные конструкции.....	70
15.1. Расчетные сопротивления кладки.....	70
15.2. Расчет по несущей способности.....	73
15.3. Конструктивные схемы каменных зданий.....	74
16. Конструкции из дерева и пластмасс.....	75
16.1. Общие сведения о деревянных конструкциях.....	75
16.2. Несущие конструкции в зданиях автотранспортных предприятий.....	77
16.3. Соединение элементов деревянных конструкций.....	78
16.4. Конструкции с применением пластмасс.....	79
Рекомендуемая литература.....	81

Подписано в печать 24.03.18. Формат 84x108/32

Гарнитура Таймс. Печать офсетная.

Бумага мелованная. Усл. Печ. л. – 4,36.

Тираж 50 экз.

Издательство Современного технического университета

390008, г. Рязань, ул. Новоселов, 35А.

(4912) 300630, 30 08 30