

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Пермский национальный исследовательский
политехнический университет»

С.В. Леонтьев, В.А. Шаманов

ОРГАНИЗАЦИЯ И ПРОИЗВОДСТВО ОПАЛУБОЧНЫХ И АРМАТУРНЫХ РАБОТ

*Утверждено
Редакционно-издательским советом университета
в качестве электронного учебного пособия*

Издательство
Пермского национального исследовательского
Политехнического университета
2020

УДК 69.057.5: 693.554
Л478

Рецензенты:

М.Ф. Гайдай, канд. техн. наук, руководитель проектов
(Строительная компания ООО «Талан»);

К.А. Сарайкина, канд. техн. наук, доцент кафедры
«Строительный инжиниринг и материаловедение»
(Пермский национальный исследовательский
политехнический университет)

Леонтьев, С.В.

Л478

Организация опалубочных и арматурных работ : электрон. учеб. пособие [Электронный ресурс] / С.В. Леонтьев, В.А. Шаманов. – Пермь : Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2020. – 232 с. – 1 электрон. опт. диск (CD-ROM). – Систем. требования: Windows XP и выше; программа для просмотра PDF-файлов; привод CD-ROM.

ISBN 978-5-398-02404-3

Освещены основные аспекты опалубочных и арматурных работ. Изложены положения, связанные с классификацией опалубок, и требования, предъявляемые к ним. Рассмотрены основные элементы и конструкции современных опалубок, технология их монтажа и демонтажа, приведена методика расчета опалубки. Освещены основные положения по видам и классам арматурной стали, соединениям арматурных элементов, условиям совместной работы бетона и арматуры. Рассмотрены общие вопросы армирования железобетонных конструкций монолитных зданий и сооружений.

Предназначено для обучающихся по направлению подготовки магистратуры «Технологии монолитного и сборно-монолитного строительства зданий и сооружений», а также для студентов направления «Строительство» очной формы обучения.

УДК 69.057.5: 693.554

ISBN 978-5-398-02404-3

© ПНИПУ, 2020

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
Особенности выполнения монолитных и сборно-монолитных работ при возведении зданий и сооружений.....	7
1. Опалубочные системы. Общие сведения.....	12
1.1. Классификация и виды опалубок.....	14
1.2. Требования, предъявляемые к опалубкам.....	22
1.3. Конструктивные особенности опалубок, используемых в монолитном строительстве зданий и сооружений.....	25
1.4. Мероприятия, направленные на снижение сцепления бетона с опалубкой.....	46
1.5. Нагрузки, воздействующие на опалубку. Расчёт давления бетонной смеси на конструкции опалубок.....	47
1.6. Разборно-переставные опалубки.....	52
1.7. Горизонтально перемещаемые опалубки.....	67
1.8. Вертикально перемещаемые опалубки.....	70
1.9. Специальные виды опалубок	76
2. Организация опалубочных работ.....	83
2.1. Составление графика производства монолитных работ. Определение объемов работ и потребности в материальных ресурсах.....	83
2.2. Планирование монолитных и опалубочных работ. Определение количества и размера захваток для бетонирования.....	96
2.3. Основы проектирования и расчета опалубки.....	101
2.4. Основные конструктивные элементы опалубочных систем и характерные приёмы их сборки	106
2.5. Контроль качества опалубочных работ.....	121
2.6. Монтаж и демонтаж опалубки монолитных конструкций.....	123
2.7. Расчёт трудозатрат на устройство опалубок.....	126
2.8. Охрана труда при выполнении опалубочных работ.....	127
3. Арматура и арматурные изделия в монолитном строительстве.....	129
3.1. Общие требования к арматуре и арматурным изделиям при выполнении монолитных работ.....	129
3.2. Физико-механические характеристики арматурной стали.....	135
3.3. Виды и классы арматуры, используемой в монолитном строительстве.....	137
3.4. Работа арматуры в теле бетона.....	146
4. Организация арматурных работ.....	150
4.1. Особенности выполнения чертежей железобетонных конструкций и схем их армирования в составе строительной документации	160
4.2. Арматурные изделия, используемые в железобетонных конструкциях	165
4.3. Закладные детали, используемые в железобетонных конструкциях.....	168

4.4. Приспособления для фиксации арматуры и закладных деталей, используемые в железобетонных конструкциях.....	170
4.5. Приспособления для строповки элементов сборных железобетонных конструкций.....	171
4.6. Армирование основных конструктивных элементов монолитных и сборно-монолитных зданий и сооружений.....	172
4.7. Контроль качества арматурных работ.....	190
4.8. Охрана труда при выполнении арматурных работ.....	193
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	195

ВВЕДЕНИЕ

Одной из базовых дисциплин для студентов магистратуры по направлению «Технологии монолитного и сборно-монолитного строительства зданий и сооружений» является дисциплина «Организация и производство опалубочных и арматурных работ», что объясняется значимостью и ответственностью данных видов работ при монолитном строительстве, а также тем фактом, что на долю опалубочных и арматурных работ приходится более 40 % от всего объема работ по возведению каркаса здания или сооружения.

В целом необходимо отметить, что за последние годы вместе с развитием сборного железобетона приобрел популярность метод монолитного железобетона, достоинствами которого являются ускоренные сроки строительства, а также возможность снижения его ресурсоемкости. Очевидно, что расширению области применения технологий монолитного строительства способствуют модернизация средств механизации, усовершенствование конструктивных решений зданий и сооружений и внедрение новых строительных технологий. Так, в России в последние 5–10 лет наблюдается тенденция к развитию технологии монолитного строительства в направлении использования инвентарных опалубок различных конструкций, высокопроизводительных технологий, комплексной механизации приготовления, транспортировки, подачи и укладки бетонной смеси.

На сегодняшний день темпы строительства жилых зданий из монолитного бетона в России достигли порядка одного миллиона квадратных метров в год. Те же объемы строительства в год наблюдаются и по общественным, административным и промышленным зданиям. Также монолитными выполняются фундаменты, лифтовые шахты в панельных и каркасных зданиях, первые этажи нежилых зданий и большепролетные конструкции.

Современная практика строительства монолитных конструкций обуславливает необходимость проектирования, промышленного изготовления опалубочных конструкций, а также выполнения предварительного анализа технико-экономических показателей при выборе между опалубками различных конструкций и производителей.

В свою очередь не менее важным и ответственным видом работ в технологии монолитного домостроения являются арматурные работы. Арматура считается основной частью железобетона, которая должна работать совместно с бетоном на всех стадиях жизненного цикла железобетонных конструкций. Она должна соответствовать таким требованиям, как технологичность при обработке и монтаже; обладать необходимыми физико-механическими характеристиками при кратковременном и длительном воздействии нагрузок, в том числе в условиях экстремальных температур и агрессивных воздействий; обеспечивать необходимое сцепление с бетоном.

Обобщая вышесказанное необходимо отметить, что, несмотря на кажущуюся простоту, строительство зданий и сооружений по монолитной технологии сложнее, чем возведение зданий из кирпича с использованием сборных железобетонных элементов и требует от исполнителей специальных знаний, навыков, внимательности, ответственности и технологической дисциплинированности. В свою очередь высокий уровень конкуренции в области выполнения монолитных работ способствует развитию, постоянному освоению и внедрению в строительный процесс современных технологий, повышению качества и культуры выполнения строительно-монтажных работ, а также повышению квалификации кадров

Особенности выполнения монолитных и сборно-монолитных работ при возведении зданий и сооружений

Технология выполнения железобетонных монолитных работ при возведении зданий и сооружений имеет ряд особенностей, которые необходимо учитывать как в процессе разработки проектной документации, так и в ходе выполнения строительно-монтажных работ на объекте строительства.

Работы по возведению монолитного или сборно-монолитного железобетонного каркаса здания или сооружения являются комплексными, состоящими из выстроенных в определенной последовательности простых процессов и операций. Укрупненно монолитные работы состоят из следующих процессов (видов работ): опалубочные, арматурные, бетонные, каждый из которых также включает в себя определенный перечень производственных операций.

Схематично процесс возведения монолитных железобетонных конструкций можно представить в виде структурной схемы (рис. 1.1). В случае возведения здания или сооружения по технологии сборно-монолитного строительства структурная схема дополняется изготовлением серийных элементов (колонн, перекрытий, свай, ростверков, ригелей, лестничных маршей, лифтовых шахт, сантехнических кабин и пр.) на предприятии, их доставкой и монтажом в проектное положение на объекте.

Для пояснения представленной на рис. 1 схемы необходимо рассмотреть, какие процессы включает в себя технология монолитного строительства:

1. Заготовительные процессы, выполняемые на отдельных предприятиях, специально выделенных на строительных площадках местах. Например, изготовление опалубок, закладных деталей, отдельных конструктивных элементов, арматурных сеток, каркасов, приготовление бетонной смеси, растворов, подводка «софитов» для подключения греющих проводов и пр.

2. Транспортные процессы, задачей которых является перевозка изделий и элементов, подготовленных на заготовительном этапе к месту строительства, а также их адресная подача в конкретную точку строительной площадки.

3. Основные процессы, выполняемые на объекте строительства, включают в себя опалубочные работы (установка и демонтаж элементов опалубки и закладных частей, поддерживающих и фиксирующих устройств), арматурные работы (монтаж арматурных элементов, сеток и каркасов, стыковка арматуры, натяжение напрягаемой арматуры), бетонные работы (подача, распределение, укладка и уплотнение бетонной смеси, уход за бетоном в соответствии с временем года, исправление дефектов, отделка лицевых поверхностей).

К мероприятиям по уходу за бетоном в зимнее время относятся установка оборудования для прогрева бетона, устройство обогреваемых «тепляков», утепление опалубки и открытых поверхностей бетона изоляционными материалами.

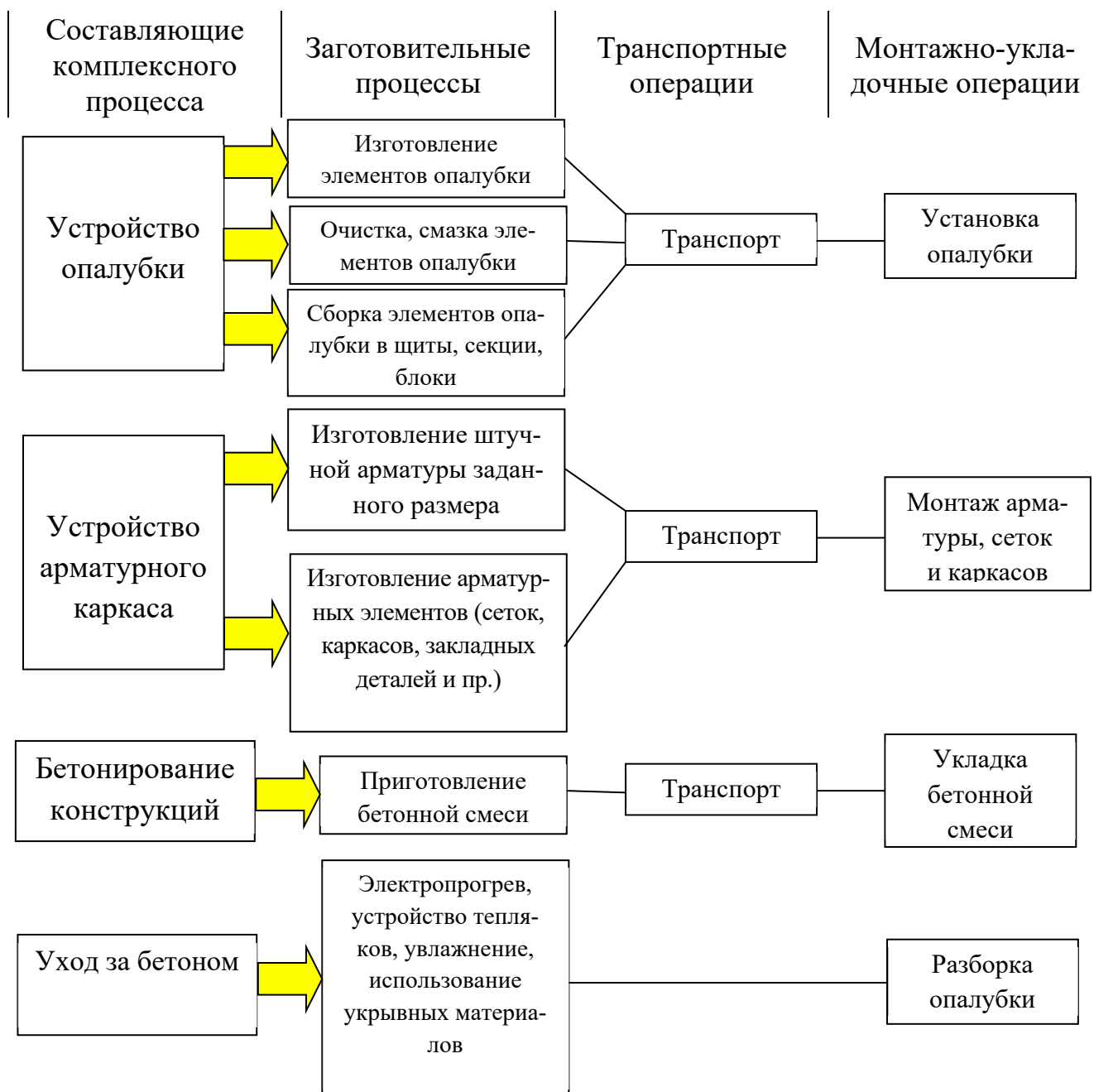


Рис. 1.1. Структурная схема технологии возведения монолитных железобетонных конструкций

К мероприятиям по уходу за бетоном в летнее время относятся укрытие открытых поверхностей бетона гидроизоляционным материалом, их дополнительное увлажнение.

Особенностью железобетонных работ является их значительная трудоемкость, которую можно объяснить их многооперационностью, большим количеством ручных немеханизированных вспомогательных операций. Также на монолитные бетонные работы особенное влияние оказывают природно-климатические факторы. Наибольшую сложность и дополнительные капитальные вложения представляют

работы по укладке бетонной смеси в зимних условиях, в условиях вечной мерзлоты, а также при сухом жарком климате.

Еще одной особенностью выполнения монолитных железобетонных работ является затруднительность, а чаще невозможность исправления дефектов, допущенных на различных предшествующих этапах производства работ. Исходя из этого, проектированию технологии и организации железобетонных работ, строгому соблюдению проектов производства отдельных видов работ, технологических карт, карт трудовых процессов, поэтапному операционному контролю должно уделяться особое внимание.

Основы проектирования производства работ по возведению зданий и сооружений

Состав проектной документации на строительство зданий и сооружений регламентирован Градостроительным кодексом Российской Федерации (ст. 48, 49) и Постановлениями Правительства Российской Федерации № 87 от 16 февраля 2008 г. «Положение о составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию» и № 145 от 05.03.2007 г. «О порядке организации и проведения государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий».

Разрабатывается проект организации строительства (ПОС). Назначение ПОС – определить календарным планом очередность возведения основных и вспомогательных зданий и сооружений, распределить капитальные вложения и объемы строительно-монтажных работ по кварталам и годам строительства, решить другие организационные вопросы.

В состав ПОС входят:

- календарный план на весь комплекс строительства, включая подготовительный и основной периоды;
- стройгенпланы на подготовительный и основной периоды строительства с расположением временных зданий, производственной базы строительной организации, складов, подъездных путей, существующих строений, подлежащих сносу и т.д.
- организационно-технологическая документация, определяющая методы возведения зданий и сооружений;
- ведомости объемов работ, потребности в материалах, изделиях, конструкциях и оборудовании по периодам строительства;
- графики потребности в строительных машинах, транспорте и кадрах строителей;
- пояснительная записка с обоснованием методов производства работ, указанием источников электрической энергии, потребности в воде, паре, кислороде, ацетилене, сжатом воздухе, а также другой необходимой информации.

В соответствии с СП 48.13330.2011 «Организация строительства» к организационно-технологической документации относятся:

- проекты производства работ;
- схемы и указания по производству работ;
- схемы контроля качества;
- поточные графики;
- основные положения по производству строительных и монтажных работ в составе рабочей документации типовых проектов массового применения;
- прочие согласованные документы, в которых содержатся решения по организации СП и технологии строительно-монтажных работ (СМР).

На основе рабочей документации разрабатываются проекты производства работ (ППР), в том числе на выполнение монолитных работ, которые включают в себя работы по устройству опалубки и армированию конструкций.

ППР разрабатывается как на строительство здания или сооружения в целом, так и на возведение их отдельных частей, а также отдельных строительных, монтажных и специальных видов работ. Разработкой ППР могут заниматься генподрядчик, субподрядные организации или специализированные проектные компании.

Проект производства работ в полном объеме должен состоять из:

- календарного плана производства работ;
- стройгенплана;
- графика поступления на объект строительных конструкций, изделий, материалов и оборудования;
- графика движения рабочих кадров;
- графика работы основных строительных машин;
- технологических карт на выполнение отдельных видов работ;
- схем размещения геодезических знаков;
- пояснительной записки, содержащей решения по производству геодезических работ;
- решения по прокладке временных сетей водо-, тепло-, энергоснабжения и освещения строительной площадки и рабочих мест;
- обоснования мероприятий по применению мобильных форм организации работ;
- режима труда и отдыха;
- решения по производству работ, включая зимнее время;
- ведомости потребности в энергоресурсах;
- перечня мероприятий по обеспечению сохранности материалов, изделий, конструкций и оборудования на строительной площадке;
- природоохранных мероприятий;
- мероприятий по охране труда и безопасности в строительстве;
- технико-экономических показателей проекта.

При проектировании производства работ разрабатываются индивидуальные технологические карты на сложные процессы.

Существуют типовые технологические карты (ТТК), которые представляют собой самостоятельные документы и могут использоваться для разработки индивидуальных технологических карт или входить в состав ППР в качестве приложения. Содержание технологических карт регламентируют «Методические указания по разработке типовых технологических карт в строительстве». ТТК разрабатывают на повторяющиеся объекты по видам работ, в результате выполнения которых создаются законченные конструктивные элементы, части зданий, сооружений, технологическое оборудование, трубопроводы, системы вентиляции, автоматизации и др.

ТТК разрабатывается на один основной (базовый) вариант производства работ, но в ней предусматриваются и другие варианты с использованием различных машин и приспособлений. Карта должна содержать исходные данные для пересчета ресурсов и технико-экономических показателей для каждого варианта в зависимости от условий выполнения работы, в том числе в зимнее время.

В состав ППР на монолитные работы должны быть включены:

- опалубочные работы;
- арматурные работы;
- бетонные работы.

В состав ППР также должен входить календарный график производства комплекса работ по изготовлению монолитных железобетонных конструкций здания. На период ведения монолитных работ составляется стройгенплан (СГП). При формировании СГП, кроме выполнения основных требований, необходимо предусмотреть:

- открытые площадки для хранения, сборки-разборки и ремонта опалубки, очистки и смазки щитов;
- приобъектные арматурные мастерские (желательно, совмещенные со складом арматуры);
- бетоносмесительный комплекс (завод или узел) со всеми необходимыми сооружениями (склады, емкости, конвейеры, бетононасосы и др.);
- крытые склады для хранения цемента, утеплителя, столярных изделий, расходных материалов);
- площадки для приема бетонных смесей в зоне бетонирования;
- определение мест стоянок (расположение) машин и механизмов бетоноукладочного комплекса в процессе возведения всего объекта.

1. ОПАЛУБОЧНЫЕ СИСТЕМЫ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В годы начала развития монолитного строительства опалубочным работам и опалубке не уделялось должного внимания. Чаще всего опалубку выполняли дощатой непосредственно на объекте строительства, без каких-либо предварительных расчетов и раскладки. С усовершенствованием монолитной и сборно-монолитной технологий строительства объемы опалубочных работ стали возрастать, что объясняется снижением массивности конструкций, увеличением количества конструктивных элементов, повышением требований к геометрии формируемых элементов здания или сооружения. Возросшие требования, предъявляемые к индустриальным опалубкам, определили необходимость в проектировании, расчете, промышленном изготовлении серийных конструкций различных типов опалубочных систем, а также использование технико-экономического анализа и обоснования выбора того или иного вида опалубки в монолитном строительстве.

Опалубочные работы – важный этап возведения монолитного здания или сооружения, оказывающий влияние на выбор технологии выполнения строительномонтажных работ и калькуляцию их стоимости.

Сопоставление стоимости выполнения работ и их видов в технологии монолитного домостроения (рис. 1.2) показывает, что более 52 % расходов, связанных с возведением каркаса здания, приходится на выполнение опалубочных работ.

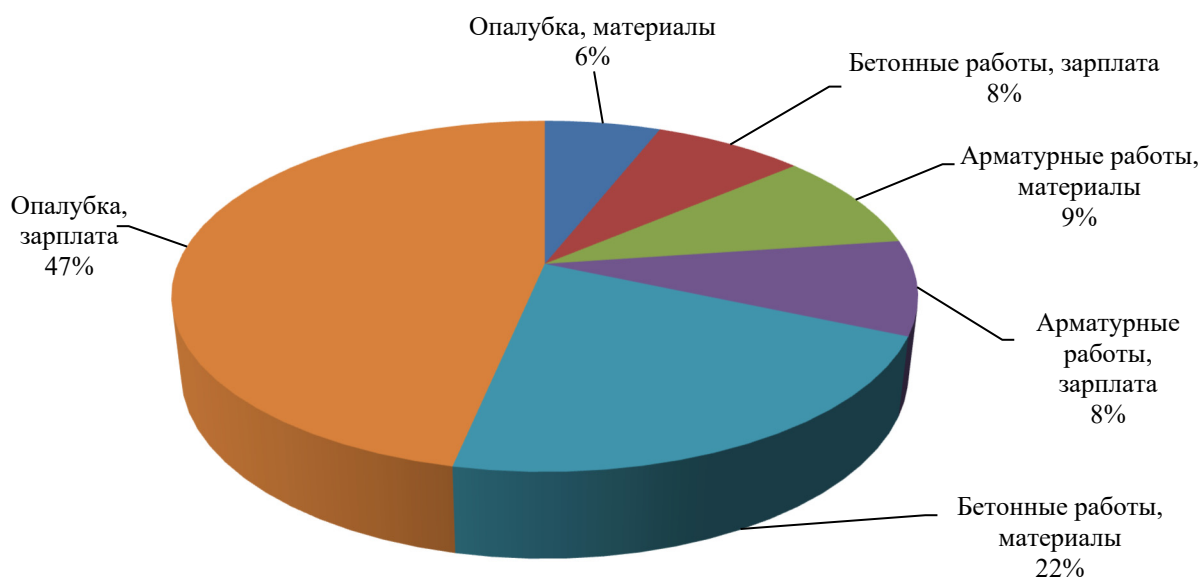


Рис. 1.2. Диаграмма распределение затрат по видам работ при возведение монолитного каркаса здания, %

В современном строительстве опалубкой называют вспомогательную конструкцию из дерева, металла или других материалов, предназначенную для придания монолитным конструкциям из бетона, железобетона, грунтовой смеси, других

строительных растворов определенных параметров – таких как форма, геометрические размеры, расположение в пространстве и др. Общий вид вертикальной разборно-переставной опалубки представлен на рис. 1.3.



Рис. 1.3. Пример вертикальной разборно-переставной опалубки

В соответствии с ГОСТ 52086 опалубка – конструкция, представляющая собой форму для укладки и выдерживания бетонной смеси. Опалубка состоит из формообразующих, несущих, поддерживающих, соединительных, технологических и других элементов и обеспечивает проектные характеристики монолитных конструкций.

Опалубка должна соответствовать требованиям ГОСТ 34329-2017 и обеспечивать проектную форму, геометрические размеры и требуемое качество поверхности возводимых конструкций в пределах, установленных для данного класса опалубки допусков.

При выборе типа и класса опалубки, применяемой при возведении бетонных и железобетонных конструкций, необходимо учитывать:

- точность изготовления опалубки;
- точность монтажа опалубки;
- оборачиваемость опалубки (число циклов бетонирования);
- требования, предъявляемые к качеству бетонной поверхности монолитной конструкции после распалубки;
- дополнительные конструктивные особенности, связанные с технологией укладки бетонной смеси (наличие навесных вибраторов), уходом за бетоном (наличие дополнительного подогрева или охлаждения).

1.1. Классификация и виды опалубок

В соответствии с ГОСТ 34329-2017 опалубки могут быть классифицированы следующим образом:

- по виду бетонируемых монолитных и сборно-монолитных конструкций;
- по их конструкции;
- по материалам несущих элементов;
- по применяемости при различной температуре наружного воздуха и характеру ее влияния на бетон монолитных конструкций;
- по оборачиваемости;
- по классу обеспечения точности геометрических размеров.

В зависимости от *вида бетонируемых монолитных конструкций* опалубки используют для:

1. Вертикальных монолитных конструкций (в том числе наклонно-вертикальных):
 - 1.2. Фундаментов.
 - 1.3. Ростверков.
 - 1.4. Стен.
 - 1.5. Опор мостов, труб, градирен.
 - 1.6. Колонн и т.п.
2. Горизонтальных монолитных конструкций (наклонных):
 - 2.1. Перекрытий (в том числе балочных и ребристых).
 - 2.2. Куполов (сфер, оболочек, сводов).
 - 2.3. Пролетных сводов мостов (эстакад и других подобных сооружений).

В зависимости от *конструкции* опалубки подразделяются:

1. Мелкощитовая (разборно-переставная):
 - 1.1. Модульная.
 - 1.2. Разборная.
2. Крупнощитовая:
 - 2.1. Модульная.
 - 2.2. Разборная.
3. Блочная:
 - 3.1. Внешнего контура (блокразъемная, неразъемная, переналаживаемая).
 - 3.2. Внутреннего контура (разъемная, неразъемная, переналаживаемая).
4. Объемно-переставная:
 - 4.1. П-образная.
 - 4.2. Г-образная.
5. Скользящая.
6. Горизонтально перемещаемая:
 - 6.1. Катучая.

- 6.2. Туннельная.
- 7. Подъемно-переставная:
 - 7.1. С шахтным подъемником.
 - 7.2. С опиранием на сооружение.
- 8. Пневматическая:
 - 8.1. Подъемная.
 - 8.2. Стационарная.
- 9. Несъемная:
 - 9.1. Включаемая в расчетное сечение конструкции.
 - 9.2. Не включаемая в расчетное сечение конструкции.
 - 9.3. Со специальными свойствами.

В зависимости *от материалов несущих элементов* опалубки подразделяются на:

- 1) стальные;
- 2) алюминиевые;
- 3) пластиковые;
- 4) деревянные;
- 5) комбинированные.

В зависимости *от применяемости при различной температуре наружного воздуха и характера воздействия опалубки на бетон монолитных конструкций*:

- 1) неутепленная;
- 2) утепленная;
- 3) греющая;
- 4) специальная.

В зависимости *от класса обеспечения точности геометрических параметров*:

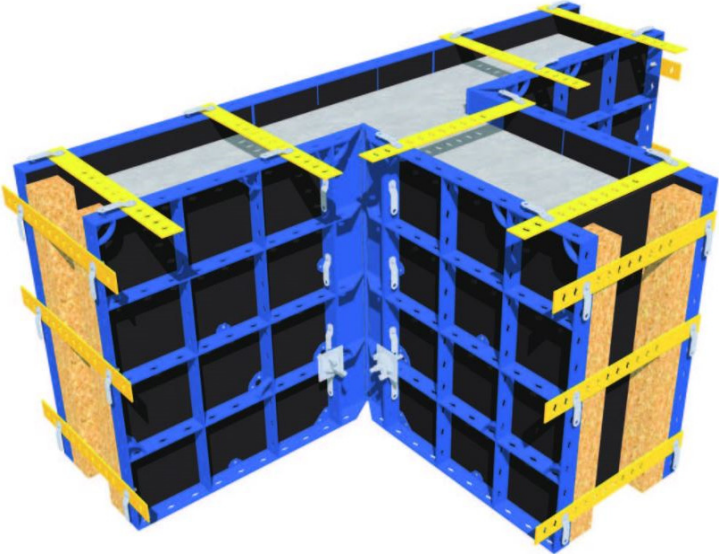
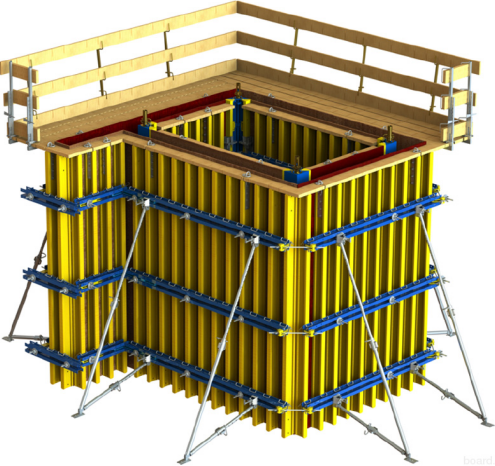
- 1) 1-й класс;
- 2) 2-й класс;
- 3) 3-й класс.

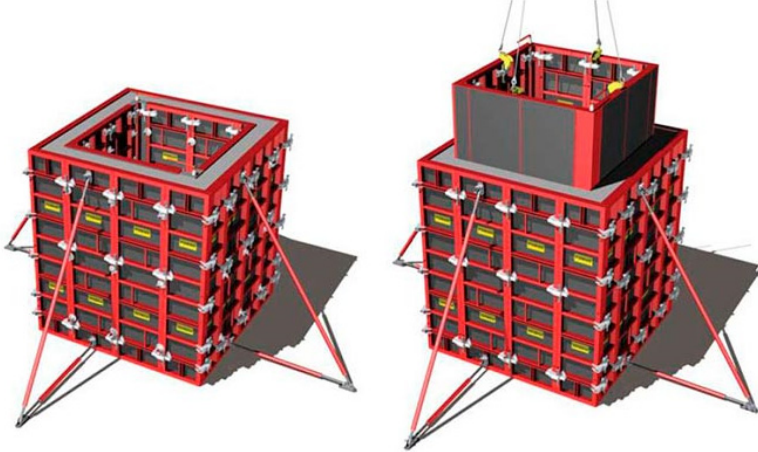

В зависимости *от оборачиваемости (возможности повторного использования)*:

- 1) разового применения (в том числе несъемная опалубка);
- 2) инвентарная.

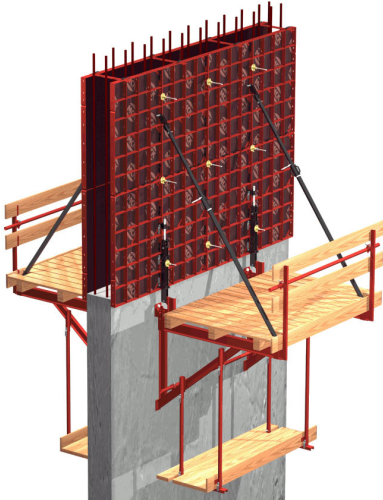

Области применения опалубок различного типа, а также их внешний вид представлены в табл. 1.1.



Область применения опалубок различного типа


Тип опалубки	Внешний вид	Особенности применения
Мелкощитовая (разборно-переставная)		<p>Бетонирование монолитных конструкций, в том числе с вертикальными, горизонтальными и наклонными поверхностями различного очертания, с разборкой на отдельные элементы при демонтаже, а также стыков, проемов монолитных конструкций с небольшой опалубочной поверхностью</p>
Крупнощитовая		<p>Бетонирование крупногабаритных монолитных конструкций, в том числе стен и перекрытий зданий и сооружений с монтажом и демонтажом, крупными элементами (в том числе крупными щитами, панелями и блоками)</p>

Тип опалубки	Внешний вид	Особенности применения
<p>Блочная</p>		<p>Бетонирование замкнутых отдельно стоящих монолитных конструкций, например ростверков, колонн, фундаментов, а также внутренних поверхностей замкнутых ячеек жилых зданий и лифтовых шахт</p>
<p>Объемно-переставная</p>		<p>Одновременное бетонирование стен и перекрытий зданий и сооружений.</p>

Продолжение табл. 1.1

Тип опалубки	Внешний вид	Особенности применения
Скользящая		<p>Бетонирование вертикальных (главным образом высотой более 40 м) стен зданий и сооружений, преимущественного постоянного сечения</p>
Горизонтально перемещаемая		<p>Бетонирование водоводов, коллекторов, туннелей, возводимых открытым способом (катуная опалубка); обделка туннелей, возводимых открытым способом (туннельная опалубка)</p>

Тип опалубки	Внешний вид	Особенности применения
<p>Подъемно-переставная</p>		<p>Бетонирование вертикальных высотных сооружений переменным сечением, например градирни, трубы, опоры мостов и эстакад значительной высоты</p>
<p>Пневматическая</p>		<p>Бетонирование пространственных монолитных конструкций криволинейного очертания, например сферы, купола и т.п.</p>

Тип опалубки	Внешний вид	Особенности применения
Несъемная		Бетонирование монолитных конструкций без распалубливания. Возможно одновременное сочетание функций гидроизоляции, облицовки, утепления, внешнего армирования и др.

На поверхностях основных элементах опалубки (щиты, рамы, балки), не соприкасающихся с бетоном, с нерабочей стороны наносятся несмываемой краской условное обозначение опалубки, дата изготовления и наименование предприятия-изготовителя. Индекс (условное обозначение) опалубки назначается по ГОСТ 34329. Порядок индексации представлен на рисунке 1.4.

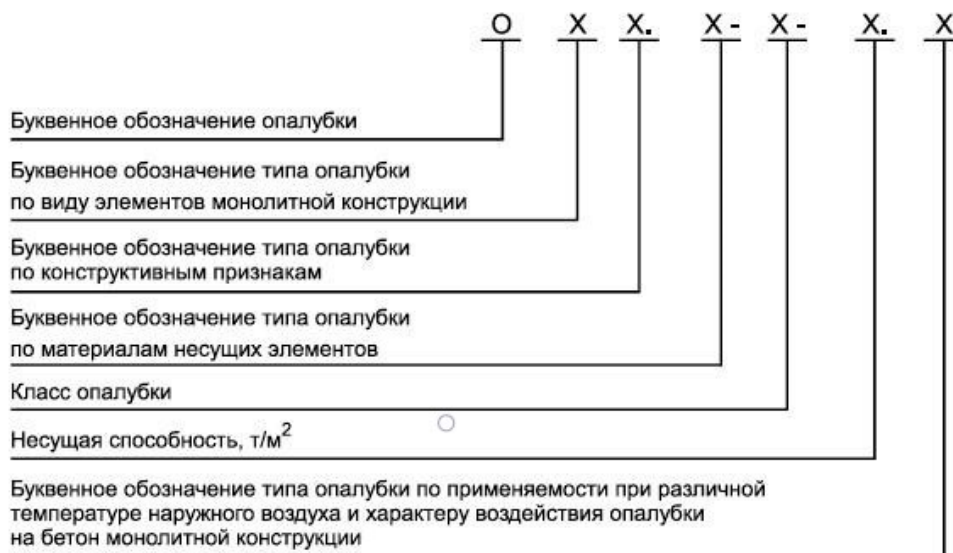


Рис. 1.4. Порядок индексации опалубок

Для возведения стен с помощью крупнощитовой алюминиевой опалубки первого класса с несущей способностью 6 тс/м², утепленной маркировка имеет вид:

О С К. АЛ – 1-6.У по ГОСТ 34329-2017.

В свою очередь каждый из элементов опалубки также имеет свою маркировку, что помогает быстро определить функциональное назначение и технические характеристики каждого из элементов. Порядок индексации элементов опалубки представлен на рис. 1.5.

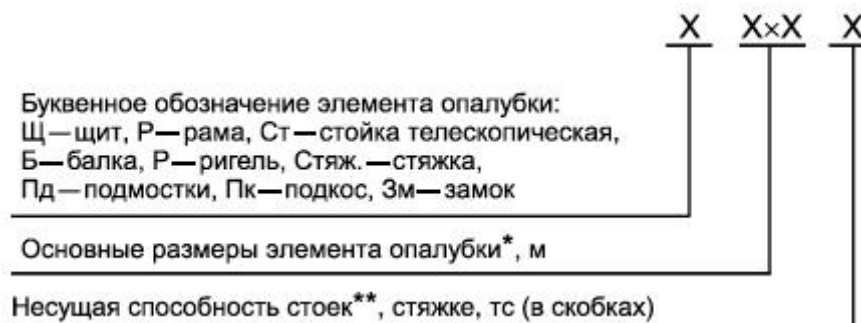


Рис. 1.5. Порядок индексации элементов опалубки (* – ширина на высоту – для щита, минимальная высота на максимальную высоту – для телескопической стойки, длина – для стяжки, максимальная ширина вставки – для замка и т.п.
** – на максимальной высоте)

Для стойки выдвижной ($H_{\min} = 1,5\text{м}$ и $H_{\max} = 3,7\text{м}$) с несущей способностью 0,9 тс маркировка должна иметь вид:

Ст 1,5×3,7 (0,9).

Для получения качественных монолитных железобетонных конструкций опалубочные системы должны удовлетворять определенным требованиям.

1.2. Требования, предъявляемые к опалубкам

Опалубка должна изготавливаться в соответствии с требованиями существующей нормативно-технической документации (ГОСТ 34329-2017, СП 63.13330.2012, СП 70.13330.2012 и пр.).

В технологии монолитного и сборно-монолитного строительства жилых и общественных зданий к поверхности изготавливаемых конструкций предъявляются высокие требования, что связано со снижением последующих затрат на дополнительную доводку поверхностей конструкций. В связи с этим к опалубочным щитам предъявляют особые требования. Так, для поверхностей железобетонных конструкций, готовых под окраску или оклейку обоями, необходимо применять опалубку, обеспечивающую получение поверхности по СП 71.13330.2011.

Очищенная и обработанная смазкой поверхность опалубки должна быть защищена от грязи, осадков и ультрафиолетовых излучений. Для обработки опалубочных поверхностей, контактирующих с бетоном, чаще всего используют эмульсионные смазки как в чистом виде, так и с добавкой известковой воды, уайт-спирита или поверхностно-активных веществ.

Перед началом выполнения бетонных работ опалубка должна быть очищена сжатым горячим воздухом от мусора, снега, наледи и других осадков.

Важным техническим требованием для опалубок является ее деформативность (жесткость), от которой зависят качество бетонируемых конструкций, а также трудоемкость последующих видов работ, обрачиваемость и стоимость опалубки. При недостаточной жесткости опалубки при уплотнении на поверхности бетона могут образоваться раковины и воздушные пузырьки.

При использовании навесных вибраторов при уплотнении бетонной смеси необходимо учитывать фактор утяжеления конструкции, а также возможное образование большого числа открытых пор на поверхности бетонируемой конструкции.

Соединительные элементы опалубки необходимо выполнять плотными, не проницаемыми для бетонной смеси и быстроразъемными.

Точность смонтированной опалубки должна быть на один класс выше класса точности бетонируемых конструкций. В свою очередь класс точности изготовления элементов опалубки должен назначаться на один класс выше класса точности монтажа. Как правило, класс точности указывается в проекте в соответствии с ГОСТ 21779-82.

В соответствии с ГОСТ 34329 к конструкции опалубки предъявляют следующие требования:

- прочность, жесткость и геометрическая неизменяемость формы и размеров в процессе работы опалубки;
- соблюдение проектной точности геометрических размеров монолитных конструкций и заданное качество их поверхностей в зависимости от класса опалубки;
- максимальная оборачиваемость опалубочных элементов;
- минимальная адгезия к схватившемуся бетону (кроме несъемной);
- минимальное число типоразмеров элементов в зависимости от характера монолитных конструкций;
- возможность укрупненной сборки и быстрой переналадки в условиях строительства;
- возможность фиксации закладных деталей в проектом положении и с проектной точностью;
- технологичность при изготовлении и возможность применения средств механизации при монтаже;
- быстроразъемность соединительных элементов;
- минимизация материальных, трудовых и энергетических затрат при монтаже и демонтаже;
- ремонтпригодность и взаимозаменяемость элементов;
- герметичность формообразующих поверхностей (кроме специальных);
- обеспечение температурно-влажностного режима, необходимого для твердения и набора бетоном проектной прочности;
- химическая нейтральность формообразующих поверхностей к бетонной смеси, кроме специальных случаев;
- быстрота установки и разборки опалубки без повреждения монолитных конструкций и элементов опалубки.

Все типы опалубки в зависимости от точности изготовления, точности монтажа и оборачиваемости подразделяются на 1-й, 2-й и 3-й классы.

Выбор класса опалубки зависит от технологии бетонирования, характера монолитных конструкций, необходимого качества поверхности бетонных конструкций и других факторов. Необходимо учитывать, что чем выше класс опалубки, тем она дороже. Исходя из этого, необходимо оценивать необходимость и целесообразность применения высокого класса опалубок.

Показатели качества опалубки различных классов представлены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Показатели качества опалубок различных классов

Наименование показателей, единица измерения	Значение показателей для классов		
	1	2	3
Точность изготовления и монтажа*:			
– отклонение линейных размеров щитов на длине до 1 м (до 3 м), мм, не более	0,8 (1,0)	1,5 (2,0)	По требованию заказчика
– отклонение линейных размеров панелей на длине до 3 м, мм, не более	1,5	3	То же
– перепады на формообразующих поверхностях:			
– стыковых соединений щитов, мм, не более	1	2	-
– стыковых соединений палубы, мм, не более	0,5	2	-
– специально образованный выступ, образующий запад на бетонной поверхности, мм, не более	2	3	-
– отклонения от прямолинейности горизонтальных элементов опалубки перекрытий на длине L , мм	$L/1000$, но не более 10	$L/1000$	-
– отклонение от прямолинейности формообразующих элементов на длине 3 м, не более	2	4	-
– отклонения от прямолинейности вертикальных несущих элементов (стоек, рам) опалубки перекрытий на высоте h , мм, не более	$h/1000$	$h/800$	-
– отклонение от плоскости формообразующих элементов на длине 3 м, мм, не более	2	4	-
– разность длин диагоналей щитов высотой 3 м и шириной 1,2 м, мм, не более	2	5	-
– отклонение от прямого угла щитов формообразующих элементов на ширине 0,5 м, мм, не более	0,5	2	-
– сквозные щели в стыковых соединениях, мм, не более	0,5	1	2
– высота выступов на формообразующих поверхностях, мм, не более	1	2	-
– количество выступов на 1 м, шт., не более	2	4	-
– высота впадин на формообразующих поверхностях, мм, не более	Не допускается	1	-
– количество впадин на 1 м, шт., не более	То же	2	-
Качество бетонной поверхности монолитной конструкции после распалубки:			
– отклонение от плоскостности на длине до 1 м (до 3 м), мм, не более	4,5 (9,5)	-	-
– диаметр или наибольший размер раковины, мм, не более	4	-	-
– глубина впадины, мм, не более	2	-	-
– высота местного наплыва (выступа), мм, не более	Не допускается	-	-

Номенклатура значений показателей качества для опалубок различных типов приведена в ГОСТ 34329-2017.

Также существуют требования к величине прогиба элементов опалубки, образующегося под действием воспринимаемых нагрузок, который при пролете (l) не должен быть более:

- $l/400$ ($l/300$) – для вертикальных элементов, 1-й (2-й) класс;
- $l/500$ ($l/400$) – для горизонтальных элементов, 1-й (2-й) класс.

Люфт в шарнирных соединениях опалубки 1-го и 2-го классов не должен быть более 1 мм.

Размеры формообразующих элементов опалубки (кроме разборной) должны быть кратны укрупненному модулю 3М, равному 300 мм. Прочие типоразмеры допускаются при согласовании с потребителем.

Модульную опалубку 1-го класса следует изготавливать из профилей повышенной точности для получения после распалубки высококачественных бетонных поверхностей без стыков, не требующих трудоемкой отделки.

Панели и блоки, собранные из элементов опалубки, должны предусматривать устройства для предварительного отделения их от поверхности забетонированных конструкций. Не допускается применение подъемных механизмов для срыва опалубки с бетона.

Для «греющих» опалубок предъявляются следующие требования:

- равномерное распределение температур по поверхности щита. Допускаются температурные перепады $<5^{\circ}\text{C}$;
- электрическое сопротивление изоляции при использовании электрических нагревателей и коммутирующей разводки $>0,5$ МОм;
- удобство в эксплуатации и ремонтпригодность;
- возможность контроля и управления режимами прогрева;
- стабильность теплотехнических свойств опалубки.

1.3. Конструктивные особенности опалубок, используемых в монолитном строительстве зданий и сооружений

В общем понимании опалубка состоит из трех элементов – палубы (плоскостные конструкции, контактирующие с бетоном), поддерживающих конструкций, различных вспомогательных приспособлений, жестко соединяющих между собой палубу, и специальных конструкций, жестко фиксирующих опалубку в пространстве.

Особенности и материалы палуб в опалубочных системах

Задачей палубы является придание бетону требуемых размеров и формы, а также обеспечение необходимой фактуры поверхности. Кроме того она предназначена для равномерного распределения усилий бетонирования на поддерживающие конструкции.

Основные требования, предъявляемые к конструкции палубы, представлены в главе 1.1.2 настоящего пособия.

Универсальной опалубки, которую можно было бы применять для разных видов работ и конструкций, не существует, поэтому на строительной площадке используют различные виды опалубок. Палубы в опалубочных системах классифицируются следующим образом:

1. По материалу изготовления:
 - из чистой древесины;
 - древесных материалов;
 - металлические;
 - пластиковые.
2. По требованиям, предъявляемым к поверхностям изготавливаемых конструкций:
 - для конструкционного бетона;
 - фактурные декоративные поверхности;
 - для отделки поверхности;
 - водоотталкивающие;
 - специальные опалубки.
3. По оборачиваемости:
 - несъемные (разового использования);
 - многократного использования.

Дощатые опалубки

Дощатая опалубка чаще всего изготавливается из древесины хвойных пород (лиственница, сосна, ель). Береза из-за склонности к растрескиванию не пригодна. Применение дуба ограничено высокой кислотностью, вызывающей растрескивание и шелушение поверхности бетонируемой конструкции.

При устройстве опалубки из дощатой древесины необходимо учитывать ее анизотропность, пористость, негомогенность, а также способность поглощать или отдавать влагу в зависимости от условий окружающей среды. Необходимо учитывать, что при изменении температуры и влажности окружающей среды объем древесины способен изменяться.

Особенностью необработанных досок является их высокое сцепление с бетоном, обусловленное шероховатостью поверхности. Перед бетонированием доски необходимо обработать отработанным маслом (смазкой). Оборачиваемость опалубок, выполненных из необработанной доски, составляет 3–5 раз.

Применение в опалубке обработанных досок, снижает силу их сцепления с бетоном и позволяет получать более гладкую поверхность конструкций.

Доски должны иметь ширину не более 150 мм, а толщину не менее 19 мм. Дощатые опалубки используются для широкого спектра опалубочных работ. Преимущества и недостатки дощатых опалубок представлены в табл. 1.3.

Преимущества и недостатки дощатых опалубок

Преимущества	Недостатки
Возможность изменения размеров и форм позволяет использовать для опалубки асимметричные, криволинейные и сводчатые поверхности, а также доборные и немодульных поверхности в комбинации с крупноразмерными элементами опалубки	Низкая оборачиваемость
Способность дерева к водопоглощению позволяет удалять воздух из бетонной смеси при ее уплотнении, что позволяет получить более гладкую поверхность конструкций	Забирает воду у свежесушеного бетона, что может вызвать отслаивание на поверхности бетона или скол кромок
Деревянная опалубка лучше, чем металлическая, защищает бетон от охлаждения в холодное время года, благодаря сравнительно низкой теплопроводности	Дополнительные трудозатраты, связанные с тем, что перед бетонированием деревянную опалубку надо тщательно увлажнять, а в жаркую погоду поддерживать во влажном состоянии ее наружную сторону.
Легкость работ по сборке (легко пилятся, гвоздятся, имеют небольшую массу)	Высокие трудозатраты при сборке-разборке

Щитовая деревянная опалубка

Щитовая опалубка состоит из плоских прямоугольных элементов, изготавливаемых промышленным способом из древесных материалов. Оборачиваемость такой опалубки 20–35 раз.

Щитовая опалубка бывает следующих видов:

- собранная из отдельных досок, склеенных по длинной стороне;
- многослойная щитовая, состоящая из трех склеенных крест-накрест досок;
- многослойная щитовая, состоящая из трех склеенных крест-накрест слоев фанеры.

Для защиты кромок и продления срока службы, щиты окантовываются металлическими коррозионно-стойкими профилями.

Преимущества и недостатки щитовых опалубок представлены в табл. 1.4.

Преимущества и недостатки щитовых опалубок

Преимущества	Недостатки
Низкая трудоемкость монтажных работ	Высокая стоимость
Меньшее, чем у дощатых число креплений	Можно опалубливать только плоские поверхности. Криволинейные поверхности большого радиуса кривизны выполняются в виде многоугольника
Большое число оборотов	Не пригодны для устройства лицевых поверхностей. Защитные профили отпечатываются на поверхности бетона

Крупнощитовые опалубки из клееной древесины

К клееной древесине, которая используется для изготовления промышленных опалубочных систем, относятся многослойные плиты типа фанеры и столярных плит (рис. 1.6). Фанера представляет собой склеенные друг с другом тонкие листы древесины толщиной от 1 до 10 мм. Фанеру изготавливают тремя способами: распиловка, строгание или лущение по спирали (шпон).

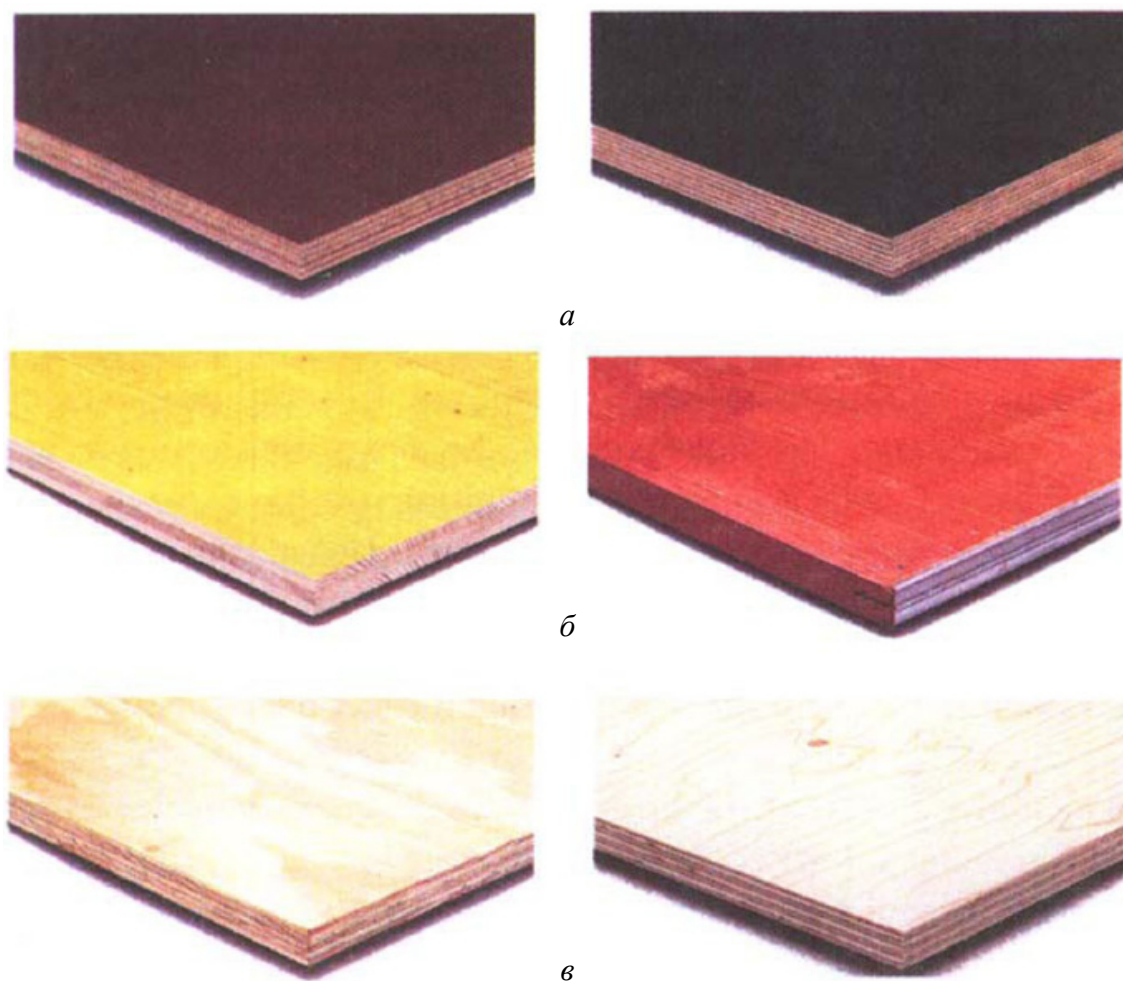


Рис. 1.6. Виды материалов для крупнощитовой опалубки из клееной древесины: *а* – ламинированная фанера; *б* – трехслойные плиты; *в* – необработанная фанера

Для производства опалубок может быть использована фанера различной толщины. Для получения криволинейных поверхностей используются гибкие листы толщиной 4 мм. Листы толщиной от 5–10 мм обладают средней жесткостью и применяются для изготовления опалубок с частым шагом ребер жесткости. Жесткие листы фанеры толщиной более 21 мм используются в качестве самонесущей конструкции.

Крупнощитовая опалубка из клееной древесины может быть изготовлена из необработанной (шлифованной или нешлифованной). На строительной площадке наиболее востребованными являются крупнощитовые опалубки с улучшенной поверхностью. Улучшение поверхности осуществляется посредством нанесения синтетических смол или полиэтиленовых пленок.

Повышенное качество имеют плиты с полиэфирным покрытием, армированным стекловолокном. Оборачиваемость такой опалубки 150–200 раз.

В условиях строительной площадки плиты заводского изготовления необходимо как можно меньше распиливать, что связано с наличием защитного покрытия торцевых кромок плит. В случае обнажения кромок число циклов оборачиваемости снижается.

Крупнощитовые опалубки из древесностружечных плит

Древесностружечные палубы (ДСП, OSB – Oriented strand board) – плиты, состоящие из спрессованных древесных стружек, склеенных синтетическими смолами. Стойкость плит к действию влаги и механическим воздействиям зависит, главным образом, от применяемого полимерного связующего. ДСП (рис. 1.7) подразделяются на плиты, изготовленные из стружки средней фракции, стружки мелкой фракции (МДФ – мелкодисперсная фракция дерева), а также крупной стружки, щепы (OSB). Для повышения износостойкости древесностружечных плит на их лицевые поверхности наносят пленки, такие плиты сокращенно называют ЛДСП (ламинированная древесностружечная плита).

Плиты плоского прессования, изготовленные из щепы, лучше сопротивляются действию нагрузок и находят более широкое применение в опалубках по сравнению с другими разновидностями ДСП. Чаще всего используют плиты OSB толщиной 22 мм, поверхность которых покрыта полимерной пленкой или маслом. Плотность таких плит составляет от 650 до 800 кг/м³. Оборачиваемость необработанного ДВП – 8–10 циклов, а плит с улучшенной поверхностью 40–50.



Рис. 1.7. Разновидности древесностружечных плит: *а* – из стружки средней фракции (ДВП);
б – ламинированные ДВП; *в* – из стружки мелкой фракции (МДФ);
г – из крупной стружки, щепы (OSB)

Крупнощитовые опалубки из древесноволокнистых плит

Древесноволокнистые плиты (ДВП) изготавливают путем перемешивания предварительно подготовленных древесных волокон (отходов древесины) со связующими веществами и прессованием. По плотности ДВП подразделяются на жесткие, полужесткие и пористые плиты. Для изготовления опалубок используются жесткие древесноволокнистые плиты с обработанной и необработанной поверхностью.

ДВП с необработанной поверхностью имеют размер 520×200×6 мм, обладают плохой водостойкостью, их оборачиваемость – 1–2 цикла. Древесноволокнистые плиты, покрытые водоотталкивающими составами, имеют размер 275×122×6 мм, их оборачиваемость – 10–15 циклов.

Металлические опалубки

Преимуществом стальных опалубок перед деревянными является их высокая прочность, упругость, износостойкость, постоянство линейных размеров, высокая оборачиваемость, устойчивость к воздействию влаги. Основным недостатком металлических опалубок является их значительная масса и более высокая стоимость в сравнении с деревянными.

Стальные опалубки используются при возведении сложных инженерных сооружений (туннели, плотины, шлюзы), во время строительства которых на

конструкцию опалубки воздействуют большие нагрузки, силы трения или есть необходимость получить криволинейную поверхность конструкций.

Проектирование металлической опалубки необходимо осуществлять с учетом плохой комбинируемости металла с другими материалами, т.е. палуба, ребра жесткости, опоры и другие конструктивные элементы должны соответствовать друг другу.

Использование металлической опалубки позволяет получать гладкую поверхность бетона, которая может иметь поры, что связано с отсутствием водопоглощения у подобного рода опалубок.

В зимнее время для недопущения быстрого охлаждения бетона металлическую опалубку необходимо обогревать или применять дополнительные теплоизоляционные материалы.

Существуют стальные опалубки в виде спирали, изготавливаемые из полосовой стали в виде спиральных труб. Стальные трубы имеют диаметр от 20 до 60 см и длину в несколько метров, их используют для опалубки круглых колонн. Данный тип опалубки не используют для получения лицевой поверхности бетона.

Также в качестве палубы могут быть использованы перфорированные металлические листы толщиной от 0,5 до 2,0 мм. Использование перфорированных листов способствует удалению воздуха и препятствует расслоению бетонной смеси. Размер перфорации необходимо подбирать исходя из гранулометрического состава заполнителей. Также следует использовать пластичные бетонные смеси. После затвердевания бетона поверхность конструкции имеет шероховатую поверхность, что обеспечивает хорошее сцепление с последующими отделочными слоями. При бетонировании захватками использование перфорированной опалубки или сетки обеспечивает надежное сцепление рабочих швов различных бетонных блоков.

Алюминиевые опалубки как разновидность металлических, хоть и имеют меньшую массу по сравнению со стальными (на 65 % меньше), однако характеризуются плохой устойчивостью к действию щелочной среды. Улучшить стойкость к щелочам позволяет легирование алюминия кремнием, цинком, магнием. Преимуществом алюминиевых опалубок является низкая подверженность коррозии.

Пластмассовые опалубки

При опалубочных работах чаще всего пластмассы используют в качестве палубы (пневматическая опалубка, для создания фактурной поверхности) и проемообразователей.

Пластмассовые проемообразователи применяют для выполнения выемок, проходных отверстий и полостей. Проемообразователи выполняют путем пиления или нарезания с помощью раскаленной проволоки пластиковых листов или покрытием полиэтиленовой пленкой любых других материалов. Из-за своей небольшой массы пластиковые элементы необходимо надежно крепить к опалубке или арматуре, чтобы предотвратить их возможное всплытие при бетонировании.

Пластмассы, используемые в опалубках, должны иметь высокие показатели прочности, деформативности, твердости, устойчивости к истиранию и химическому воздействию щелочной среды.

Преимущества и недостатки пластиковых опалубок приведены в табл. 1.5.

Таблица 1.5

Преимущества и недостатки пластмассовых опалубок

Преимущества	Недостатки
Низкая трудоемкость монтажных работ	Нестабильность формы при резком перепаде температур
Возможность получения конструкций любой формы	Высокая стоимость
Небольшая масса	Не применимы совместно с термообработкой бетона
Ремонтопригодность	Устойчивость против истирания и износостойкость меньше, чем у металлических
Устойчивость против действия коррозии	Не допускается использование наружных вибраторов

Толщина стеклопластиковой палубы составляет 5–12 мм при соблюдении пролета между ребрами жесткости 20–50 см. Оборачиваемость таких опалубок 50–100 циклов. Не допускается использовать совместно с навесными наружными вибраторами, так как пластик поглощает большее количество колебательной энергии, чем другие материалы опалубок.

Для придания необходимой текстуры лицевой поверхности бетонных конструкций поверхность пластиковых опалубок выполняют разнообразной формы. Чаще всего такие опалубки называют «матрицами». В качестве материала для матриц многократного применения используют полиуретан, полисульфид, натуральный каучук. Использование матриц позволяет получать поверхность бетонных конструкций, имитирующую дерево, кирпичную кладку и другие фактуры.

Особенности и элементы поддерживающих конструкций опалубок

Поддерживающие и фиксирующие конструкции служат для придания дополнительной жесткости, распределения возникающих в процессе монолитных работ нагрузок, опорой для опалубки, а также для крепления всех элементов опалубки в проектном положении. К данным конструктивным элементам опалубки предъявляются требования по прочности, надежности, неизменяемости положения в пространстве в процессе выполнения монолитных работ. Тип поддерживающих элементов зависит от вида бетонируемых конструкций, величины действующих нагрузок.

Опалубки вертикальных монолитных конструкций

Основой опалубочных систем для вертикальных железобетонных конструкций являются наборы готовых прямоугольных щитов кратных размеров (рис. 1.8). Каждый из щитов состоит из палубы и рамы, в которых предусмотрены отверстия и пазы для фиксации крепежных устройств и деталей. Рама выполняется так, чтобы выдержать значительное боковое давление, оказываемое формируемой бетонной смесью. Через палубу и раму давление передается накладным ригелям и воспринимается раскосами, а также тяжами.

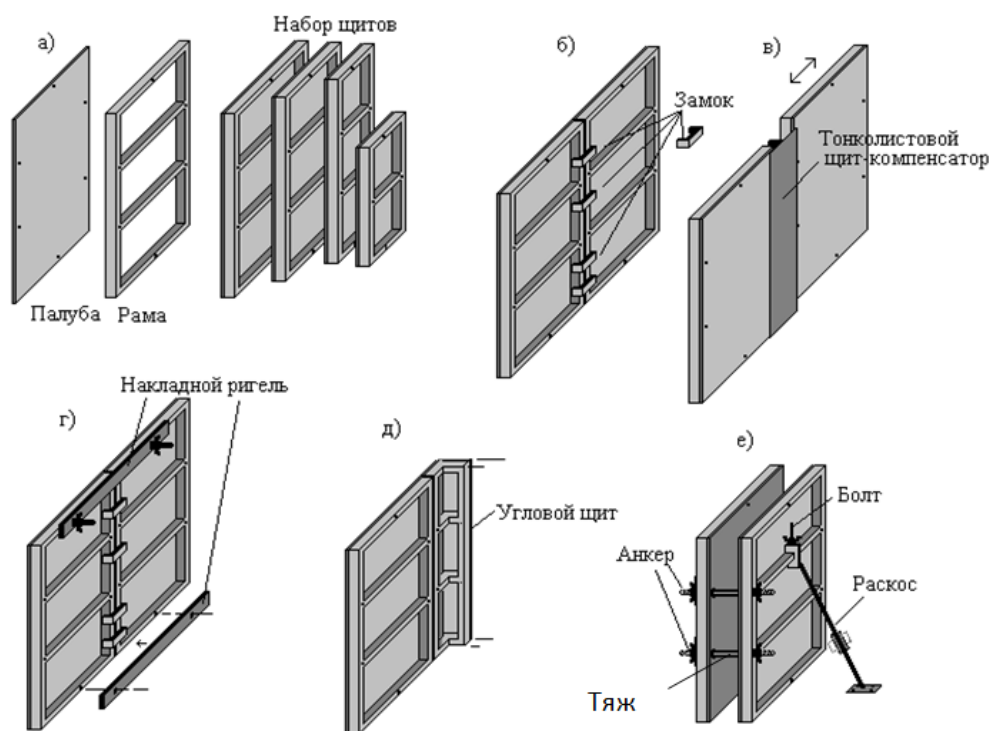


Рис. 1.8. Конструкция вертикальной опалубки: *а* – щиты опалубки; *б* – замковое соединение щитов; *в* – использование щитов-компенсаторов; *г* – использование накладных ригелей; *д* – использование углового щита; *е* – использование дополнительных фиксирующих устройств

Стяжные элементы чаще всего работают на растяжение и выполняют функцию соединения двух сторон опалубки и фиксации их в проектном положении. Кроме того могут быть использованы распорки, работающие на сжатие.

Проволочные стяжки (рис. 1.9) выполняют из отожженной черной (ОЧ) проволоки диаметром от 3–6 мм. Проволоку пропускают через отверстия в опалубке, а ее концы надежно фиксируют снаружи. Натяжение производится разными способами. В случае если пространство между палубами имеет достаточно большое расстояние и конструкция не густоармирована, то натяжение можно производить скручиванием проволоки стержнем внутри. В случае если опалубка имеет значительную высоту, и стянуть проволоку изнутри не представляется возможным, то

натяжение производят снаружи клиньями. Обязательным является устройство распорок, предотвращающих смещение опалубки по отношению друг к другу.

Стягивание щитов с помощью проволоки, как правило, применяется при небольших объемах бетонирования. Проволока имеет незначительную несущую способность, а для их устройства и демонтажа требуются значительные затраты времени и труда.



Рис. 1.9. Проволочная стяжка опалубки

Стержневые или пластинчатые стяжки (рис. 1.10) состоят из стержня (пластины), замка и распорки. Использование плоских пластин (толщина 2–3 мм), чаще всего для обвязки верха опалубки, позволяет пропускать их через стыки ее щитов. Применение круглых стержней требует отверстий, просверленных в опалубке, однако их несущая способность выше, чем у пластинчатых. Стержневые стяжки могут быть использованы многократно, для этого стержень пропускают через пластиковую трубку, также выполняющую функцию распорки. Однако подобные отверстия являются водопроницаемыми, и, как следствие, такой способ фиксации опалубки нельзя использовать для конструкций, к которым предъявляются требования по водонепроницаемости.

Наборы со стержневыми стяжками комплектуются болтами, гайками и специальными анкерами.



Рис. 1.10. Стержневые стяжки опалубки

Замки и замковые соединения, используемые в опалубках

Для надежной фиксации элементов между собой в конструкции опалубок используют различные виды замков.

По назначению замки могут быть:

- воспринимающие горизонтальные усилия;
- стягивающие;
- соединяющие.

По принципу действия: клиновые, эксцентриковые (пружинные), байонетные, винтовые, ударные, комбинированные и специальные.

В клиновом замке (рис. 1.11, *а*) стержень или две разъемные части замка удерживаются клином, при этом заклинивание увеличивается при искривлении анкерного стержня в месте забивки клина. Замки такого типа используются при небольшом диаметре стержня и незначительных усилиях, воздействующих на конструкцию опалубки.

Эксцентриковые (пружинные) замки (рис. 1.11, *б*) обеспечивают крепление опалубки за счет зубчатой прижимной колодки, оснащенной возвратной пружиной для удобства работы с замком. Эксцентрическое расположение прижимной колодки обеспечивает заклинивающее действие с возрастанием воздействующих на нее нагрузок. Для установки замка в рабочее положение чаще всего используют специальное натягивающее устройство. Открывание замка происходит посредством удара молотком по натяжителю в сторону действия растягивающих усилий.



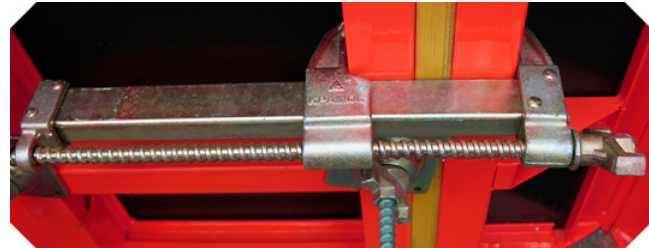
a



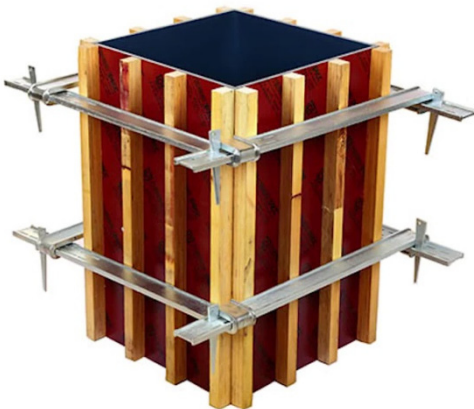
б



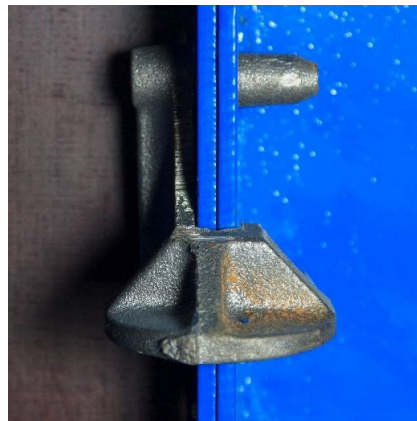
в



г



д



е



ж

Рис. 1.11. Разновидности замков для опалубки: *a* – клиновый; *б* – эксцентриковый (пружинный); *в* – комбинированный; *г* – винтовой; *д* – хомутный; *е* – ударный; *ж* – захват монтажный

Комбинированные клино-эксцентриковые замки (рис. 1.11, *в*) представляют собой конструкцию с зажимной колодкой, которая является упором для клина (анкерного стержня). Надежное соединение элементов опалубки обеспечивается за счет заклинивающего действия эксцентрикового клина, создающегося в результате его вращения вокруг своей оси, а также заклинивания частей колодки.

У винтового замка (рис. 1.11, з) усилия воспринимаются гайками, завинченными с двух концов стержня. Гайки чаще всего изготавливаются в форме бабочки с большим «плечом» для того, чтобы их можно было раскручивать вручную или с использованием молотка.

Специальные виды замковых соединений часто используют для обеспечения жесткости и способности воспринимать нагрузки для опалубок прямоугольного сечения (опоры, пилоны, колонны, балки, ригели и т.д.). Такие замковые соединения называют «хомутами» (рис. 1.11, д). Их особенностью является то, что усилие на них передается по линии, поэтому они испытывают напряжение не только на растяжение и сжатие, но и на изгиб.

Ударные замки (рис. 1.11, е) используются для формирования мелкощитовой опалубки. Щиты фиксируются и демонтируются по достаточно простому принципу, поэтому специальная подготовка не требуется. Достаточно вставить замок в специальное отверстие в профиле устанавливаемой конструкции. Затем следует несколько раз ударить по нему молотком, чтобы прочно зафиксировать в требуемом положении. Снятие происходит аналогичным способом, но удары строительным инструментом наносятся в обратном направлении.

Захваты монтажные (рис. 1.11, ж) – грузоподъемное приспособление, предназначенное для строповки щитов и панелей. Грузоподъемность захвата составляет 1,5 т.

Распорки опалубки

С целью обеспечения проектного расстояния между стенками опалубки, соблюдения геометрии возводимой конструкции, а также предотвращения деформации опалубки при стягивании используются распорки (рис. 1.12).



Рис. 1.12. Использование пластиковых трубчатых распорок при монтаже опалубки

В качестве распорок применяются трубы из совместимых с бетоном материалов (полипропилен, полиэтилен низкого давления и другие пластмассы, асбестоцемент, сталь, бетон и пр.), которые нарезают на ширину возводимой опалубки. Чаще всего трубчатые распорки выполняют еще и функцию канала для многоразового использования металлических стяжек, широко используемых в качестве элементов опалубочных систем. Помимо круглого распорки могут иметь шестиугольное или звездчатое поперечное сечение. Преимуществом подобного рода распорок является простота их монтажа и отсутствие необходимости в специальном закреплении. После снятия опалубки отверстия необходимо заделывать раствором или заглушить специальной пластиковой пробкой.

Раскосы вертикальной опалубки

Раскосы (рис. 1.13) – инвентарные, достаточно сложные устройства, предназначенные для регулировки и фиксации опалубочных щитов в вертикальном положении.



Рис. 1.13. Внешний вид вертикальной опалубки, закрепленной с помощью раскосов

В наборе элементов для монтажа раскосов предусматриваются специальные болты и анкеры для выполнения винтовых соединений. Все гайки оснащены рычагами-барашками для обеспечения ударной затяжки-ослабления болтового соединения с помощью молотка.

Пример узла раскрепления вертикальной опалубки представлен на рис. 1.14.

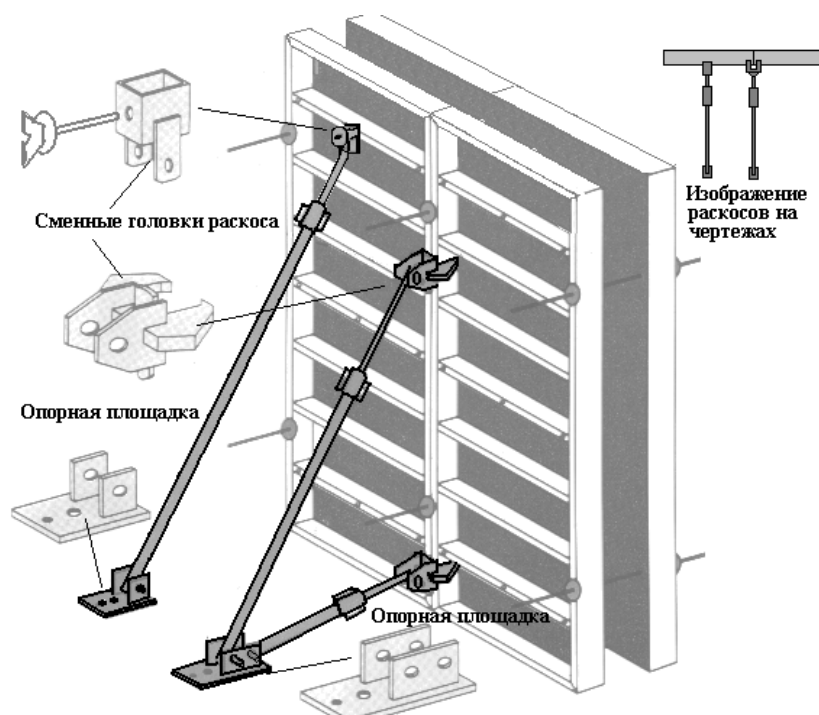


Рис. 1.14. Узлы раскрепления вертикальной опалубки

Компенсаторы и доборные элементы опалубки

Щиты-компенсаторы и компенсирующие прокладки (рис. 1.15) служат для плавного регулирования размеров собираемых опалубочных панелей. Устанавливаются между смежными щитами в собираемой панели. Компенсирующие прокладки чаще всего представляют собой отфугованные деревянные бруски, металлические листы, закрепленные на профиле, поперечные размеры которых соответствуют стыкуемым рамам щитов.



Рис. 1.15. Пример использования щита-компенсатора

Другими характерными конструктивными элементами вертикальных опалубок являются разнообразные накладные балки, ригели, шины (рис. 1.16), предназначенные для повышения жесткости собираемых из щитов панелей.



Рис. 1.16. Накладные балки, используемые в опалубочных системах

Для сборки и соединения щитов опалубки в углах используют специальные угловые элементы: щиты внутренних прямых углов, шарнирные угловые щиты, уголки для крепления наружных щитов прямого угла и пр.

Инвентарные строповочные устройства, подмости и леса

Важную группу устройств представляют собой элементы опалубки, призванные обеспечивать удобство и безопасность выполнения работ. К таким устройствам относятся инвентарные строповочные устройства, подмости и леса (рис. 1.17). Подмости обычно навешиваются не на всю опалубку, а только в пределах рабочих зон при укладке бетонной смеси.



Рис. 1.17. Опалубочные подмости и леса

Последовательность монтажа подмостей и лесов представлена на рис. 1.18.

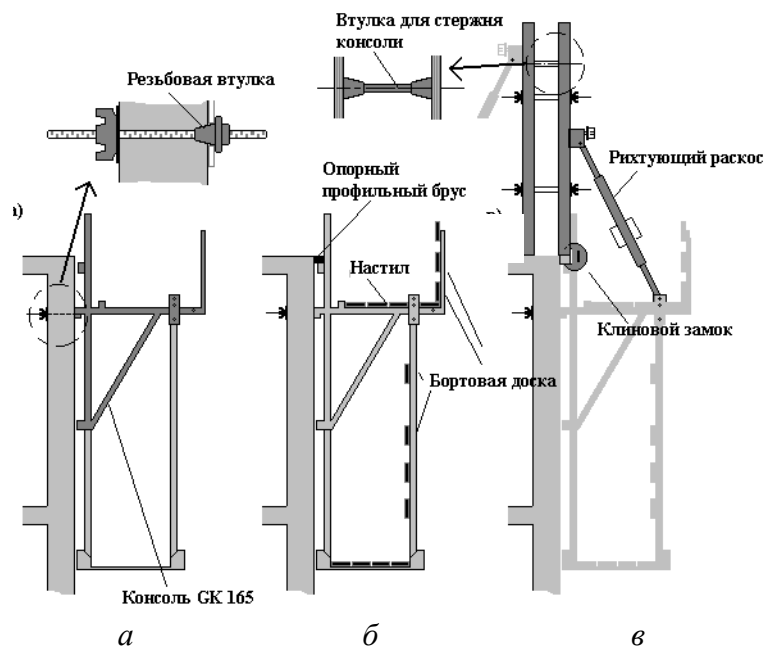


Рис. 1.18. Пример крепления опалубки и обустройство рабочих мест по обрезу наружных стен: *а* – установка металлических навесных консолей; *б* – устройство настила и ограждения; *в* – установка щитов опалубки

Элементы опалубок для горизонтальных или наклонных монолитных конструкций

В общем виде опалубка для горизонтальных монолитных конструкций (рис. 1.19) формируется из системы основных элементов, в которую входят легкие тонкие панели палубы – щиты, балки и телескопические стойки. Размеры и масса основных элементов ограничены необходимостью ручной разборки опалубки в зонах под готовым перекрытием, не доступных для применения крана.

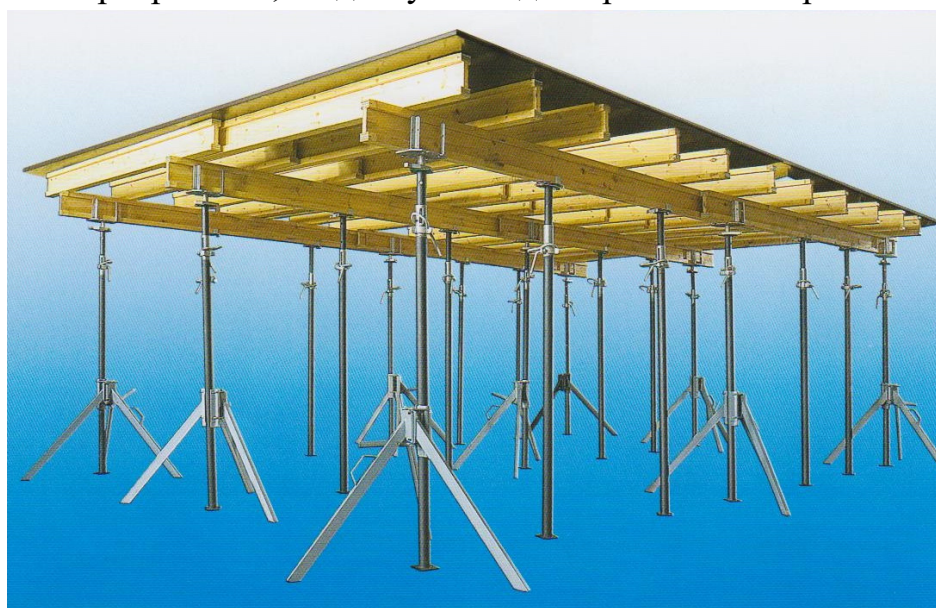


Рис. 1.19. Опалубка горизонтальных монолитных конструкций

Конструкция горизонтальной опалубки состоит из перекрестной системы балок в двух уровнях и клееных ламинированных щитов, укладываемых на балки верхнего уровня (рис. 1.20). Балки нижнего уровня устанавливаются и закрепляются на стойках.

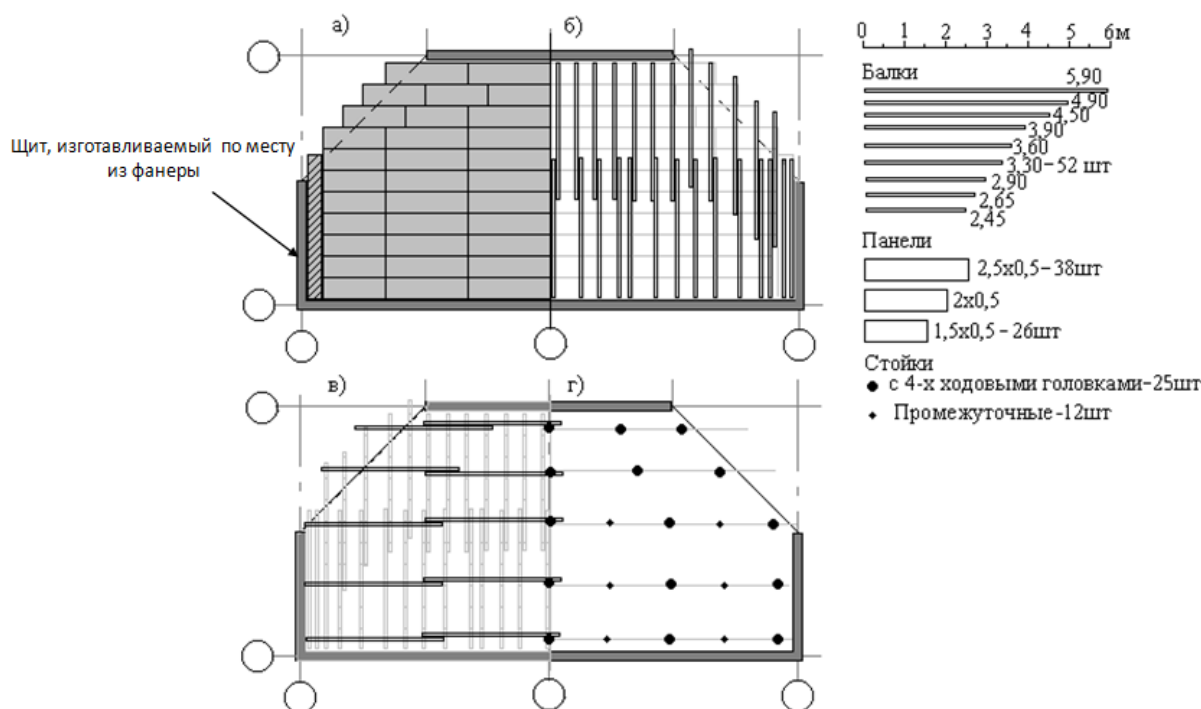


Рис. 1.20. Пример сборки горизонтальной опалубки: а – план полуфрагмента с раскладкой стандартных щитов (вторая половина – зеркально); б – план раскладки балок верхнего пояса на контурном плане щитов; в – план раскладки основных балок на контурном плане балок верхнего пояса; г – план расстановки стоек

Стойки опалубки

Стойки опалубки служат для поддержания опалубки и восприятия вертикальных нагрузок (вес бетонной смеси, людей, механизмов и оборудования). Помимо основного требования по обеспечению необходимой несущей способности они должны иметь переменную высоту и легко монтироваться вручную.

Деревянные стойки изготавливают из бревен или брусьев. Опора стоек из кругляка должна быть диаметром не менее 70 мм. Основным недостатком деревянных стоек – их низкая несущая способность, большой расход материалов, трудоемкость изменения по высоте. При каждой установке и выведении стоек по высоте необходимо подкладывать клинья или обрезать опоры до определенной длины, что приводит к образованию большого количества отходов.

Стальные стойки бывают нескольких типов (рис. 1.21):

- опоры из составных стоек (рассчитаны на высокие нагрузки);
- строительные опоры из раздвижных стоек;
- рамные опоры.



Рис. 1.21. Стальные стойки: *а* – составные; *б* – раздвижные; *в* – рамные

Телескопические стойки опалубки (см. рис. 1.21, *а*) изготавливаются промышленным способом и выполняются в виде штока (труба меньшего диаметра) вдвинутого в нижнюю трубу, которая перемещается для обеспечения различной высоты конструкции опалубки.

В штоке с шагом 100 мм просверлены отверстия для грубой настройки длины стоек. Для точной настройки используется винтовая головка нижней трубы. Нижняя часть стойки оборудована подпятником (опорной пластиной). Верхняя часть штока выполнена из пластины или швеллерообразного профиля, задача которого заключается в обеспечении надежной фиксации балок (рис. 1.22).

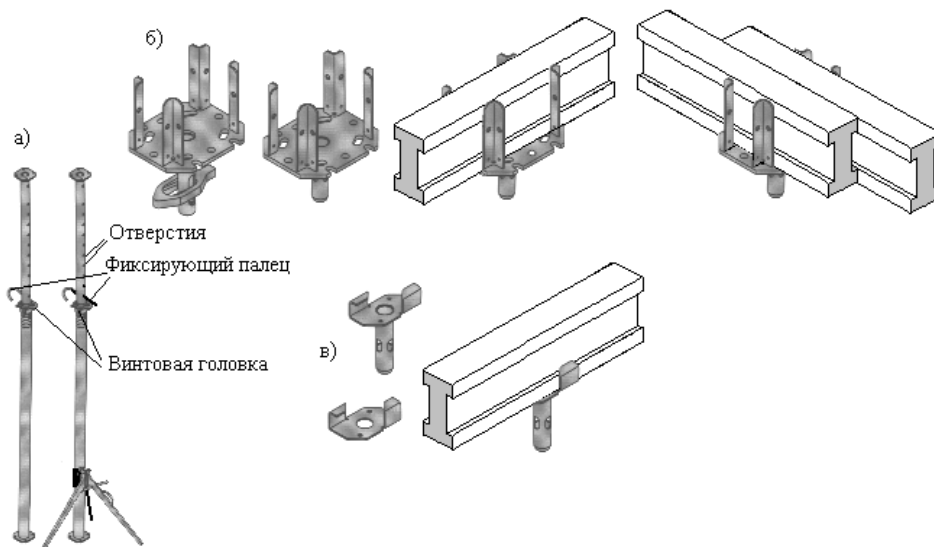


Рис. 1.22. Стойки горизонтальной опалубки: *а* – стойка с треногой; *б* – головка основных стоек; *в* – головка промежуточных стоек

Строительные опоры из раздвижных стоек (рис. 1.21, б) представляют собой опору из составных стоек в нижней части усиленную раскосами в трех направлениях, что придает опоре большую устойчивость в пространстве.

При бетонировании значительных по площади плит перекрытий отдельные опоры из составных стоек выставляют с заданным шагом, а для обеспечения устойчивости конструкции их связывают между собой горизонтальными и диагональными связями. В итоге формируется жесткая пространственная рамная опора горизонтальной опалубки.

Также широкое применение на объектах капитального строительства получили отдельные рамные опоры заводского изготовления. Использование таких конструкций ускоряет процесс монтажа опалубки, однако из-за громоздкости создаются проблемы с их транспортировкой и хранением.

Изменение высоты рамных опор достигается за счет использования доборных элементов. Точность установки обеспечивается регулировкой винтовых домкратов, установленных на каждой из стоек рамы. В зависимости от типа рамной опоры они могут устанавливаться на высоту от 4 до 10 м, при этом максимальная допускаемая нагрузка составляет 40–80 кН.

Опалубочные панели (палуба)

Опалубочные панели представляют собой клееные щиты различных размеров и массы. Отделка панелей и окраска обеспечивают хорошее качество бетонных поверхностей потолков, легкое снятие щитов при разборке опалубки и достаточно большое число оборотов палубы.

Балки

Балки – элемент опалубки, задачей которого является равномерное распределение нагрузки на поддерживающие опоры и сокращение их количества.

Балки классифицируют:

- по области применения:
 - для опалубок перекрытий;
 - для опалубок стен;
 - специального применения.
- по материалу, из которого изготовлены балки:
 - стальные;
 - деревянные;
 - алюминиевые.
- по конструкции:
 - сквозные или сплошными стенками.

Балки опалубок перекрытий (рис. 1.23) – это облегченные балки, работающие на изгиб (изгибающий момент ниже 30 кН·м) с пролетами менее 10 м. Балки, воспринимающие более высокие нагрузки (изгибающий момент более 30 кН·м) относятся к подмостям. Они изготавливаются утяжеленными и чаще всего используются в мостостроении.

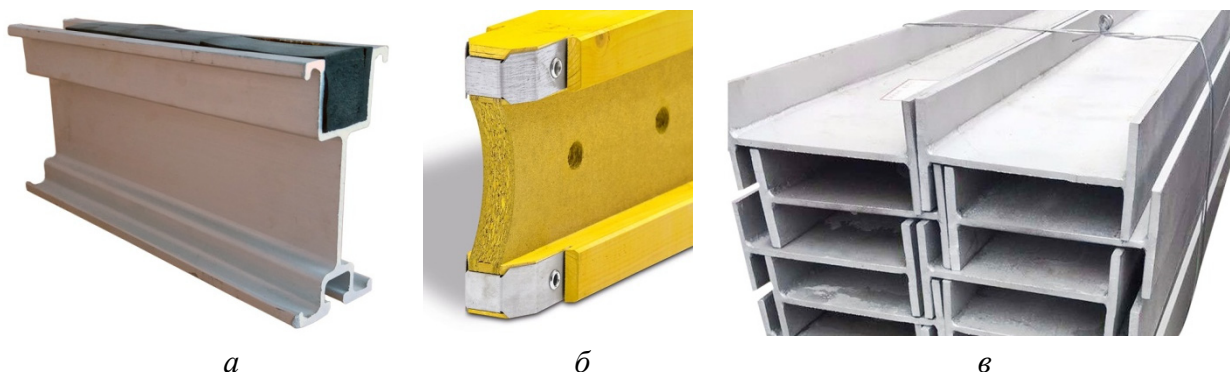


Рис.1.23. Сплошные балки опалубки таврового сечения:
а – алюминиевая; *б* – деревянная; *в* – металлическая

Наибольшую популярность при строительстве горизонтальных конструкций монолитных зданий и сооружений получили сплошные деревянные балки таврового сечения. По длине деревянные балки соединяют внахлестку, а в месте соединения устанавливают дополнительную деревянную опору. Распространенным считается размер сечения балки 80×40×200 мм.

Балки подразделяются на основные и второстепенные. Основные устанавливаются на стойках, а второстепенные раскладываются по основным, формируя опорную систему для фанерных листов или специальных опалубочных панелей.

Существуют специальные балки – гибкие балки, которые используют при монтаже опалубки криволинейных поверхностей (рис. 1.24), – они состоят из раскосной решетчатой конструкции с двумя-тремя поясами, изготовленными из гибкой, упругодеформирующейся листовой стали. Подобного типа балки могут быть использованы в качестве самонесущих, а также в опалубках криволинейных перекрытий.



Рис. 1.24. Пример монтажа опалубки криволинейной поверхности

1.4. Мероприятия, направленные на снижение сцепления бетона с опалубкой

Оборачиваемость опалубочных щитов (количество циклов использования опалубки до состояния полного износа) во многом зависит от величины сцепления бетона с поверхностью опалубочных щитов, которая достигает от 0–4 кгс/см².

Под адгезией (прилипание) подразумевается сцепление бетона и материала опалубки, которое обусловлено межмолекулярными взаимодействиями в поверхностных слоях и характеризуется удельной работой, необходимой для разделения поверхностей. Во время контакта бетонной смеси с опалубкой создаются благоприятные условия для проявления адгезии, кроме этого, в процессе виброуплотнения величина контакта между бетонной смесью и опалубкой увеличивается.

Снизить адгезию бетона к поверхности опалубки возможно за счет нанесения на поверхность последней гидрофобизирующих смазок. Краевой угол смачивания смазанной (обработанной) поверхности больше, чем у необработанной, за счет этого величина адгезии значительно ниже.

Также на величину адгезии влияет усадка бетона: чем выше усадка в зоне контакта, тем вероятнее появление в зоне контакта усадочных трещин, ослабляющих сцепление.

Снижение шероховатости поверхности опалубки уменьшает ее сцепление с бетоном, что обусловлено большей площадью контакта шероховатой поверхности в сравнении с гладкой.

К современным опалубочным смазкам предъявляют следующие требования:

- должны:
 - обладать плохой адгезией к бетону;
 - обладать хорошей адгезией к материалу опалубки;
 - покрывать сплошной тонкой пленкой поверхность опалубки;
 - быть безвредными для организма человека;
- не должны:
 - смываться водой;
 - проникать в поверхностный слой бетона;
 - вызывать коррозии стальной опалубки;
 - смываться под действием воды, не стираться бетонной смесью и не стекать с вертикальных поверхностей;
 - снижать своих свойств при экстремальных температурах;
 - стираться при многократной оборачиваемости опалубки;
 - высыхать и терять свои качества с течением времени.

В качестве основного критерия эффективности смазки может служить степень снижения адгезионной прочности бетона к опалубке по сравнению с эталонными (не смазанными) образцами. Смазки, применяемые для опалубки, делятся на суспензии, эмульсии, растворы вязких нефтепродуктов, отходы нефтеперерабатывающей и пищевой промышленности.

Эмульсионные смазки обладают хорошей стабильностью, хорошо удерживаются на поверхности опалубочных щитов и не оставляют следов на бетоне.

Эмульсии нельзя наносить во время дождя, а также при сильном морозе. Избыток смазки необходимо удалять с помощью поролоновой губки.

В последнее время широкое применение получили антиадгезионные защитные покрытия на основе полимеров, которые наносятся на формирующие поверхности щитов при их изготовлении. Щиты, обработанные таким составом, могут выдерживать от 20 до 35 циклов без дополнительного использования смазочных материалов.

Нанесение на дощатую или фанерную опалубку покрытия на основе фенолформальдегида осуществляют прессованием на поверхность щитов при давлении до 3 кгс/см^2 при температуре $+80^\circ\text{C}$. Такое покрытие минимизирует прилипание бетона к опалубке и выдерживает до 35 циклов без ремонта и дополнительной смазки. Чаще нанесение специальных адгезионных покрытий выгоднее обычной смазки, что связано с увеличением оборачиваемости таких опалубок.

Для очистки опалубки от остатков бетона и затвердевшего цементного молока используют металлические щетки, а также специальные насадки для ручных электрических угловых шлифовальных машинок (УШМ).

1.5. Нагрузки, воздействующие на опалубку.

Расчет давления бетонной смеси на конструкции опалубок

Проектирование, расчет и раскладку опалубки осуществляют, основываясь на имеющихся проектных решениях, рабочих чертежах монолитных конструкций, информации о характеристиках бетонной смеси, способе ее подачи и уплотнения, чертежах арматурных каркасов, информации о погодных условиях на момент выполнения монолитных работ, машинах и механизмах, имеющихся в распоряжении. Все перечисленные выше сведения необходимы для расчета нагрузок, оказывающих воздействие на опалубку в процессе ее эксплуатации. Расчет нагрузок является наиболее важным этапом в расчете и проектировании опалубки, от которого зависит выбор сечений элементов опалубки, расстояний между ними, а также количество дополнительных поддерживающих и фиксирующих устройств.

От начала сборки до демонтажа опалубка воспринимает воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

К вертикальным нагрузкам относятся:

- собственный вес опалубки, приспособлений и устройств, связанных с ней;
- вес бетонной смеси и бетона;
- вес арматурной стали, укладываемой на опалубку;
- вес людей, грузов и используемых механизмов;
- нагрузки, возникающие от вибрирования бетонной смеси;

К горизонтальным нагрузкам относятся:

- нормативные ветровые нагрузки;
- гидростатические нагрузки от бетонной смеси;
- нагрузки от сотрясений или вибрирования, возникающие при выгрузке бетонной смеси и ее уплотнении;

Любые нагрузки в первую очередь оказывают воздействие на щиты палубы, от которой равномерно распределяются по прогонам или ребрам жесткости, а уже потом на стойки, раскосы, элементы крепления.

Расчет опалубки (включая все составляющие ее элементы) по нагрузкам производится по двум стадиям:

- 1) по несущей способности;
- 2) по деформациям.

По результатам расчета нагрузок, воздействующих на опалубку, с помощью специальных каталогов осуществляют выбор опалубочных элементов, рассчитанных на восприятие эти нагрузок.

Основная нагрузка, воздействующая на опалубку, – давление, создаваемое свежеложенной бетонной смесью. Такое давление является гидростатическим до тех пор, пока бетонная смесь не затвердеет и не превратится в бетон. Исходя из этого, расчет давления бетонной смеси на опалубку ведется с учетом скорости бетонирования.

Определение давления бетонной смеси на поверхность опалубки является непростой технической задачей, зависящей от характеристик бетонной смеси, технологии ее укладки, а также от материалов и конструкции самой опалубки. Основные факторы, которые необходимо учитывать при расчете давления свежеложенной бетонной смеси представлены на рис. 1.25.



Рис. 1.25. Факторы, влияющие на расчет нагрузки, вызванной действием бетонной смеси

В нормативных документах разных стран по-разному предусматривается определять давление свежееуложенной бетонной смеси на конструкции опалубок, что отражается в учете различных факторов. Это обусловлено тенденциями к постоянному развитию технологий, связанных с выполнением бетонных работ.

В Германии расчет давления свежееуложенного бетона осуществляется по методике DIN 18218, в Великобритании – по методике CIRIA-REPORT 108, во Франции актуальна методика CIB-FIB-CEB, в США – ACI 347 R.

В России в соответствии с ГОСТ 34329-2017 «Опалубка. Общие технические условия» при расчете опалубки учитываются следующие нормативные нагрузки:

- вертикальные;
- горизонтальные;
- сочетание нагрузок с применением дополнительных коэффициентов.

1. Вертикальные нагрузки.

1.1. Собственная масса опалубки принимается по чертежам. При устройстве деревянных опалубок и лесов объемную массу древесины следует принимать: для хвойных пород – 600 кг/м³, для лиственных пород – 800 кг/м³.

1.2. Масса бетонной смеси принимается: для тяжелого бетона – 2500 кг/м³, для других бетонов – по фактической массе.

1.3. Масса арматуры принимается по проекту, при отсутствии проектных данных – 100 кг/м³.

1.4. Нагрузки от людей и транспортных средств при расчете палубы, настилов и непосредственно поддерживающих их элементов лесов – 250 кгс/м², палубы или настила при расчете конструктивных элементов – 150 кПа. Также нагрузки принимаются исходя из имеющихся в ППР данных.

Усилие подъема скользящей опалубки определяется суммированием: 1) нагрузок от людей, подъемного оборудования и транспортных средств; 2) собственной массы опалубки; 3) трения опалубки по бетонной смеси. Усилие подъема в зависимости от трения рассчитывается по формуле (1.1):

$$F = \varphi (P + \sigma S), \quad (1.1)$$

где φ – коэффициент трения;

P – боковое давление бетонной смеси, кгс/м²;

σ – нормальное сцепление кгс/м²;

S – площадь контакта или $F = K_1 K_2 S$, здесь K_1, K_2 – коэффициент сцепления и удельного трения, зависящие от материала палубы.

Палуба, настилы и непосредственно поддерживающие их элементы должны проверяться на сосредоточенную нагрузку от массы рабочего с грузом (1300 Н) либо от давления колес двухколесной тележки (2500 Н) или иного сосредоточенного груза в зависимости от способа подачи бетонной смеси (но не менее 1300 Н).

При ширине досок палубы или настила менее 150 мм указанный сосредоточенный груз распределяется на две смежные доски.

1.5. Нагрузки от вибрирования бетонной смеси – 2 кПа горизонтальной поверхности (учитываются только при отсутствии нагрузок по п.п. 1.4).

2. Горизонтальные нагрузки.

2.1. Ветровые нагрузки. Принимаются по СП 20.13330.2016 (СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»).

2.2. Максимальное боковое давление бетонной смеси P_{\max} , кгс(тс)/м².

2.2.1. При уплотнении смеси наружными вибраторами при $v < 0,5$ м/ч и $H \leq 2R$, а также внутренними (глубинными) при радиусе действия вибратора $R \geq H$, где H – высота опалубки, м, и скорости бетонирования $v < 0,5$ м/ч. В таком случае давление принимают гидростатическим с треугольной эпюрой распределения давления в соответствии с рисунком 1.26.

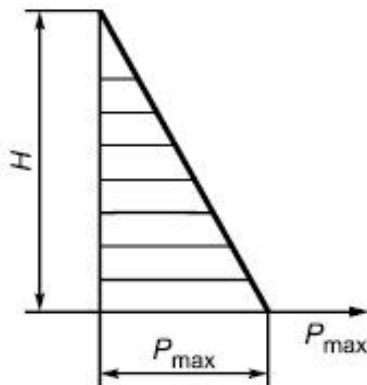


Рис. 1.26. Расчетные эпюры бокового гидростатического давления бетонной смеси

Гидростатическое давление, оказываемое бетонной смесью на опалубку, может быть рассчитано по формуле (1.2):

$$P_{\max} = \gamma H, \quad (1.2)$$

где γ – объемная масса бетонной смеси (для тяжелого бетона $\gamma = 2500$ кг/м³).

Результатирующее давление по эпюре примет вид (1.3):

$$P = \gamma H^2 / 2. \quad (1.3)$$

2.2.2. При уплотнении бетонной смеси глубинными вибраторами при $v \geq 0,5$ м/ч при $H \geq 1$ м, а также наружными вибраторами при $v \geq 4,5$ м/ч и $H > 2$ м наибольшее давление бетонной смеси на опалубку рассчитывается по формуле (1.4).

$$P_{\max} = \gamma(0,27 v + 0,78) K_1 K_2, \quad (1.4)$$

где γ – объемная масса бетонной смеси (для тяжелого бетона $\gamma = 2500$ кг/м³), кг/м³;
 v – скорость бетонирования (скорость заполнения опалубки по высоте), м/ч;

K_1 – коэффициент, учитывающий влияние подвижности (жесткости) бетонной смеси, $K_1 = 0,8$ для смесей с ОК (осадкой конуса) 0–2 см (П1); $K_1 = 1$ для смесей с ОК 2–7 см (П2); $K_1 = 1,2$ для смесей с ОК 8 см и более (П3 и более);

K_2 – коэффициент, учитывающий влияние температуры бетонной смеси: $K_2 = 1,15$ для смесей с температурой 5–10°C; $K_2 = 1,0$ для смесей с температурой 10–25°C; $K_2 = 0,85$ для смесей с температурой более 25°C.

2.2.3. Динамические нагрузки, возникающие при выгрузке бетонной смеси, принимают по табл. 1.6.

Таблица 1.6

Дополнительные динамические нагрузки,
возникающие при выгрузке бетонной смеси

Способ подачи бетонной смеси в опалубку	Нагрузка, кгс/м ²
Спуск по лоткам, хоботам	400
Выгрузка из бадей вместимостью:	
– до 0,8 м ³	400
– более 0,8 м ³	600
Укладка бетононасосами	800

2.2.4. Нагрузки от вибрирования бетонной смеси принимают 400 кгс/м² (учитываются только при отсутствии нагрузок по п.п. 2.2.3).

2.2.5. Коэффициенты запаса при расчете давления бетонной смеси принимают по табл. 1.7.

Таблица 1.7

Коэффициенты запаса при расчете давления бетонной смеси

Нагрузки	Коэффициент
Собственный вес опалубки	1,1
Вес бетонной смеси и арматуры	1,2
От движения людей, транспортных средств, сосредоточенной нагрузки	1,3
От вибрирования бетонной смеси	1,3
Боковое давление бетонной смеси	1,3
То же при бетонировании колонн	1,5
Динамические при выгрузке бетонной смеси в опалубку	1,3

Расчетная эпюра давления бетонной смеси представлена на рис. 1.27.

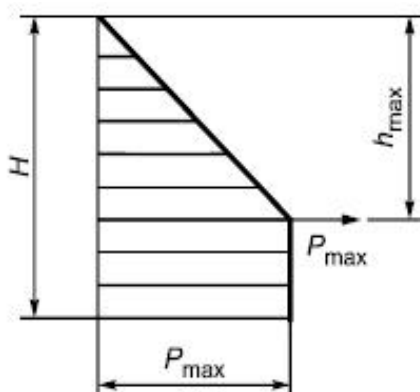


Рис. 1.27. Расчетная эпюра бокового давления бетонной смеси при уплотнении смеси внутренними вибраторами

Максимальная высота бокового давления бетонной смеси при ее уплотнении внутренними вибраторами (h_{\max}) рассчитывается по формуле:

$$h_{\max} = P_{\max} / \gamma,$$

где h_{\max} – высота, м, на которой достигается максимальное давление бетонной смеси;
 γ – объемная масса для тяжелого бетона (принимается 2500 кг/м³).

2.2.7. Максимальные нагрузки во всех случаях с учетом всех коэффициентов следует принимать не выше гидростатических.

2.2.8. Нагрузки по п. 2.2 учитывают при монтаже и демонтаже опалубки, нагрузки по п. 1.4, п. 2.2.3, п. 2.2.4 учитывают при расчете на прочность.

При расчете элементов опалубки и лесов по деформации нормативные нагрузки учитываются без умножения на коэффициенты перегрузки.

Выбор наиболее невыгодных сочетаний нагрузок при расчете опалубки и поддерживающих лесов должен осуществляться в соответствии с табл. 1.8.

Таблица 1.8

Сочетание нагрузок при расчете опалубки

Элемент опалубки	Вид нагрузки на опалубку, леса и крепления для расчета	
	по несущей способности № п/п	по деформации № п/п
1. Опалубка плит и сводов и поддерживающие ее конструкции	1.1 + 1.2 + 1.3 + 1.4	1.1 + 1.2 + 1.3
2. Опалубка колонн со стороной сечения до 300 мм и стен толщиной до 100 мм	2.2.1 (2.2.2) + 2.2.4	2.2.1 (2.2.2)
3. Опалубка колонн со стороной сечения более 300 мм и стен толщиной более 100 мм	2.2.1 (2.2.2) + 2.2.3	2.2.1 (2.2.2)
4. Боковые щиты коробов балок, прогонов и арок	2.2.1 (2.2.2) + 2.2.4	2.2.1 (2.2.2)
5. Днища коробов балок, прогонов и арок	1.1 + 1.2 + 1.3 + 1.5	1.1 + 1.2 + 1.3
6. Опалубка массивов	2.2.1 (2.2.2) + 2.2.3	2.2.1 (2.2.2)

1.6. Разборно-переставные опалубки

Самым массовым видом опалубок, используемым при возведении монолитных и сборно-монолитных конструкций зданий и сооружений, являются разборно-переставные опалубки. По своему назначению их можно разделить на две большие категории: опалубки для вертикальных монолитных конструкций (стены, колонны и пр.), а также опалубки для горизонтальных конструкций (ригели, балки, перекрытия и пр.). В свою очередь опалубки вертикальных монолитных конструкций могут быть изготовлены в мелко- и крупнощитовом исполнении.

Мелкощитовая опалубка вертикальных конструкций

Представляет собой конструкцию, состоящую из малогабаритных щитов, поддерживающих, соединительных и монтажных элементов массой до 50 кг, допускающих монтаж опалубки вручную. Чаще всего площадь опалубочных щитов не

превышает 3,0 м². Мелкощитовая опалубка имеет прочный стальной каркас, широкий ассортимент основных и комплектующих элементов, что позволяет воплотить любую по сложности форму для укладки бетонной смеси, а также комбинировать при выполнении монтажных работ. Простота креплений щитов позволяет оперативно производить замену вышедших из строя элементов.

Преимущества мелкощитовой опалубки:

- легкость составных элементов (все детали системы может переносить и монтировать один рабочий без крана);
 - широкая номенклатура доборных элементов;
 - возможность создавать любые комбинации элементов;
 - точное и быстрое соединение элементов в систему;
 - чаще всего палуба щитов – высококачественная ламинированная фанера толщиной 18 мм;
 - не требует особых условий хранения;
 - экономия опалубочных материалов и рабочего времени;
 - легкая привязка к любому проекту здания и длительный срок службы;
 - расчетное давление, воспринимаемое от действия бетонной смеси – 40 кН/м², с суммарным воздействующим усилием – до 60 кН/м²;
 - возможность изготовления щитов и комплектующих специальных размеров.
- Мелкощитовые опалубки имеют следующие недостатки:
- высокие трудозатраты на монтаж и демонтаж опалубки;
 - низкий уровень механизации процессов работы с опалубкой.

Основные элементы мелкощитовой опалубки отечественного производства (ООО «СтройЭталон») представлены в табл. 1.9.

Таблица 1.9

Номенклатура элементов мелкощитовой опалубки

Наименование элемента	Вес, кг	Наименование элемента	Вес, кг
Щит линейный 0,3×0,9 м	14,2	Щит угловой шарнирный 0,113×0,113×1,2 м	20,7
Щит линейный 0,6×0,9 м	24,1	Щит угловой шарнирный 0,113×0,113×1,5 м	25,8
Щит линейный 0,9×0,9 м	33,8	Щит угловой наружный H=0,9 м	6,2
Щит линейный 0,3×1,2 м	18,4	Щит угловой наружный H=1,2 м	8,2
Щит линейный 0,6×1,2 м	31,0	Щит угловой наружный H=1,5 м	10,2
Щит линейный 0,9×1,2 м	43,7	Щит линейный 0,10×0,9 м	8,9
Щит линейный 0,3×1,5 м	22,4	Щит линейный 0,15×0,9 м	10,9
Щит линейный 0,4×1,5 м	24,6	Щит линейный 0,20×0,9 м	12,6
Щит линейный 0,6×1,5 м	37,8	Щит линейный 0,25×0,9 м	14,3
Щит линейный 0,9×1,5 м	53,8	Щит линейный 0,10×1,2 м	11,7

Наименование элемента	Вес, кг	Наименование элемента	Вес, кг
Щит линейный 1,2×1,5 м	70,2	Щит линейный 0,15×1,2 м	14,2
Щит универсальный 0,9×0,9 м	45,2	Щит линейный 0,20×1,2 м	16,5
Щит универсальный 0,9×1,2 м	53,2	Щит линейный 0,25×1,2 м	18,7
Щит универсальный 0,9×1,5 м	65,4	Щит линейный 0,10×1,5 м	14,6
Щит угловой внутренний 0,2×0,2×0,9 м	18,4	Щит линейный 0,15×1,5 м	17,6
Щит угловой внутренний 0,2×0,2×1,2 м	24,0	Щит линейный 0,20×1,5 м	20,4
Щит угловой внутренний 0,2×0,2×1,5 м	65,4	Щит линейный 0,25×1,5 м	23,1
Щит угловой шарнирный 0,113×0,113×0,9 м	15,6	Замок ударный	0,6

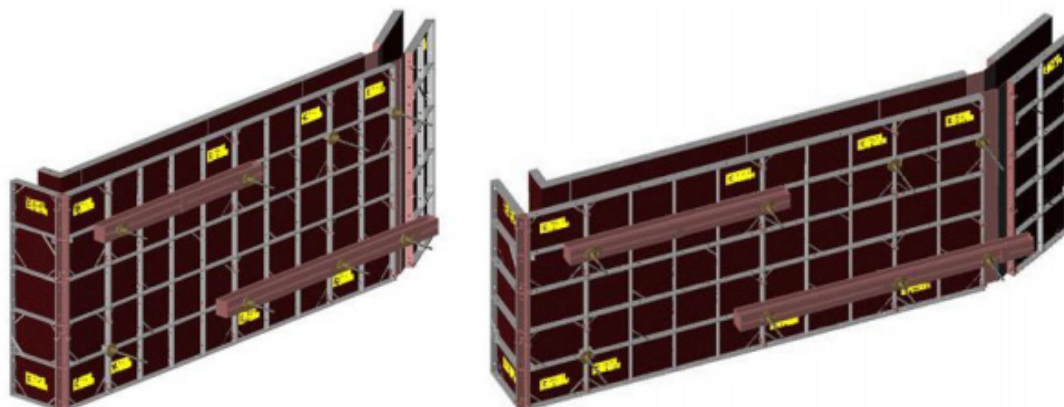


Рис. 1.28. Общий вид мелкощитовой опалубки в собранном виде

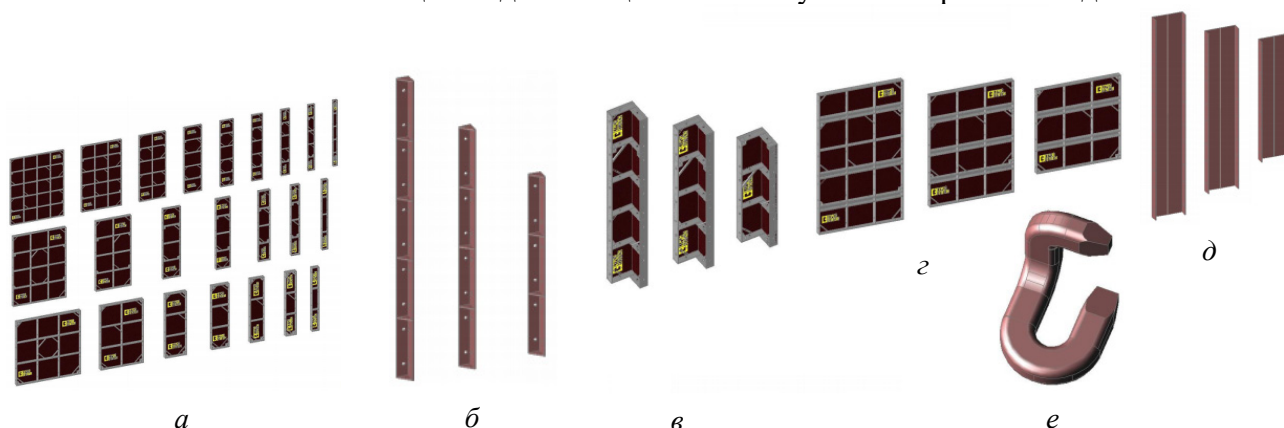


Рис. 1.29. Элементы мелкощитовой опалубки: *а* – щит линейный; *б* – угловой элемент; *в* – щит угловой внутренний; *г* – щит универсальный; *д* – щит шарнирный; *е* – замок ударный

Популярными на Российском рынке являются мелкощитовые опалубочные системы следующих фирм производителей: PERI (Германия), «Техно» (Россия), DoKa (Австрия), Meva (Германия), Thyssen (Германия), DALLI (Германия).

Крупнощитовая опалубка вертикальных конструкций

Крупнощитовая опалубка вертикальных конструкций состоит из жестких щитов площадью от 3 до 20 м², которые обладают повышенной несущей способностью. Щит опалубки выполнен из стальной рамы с ребрами жесткости и обшивки из ламинированной фанеры повышенной износостойкости. Рама из закрытых профилей стабильная, устойчивая к перекосам и кручению. Конструкция рамы дает возможность соединять элементы в любом месте щита. Высота основных щитов составляет 3,0–3,3 м; ширина – 0,3–1,5 м. Расчетная нагрузка щита превышает – 8 т/м² (90 кН/м²).

Щиты собираются в панели вертикально, горизонтально и с продольным смещением посредством универсальных замков в панели, которые крепятся между собой стяжными болтами, воспринимающими на себя давление бетонной смеси. Для выверки панелей опалубки в проектное положение применяются подкосы, винтовые пары которых позволяют регулировать установку панели в вертикальное положение. Для организации рабочего места по приемке бетона предусмотрены подмости с ограждениями, которые навешиваются на каркас щита. Размеры вертикальной опалубки подбираются исходя из высоты этажа (высоты яруса бетонирования). Площадь бетонирования не должна превышать 70 м².

Преимущества крупнощитовой опалубки:

- скорость и простота сборки / разборки;
- модульность и универсальность;
- крупнощитовая опалубка применима практически во всех конструктивных элементах зданий и сооружений;

Недостатки:

- установка и снятия опалубки осуществляется только кранами.

Опалубки серии «ГАММА» и ее основные узловые элементы представлены на рис. 1.30.

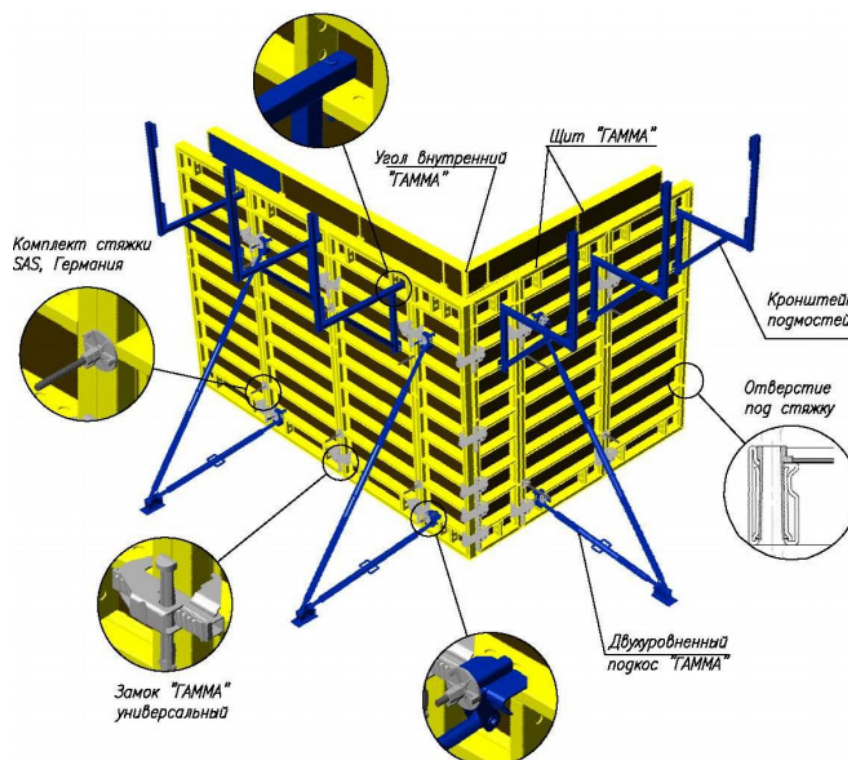


Рис. 1.30. Крупнощитовая опалубка «ГАММА»

Номенклатура элементов мелкощитовой опалубки серии «ГАММА» представлена в табл. 1.10. Допустимая нагрузка на опалубку – 90 кН; прогиб при допустимой нагрузке не более $L/400$; высота щитов 3,0 или 3,3 м; ширина щитов – от 0,3 до 1,2 м; вес 1 м^2 – 50 кг.

Таблица 1.10

Номенклатура элементов крупнощитовой опалубки

Тип элемента	Высота Н, мм	Ширина В, мм	Масса, кг
Щит опалубки	3000/3300	1200	184/201
Щит опалубки	3000/3300	900	154/168
Щит опалубки	3000/3300	800	142/155
Щит опалубки	3000/3300	600	122/133
Щит опалубки	3000/3300	500	109/119
Щит опалубки	3000/3300	450	104/113
Щит опалубки	3000/3300	400	99/108
Щит опалубки	3000/3300	300	89/94
Угол внутренний	3000/3300	300×300	119/129
Щит шарнирный	3000/3300	300×300	120/130
Щит шарнирный	3000/3300	500×500	164/178
Угол распалубочный	3000/3300	300×300	136/148
Элемент дугообразующий	3000/3300	300	73/80
Элемент дугообразующий	3000/3300	350	74/81

Дугообразующий элемент представляет собой сварную металлическую конструкцию с рабочей поверхностью из металлического листа и предназначен для получения радиусных сегментированных участков стен.

Дугообразующие элементы применяются для бетонирования радиусных стен, резервуаров, бассейнов и т.д. Изготавливаются радиусные опалубки на основе двутавровой деревянной балки с металлическими поясами, изменяющими кривизну рабочей поверхности опалубки. Использование подобного рода опалубок позволяет бетонировать стены с минимальным радиусом 3 м. Радиусная опалубка полностью совместима и может использоваться вместе с щитовой опалубкой большинства производителей. Опалубка состоит из комплекта щитов переменной кривизны, воспринимающих все нагрузки при бетонировании и вспомогательных устройств, обеспечивающих установку ее в проектное положение, выверку и обслуживание опалубки при производстве работ. Щиты соединяются в монтажные панели с помощью универсальных замков. Щиты имеют высоту 3,0 и 3,3 м. При необходимости возможно изготовление щитов высотой до 6м. Расчетная нагрузка на щиты 8 т/м^2 . Общий вид радиусной опалубки представлен на рис. 1.31.

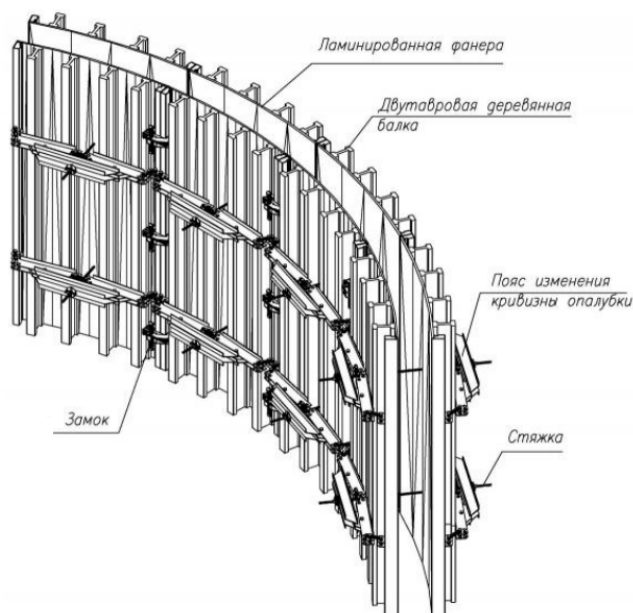


Рис. 1.31. Радиусная опалубка. Общий вид

Одной из разновидностей крупнощитовой опалубки является *балочно-ригельная опалубка*, которая представляет собой каркасную конструкцию, собранную из ригелей, соединенных между собой специальными крепежными элементами. Балочно-ригельная система опалубки не предполагает наличия готовых каркасов щитов. Каркас набирается из балок и специальных ригелей, а также палубы, которая монтируется к балкам «по месту».

К **недостаткам** балочно-ригельной опалубки можно отнести большую трудоемкость монтажа и демонтажа, однако в ряде случаев данная система является незаменимой (например, при строительстве градирен). В качестве палубы щита используется ламинированная фанера толщиной 18 и 21 мм.

Преимуществом данного типа опалубки является ее небольшая стоимость по сравнению с другими видами опалубки, а также возможность использования ламинированной фанеры и балок для опалубки перекрытия. Балочно-ригельная опалубка – обеспечивает высокое качество бетонной поверхности, что исключает необходимости их последующей обработки. Сборка опалубочных панелей отличается простотой и осуществляется на строительной площадке.

Опалубки горизонтальных конструкций

Опалубка перекрытий предназначена для бетонирования железобетонных конструкций с горизонтальными или наклонными поверхностями. При выполнении монтажных работ придерживаются следующей последовательности:

1. Установка арматурного каркаса колонн. Для связи с расположенными выше конструкциями выполняют выпуски арматуры на 400–500 мм выше уровня опалубки.
2. Монтаж вертикальной опалубки колонн.

3. Бетонирование колонн.

4. Установка щитов нижней поверхности балок или прогонов совместно с поддерживающими стойками или пространственными опорами.

5. Монтаж вертикальных щитов балок или прогонов, их надежная фиксация с горизонтальными щитами.

6. Расстановка продольных и поперечных деревянных опалубочных балок на стойках и опорах.

7. Раскладка палубы из влагостойкой фанеры.

В комплект опалубки перекрытий входят алюминиевые или стальные рамы, домкраты, крестовые связи, унивилки, телескопические стойки, треноги, алюминиевые или деревянные балки, крепежные изделия, фанера.

Возможно использование нескольких вариантов комплектации опалубки перекрытий:

- алюминиевые рамы + алюминиевые балки;
- алюминиевые рамы + деревянные балки;
- стальные рамы + алюминиевые балки;
- стальные рамы + деревянные балки;
- телескопические стойки + алюминиевые балки;
- телескопические стойки + деревянные балки.
- объемные стойки или втулки Cup-Lock + деревянные балки (или брус).

Опалубка перекрытий на телескопических стойках

Стойки применяются как опорные элементы опалубки перекрытий в монолитном строительстве. Для фиксации продольных балок применяется унивилка. В опалубке перекрытий на телескопических стойках могут быть использованы алюминиевые или деревянные балки (фермы). Общий вид опалубки перекрытий с использованием телескопических стоек представлен на рис. 1.32.

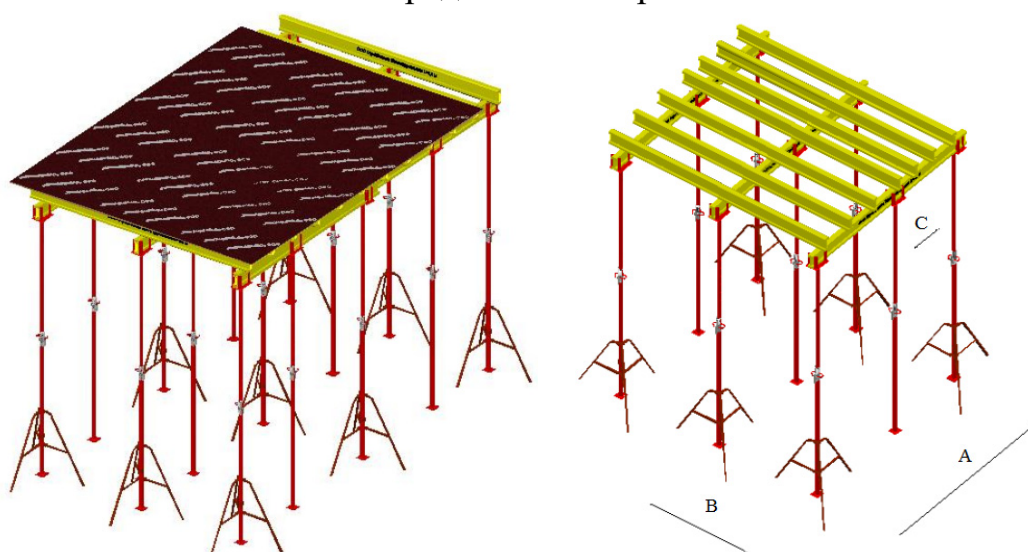


Рис. 1.32. Опалубка перекрытий с использованием телескопических стоек

Раскладка основных и второстепенных балок, а также расстановка опор, представлены в табл. 1.11.

Таблица 1.11

Принцип раскладки балок и расстановки опорных стоек

Толщина перекрытия, мм	Пролет главных балок В при пролете второстепенных балок А, мм						Расстояние между второстепенными балками С при толщине фанеры δ , мм		
	A=1500	A=1750	A=2000	A=2250	A=2500	A=2750	$\delta=15$	$\delta=18$	$\delta=21$
160	2370	2190	2050	1830	1650	1500	370	450	500
180	2270	2100	1900	1690	1520	1370	350	400	500
200	2180	2010	1750	1560	1410	1270	350	400	450
220	2080	1850	1620	1430	1290	1170	320	400	450
240	2020	1730	1520	1340	1200	1110	320	400	450
260	1890	1630	1430	1250	1140	1030	310	370	450

Опалубка перекрытий с применением струбцин

Струбцина – несущий элемент, охватывающий опалубку железобетонных балок (ригелей), навешиваемый на несущие элементы опалубки перекрытий. Струбцина 300×800 мм позволяет заливать железобетонную балку прямоугольного сечения со сторонами от 300 до 800 мм.

Общий вид опалубки перекрытия с использованием струбцин представлен на рис. 1.33.

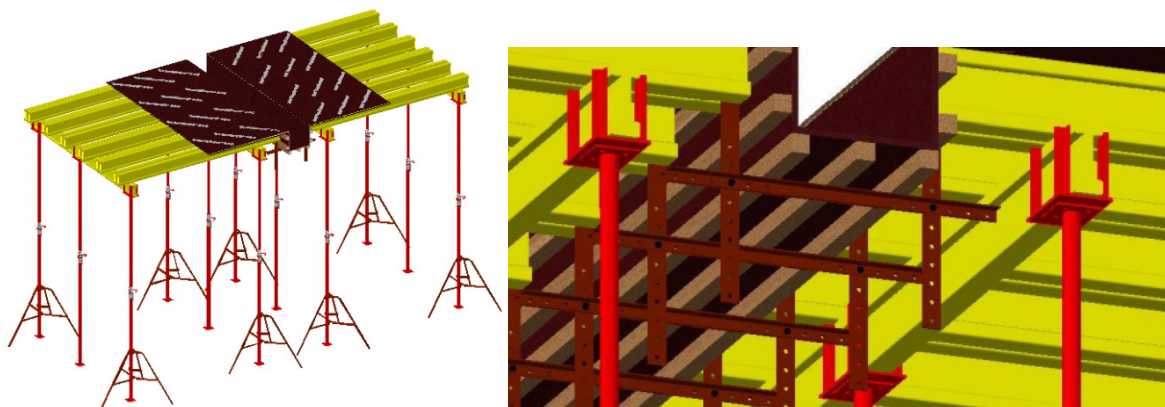


Рис. 1.33. Опалубка перекрытий с использованием струбцин

Опалубка перекрытий на алюминиевых и стальных рамах

Алюминиевые и стальные рамы применяются для образования опорных элементов опалубки перекрытий в жилищном, промышленном и транспортном строительстве. Рамы собираются в столы необходимой конфигурации и высоты. При расстановке рам в 2–3 яруса и более обеспечивается возможность бетонирования перекрытия на высоте 15 м и более. Они имеют более высокую несущую способность по сравнению с телескопическими стойками. Как правило, в жилищном строительстве одна рама устанавливается на 4 м² перекрытия. В нижней части каждой рамы установлен домкрат длиной 600 мм для точной регулировки высоты перекрытия. При необходимости может быть установлен дополнительный домкрат в верхней части рамы, что в целом увеличивает

высоту рамы на 1200 мм. Алюминиевые рамы имеют уникальные характеристики изделия, изготовленного экструзивным способом, который гарантирует структурную прочность. Для строительства мостов, тоннелей и других инженерных сооружений с толщиной перекрытия 400–1200 мм используется усиленная система алюминиевой опалубки, состоящая из массивных рам, воспринимающих более высокие нагрузки. Нагрузки, воспринимаемые рамами, составляют до 8 т. Вес рам – 19–22 кг. Стальные рамы по конструкции и применению аналогичны алюминиевым и имеют взаимозаменяемые комплектующие элементы. Хотя они несколько тяжелее алюминиевых рам, но существенно ниже их по стоимости.

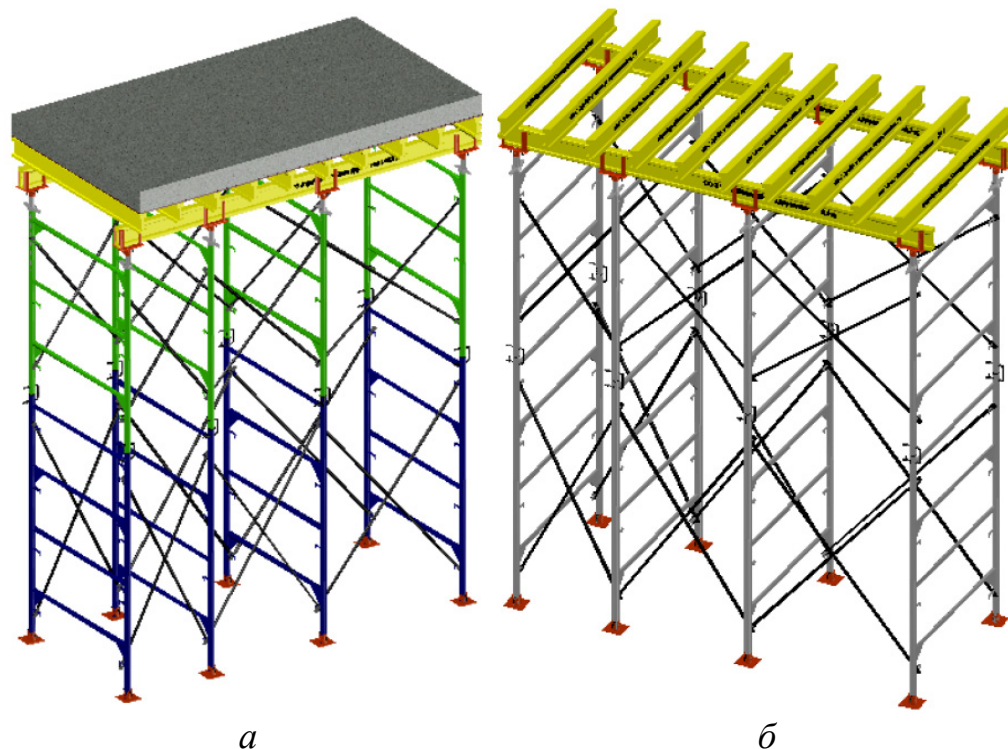


Рис. 1.34. Рамная опалубка: *а* – стальной каркас; *б* – алюминиевый каркас

Опалубка перекрытий на объемных стойках

Опалубка перекрытий на объемных стойках является разборно-переставной и отличается от других типов горизонтальных опалубок более жесткой конструкцией, способной выдержать значительные нагрузки, возникающие в процессе выполнения монолитных работ.

Также данный тип опалубки может применяться как опалубка перекрытий пролетных строений мостов (эстакад и других подобных сооружений), а также при отделке туннелей, возводимых открытым и закрытым способом, в качестве элемента тоннельной опалубки.

Максимальная высота от опорной поверхности до щитов опалубки, без разработки дополнительных мероприятий по усилению конструкции – 12 м. Минимальная высота от опорной поверхности до щитов опалубки – 1,5 м. Максимально допустимая нагрузка на ось – 2400 кгс. Максимально допустимая распределенная

нагрузка на ригель – 1200 кгс. Оборачиваемость – до 200 циклов. Шаг стоек – 1,0, 1,25, 1,5, 2,0, 2,5 м.

Опалубка перекрытий на объемных стойках (рис. 1.35) представляет собой металлическую конструкцию каркасного типа, состоящую из трубчатых элементов: вертикальных – стоек, горизонтальных – ригелей, балок, а также дополнительных комплектующих (болтовые, анкерные соединения, унивилка, домкраты).

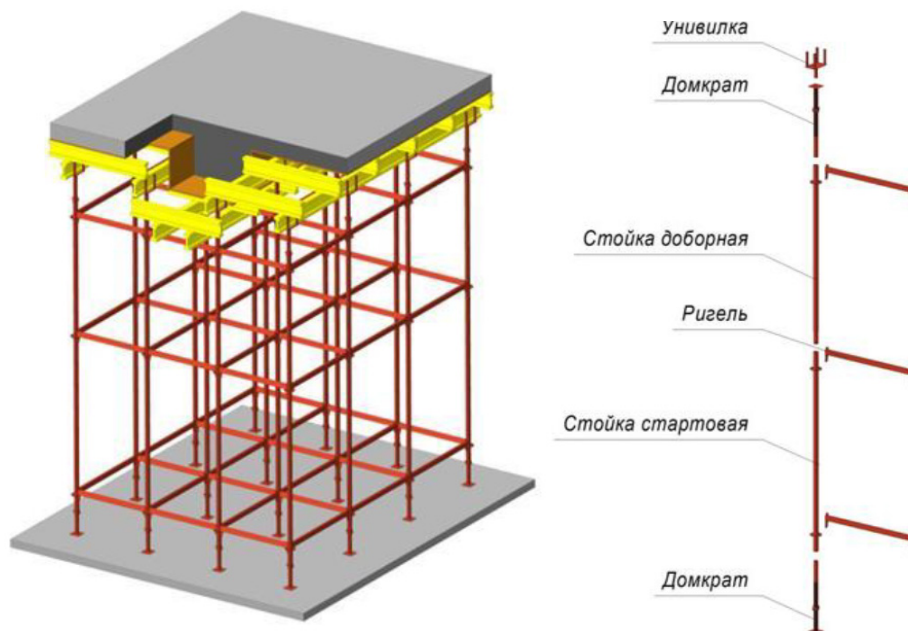


Рис. 1.35. Опалубка перекрытий на объемных стойках

Стойки и ригеля соединяются и фиксируются между собой с помощью оригинального клинового узла или болтового соединения. Узел обеспечивает жесткую фиксацию стойки и ригеля, а также их взаимно перпендикулярное центрирование. Для придания дополнительной жесткости конструкции применяются раскосы.

В целях унификации конструкции, с учетом специфики заливки различных толщин перекрытия предусмотрены различные длины ригелей. Комплекс вертикальных элементов состоит из набора стоек, верхнего и нижнего домкратов, а также унивилки поддерживающей балки. Набор стоек должен обеспечить рабочую высоту стола за вычетом рабочих высот домкратов.

Также помимо клинового или болтового соединения стоек опалубки существует их втулочное соединение (Cup-Lock-соединение, рис. 1.36). При таком способе соединения стоек обеспечивается высокая точность и жесткость всей конструкции. Стойки изготавливаются с расстоянием между чашками 0,5 / 0,6 / 0,75 / 1,0 м, при этом чем меньше шаг установки, тем выше несущая способность конструкции. Максимальная высота установки подобного рода лесов до перекрытия – 20 м. Максимально допустимая нагрузка на одну стойку – 70 кН. Максимальная нагрузка на регулируемую опору – 80 кН. Высота стоек – 0,5 / 1,0 / 1,5 / 2,0 / 2,5 / 3,0 м. Ширина ригелей – 1 / 1,2 / 1,5 / 2,0 м.

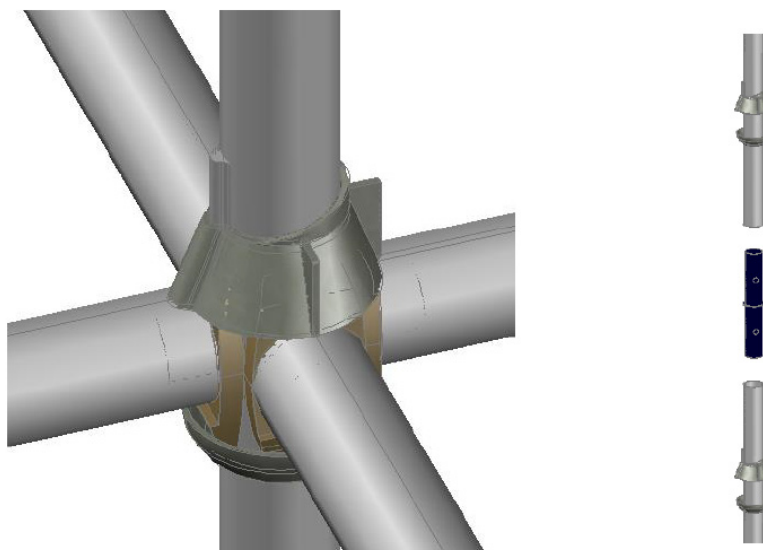

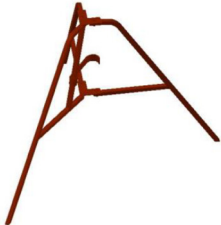
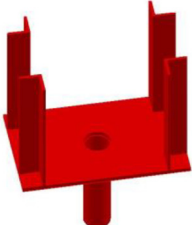


Рис. 1.36. Втулочное соединение лесов опалубки на объемных стойках

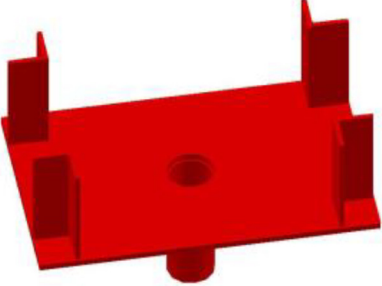
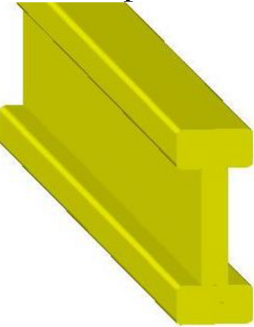


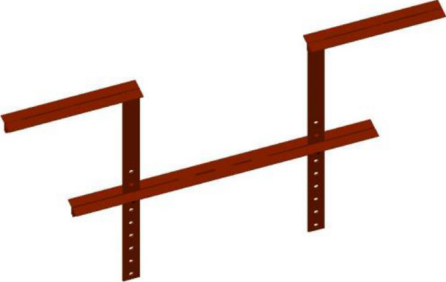
В табл. 1.12 представлены всевозможные комплектующие, предназначенные для монтажа опалубки горизонтальных конструкций.



Таблица 1.12

Комплектующие опалубки перекрытий

Наименование и вид	Функциональное назначение	Масса, кг
<p>Стойка телескопическая</p> 	Стойка длиной 1,5–2,5 м и оцинк. натяжитель	13,0
	Стойка длиной 1,7–3,1 м и оцинк. натяжитель	15,0
	Стойка длиной 2,0–3,7 м и оцинк. натяжитель	18,0
	Стойка длиной 2,4–4,2 м и оцинк. натяжитель	20,0
	Стойка длиной 3,0–4,5 м и оцинк. натяжитель	21,0
<p>Тренога</p> 	Для удержания стоек в проектном положении при монтаже	11,0
<p>Унивилка</p> 	Служит опорой для балок и удерживает их вертикально	3,4

Продолжение табл. 1.12

Наименование и вид	Функциональное назначение	Масса, кг
<p>Унивилка под брус</p> 	<p>Служит опорой для бруса 100×100 и удерживает его вертикально</p>	<p>3,2</p>
<p>Балка деревянная</p> 	<p>Применяется для восприятия и распределения нагрузки бетонной смеси перекрытия (длина до 6 м)</p>	<p>5,5</p>
<p>Балка алюминиевая</p> 	<p>Высота $H = 140$ и 160 мм Применяется для восприятия и распределения нагрузки бетонной смеси перекрытия</p>	<p>4,5 и 5,5 кг</p>
<p>Фанера ламинированная</p> 	<p>Применяется в качестве палубы для опалубки</p>	
<p>Струбцина</p> 	<p>Используется для опалубки и бетонирования ригелей одновременно с перекрытием</p>	<p>18,0</p>

Наименование и вид	Функциональное назначение	Масса, кг
<p>Ограждающее устройство</p> 	<p>Для выполнения условий техники безопасности</p>	<p>10,0</p>
<p>Элемент рамы опалубки стальной</p> 	<p>Образование опорных элементов опалубки перекрытий (изготавливаются два варианта из круглой и квадратной трубы)</p>	
<p>Рама опалубки алюминиевая</p> 	<p>Образование опорных элементов опалубки перекрытий</p>	
<p>Крестовая связь жесткости</p> 	<p>Соединение рам между собой Высота H и длина L взаимозаменяемы, изготавливаются два варианта из круглой и квадратной трубы</p>	

Наименование и вид	Функциональное назначение	Масса, кг
<p>Основание рам</p> 	<p>Опорный элемент рам</p>	<p>1,7</p>
<p>Вставка</p> 	<p>Для соединения рам между собой по высоте</p>	<p>1,1</p>
<p>Домкрат в сборе</p> 	<p>Выравнивание опалубки перекрытий по горизонтали и до проектной отметки</p>	<p>5,5</p>
<p>Скоба</p> 	<p>Фиксирование соединения рам и вставки</p>	<p>0,5</p>
<p>Палец</p> 	<p>Фиксирование опоры и основания на домкрате или на раме</p>	<p>0,1</p>

Наименование и вид	Функциональное назначение	Масса, кг
<p>Скоба-фиксатор</p> 	<p>Фиксирование крестовых связей на алюминиевых рамах</p>	<p>0,1</p>
<p>Накладка</p> 	<p>Для фиксации крестовых связей, работает в паре со скобой-фиксатором</p>	<p>0,1</p>
<p>Стойки-опоры ПВХ</p> 	<p>Применяются для соблюдения защитного слоя арматуры</p>	
<p>Нагревательный провод ПНСВ 1,2</p> 	<p>Применяется в качестве греющего элемента в теле бетона при низких температурах</p>	
<p>Станция прогрева бетона КТПТО-80-86У1 ТСЗД-63</p> 	<p>Применяется для обогрева бетона при низких температурах</p>	

1.7. Горизонтально перемещаемые опалубки

Горизонтально перемещаемая опалубка используется для возведения однопольных линейно-протяженных конструкций, которые не изменяют своей конфигурации по всей длине (подпорные стенки, каналы, коллектора, туннели и пр.). Горизонтально перемещаемые опалубки могут быть трех видов: катучая опалубка; объемно-переставная; тоннельная.

Катучая горизонтально перемещаемая опалубка – постепенно перемещаемая (по мере набора бетоном требуемой прочности) в горизонтальном направлении опалубка. Перемещение осуществляется по направляющим. Существует два варианта бетонирования с использованием катучей опалубки: 1) непрерывное перемещение опалубки по поверхности конструкции; 2) последовательная перестановка щитов опалубки с их предварительным отрывом от бетонируемой конструкции.

Горизонтально перемещаемая опалубка представляет собой жесткую раму на тележках с прикрепленными к ней двумя опалубочными щитами, рабочим настилом с ограждением и бункером. Опалубка применяется для непрерывного поярусного бетонирования стен протяженных конструкций типа подпорных стенок, каналов, коллекторов, резервуаров, аэротенков, отстойников, туннелей, возводимых открытым способом, и др. Конструкция катучей опалубки для стен представлена на рис. 1.37.

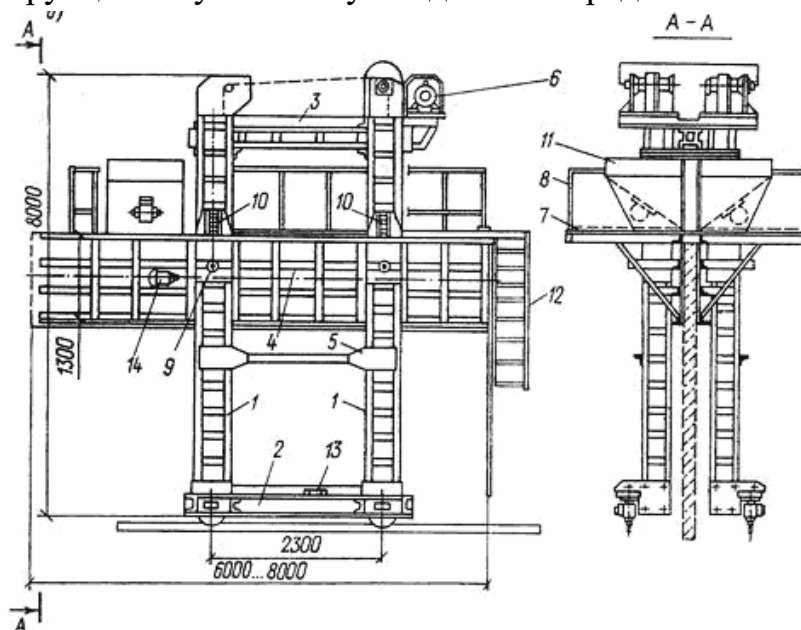


Рис. 1.37. Устройство скользящей опалубки: 1 – стойка; 2 – тележка; 3 – балка; 4 – щит опалубки; 5 – монтажное устройство; 6 – лебедка подъема щитов; 7 – настил; 8 – ограждение; 9 – ползуны; 10 – фиксаторы; 11 – бункер; 12 – лестница; 13 – электрический привод; 14 – поверхностный вибратор

Объемно-переставная опалубка используется при одновременном бетонировании внутренних поперечных стен и перекрытий многоэтажных зданий и сооружений с сотовой структурой. Крупноразмерный опалубочный блок монтируют и переставляют с использованием башенного крана. Конструкция одного блока

опалубки напоминает П- или Г-образный тоннель, комплекс блоков применяют для формирования целого помещения (квартиры, здания, помещения).

По способу извлечения выделяют следующие разновидности опалубок:

- *горизонтально извлекаемая опалубка*. Такая опалубка используется для монолитного строительства цельных блоков (стена-перекрытие) и состоит из пары Г-образных половин, соединенных между собой при помощи механического распалубочного элемента. Система оснащена катками и домкратами, которые задействуются при подъеме и опускании системы. После достижения отливкой технологической готовности система опалубки выкатывается на подмости, с которых поднимается и переставляется в нужное место краном;

- *извлекаемая вертикально объемно-переставная опалубка* используется в тех случаях, когда имеется необходимость раздельного возведения стен и потолков. Извлекается данная разновидность системы через технологический проем, намеренно оставленный при монтаже перекрытия. В последствии технологический проем замоноличивается с использованием мелкощитовой опалубки перекрытий.

Рассмотренные выше схемы представлены на рис. 1.38.

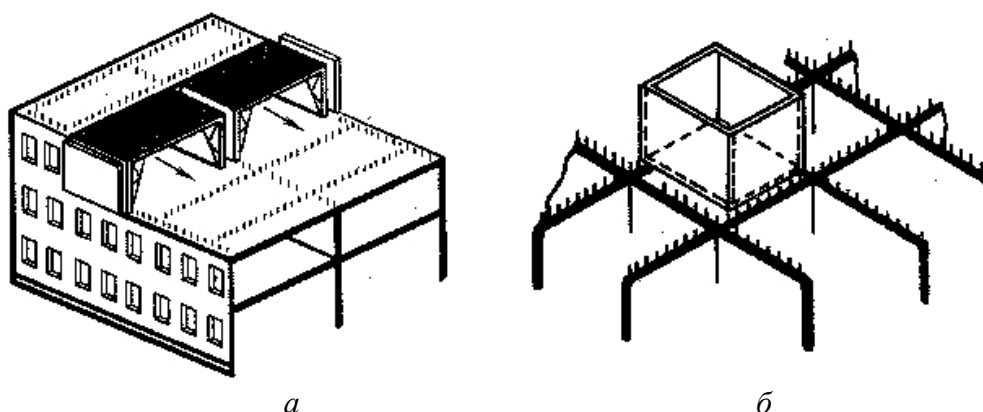


Рис. 1.38. Схемы объемно-переставных опалубок:
а – горизонтально извлекаемая; б – вертикально извлекаемая

К конструктивным элементам объемно-переставной опалубки относятся: механические домкраты для выверки и установки в проектное положение; опоры для перемещения секций опалубки в процессе выполнения работ; система раскосов для обеспечения необходимой пространственной жесткости; опалубочные щиты, подмости.

Подобного рода опалубку выпускают в виде секций шириной 1,2; 1,5; 1,8 м (кратность 300 мм) при пролете 2,4–6,3 м (кратность 0,3 м) и высоте этажа 2,8; 3,0 и 3,3 м. Толщина бетонируемого перекрытия не более 16 см.

Готовый сегмент опалубки устанавливается по проектному периметру, вдоль будущих стен располагаются рельсовые пути, служащие для перемещения конструкции в пределах здания. Нижняя часть опалубочного блока, оснащенная катками (опоры шаровые), устанавливается на рельсы и фиксируется на поверхности при помощи домкратов, которые служат также для регулировки высоты конструкции.

Схема установки объемно-переставной извлекаемой опалубки проиллюстрирована на рис. 1.39.

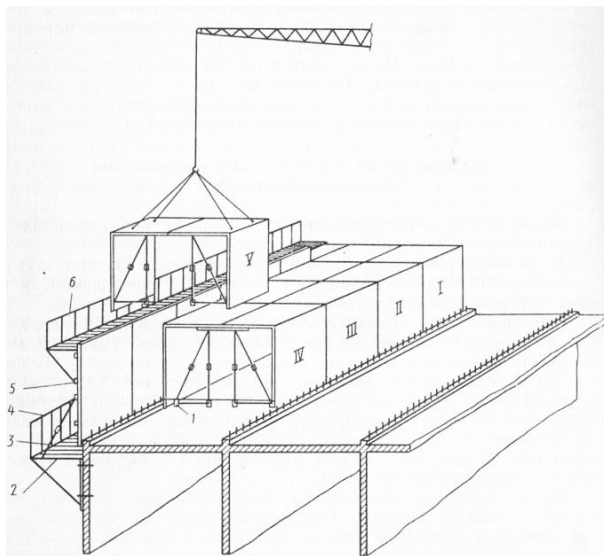


Рис. 1.39. Процесс монтажа объемно-переставной горизонтальной опалубки: I–V последовательность установки секций; 1 – домкраты; 2 – подмости; 3 – наклонные стойки для фиксации торцевых щитов; 4, 6 – ограждение; 5 – торцевой щит

Преимуществами объемно-переставной опалубки являются:

- высокая скорость возведения типового этажа;
- низкая трудоемкость опалубочных работ;
- экономия опалубочных материалов

Недостатки объемно-переставной опалубки:

- массивность элементов;
- сложность демонтажа и перестановки;
- высокая стоимость отдельных блоков;
- высокие требования к квалификации рабочих, осуществляющих монтажные и бетонные работы.

Использование горизонтально перемещаемой объемно-переставной опалубки позволяет возводить здания с поперечными несущими стенами и открытыми фасадами, что связано с особенностью ее извлечения. Открытые пространства в дальнейшем заполняют кладкой из мелкоштучных блоков или закрывают витражами или навесным фасадом.

Тоннельная опалубка – представляет собой симбиоз катучей и объемно-переставной крупноблочной опалубки. Опалубка конструктивно незначительно отличается от горизонтально-перемещаемой, состоит из щитов-панелей, закрепленных на каркасе, снабженном фиксирующими и распалубочными устройствами и механизмом для горизонтального передвижения по направляющим.

Туннельная опалубка является системной, позволяющей заливку стен и перекрытий осуществлять за один дневной цикл. Туннельная опалубка обеспечивает

скорость, качество и точность монолитного строительства и способствует существенной экономии отделочных и механико-электрических работ. Использование туннельной опалубки позволяет создавать эффективные несущие конструкции, которые считаются максимально сейсмостойкими. Гладкость щитов, их большие размеры обеспечивают гладкость бетонной поверхности и минимизацию отделочных работ. Главная особенность туннельной опалубки – трансформация строительного процесса почти в промышленное производство путем систематизации повторяющихся работ, как на заводском производстве, что ведет к увеличению эффективности и скорости возведения здания. Конструктивные особенности туннельной опалубки представлены на рис. 1.40.

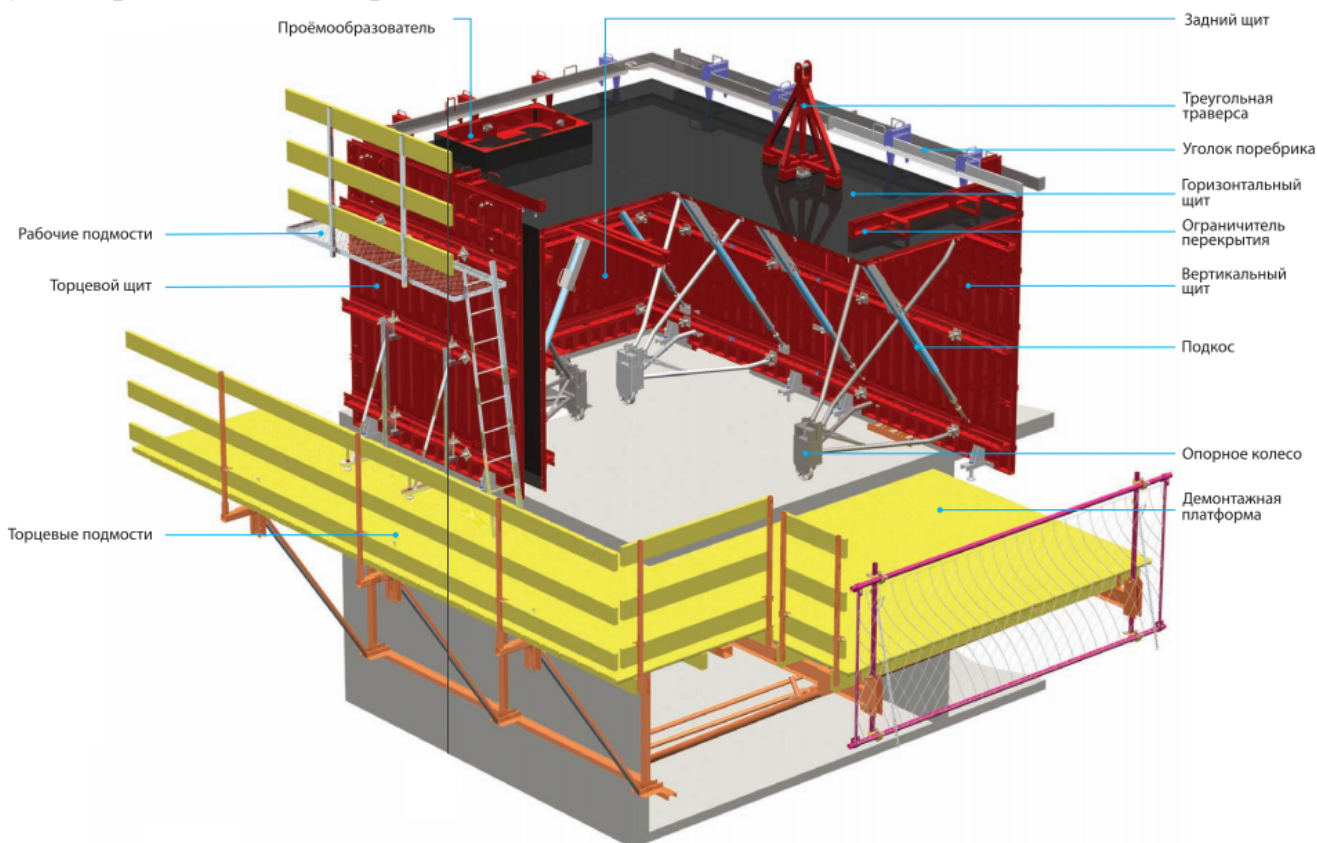


Рис. 1.40. Конструкция туннельной опалубки

В зимнее время года внутри опалубки можно создать своего рода тепляк, выполнив теплоизоляцию торцов опалубки и поместив внутрь теплогенератор.

1.8. Вертикально перемещаемые опалубки

Такой вид опалубки применяют при строительстве вытянутых вертикальных монолитных железобетонных конструкций постоянного или переменного сечения по высоте. Предпочтительным является конусообразная направленность конструкций под небольшим углом вверх. Наиболее часто вертикально перемещаемые опалубки используются при строительстве ядер жесткости для высотных зданий, градирен, труб, высоких мостовых опор, силосных сооружений и пр.

Существуют следующие разновидности вертикально перемещаемых опалубок:

- скользящая;
- подъемно-переставная;
- блок-формы, блочная и крупноблочная.

Подъемно-переставная опалубка

Подъемно-переставная опалубка состоит из наружных и внутренних щитов, перемещаемых после бетонирования и отделения от бетона на новый ярус, элементов креплений, поддерживающих устройств, рабочего настила, а также подъемных механизмов. Внешний вид подъемно-переставной опалубки изображен на рис. 1.41.

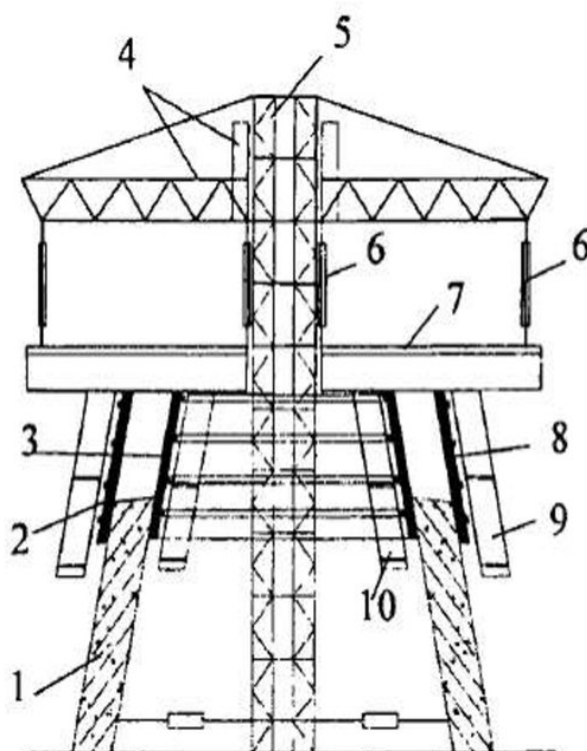


Рис. 1.41. Объемно-переставная опалубка:

- 1 – бетонизируемая конструкция; 2 – наружная опалубка; 3 – внутренняя опалубка;
4 – подъемное устройство; 5 – шахта подъемного устройства; 6 – подвески;
7 – рабочая площадка; 8 – опорные балки; 9, 10 – подмости подвесные

Палуба объемно-переставной опалубки выполняется из металлических листов (2–4 мм толщиной) или ламинированной фанеры (толщина 20–22 мм). Жесткость опалубки обеспечивают ребра, выполненные из уголка или швеллера.

Перемещение опалубки обеспечивается за счет движения опорно-подъемного устройства на высоту захватки либо за счет гидравлических домкратов, закрепленных на уже набравшую прочность конструкцию.

Скользящая опалубка

Из монолитного бетона методом непрерывного бетонирования с применением скользящей опалубки возводят сооружения производственного назначения, такие, как дымовые трубы, силосы для хранения сыпучих материалов, стволы водонапорных и телевизионных башен, надшахтных копров, а также ядра жесткости жилых и общественных зданий повышенной этажности.

Преимуществами данного типа опалубки являются значительные темпы строительства, снижение трудоемкости, стоимости и сроков выполнения монолитных работ. Внешний вид скользящей опалубки изображен на рис. 1.42.

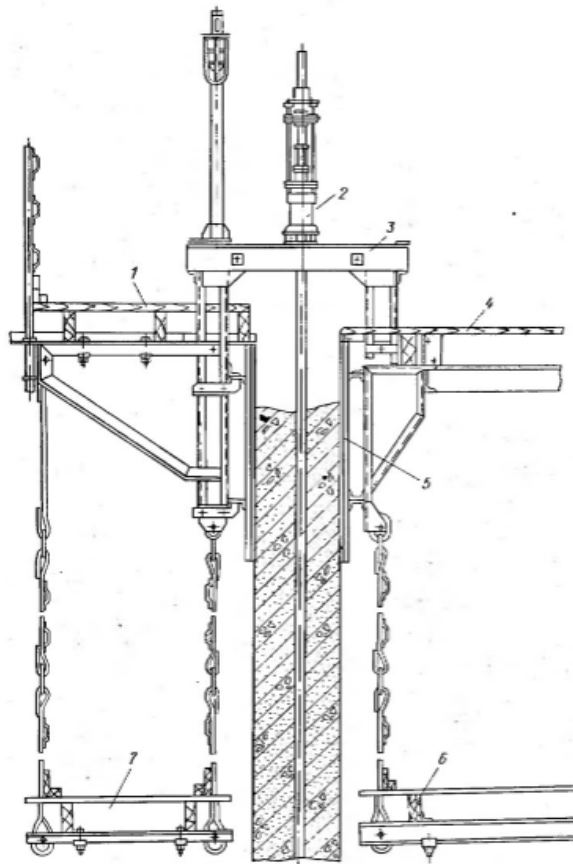


Рис. 1.42. Скользящая опалубка: 1 – козырек; 2 – домкрат; 3 – домкратная рама; 4 – рабочий пол; 5 – щиты опалубки; 6, 7 – подвесные подмости

Скользящая опалубка представляет собой два ряда щитов, закрепленных на домкратной раме. К ним крепят несущие конструкции рабочего настила, к которому подвешивают подмости. Средняя скорость бетонирования в скользящей опалубке достигает 1–3 м/сут.

Основными элементами опалубки являются щиты, домкратные рамы, рабочий пол, подмости, домкраты и домкратные стержни. Основным несущим элементом является домкратная рама, воспринимающая нагрузки при подъеме опалубки от давления бетонной смеси, рабочего пола и подвесных подмостей.

Рамы выполняются двух-, трех- и четырехстоечными. Трех- и четырехстоечные рамы устанавливаются на примыкании и пересечении стен, их используют при возведении сооружений с большим числом пересечений стен, а также проемов в стенах.

Стойки к ригелю рамы крепят жестко или на болтах, что позволяет переставлять стойки для бетонирования стен различной толщины, а также менять наклон стоек для изменения конусности щитов опалубки.

Балки передают усилия на металлические домкратные рамы, которые расположены над опалубкой по всему ее периметру. Вес всей конструкции передается на домкратные стержни диаметром 22–28 мм, расстояние между которыми не превышает 2 м и определяется расчетами в зависимости от действующих на стержни нагрузок. Домкратные стержни подбираются исходя из условия, что их несущая способность должна быть больше всех действующих на них усилий и нагрузок. На нижнем уровне домкратные стержни крепятся с помощью сварки к фундаментной арматуре. Нарастивание стержней выполняют для соседних стержней на разном уровне (не более чем через 6 м) с помощью резьбового соединения.

Щиты изготавливают металлическими, из ламинированной фанеры и комбинированными. Для повышения эластичности опалубки металлические щиты могут закрепляться на стойках рамы с помощью пружин или других эластичных прокладок.

Применяется мелко- и крупнощитовая опалубка. В последнем случае кружала входят в конструкцию щита.

Монтаж крупнощитовой скользящей опалубки осуществляют в следующей последовательности:

- сборка щитов по проектному контуру поверхности возводимой конструкции;
- установка домкратных рам;
- сборка наружных подмостей и установка козырька;
- сборка рабочего пола;
- монтаж подъемного оборудования;
- установка подвесок наружных и внутренних подмостей после подъема опалубки до уровня перекрытия первого этажа.

Для производства бетонных работ в зимнее время над зоной бетонирования устраивают тепляки, а с внутренней стороны обогрев ведут горячим воздухом. Применяют также различные греющие одеяла или короба, навешиваемые на опалубку.

Скорость подъема зависит от материала опалубки, темпа набора прочности бетоном и других факторов. Проектную скорость подъема уточняет строительная лаборатория. Скорость движения опалубки может составлять от 10 до 20 см/ч.

Перед демонтажем опалубки с домкратов снимают нагрузку, для чего опалубку опирают на возведенное сооружение или на стойки, в свою очередь опирающиеся на забетонированное перекрытие. Для перестановки опалубки под щиты

устанавливают опоры, прикрепляемые к стене. После опирания домкратные стержни извлекают, демонтируют гидрооборудование и элементы опалубки.

При расположении опорных стержней внутри опалубки имеется множество недостатков – сложность установки арматурного каркаса, невозможность устройства больших проемов в стенах, высокая трудоемкость при выполнении перекрытий.

Разработаны системы скользящей опалубки, в которых домкратные стержни вынесены за пределы бетонируемой конструкции. Домкратные стержни расположены по обе стороны от опалубки и раскреплены за счет пространственного каркаса. Такое техническое решение позволяет избавиться от описанных выше проблем скользящей опалубки с внутренними стержнями, однако усложняются работы по обеспечению устойчивости домкратных стержней и домкратов в рабочем положении.

При использовании скользящей опалубки междуэтажные перекрытия выполняют:

- из сборных железобетонных плит;
- монолитными по технологии «снизу – вверх» с использованием крупнощитовой инвентарной опалубки и подборок;
- монолитным по технологии «сверху – вниз», используя раму скользящей опалубки в качестве опоры для установки лебедок, на которые подвешивается инвентарная опалубка перекрытий, опускаемая с верхнего этажа до нижнего.

Блок-формы, блочная и крупноблочная опалубка

Объемные опалубки блок-формы являются универсальными опалубочными конструкциями. Подобного рода опалубки чаще всего выполняют разъемными из стальных щитов, закрепленных на шарнирах. Неразъемные опалубки изготавливают с использованием гибких полимерных щитов.

Пример опалубки, используемой при возведении «стаканов» фундаментов небольших размеров, представлен на рис. 1.43.

Иногда вне стройплощадки (на заводе) изготавливают опалубку совместно со вставленным в нее металлическим каркасом, которые на стройплощадке остается только установить в проектное положение. Такую опалубку называют арматурно-опалубочным блоком.

Существует блочная опалубка, используемая при возведении колонн; она выполнена из жесткой наружной рамы, на которой посредством кривошипного механизма смонтированы на полную высоту колонн металлические щиты опалубки. При подъеме рамы происходит раскрытие щитов, и, наоборот, при опускании рамы за счет шарнирно-рычажного механизма щиты сводятся. Установка формы по вертикали выполняется за счет домкратов.

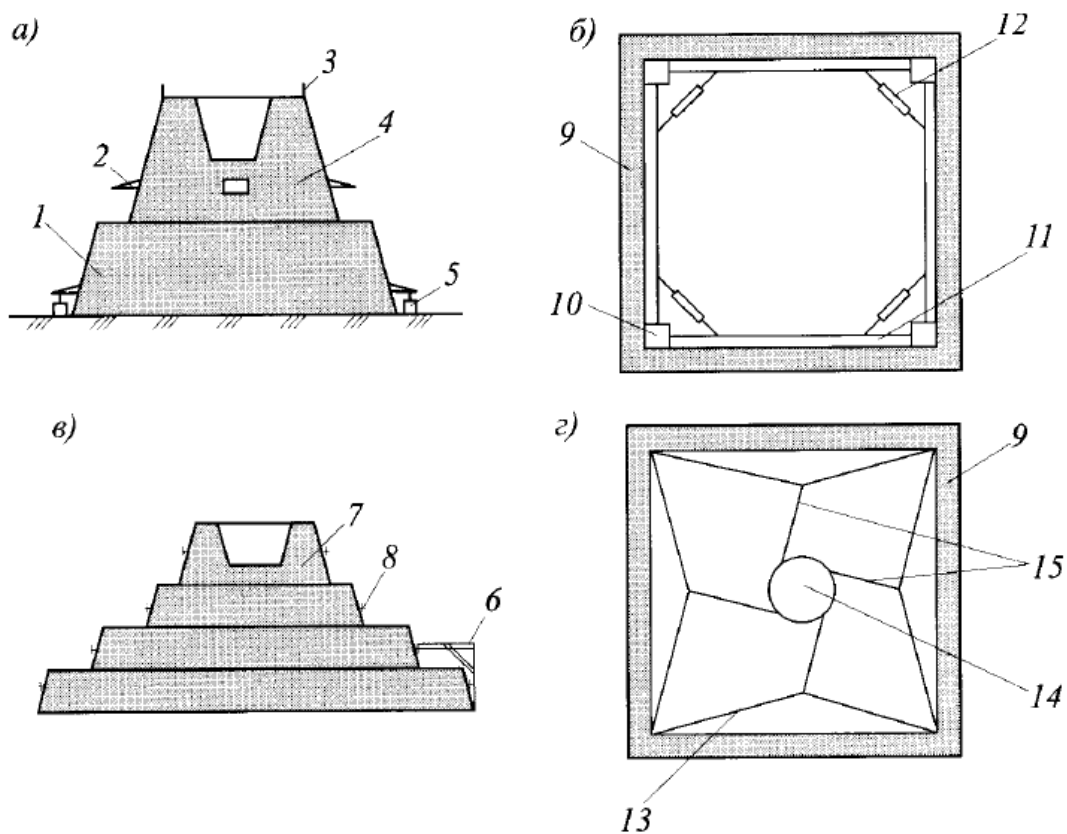


Рис. 1.43. Блочные опалубки и блок-формы для фундамента: *а* – неразъемные блок-формы фундамента; *б* – разъемная блок-форма; *в* – крупноблочная опалубка со стяжными муфтами; *г* – крупноблочная опалубка с гибкими щитами. 1 – нижний блок фундамента; 2 – кронштейн для упора домкрата; 3 – монтажная петля; 4 – верхний блок ступени фундамента; 5 – домкрат; 6 – отрывное устройство; 7 – блок форма стороны фундамента; 8 – замковое соединение; 9 – бетонизируемая конструкция; 10 – опалубочный каркас; 11 – Палуба; 12 – стяжка; 13 – гибкий щит опалубки; 14 – поворотная стойка; 15 – щитовые тяги

Крупноблочную металлическую опалубку также используют при бетонировании замкнутых ячеек стен при небольших размерах помещений. Такая опалубка имеет четыре откидных стороны, объединенных в единый блок, устанавливаемый краном. Наружную опалубку выполняют из мелких или крупных щитов. Подобный вид опалубки чаще всего используют для сооружения лифтовых шахт и лестничных блоков.

На начальном этапе монтажа опалубки устанавливают блок на опорное днище и фиксируют его с помощью опорных кронштейнов к стенам нижнего яруса. При монтаже блочная опалубка разжимается и занимает свое рабочее положение.

При демонтаже сначала убирают наружную опалубку, угловые элементы и щиты, а затем внутреннюю часть опалубки.

Крупноблочная опалубка лифтовых шахт представлена на рис. 1.44.



Рис. 1.44. Крупноблочная опалубка лифтовых шахт

Каждый из элементов блок-формы имеет конусность и предназначен для бетонирования одной из частей фундамента или его ступени.

Отрыв опалубки от бетона производят с помощью металлического рычага или домкратов.

1.9. Специальные виды опалубок

К специальным видам относятся следующие виды опалубок:

- термоактивная;
- пневматическая;
- несъемная опалубка.

Термоактивная

В последнее время в методах зимнего бетонирования очень часто применяют термоактивную опалубку. Термоактивной называют опалубку, металлические щиты которой оснащены электрическими нагревательными элементами и утеплены. Пример конструкции термоактивной опалубки изображен на рис. 1.45.

Металлические щиты такой опалубки имеют электрические нагреватели, выполненные из кабеля с большим омическим сопротивлением, нихромовой проволоки, тканых стальных или латунных сеток или трубчатых электронагревателей. Минимальная температура укладываемой бетонной смеси $+5^{\circ}\text{C}$. Укладку производят обычными методами, при этом принимают меры против повреждения электрокабелей, а также против увлажнения утеплителя.

Для снижения теплопотерь и защиты от снега блоки бетонирования следует укрывать брезентом, а бетонную смесь подавать через люки в покрытии. Перерывы в бетонировании не должны превышать 1,5–2 ч.

При послойном бетонировании высоких стен и массивных фундаментов под оборудование термоактивную опалубку включают поярусно, начиная с нижних щитов. Для сокращения расхода электроэнергии и получения к моменту распалубки проектной прочности бетона нужно стремиться к коротким срокам тепловой обработки при возможно более высоких температурах прогрева. При этом следует учитывать экзотермию бетона и величину модуля поверхности конструкции.

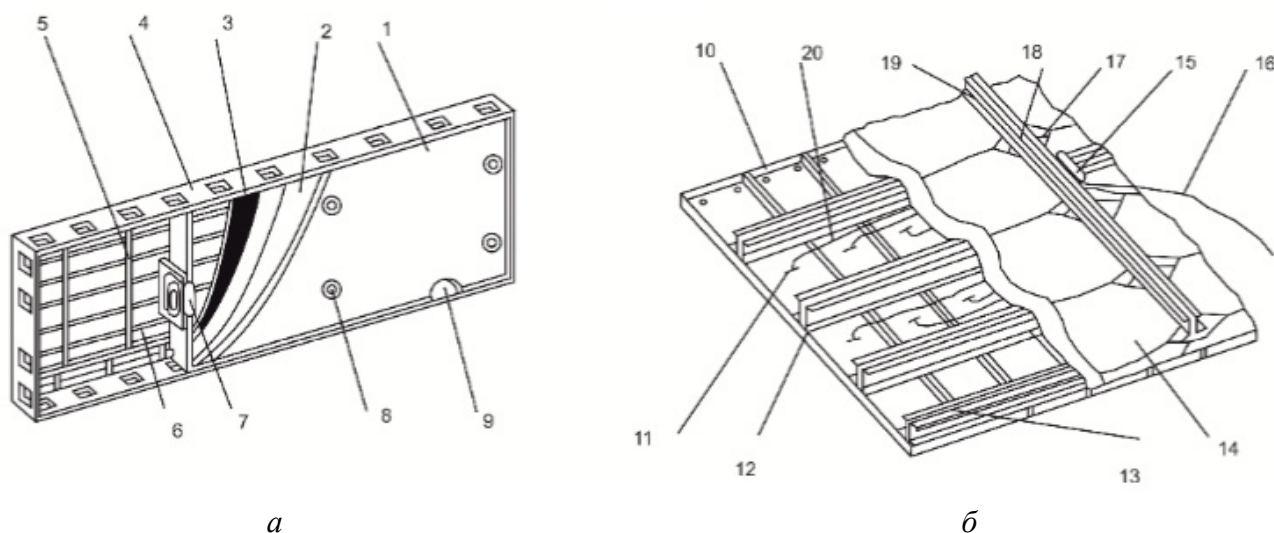


Рис. 1.45. Термоактивная опалубка:

а – щит; *б* – крупноразмерная панель; 1 – фанерная крышка; 2 – утеплитель; 3 – экран из фольги; 4 – ребро каркаса; 5 – кляммера; 6 – греющий кабель; 7 – вилка инвентарного разъема; 8 – шпилька; 9 – вырез для установки натяжного крюка; 10 – термоактивный щит; 11 – инвентарный разъем; 12 – схатка; 13 – натяжной крюк; 14 – шлаковойлочное одеяло; 15 – клеммная коробка; 16 – кабель; 17 – отверстие; 18 – Т-образный болт; 19 – связь; 20 – коммутирующий кабель

Пневматическая опалубка

Пневматическую опалубку используют для строительства коллекторов, покрытий купольных сооружений диаметром до 36 м и сводчатых тонкостенных конструкций при пролете 12–18 м. Также пневмоопалубку применяют при возведении складов, производственных зданий, ангаров, зернохранилищ, спортивных сооружений.

Российский опыт возведения тонкостенных пространственных конструкций с применением пневматической опалубки основывается на использовании двух разновидностей технологии укладки бетона: посредством нанесения на разостланную в горизонтальном положении опалубку с последующим приведением ее в проектное положение подачей воздуха и методом набрызга на надутую опалубку.

Технология возведения купола при помощи пневмоопалубки следующая: после бетонирования фундамента и подготовки основания расстилают пневмоопалубку и крепят ее к анкерам (рис. 1.46). Сверху раскладывают гибкие тканевые

лепестки и крепят их к вершине пневмоопалубки. На разостланную пневмоопалубку последовательно укладывают слои облицовки, паро-, тепло- и гидроизоляции, гибкую сварную сетку и бетонную смесь. До начала схватывания цемента в пневмоопалубку подают вентиляторами воздух до создания в ней избыточного давления 2,5–3,0 кПа. По мере наполнения пневмоопалубки воздухом гибкие тканевые лепестки вместе с уложенными на них материалами напоззают на пневмоопалубку, изгибаются и приобретают проектную форму. Швы между лепестками купола заделывают сразу после окончания подъема пневмоопалубки в проектное положение.

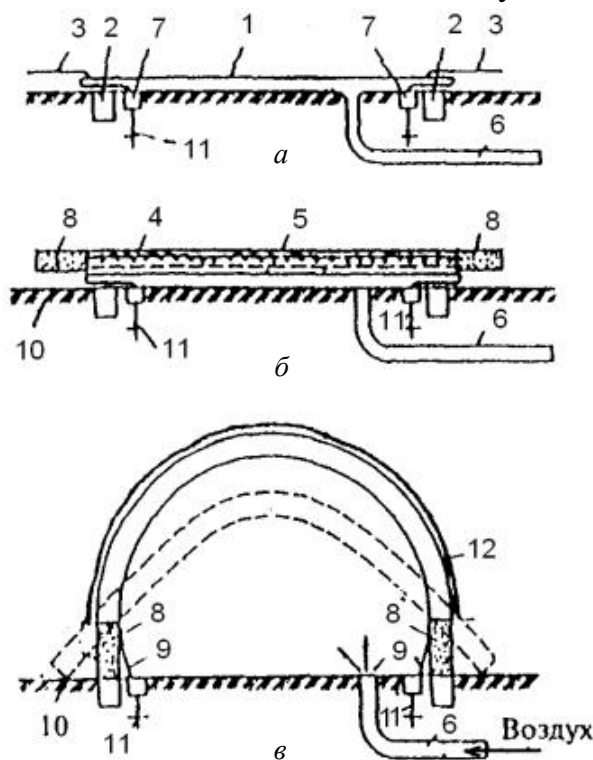


Рис. 1.46. Пневмоопалубка: *а* – подготовленная опалубка; *б* – опалубка с уложенной бетонной смесью; *в* – поднятая опалубка; 1 – пневмоопалубка; 2 – фундамент; 3 – открьлки; 4 – спиральная арматура; 5 – бетонная смесь; 6 – трубопровод для нагнетания воздуха; 7 – опорные трубы; 8 – участки свода (стены), бетонированные заранее; 9 – участки пневмоопалубки, не соприкасающиеся с бетоном; 10 – фундамент; 11 – анкеры; 12 – натяжная внешняя оболочка

Другим способом возведения сводчатых (купольных) железобетонных конструкций является метод набрызга (торкретирования). Использование «торкрет-бетона» при возведении железобетонных конструкций тонкостенных оболочек с использованием надувных воздухоопорных опалубок позволяет экономить большую часть затрат на строительство и контролировать полноту закрытия стальных элементов, а также степень уплотнения бетонной смеси под давлением.

К недостаткам конструкций пневмоопалубки можно отнести необходимость постоянной подкачки оболочки и опасность ее опускания в случае отказа компрессора.

К преимуществам пневмоопалубки относятся низкие трудозатраты и незначительная масса опалубки при ее многократной оборачиваемости.

Несъемная опалубка

Несъемная опалубка – разновидность опалубки, представляющая собой блоки из различных материалов, соединяющихся в единую конструкцию опалубки, в которой впоследствии производится армирование и укладка бетонной смеси.

Несъемные опалубки отличаются друг от друга лишь материалом палубы и типом связей, соединяющих между собой щитовые конструкции. Различают следующие виды несъемных опалубок:

- стальная;
- пустотные блоки из вспененного пенополистирола;
- из экструдированного пенополистирола;
- декоративная опалубка из фанеры, пластика, композитных материалов;
- арболитовые блоки;
- стекломгнезитовая;

Стальная несъемная опалубка может быть выполнена из плоского или профилированного стального листа, стальной сетки или перфорированного листа. Отличительной особенностью стальных несъемных опалубок является то, что они имеют высокую несущую способность и хорошее сцепление с бетоном. К недостаткам относится их высокая материалоемкость и стоимость.

Несъемная опалубка из крупноперфорированного листа представлена на рис. 1.47. Она состоит из сетчатой панели с ребрами жесткости, которые являются частью несущей конструкции. Сетчатая опалубка не только обеспечивает дополнительное армирование, но и повышает трещинообразование, плотность и снижает пористость бетона. Также перфорированную несъемную стальную опалубку удобно использовать при строительстве криволинейных конструкций.



Рис. 1.47. Стальная несъемная перфорированная опалубка

Поверхность панелей стальной гибкой опалубки образована ребрами, расположенными с шагом 100 мм по ширине, и рядами с ячейками, образующими характерный орнамент и включающими опалубку в работу, совместно с бетоном и арматурой возводимых конструкций. Такая структура панели делает элементы легкими, гибкими и уменьшает нагрузку на рабочую плоскость при бетонировании, за счет снижения гидростатического давления бетона.

Являясь по сути внешним армированием, несъемная опалубка позволяет экономить до 60 % арматуры на внецентренно-сжатых и полностью отказаться от несущего армирования центрально-сжатых стен и колонн в малоэтажном строительстве.

Несъемная опалубка, выполненная из блочного вспененного полистирола, изображена на рис. 1.48. В качестве палубы используются листы пенополистирола толщиной от 40 до 100 мм, соединенные между собой съемными или монолитными перемычками. Конфигурация блоков «шип – паз» делает процесс монтажа опалубки очень быстрым. Внутреннее пространство между пенополистиролом (от 150 до 400 мм) армируется и заполняется бетоном. Возводимая таким способом конструкция требует обязательной отделки для обеспечения механической и противопожарной защиты пенополистирола.

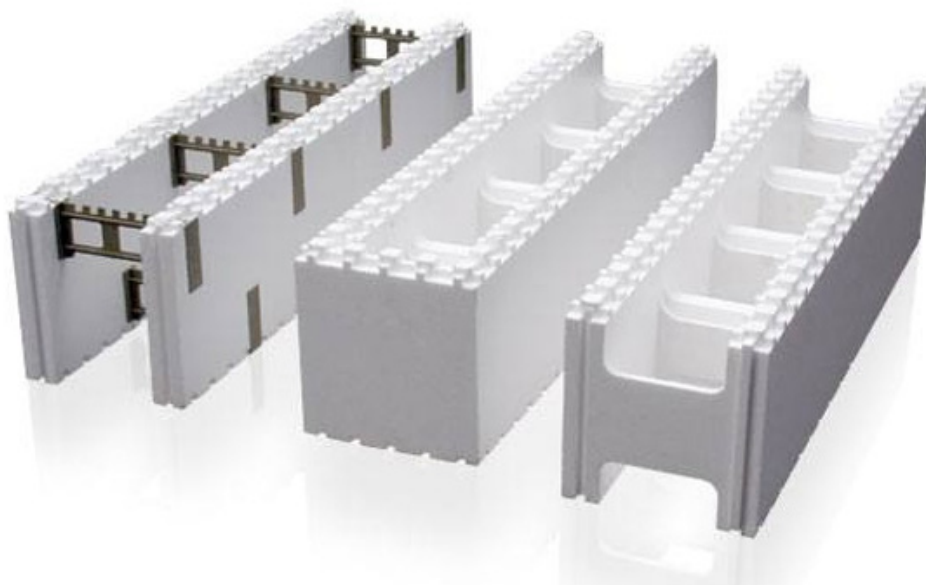


Рис. 1.48. Элементы несъемной опалубки из вспененного пенополистирола

К преимуществам опалубки из вспененного пенополистирола можно отнести следующее:

- легкость монтажа;
- теплоизоляция железобетонных конструкций;
- низкая стоимость;
- быстрая скорость выполнения строительно-монтажных работ;
- позволяет осуществлять бетонирование конструкций при более низких температурах.

Недостатки:

- горючесть, требует дополнительной отделки конструкций;
- паронепроницаемость (рекомендовано для выполнения только цокольных частей здания);
- хрупкость пенополистирола;
- могут возникнуть сложности с установкой арматурного каркаса.

Несъемная опалубка из экструдированного пенополистирола является аналогом опалубки из вспененного пенополистирола. Основное отличие – это материал опалубки – более прочный и эффективный с точки зрения теплоизоляционной способности экструдированный пенополистирол.

Ввиду того что пенополистирол паронепроницаем, его использование ограничивается конструкциями фундаментов и цокольной части здания. Экструдированный пенополистирол чаще всего используется в виде плитного материала, и его монтаж в опалубочную конструкцию осуществляется с использованием специальных регулируемых пластиковых стяжек (рис. 1.49), оснащенных фиксаторами для арматуры.



Рис. 1.49. Несъемная опалубка из экструдированного пенополистирола

Важным фактором, отличающим технологию несъемной опалубки из пенополистирола от традиционного устройства ленточного фундамента, является экономия до 11 % тепловой энергии за счет создания замкнутого теплового контура (рис. 1.50).

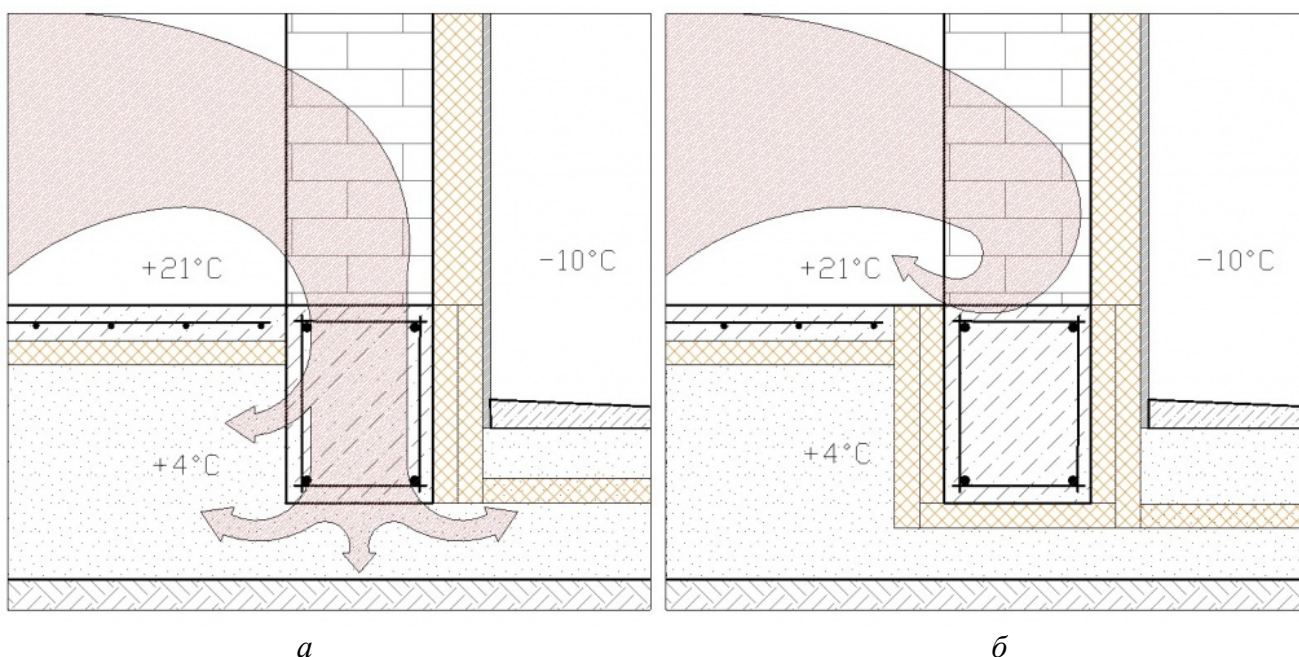


Рис. 1.50. Распределение тепла по контуру здания: *а* – с использованием «классической» опалубки; *б* – с использованием несъемной опалубки из экструдированного пенополистирола

Декоративная несъемная опалубка представляет собой конструкцию из легкосборных опалубочных модулей. Каждый модуль состоит из перемычек и фасадной (лицевой) и внутренней облицовочных пластин. Внутри модуля монтируется утеплитель требуемой толщины, а также выполняется армирование конструкции. Модули монтируются рядами методом бесшовной кладки (без использования клеевых составов). В последующем производится бетонирование внутренней части конструкции. В результате получается монолитная утепленная конструкция, имеющая декоративную наружную отделку. Декоративная отделка может быть выполнена из металла, пластика, фибробетона, вибролитого бетона, керамогранита. Использование подобного рода опалубки обеспечивает высокую скорость и низкую стоимость строительства.

Опалубка из арболита (или цементно-стружечных плит (ЦСП)) выполняется из опалубочных панелей или пустотных блоков, изготовленных из арболита или ЦСП (измельченная древесина (щепа) и цемент (или жидкое стекло)). На 90 % арболит состоит из щепы и 10 % – связующее, цементно-стружечная плита, наоборот, на 10 % состоит из древесной стружки и на 90 % из цемента.

Необходимо ответить, что арболит выполняет роль тепло- и звукоизолятора, а поверхность несъемной опалубки из деревобетона требует дополнительной наружной отделки.

2. ОРГАНИЗАЦИЯ ОПАЛУБОЧНЫХ РАБОТ

Перед началом выполнения монолитных работ осуществляется разработка ППР, включающего в себя технологию и организацию выполнения отдельных видов работ, таких как опалубочные, арматурные, бетонные работы.

Разработка ППР выполняется в следующей последовательности:

1. На основании изучения рабочих чертежей бетонных и ж/б конструкций (фасады, разрезы здания, поэтажные планы), сроков сдачи объекта в эксплуатацию составляется перечень, очередность выполнения отдельных видов работ, а также сроки их выполнения. На основании исходных данных составляются:
 - календарный план производства работ;
 - график потребности в рабочих кадрах;
 - график потребности в строительных машинах.
2. Здание или сооружение разбивается на отдельные монолитные участки (захватки) с обозначением мест устройства рабочих швов. Составляются поэтажные планы бетонирования конструкций (план бетонирования фундамента, цокольной части здания, перекрытий типового этажа, вертикальных конструкций (колонн, пилонов, диафрагм жесткости), лифтовых шахт и лестничных маршей).
3. Определяются объемы работ по отдельным участкам монолитных конструкций.
4. Рассматриваются различные варианты производства работ и сравниваются их технико-экономические показатели. По результатам комплексного анализа выбирается наилучший способ производства работ.
5. Выполняется расчет опалубки. Разрабатываются технологические схемы производства опалубочных работ (раскладка опалубки для вертикальных, горизонтальных конструкций, отдельные узлы крепления опалубки, ограждений).
6. Разрабатывается регламент на выполнение опалубочных работ для различных видов конструкций.
7. Разрабатываются мероприятия по технике безопасности и охране труда.
8. Прописывается порядок оценки качества и контроля выполнения опалубочных работ.
9. Рассчитываются технико-экономические показатели выполнения опалубочных работ.

2.1. Составление графика производства монолитных работ.

Определение объемов работ и потребности в материальных ресурсах

Составление графика выполнения монолитных работ начинается с анализа проектной документации и определения общих объемов монолитных конструкций.

При изучении архитектурно-планировочных и конструктивных особенностей здания необходимо выделить монолитные и сборно-монолитные конструктивные

элементы (конструкции стен, колонн, перекрытий, перегородок, лестничных маршей, фундаментов, цокольной части и т.д.). Необходимо уточнить целесообразность применения сборных ж/б элементов и их количество.

В проектах могут быть заложены различные конструктивные решения зданий и сооружений:

- с монолитными внутренними и сборными двух- или трехслойными железобетонными наружными стенами, а также стенами из мелкоштучных элементов с утеплителем;

- со сборными, сборно-монолитными и монолитными перекрытиями.

- с монолитными внутренними и наружными стенами;

- со сборными лестничными маршами, сан.-тех. кабинками, лифтовыми шахтами и пр.

Составляются спецификации на монолитные (табл. 2.1) и сборные (табл. 2.2) железобетонные элементы.

Таблица 2.1

Спецификация на монолитные ж/б элементы

№	Название элемента	Марка бетона	Размеры (без вычета проемов)			Объем элемента, м ³	Размеры проема, мм			Объем проема, м ³	Количество элементов на этаж	Объем бетона, м ³	
			длина	ширина	высота		длина	ширина	высота			на 1 элемент	на этаж
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Итого на типовой этаж или конструктивный элемент здания													
Итого на здание													

Таблица 2.2

Спецификация сборных железобетонных элементов

№	Название элемента	Марка	Количество	Размер, мм			Объем, м ³		Масса, т	
				длина	ширина	высота	одного элемента	всех элементов этажа	одного элемента	на этаж
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Итого на типовой этаж или конструктивный элемент здания										
Итого на здание										

Далее на основе спецификаций выполняется расчет объемов монолитных работ, а также количество сборных конструкций, заказываемый на предприятии, специализирующемся на выпуске ЖБИ.

При составлении спецификаций для удобства можно разделить на конструкции подземную и цокольную части здания, а также конструкции надземной части здания (выше отметки +0.000).

Объемы работ по объекту определяют расчетным путем, основываясь на имеющихся проектных решениях.

При разработке комплексного ППР на возведение здания или сооружения составляется ведомость объемов работ по укрупненным описаниям, подразумевающим использование ГЭСН (устройство железобетонных монолитных конструкций здания).

При составлении технологических карт выполняются ведомости объемов работ для отдельного конструктива здания (типовой этаж, подземный этаж и пр.) с более детальным описанием работ, для подсчета которых используется ЕНиР.

Порядок заполнения ведомости объемов работ представлен в табл. 2.3.

Таблица 2.3

Ведомость объемов монолитных работ

№ п/п	Наименование процессов	Единица измерения объема	Количество работ на этаж	Количество работ на здание	Примечание
1	2	3	4	5	6

При составлении табл. 2.3 потребуется определение массы арматуры для монолитных конструкций и пр. Таблица заполняется в соответствии с принятой технологией выполнения работ.

Ниже представлена методика расчета объемов монолитных работ по основным конструктивным элементам здания.

Определение объемов строительно-монтажных работ

Фундаменты

По конструктивным решениям фундаменты могут быть ленточные и отдельностоящие, свайные глубокого заложения и др. По способу производства работ фундаменты подразделяют на монолитные и сборные, а свайные на забивные и набивные.

Отдельностоящие фундаменты

Монолитные фундаменты. При подсчете объемов работ по возведению фундаментов прежде всего необходимо по рабочим чертежам изучить все типоразмеры последних, конструкции (стаканного типа или анкерные), материал, из которого изготавливаются фундаменты, с учетом марки бетона, раствора и др. Затем следует сгруппировать все одинаковые по типам и размерам фундаменты, подсчитать объем одного фундамента в каждой группе, а результат умножить на количество фундаментов в группе. Итоговые результаты по каждой группе фундаментов записывают в общую ведомость подсчета объемов работ. Для железобетонных фундаментов, кроме того, по рабочим чертежам подсчитывают массу арматуры по классам стали и массу закладных деталей. Отдельностоящие фундаменты (чаще всего это фундаменты под колонны), как правило, имеют ступенчатую форму. Поэтому объем фундамента подсчитывают как сумму объемов каждой ступени.

Объем фундамента, показанного на рисунке 2.1, рассчитывают по формуле (2.1):

$$V, \text{ м}^3 = a_1 b_1 h_1 + a_2 b_2 (h_2 - h_1) + a_3 b_3 (h_3 - h_2), \quad (2.1)$$

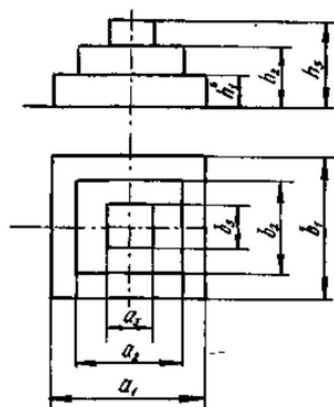


Рис. 2.1. Монолитный отдельностоящий фундамент

Отдельностоящие бутовые, бутобетонные, бетонные и железобетонные фундаменты более глубокого заложения часто имеют многоступенчатую форму (4–6 ступеней) с приблизительно равными уступами в плане и по высоте каждой ступени (рис. 2.2). Такой фундамент можно представить как четырехгранную усеченную пирамиду (см. пунктир на рис. 2.2). Объем усеченной пирамиды с достаточной точностью можно подсчитать по упрощенной формуле (2.2):

$$V, \text{ м}^3 = \frac{F+f}{2} \cdot h_{\text{п}} + 0.07 \left(\frac{P}{2} - h_{\text{п}} \right) \cdot h_{\text{п}}, \quad (2.2)$$

где F – площадь нижнего основания пирамиды, м^2 ;

f – площадь верхнего основания пирамиды, м^2 ;

$h_{\text{п}}$ – высота пирамиды, м;

P – периметр нижнего основания, м.

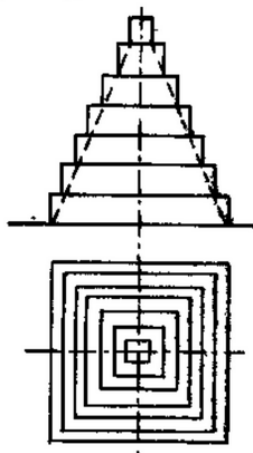


Рис. 2.2. Монолитный отдельностоящий многоступенчатый фундамент

При подсчете объемов работ фундаментов стаканного типа объем стакана из объема фундамента не исключается. Также при подсчете монолитных железобетонных фундаментов отдельно подсчитывают арматуру, закладные детали, а применительно к построению ЕНиР – и устройство опалубки.

Сборные фундаменты. При подсчете объемов работ по возведению сборных отдельностоящих фундаментов рекомендуется вести учет по трем единицам измерения: объемной (м^3), штучной (шт.) и по массе (т). Эта рекомендация обусловлена тем, что сметные нормы используют объемную единицу измерения, а ЕНиР – штучную с разбивкой по массе.

Для фундаментов стаканного типа ЕНиР используют следующую градацию по массе, т: 1,0; 1,50; 2,50; 3,00; 3,50; 5,00 и 7,00 (ЕНиР 4-1-1). Поэтому в спецификации на сборные фундаменты (табл. 2.2) указывают тип фундамента, объем, массу и количество.

Ведомость подсчета объемов работ по возведению сборных фундаментов заполняется из соответствующих спецификаций со ссылкой на номер чертежа, в котором помещена спецификация. Если спецификации на сборные фундаменты или их элементы в рабочих чертежах отсутствуют, тогда объемы подсчитывают прямым счетом по рабочим чертежам и составляют спецификацию как промежуточный документ.

Рекомендуется следующий порядок подсчета: подсчет следует начинать с главных рядов и осей (рис. 2.3), т.е. с фундамента D_1 и продолжать вправо по ряду D_1 до оси 9. Затем аналогично последовательно пройти по рядам C, B, A .

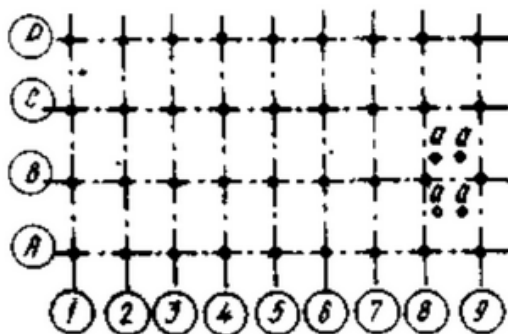


Рис. 2.3. Сетка фундаментов одноэтажного промышленного здания

Закончив подсчет по главным рядам и осям, переходят к подсчету объемов фундаментов, расположенных на вспомогательных осях, т.е. между основными рядами и осями (на рис. 2.3 обозначены индексом a).

Ленточные фундаменты

Монолитные фундаменты. При подсчете объемов работ по возведению ленточных фундаментов (рис. 2.4) постоянного поперечного сечения необходимо определить площадь поперечного сечения ($F, \text{м}^2$) и умножить ее на длину фундамента ($L, \text{м}$). Формула для подсчета следующая (2.3):

$$V = FL, \text{м}^3, \quad (2.3)$$

где F – площадь поперечного сечения фундамента, м^2 ;

L – длина фундамента, м.

Часто встречаются здания, у которых ленточные фундаменты имеют различные поперечные сечения на отдельных участках, вызываемые неодинаковой глубиной заложения фундаментов, шириной подошвы и др. В таких случаях объем работ подсчитывают по отдельным участкам с одинаковыми сечениями. Результаты подсчета всех участков суммируют (2.4):

$$V = F_1L_1 + F_2L_2 + F_3L_3 + \dots + F_nL_n, \quad (2.4)$$

где F_1, F_2, \dots, F_n – площади сечений фундаментов на отдельных участках, м²;

L_1, L_2, \dots, L_n – длина соответствующих участков, м.

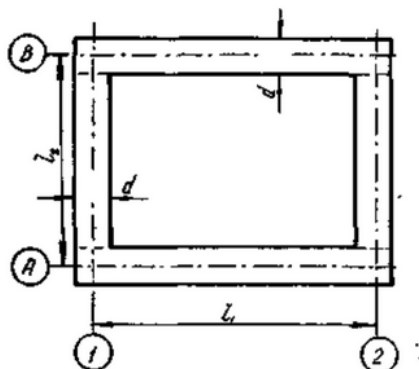


Рис. 2.4. План ленточного монолитного фундамента здания

Существует два способа для подсчета длины участков ленточных фундаментов:

1. Развернутую длину фундаментов под наружные стены подсчитывают по размерам в осях отдельными участками с одинаковыми профилями поперечных сечений. Это правило подтверждается аналитически.

Для определения развернутой длины фундамента, показанного на рис. 2.4, нужно сложить две продольные ленты фундамента по осям A и B и две поперечные ленты по осям 1 и 2 . Развернутую длину вычисляют по формуле способом «отсечки»:

$$L = (l_1 + d) \cdot 2 + (l_2 - d) \cdot 2.$$

После соответствующего преобразования получим:

$$L = (l_1 + l_2) \cdot 2,$$

то есть развернутая длина фундамента соответствует периметру в осях.

В случае, если ось симметрии выходит за пределы средней трети ширины фундамента, тогда его длину определяют по другому способу.

2. Развернутую длину ленточных фундаментов подсчитывают в чистоте отдельными участками с одинаковыми профилями поперечного сечения (способ «отсечки»).

Колонны

Колонны относятся к несущим конструктивным элементам зданий и сооружений (рис. 2.5).

В зависимости от материала колонны бывают железобетонные монолитные или сборные – различного сечения. Объемы колонн всех типов подсчитывают раздельно.

Объем колонн железобетонных монолитных подсчитывают в м³.

Размеры колонн необходимо принимать по чертежам.

Высота монолитной железобетонной колонны принимается от верхнего обреза фундамента до верха прогона, опирающегося на колонну.

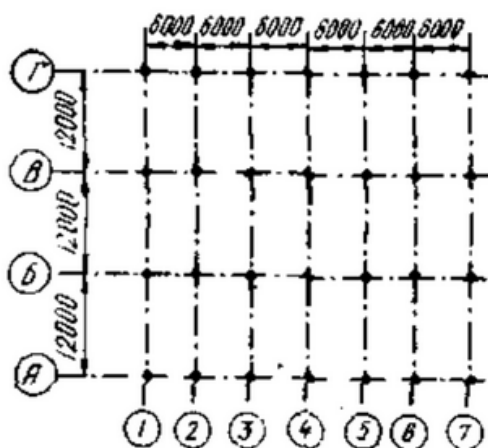


Рис. 2.5. Сетка колонн промышленного здания

Пример. Определить объем работ при монтаже сборных двухветвевых железобетонных колонн промышленного одноэтажного здания (рис. 2.5).

Решение. Подсчитываем количество колонн в крайних рядах ($2 \cdot 7 = 14$ шт. по серии КЭ-01-52, марка КД11-6) и в средних рядах ($2 \cdot 7 = 14$ шт. по серии КЭ-01-52, марка КД11-10). Затем по сериям находим необходимые данные для этих колонн:

– крайние колонны: объем бетона в одной колонне 3,38 м³; марка бетона 300; расход арматурной стали, кг: класса А-I 65,9, класса А-III 260,8, закладные детали 69,9 кг;

– средние колонны: объем бетона в одной колонне 5,26 м³; марка бетона 300; расход арматурной стали, кг: класса А-I 102,0, класса А-III 419,5, закладные детали 98,2 кг.

Объем работ будет следующий. По построению СНиП: объем бетона $(3,38+5,26) \cdot 14 = 120,96$ м³; сталь арматурная, т: класса А-I $(65,9+102) \cdot 14 = 2350,6 = 2,35$, класса А-III $(260,8+419,5) \cdot 14 = 9524,2 = 9,52$; закладные детали – $(69,9+98,2) \cdot 14 = 2353,4 = 2,35$ т.

По построению ЕНиР: для этого норматива необходимо определить количество колонн и массу колонн каждой марки. Количество колонн крайних и средних – по 14 шт. Масса крайней колонны $3,38 \cdot 2,50 = 8,45$ т, средней – $5,26 \cdot 2,50 = 13,25$ т (2,50 – объемная масса железобетона).

Перекрытия и покрытия

Перекрытия

Устройство всех элементов перекрытий, подлежащих подсчету как отдельных видов работ, условно можно разделить на четыре группы:

1) элементы перекрытия, подсчитываемые по площади, ограниченной капитальными стенами. К ним относятся все деревянные и кирпичные перекрытия с измерителем, м²;

2) сборные железобетонные элементы перекрытий, подсчитываемые в м³ без вычета пустот (в плитах) применительно к построению СНиП, и в штуках с градацией по массе (балки, ригели) и по площади (панели и плиты) применительно к ЕНиР;

3) перекрытия и их отдельные элементы – железобетонные монолитные перекрытия, засыпные и легкоштучные изоляции с измерителем м³;

4) различные прокладочные, плиточные, оклеечные и другие изоляционные элементы перекрытий, подсчитываемые по фактической площади, м², изолируемой поверхности.

Сборные железобетонные перекрытия. Типы плит и панелей перекрытий выписывают из спецификаций рабочих чертежей в шт. и м³ применительно к СНиП. Для определения трудоемкости работ, исчисления заработной платы рабочим-монтажникам панели перекрытий должны быть сгруппированы по площади с градацией 5; 10; 15; 20, а балки и ригели – по массе с градацией 1; 2; 3; 5; 6,5; 8; 10; 15; 20; 25 и 30 т.

Если спецификация в рабочих чертежах отсутствует, ее необходимо составить по рабочим чертежам, группируя элементы перекрытия по типам и размерам.

Сопутствующие работы. К сопутствующим работам применительно к ЕНиР относятся заделки швов бетоном между плитами и приварка плит к прогонам, ригелям, балкам.

Швы, подлежащие заделке бетоном, нормируются на 1 м шва. Количество швов с достаточной степенью точности определяется по формуле (2.5):

$$L_{ш}, м = \frac{\sum PN}{2}, \quad (2.5)$$

где P – периметр одной плиты, м;

N – количество плит данного типа, шт.

Объем сварочных работ подсчитывают по рабочим чертежам.

Объемы работ по монтажу прогонов, ригелей и балок подсчитывают по рабочим чертежам или берут из спецификации и учитывают в м³ применительно к СНиП, а для нормативов ЕНиР – поштучно с разбивкой по массе: 1; 2; 3; 5; 8; 10; 15; 25; 30 т.

Монолитные железобетонные перекрытия. Железобетонные перекрытия по конструктивным решениям делятся на четыре вида: отдельные балки и прогоны, выполняемые из монолитного железобетона, сборных железобетонных плит, листовой стали и др.; безбалочные железобетонные перекрытия; ребристые монолитные железобетонные перекрытия; железобетонные монолитные перекрытия по металлическим балкам.

Объем балок, ригелей и прогонов подсчитывают по формуле (2.6):

$$V_{\text{б}}, \text{ м}^3 = Fln, \quad (2.6)$$

где F – поперечное сечение балки, м^2 ;

l – длина балки, м;

n – количество балок, шт.

Пример. Подсчитать объем железобетонных прогонов и балок междуэтажного перекрытия по следующим данным:

– прогоны – ширина 0,4 м; высота 0,6 м; длина 6,5 м; количество 12 шт.;

– балки – ширина 0,2 м; высота 0,4 м; длина 2,7 м; количество 48 шт.

Решение. Сечение прогонов $F_{\text{п}} = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24 \text{ м}^2$, сечение балок $F_{\text{б}} = 0,2 \cdot 0,4 = 0,08 \text{ м}^2$.

Объем железобетона в прогонах и балках будет:

$$V_{\text{б}} = F_{\text{п}}l_{\text{п}}n_{\text{п}} + F_{\text{б}}l_{\text{б}}n_{\text{б}} = 0,24 \cdot 6,5 \cdot 12 + 0,08 \cdot 2,70 \cdot 48 = 18,72 + 10,56 = 29,28 \text{ м}^3.$$

Если в рабочих чертежах не показаны длины балок, а только расстояния в осях опор, на которые опираются балки, тогда для определения длины балок следует руководствоваться следующим. При опирании балки на железобетонные колонны длина балки будет соответствовать размеру между внутренними гранями колонн; при опирании на каменные или кирпичные стены – размеру между стенами (в свету) плюс удвоенная длина опирания балки на стену, которая принимается по рабочему чертежу.

Объем железобетонных плит подсчитывают произведением площади плиты на ее толщину. При определении размеров плиты в плане следует к размерам между внутренними гранями стен добавлять величину заделки плиты в стену, которая принимается 5–7 см, если размер заделки не показан на чертеже.

При перекрытии по металлическим балкам массу балки принимают по ее теоретической (табличной) массе. Длину балки определяют по размерам, показываемым на рабочих чертежах.

При подсчете объема железобетона в ребристых перекрытиях рекомендуется такая последовательность:

1. Подсчитывают объем главных балок, размеры которых принимают: длину – по расстоянию между осями колонн минус размер колонны по направлению продольной оси балки, то есть размер в свету $l_1 = l - b$; ширину – по рабочему чертежу; высоту – по размерам от низа балки до верха плиты (рис. 2.6).

$$V, \text{ м}^3 = ah(l-b), \text{ м}^3,$$

где a – ширина балки, м;

h – высота балки, м;

l – расстояние между осями колонн, м;

b – размер колонны в уровне балки по направлению продольной оси балки.

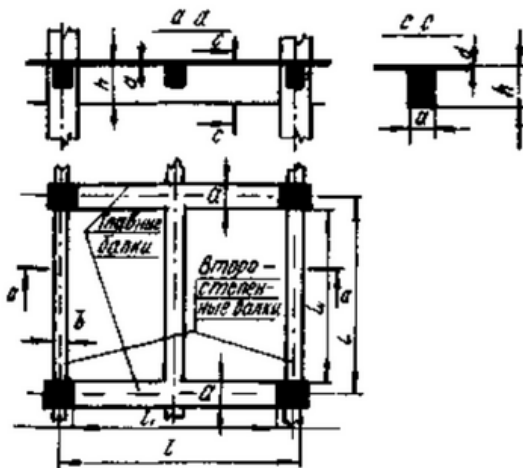


Рис. 2.6. Фрагмент железобетонного ребристого перекрытия

1. Определяют объем второстепенных балок, размеры которых принимают: длину – по расстоянию между осями главных балок минус ширина главной балки ($L_1 = L - a$, см. рис. 2,6); ширину балки берут из рабочего проекта, высоту – от низа балки до верха плиты.

Для подсчета объема бетона в плите перекрытия (покрытия) необходимо взять ее площадь за вычетом площади горизонтальной проекции балок и колонн. Полученную разницу умножить на толщину плиты.

Пример. Подсчитать объем железобетона в фундаментах, колоннах и ребристом перекрытии первого этажа промышленного здания (рис. 2.7).

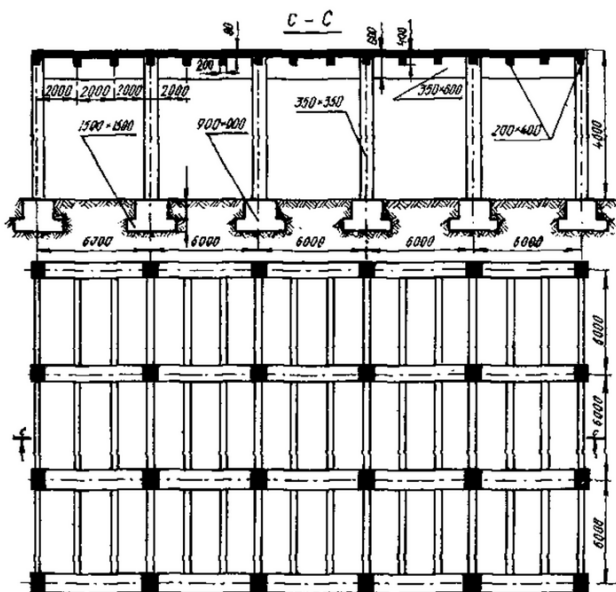


Рис. 2.7. Железобетонный каркас промышленного здания

Решение. Данные берем из рис. 2.7, где: сетка колонн 6,0×6,0 м; сечение колонн 0,35×0,35 м; высота колонны 4,00 м; размер подошвы фундамента колонны 1,50×1,50 м, второго уступа – 0,90×0,90 м; высота первого уступа 0,3 м, второго – 0,40 м; толщина плиты 0,08 м; сечение главных балок 0,35×0,60 м, второстепенных – 0,20×0,40 м.

Объем бетона в фундаментах:

$$V_{\text{ф}} = (1,50 \cdot 1,50 \cdot 0,30 + 0,90 \cdot 0,90 \cdot 0,4) \cdot 24 = 23,97 \text{ м}^3.$$

Объем бетона в колоннах:

$$V_{\text{к}} = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 4,0 \cdot 24 = 9,80 \text{ м}^3.$$

Объем бетона в главных балках:

$$V_{\text{гб}} = 0,35 \cdot 0,60 \cdot (6,0 - 0,35) \cdot 20 = 23,72 \text{ м}^3.$$

Объем бетона во второстепенных балках:

$$V_{\text{вб}} = 0,20 \cdot 0,40 \cdot (6,0 - 0,35) \cdot 48 = 21,60 \text{ м}^3.$$

Объем бетона в плите:

$$V_{\text{п}} = (((18,0 + 0,35)(30,0 + 0,35)) - ((0,35 \cdot 0,35 \cdot 24) + (0,35 \cdot 5,65 \cdot 20,0) + (0,20 \cdot 5,65 \cdot 48,0))) \cdot 0,08 = 28,80 \text{ м}^3.$$

Общий объем железобетона:

$$V_{\text{б}} = 23,97 + 9,80 + 23,72 + 21,60 + 28,80 = 107,89 \text{ м}^3.$$

При подсчете объемов железобетонных работ применительно к построению СНиП, кроме объема бетона по его маркам, отдельно подсчитываем массу арматуры по классам стали и закладных деталей. Применительно к ЕНиР отдельно подсчитываем массу арматуры с разбивкой по ее конструкции (отдельные стержни, сетки, каркасы), установку (а иногда и изготовление), разборку опалубки и уход за бетоном.

Масса арматуры принимается по спецификации рабочих чертежей. ЕНиР предусматривают монтаж по массе арматуры или отдельными стержнями с градацией по диаметрам 6; 8; 12; 18; 26 мм и более или каркасами, сетками и арматурными блоками с градацией по массе 0,3; 0,6; 1,0; 2,0 и 3,0 т, а также по положению каркаса в конструкции (горизонтальное, вертикальное, наклонное) и диаметром арматуры сеток: 16–32 и 33–45 мм и более.

Затем подсчитываем объемы опалубочных работ.

Опалубка фундаментов:

$$F_{\text{ф}} = (1,50 \cdot 0,30 \cdot 4,0 + 0,90 \cdot 0,40 \cdot 4,0) \cdot 64 = 207,36 \text{ м}^2.$$

Опалубка колонн:

$$F_{\text{к}} = 0,35 \cdot 4,0 \cdot 4,0 \cdot 20 = 112,0 \text{ м}^2.$$

Опалубка главных балок:

$$F_{\text{гб}} = [0,35 + 2 \cdot (0,60 - 0,80)](6,0 - 0,35) \cdot 20 = 157,0 \text{ м}^2.$$

Опалубка второстепенных балок:

$$F_{\text{вб}} = [0,20 + 2 \cdot (0,40 - 0,80)](6,0 - 0,35) \cdot 48 = 228,0 \text{ м}^2.$$

Опалубка плиты:

$$F_{\text{п}} = [(18,0 + 0,35) \cdot (30,0 + 0,35)] - [(0,35 \cdot 0,35 \cdot 24) + 0,35 \cdot (6,0 - 0,35) \cdot 20 + 0,20 \cdot (6,0 - 0,35)] \cdot 48 = 462,80 \text{ м}^2.$$

$$\text{Общий объем опалубки составляет } 207,36 + 112,0 + 157,0 + 228,0 + 462,80 = 1167,16 \text{ м}^2.$$

Покрытия

К покрытиям относятся конструкции крыш и кровель. По конструктивным решениям крыши могут быть плоские, совмещенные с кровлей, шатровые с чердаком и шатровые без чердака.

При подсчете сборных железобетонных конструктивных элементов крыш (покрытий) определяют объем и массу каждого элемента.

Металлические фермы и балки подсчитывают по массе и поштучно. Металлические прогоны, укладываемые по фермам, подсчитывают отдельно.

Подсчет объемов работ по устройству кровли выполняется с учетом, что ее площадь рассчитывается с учетом свесов карнизов и без вычета площадей, занимаемых слуховыми окнами, трубами и др.

Длина ската крыши принимается от конька до наружной грани карниза с увеличением полученного размера на 6–10 см.

Пример. Подсчитать объем работ по устройству крыши промышленного здания размером в плане 36×24 м, данные по балкам и плитам покрытия взять из типовой серии.

Решение. Количество балок покрытия $7,0 \cdot 3,0 = 21$ шт. Объем бетона в одной балке принимаем по серии – $1,86 \text{ м}^3$.

$$\text{Во всех балках } V = 1,86 \cdot 21 = 39,06 \text{ м}^3.$$

Количество плит покрытия в одной ячейке (в одном пролете между смежными осями) $n = 12:1,5 = 8$ шт.;

Количество ячеек $n = (N-1)(N_1-1) = (7-1)(4-1) = 18$ шт., где N – количество осей, N_1 – количество рядов.

Количество плит на здание $N_{\text{зд}} = 8 \times 18 = 144$ шт. Объем бетона составляет: $V = 0,565 \cdot 144 = 81,36 \text{ м}^3$.

Составление ведомости потребности в материальных ресурсах

На этапе определения объемов работ требуется иметь технологические представления о характере выполняемых работ, таких как:

- способ установки арматуры (каркасы, сетки, отдельные стержни);
- способ выполнения соединений стержней (вязка, сварка или другой вид соединения);
- вид опалубки (для расчета вспомогательного оборудования);
- метод подачи и укладки бетонной смеси;
- способ подачи материалов на этажи.

Для заказа на строительную площадку строительных материалов необходимо составить ведомость потребности в материальных ресурсах (табл. 2.4).

Таблица 2.4

Ведомость потребности в основных материальных ресурсах

№	Наименование возводимых конструкций	Единицы измерения	Объем работ	Параграф ГЭСН	Наименование материалов и полуфабрикатов	Единицы измерения	Нормы расхода на единицу измерения	Потребное количество
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Потребность в основных материальных ресурсах определяется для монолитных и сборных элементов здания в объеме рассматриваемых при проектировании его частей по СНиП IV-2-82 или соответствующим сборникам ГЭСН.

Затраты труда и машинного времени указываются в составе сводной ведомости трудоемкости монолитных работ (табл. 2.5) и при калькуляции трудозатрат и времени работы машин на отдельные виды работ (табл. 2.6). Основой для составления табл. 2.5 служит сводная ведомость работ (см. табл. 2.3) и соответствующие сборники укрупненных государственных элементных сметных норм (ГЭСН).

Основой для составления табл. 2.6 служат ведомости отдельных работ и соответствующие сборники единых норм и расценок (ЕНиР).

Таблица 2.5

Сводная ведомость трудоемкости и машинного времени

№	Наименование процесса	Ед. изм.	Кол-во работ на все здание	Параграф ГЭСН	Состав и марки машин	Норма времени, м.-см.	Затраты времени машин, м.-см.	Состав исполнителей	Норма времени, чел.-дни	Затраты труда, чел.-дни
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

На основании сводной ведомости составляются графики потребности в рабочих кадрах и машинах на весь период выполнения монолитных СМР.

Таблица 2.6

Нормативные затраты труда рабочих и машинного времени

№	Наименование процесса	Ед. изм.	Кол-во работ на все здание	§ ЕНиР	Норма времени по ЕНиР, м.-ч.	Затраты времени машин		Состав звена по ЕНиР (профессия, разряд, число рабочих)	Норма времени по ЕНиР, чел.-ч.	Затраты труда		Стоимость трудозатрат	
						м.-ч.	м.-с м.			чел.-ч.	чел.-дн.	Расценка на единицу, руб.	Стоимость на весь объем, руб.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

При разработке технологических карт вместе с тем должны быть уточнены составы дополнительных работ по ручной подноске материалов, по установке лесов и подмостей, подаче материалов на леса и т.п.

2.2. Планирование монолитных и опалубочных работ. Определение количества и размера захваток для бетонирования

На сегодняшний день средняя продолжительность строительства монолитного каркаса здания достигает 2–4 этажей в месяц в зависимости от площади типового этажа, времени года и выбранной технологии бетонирования. Такой темп возведения здания обеспечивает сокращение сроков выдерживания монолитных конструкций до достижения распалубочной прочности (до 1,5–2 суток), тем самым увеличивая оборачиваемость высококачественных и дорогостоящих опалубочных систем, что необходимо учитывать при выборе опалубки.

Выбор опалубки и разделение конструктива здания на захватки производится во результатах анализа следующих факторов:

- темп возведения монолитных конструкций на типовом этаже и на захватке;
- вероятность проведения дополнительных технологических и инженерных мероприятий по ускорению оборачиваемости опалубки;
- число захваток бетонирования на типовом этаже, а также их размеры, зависящие от реального наличия опалубки, материальных и человеческих ресурсов;
- вероятные сроки тепловой обработки и выдерживания бетона в вертикальных и горизонтальных конструкциях;
- необходимый резерв элементов опалубки.

В среднем на строительство типового этажа выделяют от 7 дней (примерно 4 этажа в месяц) до 10 дней (около 3 этажей в месяц). При этом возможен рост темпов строительства в летний период. Ускорить возведение каркаса и здания можно за счет снижения сроков строительства конструкций типового этажа.

Пример составления технологического графика выполнения монолитных работ при возведении типового этажа представлены на рис. 2.8 и 2.9. На графике видно, что зимой время обогрева и выдерживания бетона в вертикальных конструкциях составляет 24–40 ч, в горизонтальных конструкциях – 32–40 ч. При этом после распалубки горизонтальных конструкций, бетон которых не успевает набрать требуемую прочность, для них устанавливаются стойки переопирания, необходимые для предотвращения развития значительных прогибов и трещин перекрытий.

– необходимо обеспечивать удобство доступа рабочих на захватку, где смонтирована опалубка.

При возведении многоэтажных монолитных зданий или сооружений при разделении на захватки рекомендуют соблюдать следующие параметры:

- площадь захватки (по перекрытию) – 80...200 м²;
- объем укладываемой бетонной смеси – 30...60 м³.

На опалубочном плане изображаются границы захваток.

Пример разбивки типового этажа здания на захватки представлен на рис. 2.10. При этом подразумевается, что в распоряжении исполнителей имеется опалубка на полный этаж, а применяемые средства механизации и численность рабочих обеспечивают одновременное выполнение полного комплекса работ по возведению монолитного каркаса здания.

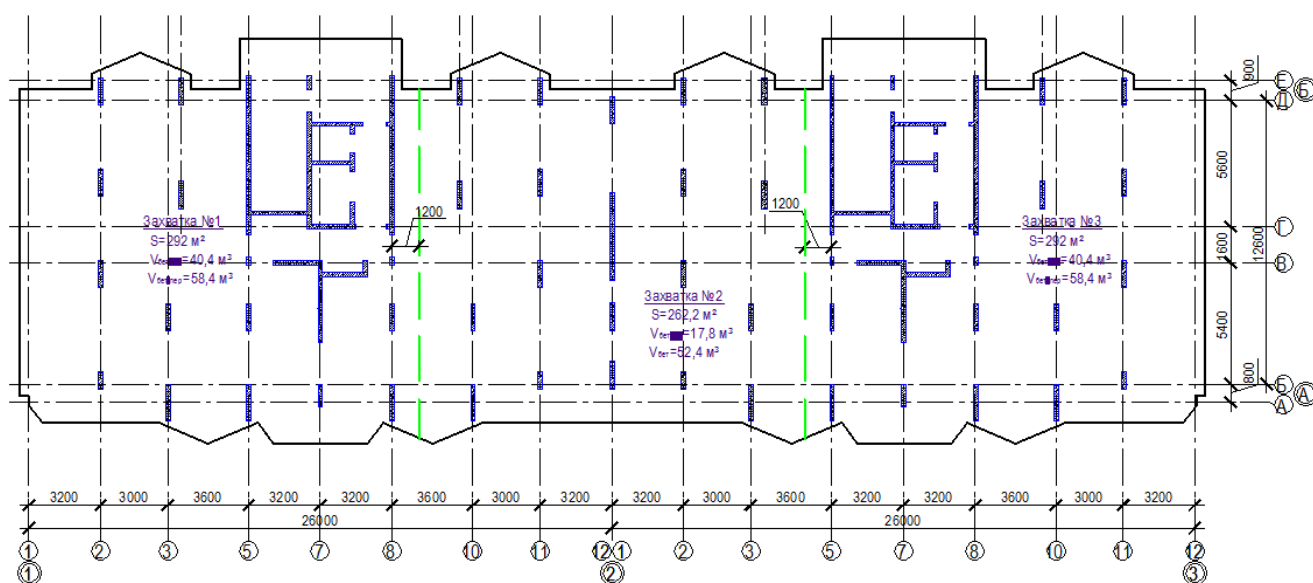


Рис. 2.10. Пример разбивки типового этажа на захватки

Пример составления плана-графика выполнения монолитных работ по захваткам на типовом этаже представлен в табл. 2.7. Таблица составлена при условии использования полного комплекта опалубки на типовой этаж.

При сборной или сборно-монолитной конструктивной схеме здания составление таблицы учитывает виды работ по монтажу и заделке стыков монтируемых конструкций.

Продолжительность работ каждого звена зависит от производительности бетоноукладочного комплекса. Количество человек задействованных в арматурных и опалубочных работах, подбирается исходя из объема и интенсивности выполнения бетонных работ. При подборе пространственных параметров (захваток и ярусов) есть определенные правила. При разбивке на захватки:

– объем работы одного звена за одну смену должен составлять не менее объема захватки;

- отклонение по трудоемкости между каждой из захваток не должно быть более 25 %;
- число захваток должно быть равно или кратно числу потоков;
- размер захватки должен соответствовать объему блока, бетонируемого без перерыва или с устройством рабочих швов.

При разбивке на ярусы должны соблюдаться следующие условия:

- выполняется учет проектных сведений о количестве и месторасположении рабочих и температурных швов;
- для одноэтажного здания разбивка на ярусы выполняется по фундаменту и стенам;
- для многоэтажного здания разбивка на ярусы производится по фундаменту, цокольному этажу с перекрытием и типовому этажу, также включая перекрытие.

Пример составления плана-графика производства работ на типовом этаже представлен в табл. 2.7.

Таблица 2.7

План-график производства монолитных работ на типовом этаже

Наименование работ	Количество человек	Трудоемкость, чел.-час		Время, сутки (при учете 2 рабочих смен в сутках)												
		по ЕНиР	фактич.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
Захватка №1 (S=111,7 м²)																
<i>Вертикальные конструкции (V=50,5 м³)</i>																
Установка опалубки																
Армирование																
Бетонирование																
Выдерживание																
Демонтаж опалубки																
<i>Горизонтальные конструкции (V=61,2 м³)</i>																
Установка опалубки																
Армирование																
Бетонирование																
Выдерживание																
Демонтаж опалубки																
Итого																
Захватка №2 (S=103,7 м²)																
<i>Вертикальные конструкции (V=45,6 м³)</i>																
Установка опалубки																
Армирование																
Бетонирование																
Выдерживание																
Демонтаж опалубки																
<i>Горизонтальные конструкции (V=58,1 м³)</i>																
Установка опалубки																
Армирование																
Бетонирование																
Выдерживание																
Демонтаж опалубки																
Итого																
Захватка №3 (S=112,5 м²)																

Наименование работ	Количество человек	Трудоемкость, чел.-час		Время, сутки (при учете 2 рабочих смен в сутках)										
		по ЕНиР	фактич.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<i>Вертикальные конструкции (V=50,2 м³)</i>														
Установка опалубки														
Армирование														
Бетонирование														
Выдерживание														
Демонтаж опалубки														
<i>Горизонтальные конструкции (V=62,3 м³)</i>														
Установка опалубки														
Армирование														
Бетонирование														
Выдерживание														
Демонтаж опалубки														
Итого														

При разработке плана-графика выполнения монолитных работ необходимо учитывать положения, изложенные в СП 70.13330.2012, согласно которым минимальная прочность бетона незагруженных вертикальных монолитных конструкций при распалубке (из условий сохранения формы при $t > +5^{\circ}\text{C}$) должна быть не менее 0,5 МПа. Зимой (при $t < +5^{\circ}\text{C}$) прочность бетона без противоморозных добавок к завершению выдерживания должна быть не ниже критической (т.е. допускающей последующее замерзание), в том числе:

- для конструкций, которые подвергаются атмосферным воздействиям в процессе эксплуатации – не менее 80 % проектной прочности;

- в конструкциях, эксплуатирующихся внутри зданий для класса бетона: до В10 – не менее 50 % проектной прочности; до В25 – не менее 40 %; В30 и выше – не менее 30 %;

- для пролетных конструкций при пролете до 6 м – не менее 70% проектной прочности; при пролете свыше 6 м – не менее 80 %;

- для бетона с противоморозными добавками: класса до В15 – не менее 30 % проектной прочности; до В25 – не менее 25 %; В30 и выше – не менее 20 %.

Загружение конструкций расчетной нагрузкой при отрицательных температурах допускается после достижения бетоном не менее 100 % проектной прочности.

Для исключения опасных прогибов и образования трещин технологические нагрузки от бетонируемой монолитной плиты распределяют на 2–3 нижележащих перекрытия с помощью установки промежуточных опор, расположенных в центре и на расстоянии 1/3 от края плиты.

На рис. 2.11 представлен график интенсивности набора прочности бетона класса В22,5 при различных температурах.

Для ускорения темпов строительства могут быть использованы следующие приемы:

- инвентарное утепление опалубки;

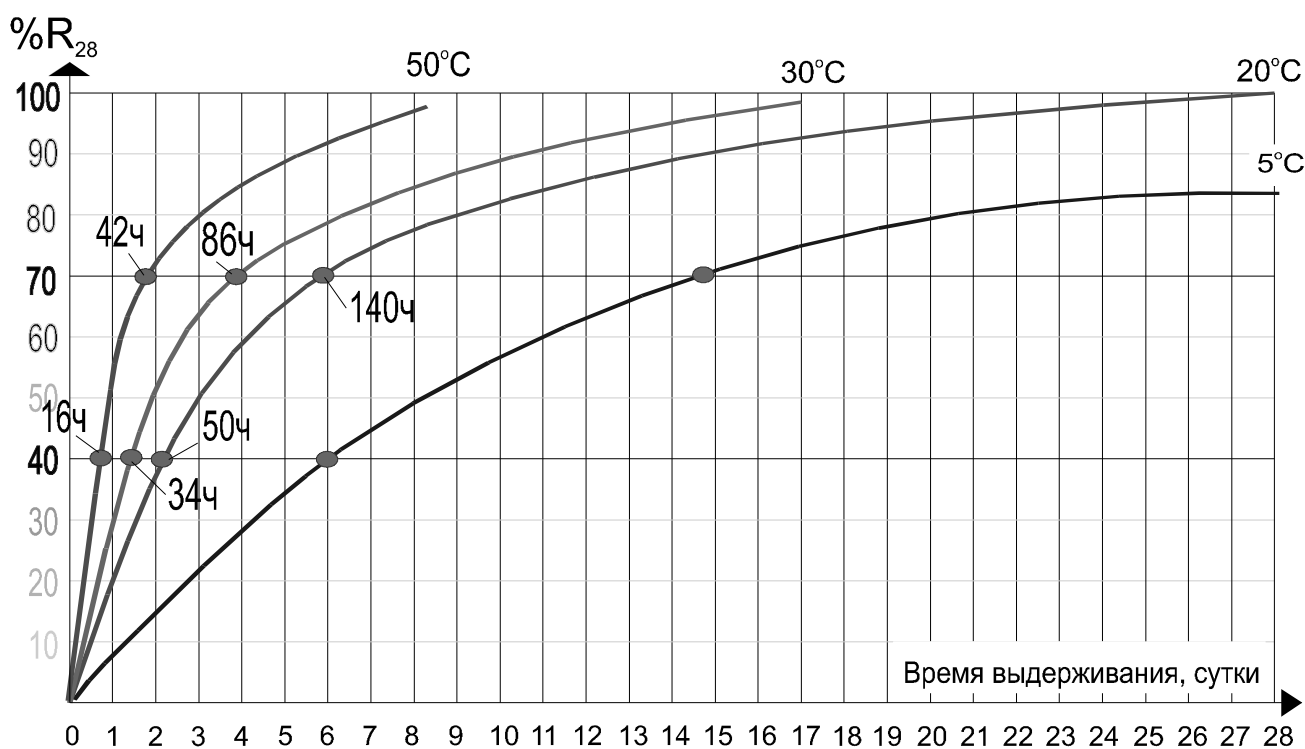


Рис. 2.11. Динамика набора бетона класса В22,5 прочности в зависимости от температуры выдерживания

- использование предварительно разогретых бетонных смесей с эффектом «термоса»;
- использование греющих опалубок;
- электропрогрев бетона с помощью внутреннего расположения греющих электрокабелей;
- создание локальных или общих тепляков;
- различные приемы распалубки, обеспечивающие требуемый перепад температур;
- устройство тепловой защиты поверх бетонируемой конструкции;
- контролируемый обогрев конструкций, в которых бетон достиг критической прочности;
- применение специальных химических добавок в бетонные смеси, которые повышают раннюю распалубочную прочность бетона и т.д.

2.3. Основы проектирования и расчета опалубки

Расчет и конструирование опалубки ведут на основании рабочей документации, принятом способе подачи и укладке бетонной смеси, а также с учетом сведений о материале и типе предполагаемой к использованию опалубке, данных о схеме армирования монолитных конструкций, об ожидаемых температурных условиях и розе ветров местности застройки. Помимо этого должна быть информация об используемых механизмах и машинах.

Во время разбивки здания на захватки сложной задачей является формирование абсолютно равных захваток, поэтому комплект опалубки следует подбирать для большей захватки с последующей корректировкой его состава применительно к другим захваткам.

Опалубочный комплект следует увеличить на 10–15 % с учетом износа и выхода из строя изношенных элементов.

Необходимо отметить, что у каждого крупного производителя промышленных опалубочных систем имеются свои расчетные программы, в каталогах баз данных которых заложены элементы опалубок собственного производства. Наиболее известными являются следующие программные комплексы для расчета опалубки: EuroSchal; PERI ELPOS; PERI CAD; DOKACAD и пр.

В современные программы для раскладки опалубки заложен следующий алгоритм работы:

1. Вычерчиваются конструкции, для возведения которых необходимо использовать опалубку (стены, план перекрытий), задаются размеры и нагрузки, воздействующие на опалубку.

2. При необходимости производится разбивка монолитных конструкций на отдельные захватки.

3. Осуществляется выбор элементов из каталога опалубочных систем, заложенного в базу программы.

4. Производится автоматический расчет видов элементов опалубки и их необходимого количества.

5. Осуществляется проверка пользователем каждого из узлов опалубки.

Для определения несущей способности опалубки необходимо выполнить расчет вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Методика расчета нагрузок представлена в п 1.5 данного пособия.

Расчет и конструирование создаваемой опалубки производят в следующей последовательности:

– разбивка монолитного каркаса на отдельные элементарные конструктивные элементы;

– выбор типа опалубки;

– составление конструктивной и расчетных схем для элементов опалубки;

– сбор нагрузок на элементы опалубки, определение сечения элементов и шага между ними;

– подбор элементов опалубки с учетом рассчитанных нагрузок (по каталогу производителя);

– составление опалубочного чертежа и спецификации на элементы опалубки (рис. 2.12).

Типовая схема расстановки щитовой опалубки стен, пилонов, лифтовых шахт. М1:100

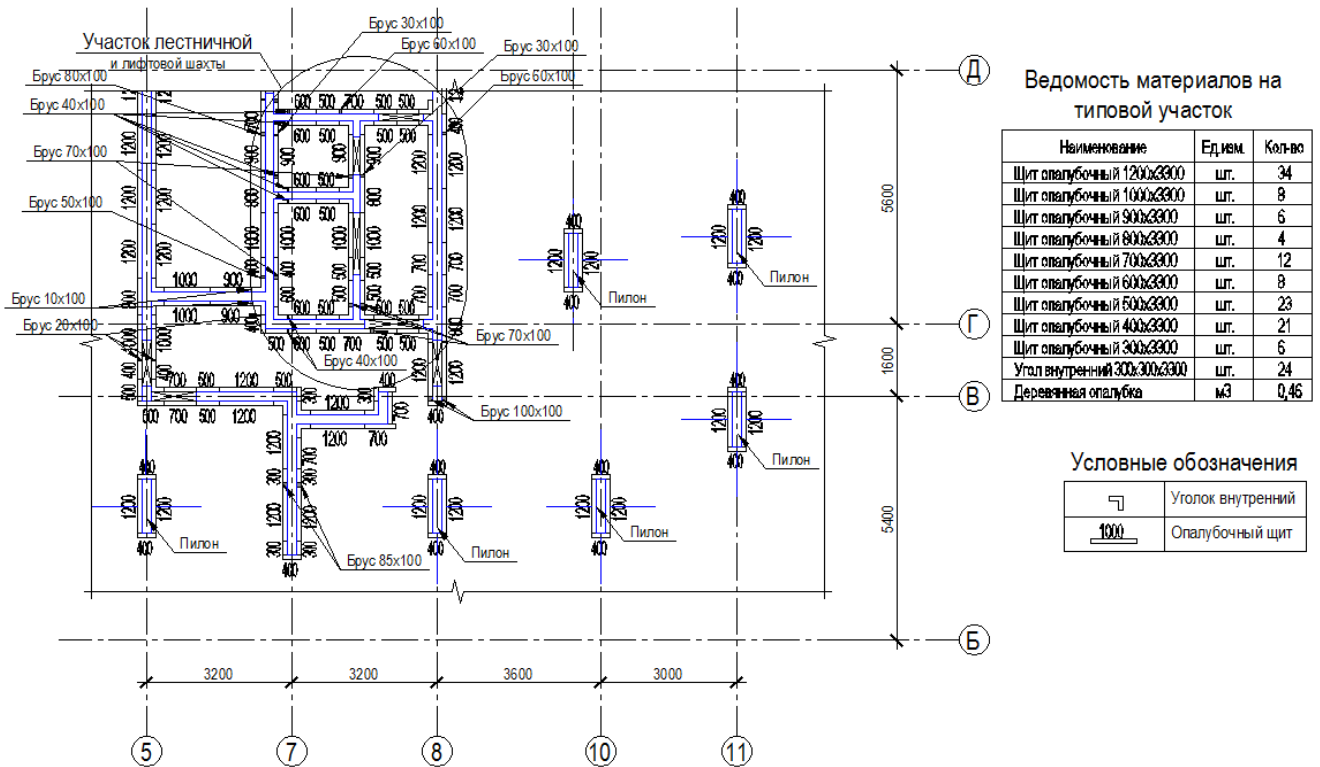


Рис. 2.12. Пример опалубочного чертежа

Опалубочный чертеж должен включать следующие элементы:

- общие планы типового этажа с разметкой границ захваток и участков бетонирования;
- план установки щитов или укрупненных панелей опалубки стен на этаже или отдельной захватке, наложенный на контуры вертикальных конструкций, с маркировкой щитов или панелей и указанием мест или шага установки раскосов;
- план раскладки панелей опалубки перекрытий на этаже или отдельной захватке;
- план раскладки балок опалубки перекрытия, соотнесенный с границами плит и контурами стен и колонн на захватке или этаже с маркировкой балок и указанием шага установки главных и второстепенных балок;
- план расстановки стоек под главными балками с их маркировкой;
- разрезы, детали и узлы, иллюстрирующие конструктивные решения сборки опалубки в углах, некратных местах, местах расположения балок перекрытия, устройства рабочих швов, местах установки щитов по внешнему краю наружных стен, а также используемые нестандартные элементы с указанием основных размеров и текстовыми пояснениями.

Создание опалубочного чертежа начинают с вычерчивания контурного масштабного плана монолитных ж/б конструкций, который является основой для

последующего графического моделирования расстановки щитов. На плане указывают оси и основные размеры здания.

После необходимо найти единообразные монолитные конструкции: фрагменты стен, колонны, плиты перекрытия в пределах опорного контура и т.п. (4–6 типоразмеров). Выявив отдельные конструктивные фрагменты, можно приступить к выбору и раскладке щитов, поиску решений по заполнению возможных зазоров между кромками щитов на стыках и в углах.

Опалубочный чертеж формируется совмещением масштабных изображений щитов и опалубочных панелей с контурами конструкций на плане или разрезе. На чертежах щиты и панели маркируют, а их размеры указывают в спецификации элементов опалубки.

Проектирование опалубочной панели отдельной стены следует начинать с размещения угловых щитов в местах пересечения стен – это самые сложные места. Далее производят расстановку инвентарных простых щитов между угловыми щитами. На торцах стен опалубка может выступать за контур стены в плане с размещением торцевых ограничительных щитов или коробов между смежными щитами. Одновременно выявляют некратные места и принимают решение о их заполнении.

В общем виде при проектировании опалубки стен следует обходиться малым числом типоразмеров щитов, использовать укрупнение панелей с учетом грузоподъемности крана. Также важно обеспечивать требование по совпадению анкерных отверстий противостоящих щитов опалубки.

Проектирование опалубки перекрытий начинается с раскладки типовых панелей или листов фанеры на плане этажа или захватки. При этом следует как можно полнее заполнять площадь контура перекрытия минимальным числом типовых панелей или щитов. Некратные места обычно образуются в местах размещения колонн, по скошенным или скругленным краям перекрытий на балконах, лоджиях или эркерах. При наличии контурных стен изготавливают специальные щиты требуемых очертаний из фанеры или используемых опалубочных панелей.

После раскладки опалубочных панелей перекрытия приступают к размещению балок. Следует следить, чтобы шаг балок обеспечивал минимальные прогибы палубы под воздействием бетонной смеси. Шаг главных балок устанавливается с учетом допустимых нагрузок на второстепенные балки (указаны в каталогах элементов опалубки) и конструктивных соображений по размещению главных балок. При этом рекомендуется использовать минимальное количество типоразмеров балок.

После размещения второстепенных и главных балок выбирается шаг стоек опалубки перекрытия. Для этого определяют нагрузки на балки от бетона и оборудования, а затем по несущей способности стоек с учетом конструктивных соображений выявляют шаг размещения стоек под главными балками.

Процесс раскладки и расстановки щитов опалубки происходит на масштабном плане и контролируется визуально, а также с помощью простейших проверочных расчетов длины – ширины собираемой панели.

Спецификации элементов опалубки составляют после раскладки и расстановки щитов, балок и стоек.

Спецификации должны содержать типоразмер и количество следующих элементов:

- щитов, угловых элементов или панелей опалубки;
- накладных ригелей, балок, шин;
- раскосов опалубки стен;
- подмостей и лесов стеновой опалубки;
- балок и стоек опалубки перекрытий;
- элементы ограждений опалубки перекрытий.

Число элементов, указываемое в спецификациях опалубок, определяется с учетом коэффициентов запаса. Для щитов и панелей палубы значение коэффициента – 1,3; для угловых щитов – 1,1; накладных ригелей – 1,3; раскосов – 1,2; подмостей и лесов – 1,3; балок – 1,3; стоек – 1,5...2; элементов ограждений – 1,1.

Также дополнительно составляют спецификацию нестандартных элементов опалубки, которые выполняют на стройплощадке для заполнения некратных мест.

По полученным расчетным данным и с учетом обеспечения удобства монтажа, необходимой оборачиваемости, минимизации трудозатрат и из расчета оптимального соотношения «цена – качество» выбирают опалубку из каталога.

Маркировочные схемы сборки и пояснения, узловые соединения, конструктивные схемы каждого элемента и их крепление к конструкциям указываются на опалубочных чертежах.

Для того чтобы уменьшить трудозатраты и сроки монтажа опалубки нужно придерживаться следующих правил:

- укрупнять опалубку необходимо с учетом грузоподъемности имеющейся техники;
- перед началом использования опалубки на каждой из захваток ее необходимо обрабатывать и смазывать;
- для разборки опалубки необходимо предусматривать небольшие доборные элементы (зазоры), с помощью которых можно упростить демонтаж опалубки. Особенно это актуально для опалубок перекрытий, для которых при монтаже все элементы могут быть установлены сверху, а демонтаж может быть осуществлен только в стесненных условиях под уже забетонированным перекрытием.

Раскладка опалубки начинается от места изменения геометрического размера стены (от угла, колонны и т.д.).

Место добора перекрывается по трем различным вариантам (рис. 2.14):

1. Вставкой из бруса или качественной фанеры до 100 мм (рис. 2.14, а). При ширине бруса более 40 мм через вставку пропускают тяж. Уровень тяжелой вставки должен совпадать с уровнем тяжелой щитовой опалубки.

2. Массивной вставкой с зазором 50–350 мм (рис. 2.14, б);

3. Локальной фанерной вставкой, удерживаемой брусками и замками при зазоре от 60 до 360 мм (рис. 2.14, в). Также предусмотрен монтаж тяжелой и перераспределяющих усилие ригелей.

Советы по раскладке щитовой опалубки стен:

– последовательность широких элементов не следует прерывать (приводит к увеличению числа тяжей);

– места монтажных зазоров должны быть как можно дальше от углов;

– в стесненных внутренних опалубках необходимо использовать широкие доборные элементы (рис. 2.14, б, в).

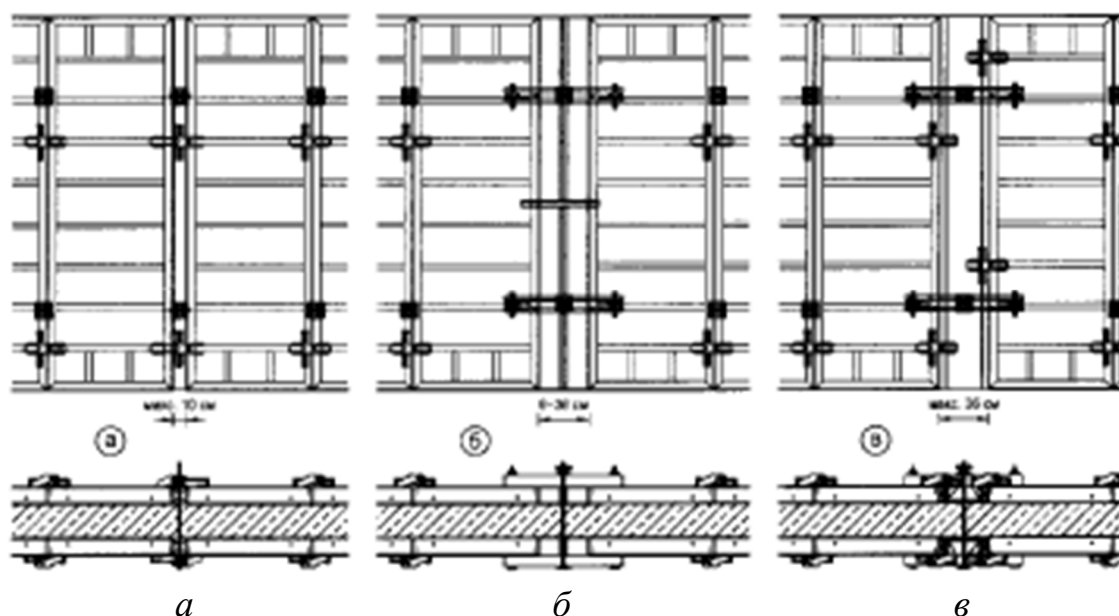


Рис. 2.14. Доборные элементы при опалубке прямых участков стен:

а – вставка менее 100 мм; б – вставка с зазором 100–400 мм; в – фанерная вставка, удерживаемая брусками и замками

Опалубка лифтовых шахт

Для лифтовых шахт характерны стесненные условия монтажа внутренней части опалубки. Несоблюдение ширины зазора между сборочными элементами может привести к деформации и разрушению опалубки. На рис. 2.15 представлены примеры исполнения опалубки лифтовых шахт.

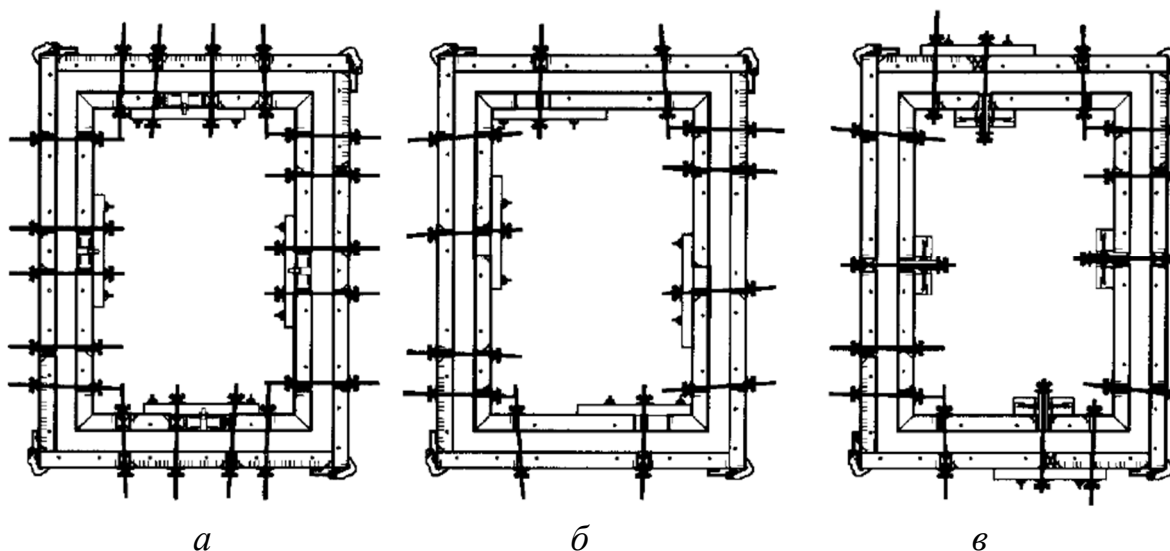


Рис. 2.15. Примеры исполнения опалубки лифтовых шахт со следующими видами вставок:
а – инвентарные вставки; *б* – брусья; *в* – фанера

Шахтные элементы опалубки располагаются симметрично или осесимметрично по отношению друг к другу для того, чтобы их было удобно извлекать четырехветвевым стропом.

Опалубка фундаментов

Основным в обустройстве опалубки фундаментов является вопрос размещения распорных стяжек.

Если высота опалубки 1,2–2,4 м, то нижний ряд тяжей лежащих элементов опалубки находится в контакте с землей. Для того чтобы было удобно устанавливать тяжести используют подкладки – брусья с высотой сечения 50–100 мм (рис. 2.16).

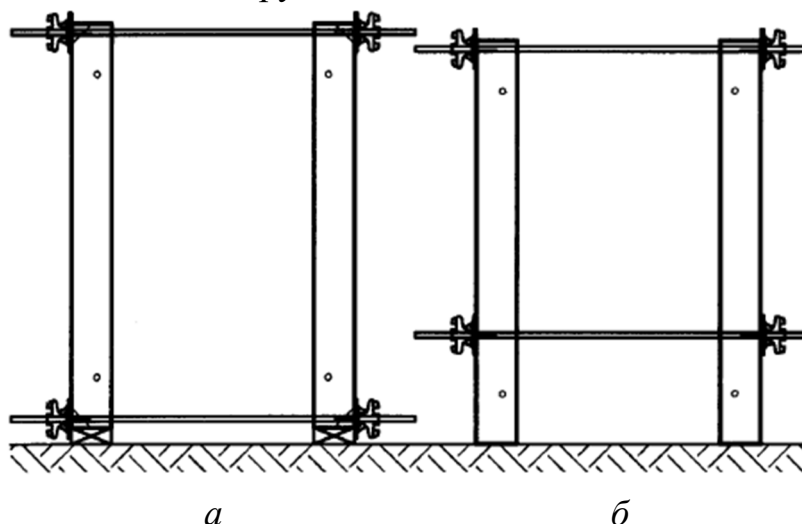


Рис. 2.16. Особенности монтажа опалубки фундамента:
а – высота нижнего элемента 1,2–2,4 м; *б* – высота нижнего элемента менее 1,2 м

В случае использования опалубки высотой менее 1,2 м тяжести устанавливаются на высоте 300 мм от земли, при этом бетон необходимо сразу уложить на высоту

> 700 мм для того, чтобы исключить перекося стенку опалубки. Также возможно устройство раскосов в нижней и средней зонах опалубки, а также стяжка опалубки с помощью проволоки.

Расположение замковых соединений элементов опалубки

При проектировании опалубки необходимо продумать схему расположения замковых соединений. Расстановку следует выполнять с учетом следующих правил:

– на наружном жестком углу замки ставятся так, чтобы стык элементов располагался за клином, иначе придется перевернуть замок или произвести усиление ригелями и торцевыми стяжками (рис. 2.16, а);

– замки должны стоять на распорках, иначе увеличится потребность в подкосах;

– наружные шарнирные угловые элементы – это самое слабое место, на них устанавливают наибольшее количество замков. Если высота элемента опалубки – 2,7 м, то устанавливают 6 замков, 2 распорки рамы опалубки задействованы для монтажа тяжей и ригелей (рис. 2.17, б);

– при приемке опалубки перед укладкой бетонной смеси визуально контролируют положение клиньев замков.

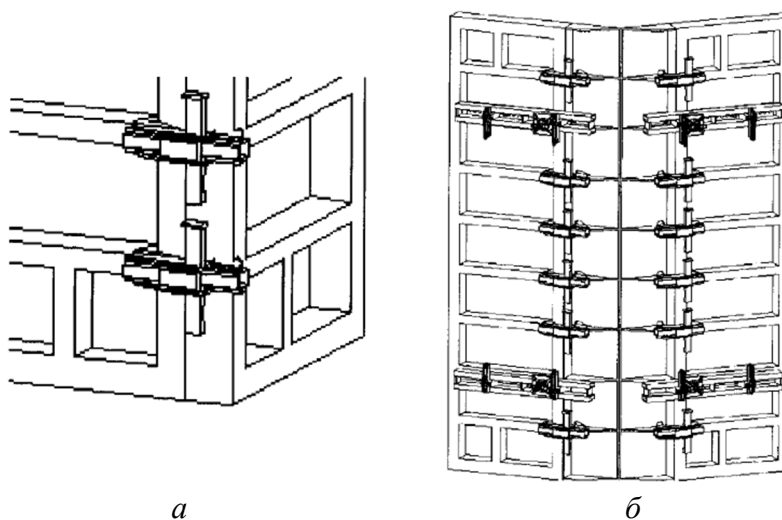


Рис. 2.17. Установка замков: а – в угловом соединении внахлест; б – при шарнирном соединении опалубочных щитов

Монтаж стяжных элементов

Месторасположение и количество стяжек определяются в зависимости от размеров опалубочных щитов. При высоте опалубки 3,0 м чаще всего используют 3 ряда стяжек по высоте с шагом по ширине 300–700 мм.

При использовании доборных элементов, имеющих подкладочные пластины, опирающиеся на раму не менее 20 мм с каждой стороны, тяжести можно использовать без дополнительных распределяющих нагрузки ригелей (рис. 2.18, а). В противном случае для распределения возникающих усилий используются ригели (рис. 2.18, б).

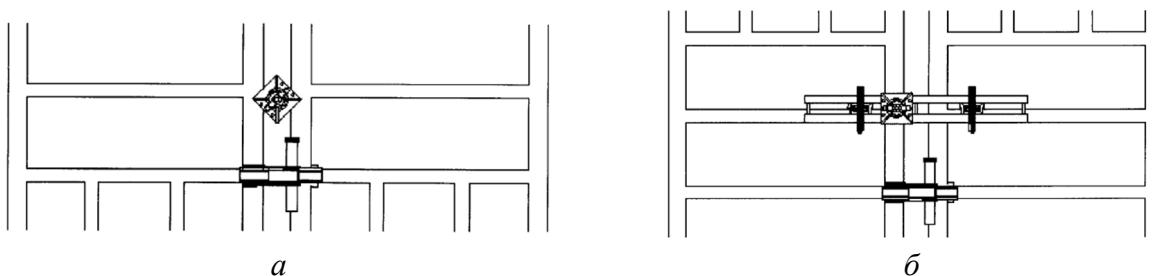


Рис. 2.18. Пример установки стяжек: *а* – распределение усилий через подкладочную пластину; *б* – распределение усилий через ригель

Наращивание элементов опалубки

В случае опалубливания высоких конструкций рекомендуют сборку элементов осуществлять на земле. При этом необходимо учитывать, что при подъеме собранной опалубки горизонтальные стыки работают в качестве шарниров, поэтому для их закрепления необходимо использовать ригели.

Монтаж подкосов опалубки

Подкосы предназначены для:

- 1) фиксации положения опалубки в пространстве;
- 2) обеспечения ветровой устойчивости;
- 3) усиления опалубки в направлении горизонтальных нагрузок, возникающих в процессе бетонирования;

Расстановка подкосов производится в соответствии с данными, имеющимися в каталогах, предоставляемых производителями опалубок. Пример такой таблицы представлен ниже (табл. 2.8).

Таблица 2.8

Параметры, используемые при расстановке подкосов

Параметр, используемый при расстановке*	Высота опалубки, м			
	2,7	3,0	4,0	5,0
Максимальный шаг подкосов, м	4,8 (4,0)	4,5 (3,75)	3,35 (2,25)	2,65 (1,80)
Нагрузка при max шаге, кН	12,4	12,4	11,8	11,8
Расстояние от опалубки до пятки подкоса, м	1,2	1,3	1,7	2,1
Расстояние от точки крепления подкоса до верха опалубки, м	0,9	1,2	1,2	1,5

Примечание: * – прямые углы опалубки заменяют один подкос.

Конструктивные элементы опалубки перекрытия

Опалубка перекрытия состоит из следующих элементов:

- ламинированная фанера. Чаще всего используют фанеру толщиной 21 мм;
- балки опалубки. Характеристики наиболее распространенных опалубочных балок представлены в табл. 2.9;
- стойки. Диаметр окружности стоек в плане составляет от 1,0 до 1,5 м;

– вспомогательные и монтажные комплектующие (треноги, скобы, штанги, тележки для распалубливания, лестницы, стойки ограждения, кронштейны для ригелей и торцевой опалубки и пр.).

Таблица 2.9

Характеристики балок опалубки перекрытия

Характеристика	Вид балки			
	балка-ферма	двутавровая балка 200 мм	двутавровая балка 160 мм	
Высота, м	0,24	0,2	0,16	
Допустимая реакция опор при опирании под узлом, кН	28,0	22,0	16,0	
Допустимый момент в пролете, кНм	7,0	5,0	3,5	
Длины стандартных балок (с шагом 0,3 м)	0,9–6,0	1,45; 2,15; 2,45; 2,65; 2,90; 3,30; 3,60; 3,90; 4,50; 5,90	2,45; 3,30; 3,90; 5,90	2,90; 3,60; 4,90;

Расчет балочной опалубки перекрытия

Геометрические параметры, используемые при раскладке опалубки перекрытий, представлены на рис. 2.19.

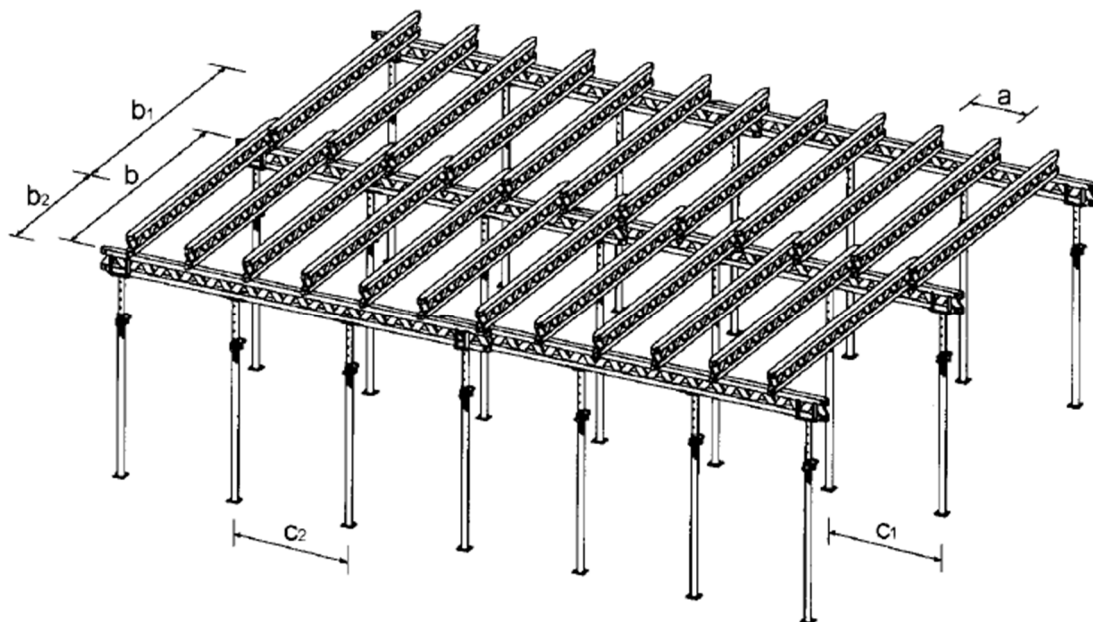


Рис. 2.19. Схема опалубки перекрытия: a – шаг поперечных балок; b – шаг продольных балок; b_1 – шаг рядовых балок; b_2 – шаг крайних балок; c – шаг стоек; c_1 – шаг стоек под рядовой балкой; c_2 – шаг стоек под крайней балкой

Расчет балочной опалубки производится по двум стадиям:

- 1) расчет на прочность с учетом всех видов нагрузок;
- 2) расчет по деформациям в конечной стадии с учетом только постоянных нагрузок.

Сбор нагрузок выполняют по п.1.5 данного пособия. Для горизонтально расположенной опалубки учитывают следующие вертикальные нагрузки:

– постоянная нагрузка от арматуры и бетонной смеси (объемный вес свежесложенной бетонной смеси 25 кН/м^3 , примерно 100 кг арматуры приходится на 1 м^3 бетона (1 кН/м^3), итого усилие, оказываемое 1 м^3 бетонной смесью и арматурой, на опалубку составляет 26 кН);

– собственный вес опалубки складывается из веса фанеры ($0,15 \text{ кН/м}^2$) и балок (при шаге поперечных балок не менее 500 мм – $0,30 \text{ кН/м}^2$) и составляет в среднем $0,45 \text{ кН/м}^2$;

– временная нагрузка (неравномерная укладка бетонной смеси, воздействие от уплотнения бетонной смеси, нахождение на опалубке рабочих и оборудования). Принимается равной 20% от постоянной нагрузки от арматуры и бетонной смеси. При этом в рабочей зоне размером $3 \times 3 \text{ м}$ значения временной нагрузки ограничиваются интервалом от $1,5$ до 5 кН/м^2 , вне этой зоны значение временной нагрузки принимается равным $0,75 \text{ кН/м}^2$.

Пример. Рассчитать нагрузки, воздействующие на опалубку, для ее расчета на прочность и по деформациям. Монолитное перекрытие жилого дома толщиной $0,2 \text{ м}$, в опалубках используется фанера, длина листа $2,5 \text{ м}$ и толщина 21 мм .

Решение. $P_{\text{б+арм}} = 26 \cdot 0,2 = 5,2 \text{ кН/м}^2$.

Шаг поперечных балок принимаем $0,625 \text{ м}$ ($1/4$ листа фанеры).

Собственный вес опалубки принимаем $P_{\text{оп}} = 0,45 \text{ кН/м}^2$.

Временная нагрузка составит $P_{\text{вр}} = 0,2 \cdot 5,2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$.

При проверке краевых условий необходимо принять завышенное минимальное значение временной нагрузки $P'_{\text{вр}} = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

Таким образом, нагрузки, используемые для расчета опалубки на прочность, составят $P = P_{\text{б+арм}} + P_{\text{оп}} + P'_{\text{вр}} = 5,2 + 0,45 + 1,5 = 7,15 \text{ кН/м}^2$.

Нагрузки, используемые для расчета опалубки по деформациям:

$$P = P_{\text{б+арм}} + P_{\text{оп}} = 5,65 \text{ кН/м}^2.$$

Далее расчет производят поочередно для всех элементов опалубки. Подбор элементов опалубки представляет собой сравнение допустимых предельных значений с размерами помещений и элементов опалубки.

Определение допустимых пролетов опалубки или расчет шага поперечных балок опалубки

Различные по толщине и материалу виды фанеры имеют разные значения модуля упругости и предела прочности на изгиб. Допускаются следующие значения прогиба фанеры (f):

- в перекрытиях с низкими требованиями к поверхности $f < 1/300$;
- в перекрытиях с наиболее высокими требованиями к поверхности $f < 1/500$.

В каталогах поставщиков опалубок имеются таблицы номенклатур и характеристик различных видов фанеры.

Составлены диаграммы, с помощью которых можно определить значения прогибов в зависимости от толщины бетонируемого перекрытия. Диаграммы составляются для каждого вида опалубочных листов отдельно, также выбор вида диаграммы зависит от предполагаемого количества балок (пролетов).

Пример. Подбор фанеры для опалубки перекрытия.

Исходные данные: березовая фанера, толщина 21 мм и длина 2500 мм.

Решение. При заданной длине листа предполагается использование более трех пролетов. Диаграмма прогибов березовой фанеры толщиной 21 мм, при условии расстановки балок – 3 пролета и более представлена на рис. 2.20.

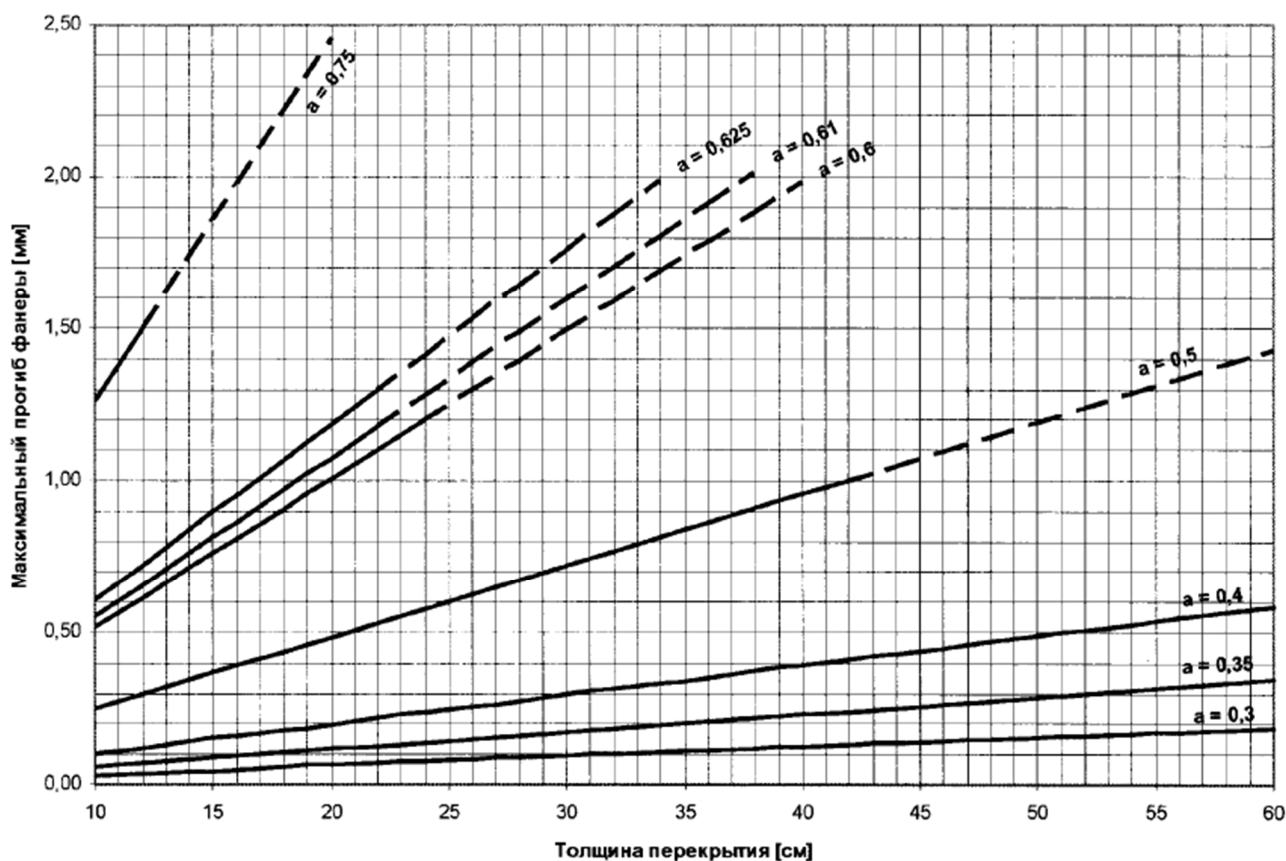


Рис. 2.20. Прогибы березовой фанеры (3 пролета и более)

По диаграмме (см. рис. 2.20) находим значения максимальных прогибов фанеры (f) для различных пролетов поперечных балок (a):

для $a = 0,3$ м $f = 0,06$ мм = $1/5 a$;

$a = 0,35$ м $f = 0,12$ мм = $1/2,917 a$;

$a = 0,4$ м $f = 0,20$ мм = $1/2 a$;

$a = 0,5$ м $f = 0,48$ мм = $1/1,042 a$;

$a = 0,625$ м $f = 1,18$ мм = $1/0,53 a$;

Для выбранного размера листа подходят два варианта – 0,5 м или 0,625 м. Второй вариант с максимальным прогибом 1,18 м предпочтительнее с экономической точки зрения.

Определение шага продольных балок

В соответствии с выбранным шагом поперечных балок ($a = 0,625$ мм) осуществляется проверка максимально допустимого пролета этих балок (табл. 2.10). Например, выбранный тип балок – двутавровый PERI VT 20 К.

Таблица 2.10

Характеристики двутавровых балок PERI VT 20 К

Толщина перекрытия, см	Нагрузка (q), кН/м ²	Шаг поперечных балок, м					Расчетный шаг продольных балок, м										
		0,40	0,50	0,625	0,670	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
		Допустимый пролет, м					Допустимый шаг стоек, м (сверху - поддержка под узлом, снизу - произвольно)										
10	4,50	3,83	3,55	3,30	3,20	3,10	2,98	2,67	2,43	2,25	2,04	1,90	1,80	1,62	1,40	1,22	1,09
12	5,00	3,63	3,37	3,13	3,03	2,94	2,82	2,52	2,30	2,07	1,91	1,80	1,72	1,46	1,25	1,10	0,97
14	5,50	3,47	3,22	2,99	2,93	2,81	2,69	2,40	2,14	1,95	1,81	1,72	1,59	1,32	1,13	0,99	0,88
16	6,10	3,33	3,09	2,87	2,81	2,70	2,57	2,30	2,03	1,86	1,74	1,61	1,45	1,21	1,04	0,91	0,81
18	6,60	3,21	2,98	2,77	2,71	2,60	2,47	2,16	1,93	1,78	1,67	1,49	1,34	1,11	0,96	0,84	0,74
20	7,10	3,11	2,89	2,68	2,62	2,52	2,37	2,06	1,85	1,73	1,55	1,38	1,24	1,03	0,89	0,77	0,69
22	7,60	3,02	2,80	2,60	2,55	2,45	2,29	1,97	1,79	1,65	1,44	1,28	1,15	0,96	0,82	0,72	0,64
24	8,10	2,94	2,73	2,53	2,48	2,38	2,17	1,90	1,74	1,54	1,35	1,20	1,08	0,90	0,77	0,68	0,60
26	8,70	2,86	2,66	2,47	2,42	2,32	2,09	1,84	1,69	1,45	1,27	1,13	1,02	0,85	0,73	0,64	0,56
28	9,20	2,80	2,60	2,41	2,36	2,27	2,01	1,78	1,60	1,37	1,20	1,07	0,96	0,80	0,68	0,60	0,53
30	9,80	2,74	2,54	2,36	2,31	2,22	1,94	1,74	1,50	1,29	1,13	1,00	0,90	0,75	0,64	0,56	0,50
35	11,30	2,62	2,43	2,26	2,21	2,13	1,82	1,56	1,32	1,14	0,99	0,88	0,79	0,66	0,57	0,50	0,44
40	12,90	2,50	2,32	2,15	2,11	2,03	1,70	1,37	1,14	0,98	0,85	0,76	0,68	0,57	0,49	0,43	0,38
45	14,40	2,41	2,24	2,08	2,03	1,93	1,54	1,24	1,03	0,89	0,77	0,69	0,62	0,52	0,44	0,39	0,35
50	16,00	2,32	2,16	2,00	1,94	1,83	1,38	1,10	0,92	0,79	0,69	0,61	0,55	0,46	0,39	0,34	0,31

Крайняя продольная балка должна быть на расстоянии 150–300 мм от стены. Уменьшение шага усложнит управление стойками и создаст опасность соскальзывания поперечных балок с продольных.

Минимальный перехлест балок должен составлять 150 мм с каждой стороны.

Пример. Задано помещение с размерами 6,6×9,0 м, для которого необходимо выполнить монолитное ж/б перекрытие. Толщина перекрытия 0,2 м, опалубочная фанера имеет размеры 2,5×1,25 м, толщина 21 мм.

Предельная величина пролета поперечных балок по табл. 2.10 составляет 2,68 м (шаг 0,625 м). Нагрузка 7,1 кН/м², максимальный момент при бетонировании равен: $(7,1 \times 0,625) \times (2,68)^2 / 8 = 4,0$ кНм (допустимо 7 кНм), максимальный прогиб (однопролетная балка) – 6,4 мм = $1/511$ пролета. Необходимо учитывать, что расчетная схема для балок опалубки рассматривается как однопролетная шарнирно опертая.

Можно рассмотреть два случая расстановки продольных балок:

1. Балки расположены параллельно длинной стороне помещения:

$$6,6 - 2 \cdot 0,15 = 6,3 \text{ м};$$

$$6,3/2 = 3,15 \text{ м, что больше допустимого по таблицам } 2,68 \text{ м.}$$

Добавляем еще один ряд продольных балок:

$6,3:3 = 2,1 \text{ м, что меньше допустимого в } 2,68 \text{ м. } L_{\min}$ каждой из балок рассчитывается: $2,1+0,15+0,15 = 2,4 \text{ м.}$

2. Балки расположены параллельно короткой стороне помещения:

$$9,0 - 2 \cdot 0,15 = 8,7 \text{ м}; 8,7:4 = 2,18 \text{ м.}$$

Длина каждой из балок должна быть минимум $2,2+0,15+0,15 = 2,5 \text{ м.}$

Чем меньше пролет, тем ниже загруженность поперечных балок, а это свидетельствует о перерасходе материала.

Таким образом, первый вариант расстановки балок является наиболее рациональным.

Определение шага стоек

Шаг стоек (c) также определяется по табл. 2.10.

Пример 1. Рассмотрим расстановку продольных балок вдоль длинной стороны помещения. Расстояние b между ними – 2,1 м. Для средней рядовой балки фактический шаг является и расчетным шагом $b_1 = b$.

Для шага продольных балок 2,0 м допустимый шаг стоек 1,55 м и для шага балок 2,25 м допустимый шаг 1,38 м (по табл. 2.10). Методом интерполяции находим шаг стоек $c_1 = 1,48 \text{ м.}$

Расчетный шаг крайней продольной балки: $b_2 = 2,1/2 + 0,15 = 1,2 \text{ м.}$

По табл. 2.10 находим для шага продольных балок 1,0 м допустимый шаг стоек 2,37 м и для шага балок 1,25 м допустимый шаг 2,06 м. Методом интерполяции находим шаг стоек $c_2 = 2,12 \text{ м.}$

Производим подбор балки. Для средней продольной балки шаг между стойками 1,48 м. Варианты:

- 1) $1,48 \cdot 1 + 2 \cdot 0,15 = 1,78$ – длина балки 1,5 м, шаг стоек 1,2 м;
- 2) $1,48 \cdot 2 + 2 \cdot 0,15 = 3,26$ – длина балки 2,9 м, шаг стоек 1,3 м;
- 3) $1,48 \cdot 3 + 2 \cdot 0,15 = 4,74$ – длина балки 4,5 м, шаг стоек 1,4 м;
- 4) $1,48 \cdot 4 + 2 \cdot 0,15 = 6,22$ – длина балки 5,9 м, шаг стоек 1,4 м.

Оптимальный вариант – 3-й: количество стоек минимально и вес балки не слишком большой.

Для крайних вариантов осуществляем подбор:

- 1) $2,12 \cdot 1 + 2 \cdot 0,15 = 2,42$ – длина балки 2,15 м, шаг стоек 1,85 м;
- 2) $2,12 \cdot 2 + 2 \cdot 0,15 = 4,54$ – длина балки 4,5 м, шаг стоек 2,1 м;
- 3) $2,12 \cdot 3 + 2 \cdot 0,15 = 6,66$ – длина балки 5,9 м, шаг стоек 1,85 м.

Оптимальный вариант 2-й: количество стоек минимально и вес балки не слишком большой.

Далее производят раскладку опалубки в заданном помещении (рис. 2.21).

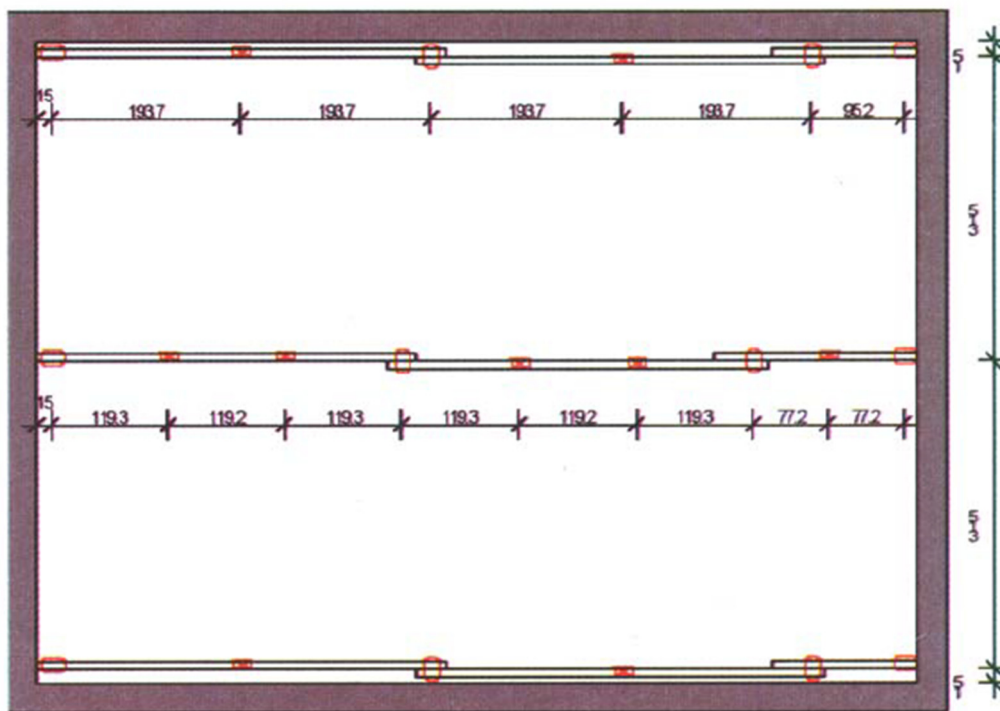


Рис. 2.21. Вариант раскладки опалубки вдоль длинной стены

В крайних рядах используются: 2 балки длиной 3,9 м и одна – 1,5 м. В средних рядах используются: 2 балки длиной 3,9 м и одна – 1,5 м.

Итого при таком способе раскладки необходимо задействовать 28 стоек и 12 продольных балок (8 балок длиной 3,9 м и 4 балки длиной 1,5 м).

Пример 2. Рассмотрим случай расстановки продольных балок вдоль короткой стороны помещения. Расстояние b между ними равно 2,2 м. Для средней рядовой балки фактический шаг является и расчетным шагом $b_1 = b$.

Для шага продольных балок 2,0 м допустимый шаг стоек 1,55 м и для шага балок 2,25 м допустимый шаг 1,38 м (по табл. 2.10). Методом интерполяции находим шаг стоек $c_1 = 1,41$ м.

Крайние продольные балки собирают нагрузку с половины пролета и с полосы между балкой и стеной. Расчетный шаг крайней продольной балки определим следующим образом: $b_2 = 2,2/2 + 0,15 = 1,25$ м.

По табл. 2.10 находим для шага продольных балок 1,25 м допустимый шаг стоек 2,06 м.

Производим подбор балки. Для средней продольной балки получили шаг между стойками 1,41 м. Рассмотрим варианты:

- 1) $1,41 \cdot 1 + 2 \cdot 0,15 = 1,71$ – длина балки 1,5 м, шаг стоек 1,2 м;

- 2) $1,41 \cdot 2 + 2 \cdot 0,15 = 3,12$ – длина балки 2,9 м, шаг стоек 1,3 м;
- 3) $1,41 \cdot 3 + 2 \cdot 0,15 = 4,53$ – длина балки 4,5 м, шаг стоек 1,4 м;
- 4) $1,41 \cdot 4 + 2 \cdot 0,15 = 5,94$ – длина балки 5,9 м, шаг стоек 1,4 м.

Оптимальный вариант 3-й: количество стоек минимально и не слишком большой вес балки.

Для крайних вариантов осуществляем подбор:

- 1) $2,06 \cdot 1 + 2 \cdot 0,15 = 2,36$ – длина балки 2,15 м, шаг между стойками 1,85 м;
- 2) $2,06 \cdot 2 + 2 \cdot 0,15 = 4,42$ – длина балки 3,9 м, шаг между стойками 1,8 м;
- 3) $2,06 \cdot 3 + 2 \cdot 0,15 = 6,48$ – длина балки 5,9 м, шаг между стойками 1,85 м.

Оптимальный вариант 2-й: минимальное количество стоек и не слишком большой вес балки.

Далее производят раскладку опалубки в заданном помещении (рис. 2.22)

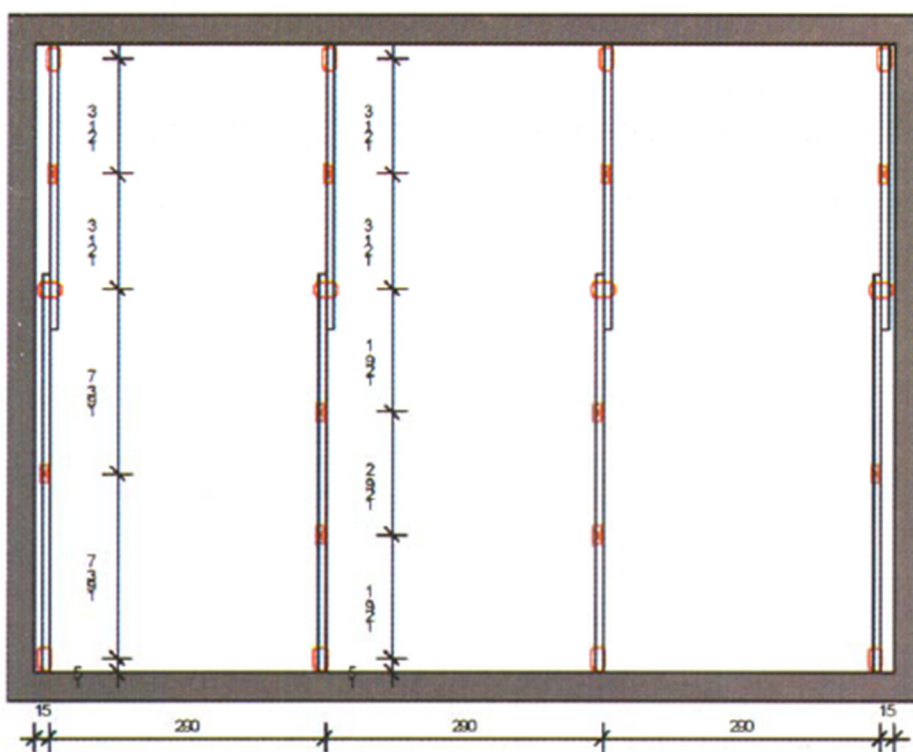


Рис. 2.22. Вариант раскладки опалубки вдоль короткой стены

В данном случае получилось одинаковое расположение балок и стоек по всем рядам.

В результате при таком способе раскладки необходимо 30 стоек и 10 продольных балок (5 балок $L = 4,5$ м и 5 $L = 2,45$ м).

При равнозначных вариантах раскладки опалубки, второй – более предпочтительный из-за однотипной расстановки стоек и балок крайних и средних рядов. Во втором варианте на 2 стойки больше. Высказанное выше предположение о недогруженности поперечных балок оказалось верным.

Проверка и выбор стоек с точки зрения действия нагрузок

При расчете стоек они рассматриваются как внецентренно сжатый стержень. Оголовки стойки не сводят эксцентриситет к нулю. Допустимая величина нагрузки зависит от материала и конфигурации труб, резьбы, оголовников и шкворней.

По величине воспринимаемой нагрузки стойки подразделяются на категории: 1-я (10–25 кН), 2-я (26–35 кН), 3-я (от 36–40 кН).

Пример. Для вышерассмотренного помещения высотой 2,8 м определим расчетную раздвижку стойки:

$$2,8 - 0,021 \text{ (фанера)} - 2 \cdot 0,2 \text{ (2 балки)} = 2,38 \text{ м.}$$

Ниже представлена таблица стоек из каталога компании PERI (табл. 2.11).

Таблица 2.11

Стойки с величиной ($P_{\min} = 20$ кН)

Длина раздвижки, (м)	PER 20 N260* $L = 1,51 \dots 2,60$ м		PER 20-300 PER 20 N 300* $L = 1,71 \dots 3,00$ м		PER 20-350 PER 20 N 350* $L = 1,96 \dots 3,50$ м		PER 20-400 PER 20 G 410* $L = 2,21 \dots 4,00$ м		PER 20-500 $L = 2,71 \dots 5,00$ м	
	Наружн. труба внизу	Внутр. труба внизу	Наружн. труба внизу	Внутр. труба внизу	Наружн. труба внизу	Внутр. труба внизу	Наружн. труба внизу	Внутр. труба внизу	Наружн. труба внизу	Внутр. труба внизу
1,6	35,0	35,0								
1,7	35,0	35,0								
1,8	35,0	35,0	35,0	35,0						
1,9	35,0	35,0	35,0	35,0						
2,0	33,5	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0				
2,1	31,9	35,0	32,2	35,0	35,0	35,0				
2,2	30,9	35,0	30,5	35,0	35,0	35,0				
2,3	29,8	35,0	29,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0		
2,4	28,6	35,0	27,8	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0		
2,5	27,1	32,9	26,9	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0		
2,6	24,8	29,4	26,1	35,0	33,8	35,0	35,0	35,0		
2,7			24,9	31,7	32,4	35,0	35,0	35,0		
2,8			23,3	28,5	31,2	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
2,9			21,6	25,7	30,2	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
3,0			20,0	23,2	29,2	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
3,1					27,5	34,6	33,6	35,0	35,0	35,0
3,2					25,7	31,5	32,5	35,0	35,0	35,0
3,3					24,1	28,8	31,2	35,0	35,0	35,0
3,4					22,4	26,4	29,6	35,0	35,0	35,0
3,5					20,7	24,1	27,8	33,9	35,0	35,0
3,6							26,1	31,2	35,0	35,0
3,7							24,5	28,9	35,0	35,0
3,8							23,0	26,8	35,0	35,0
3,9							21,6	24,8	35,0	35,0
4,0							20,1	22,8	34,2	35,0
4,1									32,3	35,0
4,2									30,6	35,0
4,3									28,9	34,0
4,4									27,4	31,9
4,5									26,0	29,9
4,6									24,6	28,1
4,7									23,4	26,4
4,8									22,1	24,9
4,9									20,9	23,4
5,0									20,0	21,8

Для обеспечения распалубочного зазора необходимо добавить 5 мм. По табл. 2.11 подходят стойки PER 20-300, PER 20-350, PER 20-400.

Рассмотрим 1-й вариант раскладки (продольные балки параллельны длинной стороне помещения). Под средними балками стойки стоят на наибольшем расстоянии 1,275 м, расчетный шаг продольной балки 2,1 м. Нагрузка при расчете на прочность 7,1 кН/м²:

$$P_{\text{ср}} = 1,275 \cdot 2,1 \cdot 7,1 = 19,0 \text{ кН.}$$

Для крайних балок:

$$P_{\text{кр}} = 1,875 \cdot (2,1 \cdot 2 + 0,15) \cdot 7,1 = 16,0 \text{ кН.}$$

Сопоставим несущую способность стоек (см. табл. 2.11) с ее расчетной нагрузкой. В нашем случае по нагрузке проходят все виды стоек длиной 2,4 м. Выбор в таком случае должен быть сделан в пользу наиболее бюджетного варианта.

Особенности торцевых элементов опалубки

Установка торцевых элементов опалубки зависит от расположения края перекрытия по отношению к вертикальным конструкциям и их виду. Может быть несколько вариантов:

1. Край перекрытия идет по существующей стене (рис. 2.23, а, б)

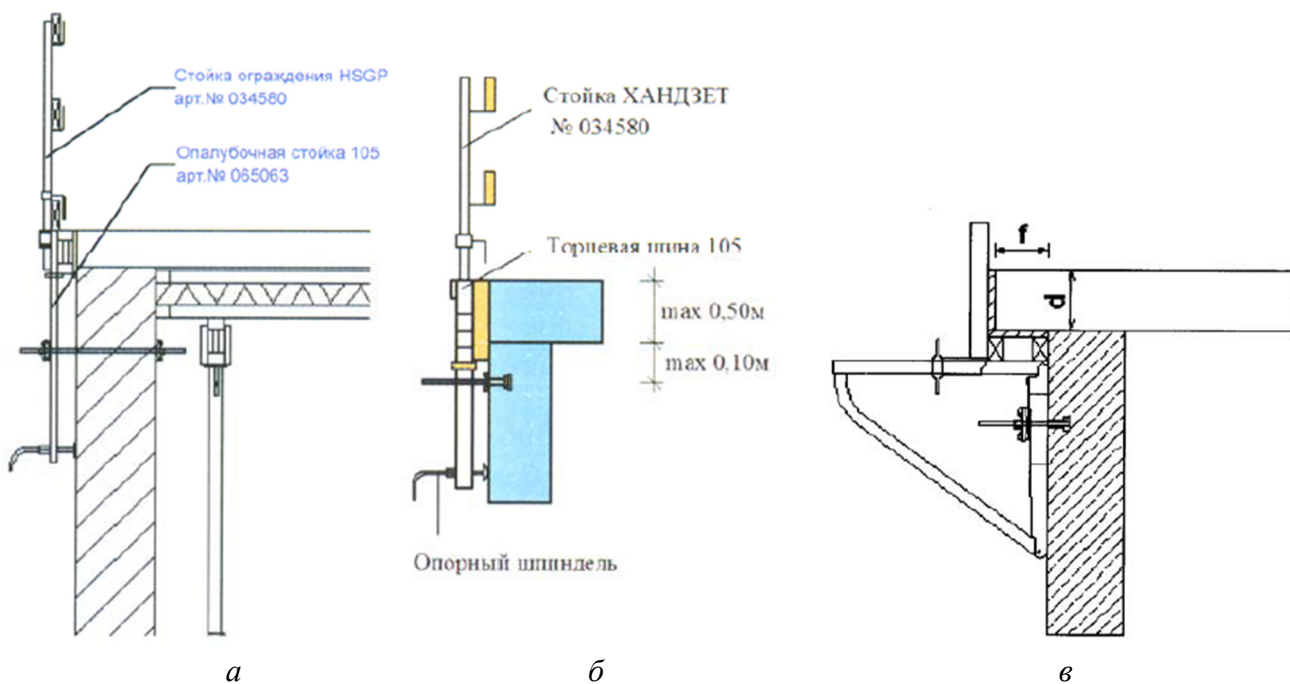


Рис. 2.23. Варианты крепления торцевой опалубки: а – крепление опалубки и ограждения к существующей стене через сквозное отверстие; б – анкерное крепление опалубки к стене; в – консольное крепление опалубки

Чтобы закрепить конструкции такой торцевой опалубки используются анкера или заранее подготовленные гильзы.

2. Перекрытие имеет свободный край (рис. 2.23, в). В этом случае фанеру и балки монтируют с выпуском, а торцевая опалубка крепится на них.

По прогибу самого торцевого щита нужно решать самостоятельно в зависимости от материала, который использовался при его изготовлении.

Максимальная деформация торцевой части опалубки – 3 мм.

Монтаж опалубки ригелей

Если в перекрытии запроектированы ригели, бетонлируемые одновременно, то в первую очередь опалубливаются ригеля, а после выполняется опалубка перекрытия.

Варианты исполнения ригельной опалубки представлены на рис. 2.24.

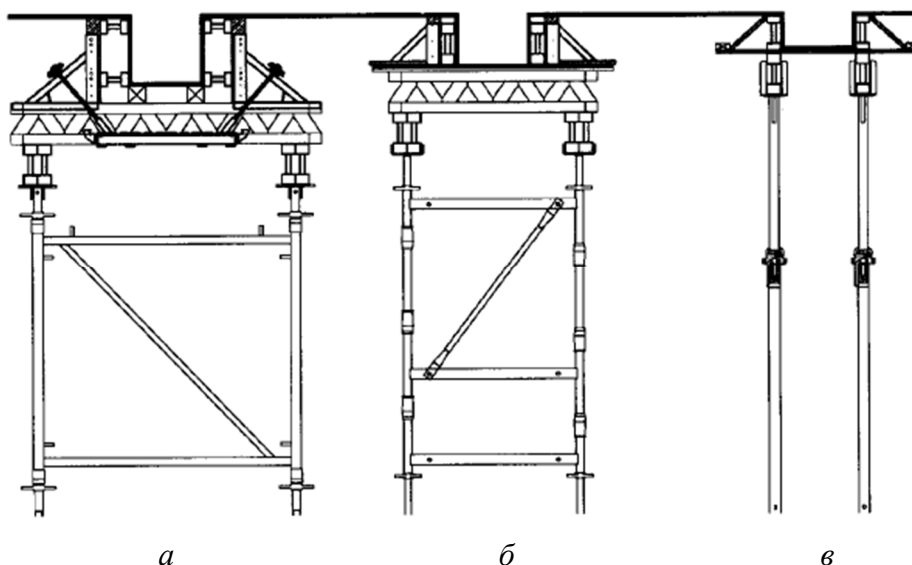


Рис. 2.24. Опалубка ригелей: *а* – усиленная конструкция на опорных башнях; *б* – на рамных стойках; *в* – на стойках

Для придания жесткости стойки во всех вариантах должны быть раскреплены досками или трубами.

Пример. Толщина бетонлируемого перекрытия 0,2 м, ширина ригеля 0,4 м, высота ригеля вместе с перекрытием 0,6 м, шаг поперечных балок 0,5 м, толщина фанеры 21 мм, используются балки-фермы шириной 0,08 м. Тавр имеет левые и правые свесы 0,311 м.

Приводим тавровое сечение к эквивалентному прямоугольному:

$$(0,311+0,4+0,311) \cdot 0,2 = 1,02 \cdot 0,2 = 0,2044 \text{ м}^2,$$

$$0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2,$$

$$(0,2044+0,16)/1,02 = 0,356 \text{ м}.$$

Принимаем прямоугольное сечение 1,02·0,36 м.

Определяем эквивалентную нагрузку на продольные балки:

$F = 0,4 + 26 \cdot 0,36 \cdot 1,2 = 11,63 \text{ кН/м}^2$ (коэффициент 1,2 учитывает временную нагрузку)

$$P = 1,02 \cdot 11,63 = 11,86 \text{ кН/м}.$$

Далее по таблицам из каталогов подбираем шаг опорных кронштейнов.

Поддерживающая конструкция ригеля требует отдельного расчета.

Наращивание опалубки допускается выполнять при соблюдении следующих рекомендаций:

- запрещается использование отдельностоящих стоек, наращенных на болтах (соединение превращается в шарнирное), необходимо использовать втулки;
- между ярусами необходимо устраивать неподвижную платформу;
- обеспечение соосности стоек верхнего и нижнего уровней.

2.5. Контроль качества опалубочных работ

Любая опалубка, используемая в монолитном строительстве, должна обладать требуемой прочностью, жесткостью, неизменяемостью формы и размеров, а также быть устойчивой в пространстве. Типы опалубок должны применяться в соответствии с их максимальной практичностью, оборачиваемостью, быстротой монтажа и удобством эксплуатации. В качестве материалов палубы должны быть использованы пиломатериалы не ниже II сорта (хвойных пород по ГОСТ 8486-86 и листовых пород по ГОСТ 2695-83). Отдельные элементы дощатой палубы должны иметь ширину не более 150 мм, влажность древесины основных элементов не более 18 %, поддерживающих – не более 22 %. Щели при стыковке не должны быть более 2 мм. На палубе щитов из фанеры не допускаются трещины, заусенцы и местные отклонения глубиной более 2 мм, на палубе из древесины – более 3 мм в количестве не более 3 единиц на 1 м².

Состав операций и средства контроля опалубочных работ представлены в табл. 2.12.

Таблица 2.12

Состав операций и средства контроля опалубочных работ

Этапы работ	Контролируемые операции	Метод и объем контроля	Документация
Подготовительные работы	Проверка наличия документов о качестве опалубки. Наличие ППР на установку и приемку опалубки. Оценка качества подготовки и отметки основания опалубки. Проверка наличия и надежности крепежных элементов, средств подмащивания, раскосов	Визуально Визуально Измерение и сопоставление Визуально	Паспорт (сертификат), общий журнал работ
Сборка опалубки	Контроль соблюдения очередности сборки щитов опалубки, установки крепежных элементов, средств подмащивания, закладных элементов. Соблюдение плотности сопряжения щитов опалубки между собой и с ранее уложенным бетоном. Соблюдение геометрических размеров и проектных наклонов плоскостей опалубки. Обеспечение надежности крепления щитов опалубки.	Технический осмотр Измерение всех элементов Измерение всех элементов Технический осмотр (механическое воздействие)	Общий журнал работ

Окончание табл. 2.12

Этапы работ	Контролируемые операции	Метод и объем контроля	Документация
Приемка опалубки	Проверка соответствие геометрических размеров опалубки проектным. Соответствие положения опалубки относительно разбивочных осей в плане и по вертикали, в т.ч. обозначение проектных отметок верха бетонизируемой конструкции внутри поверхности опалубки. Правильность установки и надежность крепления пробок и закладных деталей, а также всей системы в целом	Измерение Измерение Технический осмотр	Общий журнал работ
Контрольно-измерительные инструменты: рулетка, отвес строительный, нивелир, теодолит, металлическая линейка			
Операционный контроль осуществляют: мастер (прораб), геодезист – в процессе выполнения работ. Приемочный контроль осуществляют: работники службы качества, мастер (прораб), представители тех. надзора заказчика			

В соответствии с СП 70.13330.2012 при бетонировании монолитных конструкций следует выполнять следующие технические требования и проверять соответствие им при операционном контроле, включая допустимую прочность бетона при распалубке (табл. 2.13).

Таблица 2.13

Операционный контроль по СП 70.13330.2012

Параметр	Величина параметра	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
Допускаемые отклонения положения и размеров установленной опалубки	По ГОСТ Р 52085	Измерительный (теодолитная и нивелирная съемки и измерение рулеткой)
Предельные отклонения расстояния: между опорами изгибаемых элементов опалубки и между связями вертикальных поддерживающих конструкции от проектных размеров, мм: на 1 м длины на весь пролет От вертикали или проектного наклона плоскостей опалубки и линий их пересечений: на 1 м высоты на всю высоту: для фундаментов для тела опор и колонн высотой до 5 м	25 75 5 20 10	Измерительный (измерение рулеткой)
Предельное смещение осей опалубки от проектного положения, мм: фундаментов тела опор и колонн фундаментов под стальные конструкции	15 8	Измерительный (измерение рулеткой)
Предельное отклонение расстояния между внутренними поверхностями опалубки от проектных размеров, мм	5	То же
Допускаемые местные неровности опалубки, мм	3	Измерительный (внешний осмотр и проверка двухметровой рейкой)
Точность установки и качество поверхности несъемной опалубки-облицовки	Определяется качеством поверхности	То же
Точность установки несъемной опалубки, выполняющей функции внешнего армирования	Определяется проектом	"

Параметр	Величина параметра	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
Оборачиваемость опалубки	ГОСТ Р 52085	Регистрационный, журнал работ
Прогиб собранной опалубки	То же	Измерительный (нивелирование)
Минимальная прочность бетона незагруженных монолитных конструкций при распалубке поверхностей: вертикальных из условия сохранения формы горизонтальных и наклонных при пролете: до 6 м свыше 6 м	0,5 МПа 70 % проектной 80 % проектной	Измерительный по ГОСТ 22690, журнал бетонных работ
Минимальная прочность бетона при распалубке нагруженных конструкций, в том числе от вышележащего бетона (бетонной смеси)	Определяется ППР и согласовывается с проектной организацией	То же

2.6. Монтаж и демонтаж опалубки монолитных конструкций

До начала установки опалубки завершёнными должны быть следующие виды работ:

- подготовлено основание для установки опалубки;
- выполнено армирование вертикальных конструкций, составлены акты их приемки на основании исполнительной геодезической съемки;
- подготовлены опалубки всех бетонируемых конструкций. На всех элементах имеется маркировка;
- подготовлены и опробованы механизмы, инвентарь, инструменты;
- подготовлено освещение рабочих мест и строительной площадки.
- выполнены все мероприятия по технике безопасности (огорожены проемы, лестничные клетки и пр.).

Технология монтажа горизонтальной опалубки перекрытий представляет собой следующую последовательность работ (рис. 2.25):

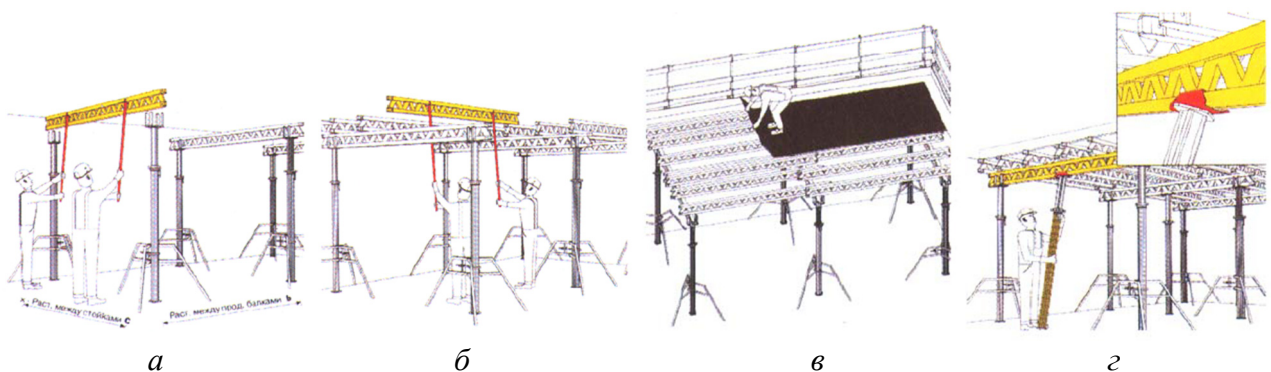


Рис. 2.25. Последовательность монтажа горизонтальной опалубки:
a – установка продольных балок; *б* – установка поперечных балок;
в – монтаж палубы; *г* – установка подпорных стоек

1. Нанесение схемы расстановки стоек на поверхности основания. На основные стойки устанавливаются и фиксируются головки-крестовины.

2. Производится монтаж первых двух стоек крайнего ряда с фиксацией их треногами и крестовых связей.
 3. Аналогично выполняется для первых двух стоек во втором ряду.
 4. Выставляют по уровню опоры, затем на первые четыре стойки в головки монтажной вилкой монтируются продольные балки.
 5. Устанавливают поперечные балки с их подгонкой по размерам фанеры.
 6. Производят раскладку фанеры. Снизу фанера в нескольких местах фиксируется на саморезы к поперечным балкам. Опираение фанеры, примыкающей к прямоугольной колонне (пилону), производится на брус 50×50 мм, закрепленный к вертикальной временной опоре (стойке).
 7. Стыки листов фанеры перекрытия заклеиваются специальными самоклеящимися лентами разового применения или накрываются пластмассовым профилем.
 8. Устанавливаются проеомообразователи.
 9. Опалубка нивелируется и опускается на проектную высоту.
 10. Устраивают бортик высотой в толщину перекрытия. При сложной конфигурации плиты бортик проектируют и изготавливают индивидуально.
 11. Производится смазка поверхности опалубки;
 12. Установка промежуточных опор через специальный оголовник;
- Последовательность демонтажа опалубки представлена на рис. 2.26.

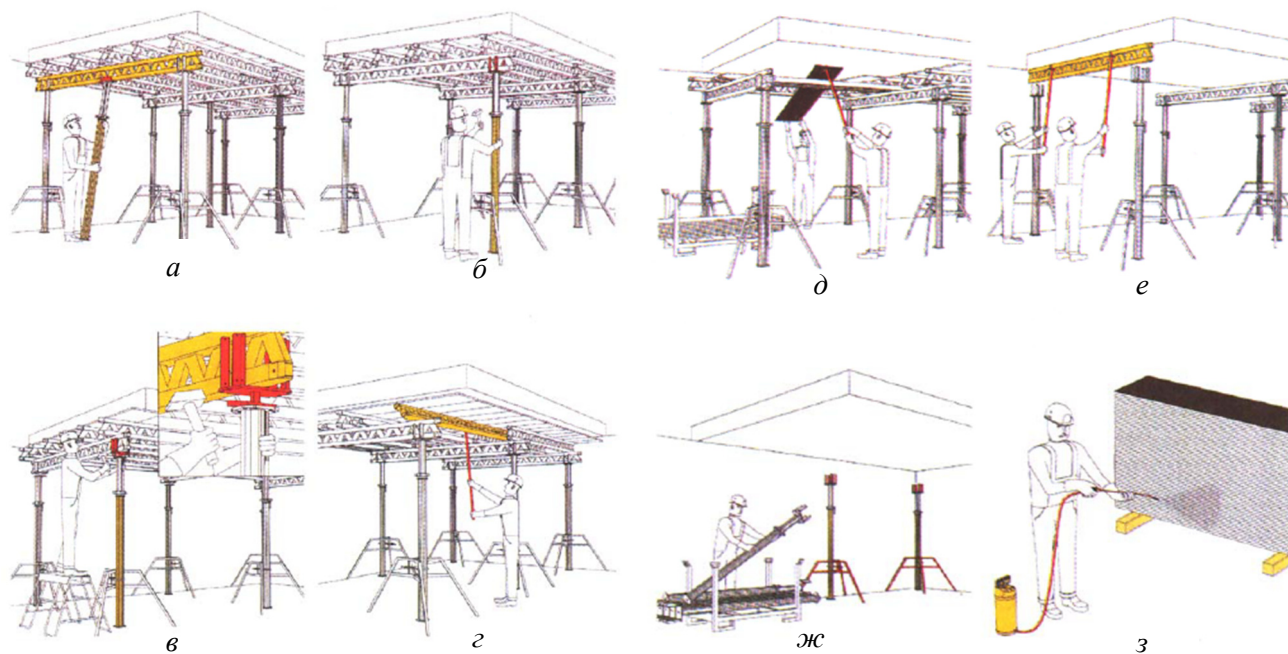


Рис. 2.26. Последовательность демонтажа горизонтальной опалубки
а – демонтаж промежуточных стоек; *б, в* – опускание на 40–50 мм основных стоек;
г – снятие поперечных балок; *д* – демонтаж щитов опалубки, начиная с области добора;
е – демонтаж продольных балок; *ж* – демонтаж основных стоек;
з – обработка поверхности опалубок

При необходимости устраивается временная поддержка. Временная поддержка монтируется в наиболее изгибаемых и нагруженных участках конструкции. Пример временной поддержки монолитной плиты представлен на рис. 2.27.

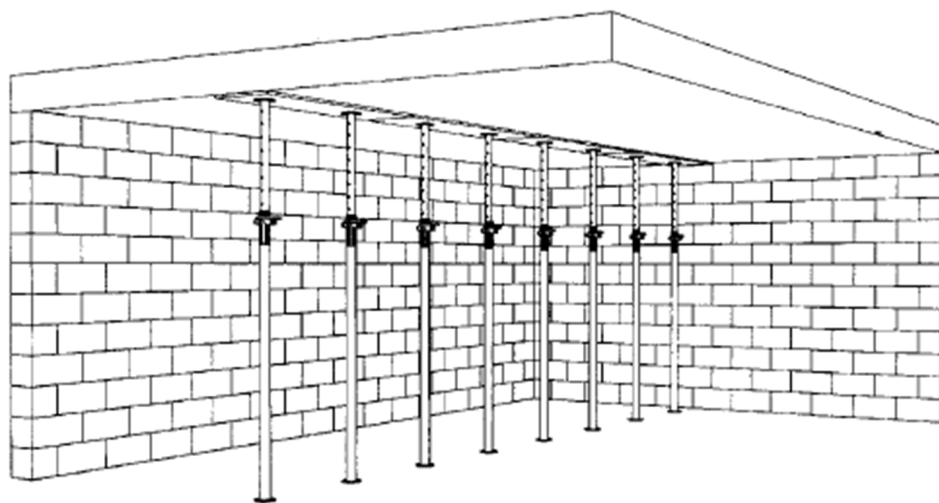


Рис. 2.27. Временные опоры монолитного перекрытия

Временные опалубочные конструкции необходимы в следующих случаях:

- ускорить процесс оборачиваемости опалубки;
- воспринять временные нагрузки от последующих процессов на вышележащем этаже.

Пример. Перекрытие рассчитано на полезную нагрузку $4,0 \text{ кН/м}^2$. Коэффициент запаса для нее 1,2. Конструкция пола (стяжка) $1,5 \text{ кН/м}^2$ с коэффициентом запаса 1,25. Суммарная расчетная нагрузка для перекрытия:

$$1,2 \cdot 4,0 + 1,5 \cdot 1,25 = 6,68 \text{ кН/м}^2.$$

Бетон перекрытия набрал 80 % прочности. Толщина перекрытия 0,18 м. Собственный вес опалубки – $0,4 \text{ кН/м}^2$.

Постоянная нагрузка от арматуры и бетонной смеси:

$$26 \cdot 0,18 = 4,68 \text{ кН/м}^2.$$

Временная нагрузка:

$$0,2 \cdot 4,68 = 0,936 \text{ кН/м}^2. \text{ Для соблюдения краевых условий принимаем } 1,5 \text{ кН/м}^2.$$

Временная нагрузка составляет:

$$4,68 + 1,5 + 0,4 = 6,6 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарная расчетная нагрузка на перекрытие с учетом набора 80 % прочности:

$$0,8 \cdot 6,68 = 5,34 \text{ кН/м}^2.$$

Разница между требуемой нагрузкой и нагрузкой, которую может воспринимать перекрытие: $6,6 - 5,3 = 1,3 \text{ кН/м}^2$. Таким образом, без временной поддержки в данном примере не обойтись.

Однако окончательное решение вопроса по временной поддержке принимается с проектировщиками, которые могут определить степень нагружения

конструкции и сопоставить ее с требуемой. Особое внимание необходимо обращать на подвешенные рамные конструкции (функциональный первый этаж, подземный паркинг, подвешенная шахта лифта и пр.).

Технология монтажа опалубки вертикальных конструкций представляет собой выполнение следующей последовательности действий:

1. Установка арматуры. На рабочий участок подается необходимое количество арматуры и арматурных изделий. Устанавливаются инвентарные подмости, производится проектное закрепление стержней, устанавливаются фиксаторы защитного слоя бетона.

2. Установка опалубки. Краном осуществляется подача щита опалубки к месту монтажа. После того как щит подан производится крепление щита опалубки к перекрытию при помощи раскосов. После того как щит закреплен, разрешается произвести его расстроповку.

3. Производится крепление щитов между собой за счет замков и тяжей.

4. Фиксация опалубки с помощью тяжей.

2.7. Расчет трудозатрат на устройство опалубок

Трудозатраты рассчитаны на один полный оборот опалубки, который включает в себя: установку, выравнивание в проектное положение, демонтаж и транспортирование на следующий участок, чистку и смазку. Чаще всего увеличение количества рабочих в звене не влияет на сокращение продолжительности выполнения работ. В табл. 2.14 представлены сведения по трудозатратам на монтаж и демонтаж различных видов опалубок.

Таблица 2.14

Трудозатраты для различных видов опалубки

Вид конструкции	Сложность конструкции	Установка, чел.-ч/м ²	Демонтаж, чел.-ч/м ²	Численность звена
Стены	Простая (прямые стены без наращивания)	0,3	0,2	4
	Средняя (прямые с наращиванием в один ярус, лестничные клетки без наращивания)	0,4	0,25	4/6
	Сложная (лестничные клетки с наращиванием, лифтовые шахты)	0,5	0,25	4/6
Колонны	Предварительная сборка элементов	0,6	–	2
	Установка и перестановка	0,2	0,2	2–3
Расстояние между верхом нижнего и низом верхнего перекрытий	Безригельный каркас (с использованием столов)	0,12–0,15		4
	Безригельный каркас	0,2	0,25	4/6/8
	Между стенами пролеты больше 3 м	0,2	0,3	4/6/8
	Тамбуры, лестничные площадки и т.д.	0,25	0,3	4/6/8
	Ригели высотой и шириной до 40 см	1,0 / пог. м	0,2 / пог. м	2–3

В среднем трудоемкость 1 м³ монолитных работ составляет от 0,8 до 1,2 человеко-часа. Среднее число рабочих в смену принимается в 20 человек.

2.8. Охрана труда при выполнении опалубочных работ

При производстве опалубочных работ должны соблюдаться требования охраны труда согласно СНиП 12-03-01, СНиП 12-04-2002, государственных стандартов ССБТ, проекта производства работ, технологических карт, карт трудовых процессов и инструкций.

Ответственность за соблюдение требований безопасности при выполнении СМР возлагается на организации, выполняющие работы.

У рабочих должно быть удостоверение на право производства конкретного вида работ. Рабочие допускаются к работам только после ознакомления с технологической картой, технологическим регламентом, ППР и, в случае необходимости, с требованиями, изложенными в наряде-допуске на производство работ повышенной опасности.

К самостоятельным работам, расположенным ближе 2 м от перепада по высоте на 1,3 м и более, допускаются лица (рабочие и инженерно-технические работники) не моложе 18 лет, прошедшие медицинский осмотр и признанные годными, имеющие стаж верхолазных работ не менее одного года и тарифный разряд не ниже 3-го. Рабочие, впервые допускаемые к работам, в течение одного года должны работать под непосредственным надзором опытных рабочих, назначенных приказом руководителя организации. При выполнении работ основным средством, предохраняющим работающих от падения с высоты, является предохранительный пояс.

При организации строительной площадки, размещении участков работ, рабочих мест, проездов строительных машин и транспортных средств, проходов для людей следует определить опасные для людей зоны, в пределах которых постоянно действуют или потенциально могут действовать опасные производственные факторы, обозначить их знаками безопасности, сигнальными ограждениями и надписями установленной формы.

Рабочие места, в зависимости от условий работ и принятой технологии производства работ, должны быть обеспечены согласно нормоконспектам технологической оснасткой, а также средствами связи и сигнализации.

Средства подмащивания должны иметь ровные рабочие настилы с зазором между досками не более 5 мм, а при расположении настила на высоте 1,3 м и более – ограждения и бортовые элементы. Соединения щитов настилов внахлестку допускается только по их длине, причем концы стыкуемых элементов должны быть расположены на опоре и перекрывать ее не менее чем на 0,2 м в каждую сторону.

Ширина опасной зоны возводимого в опалубке сооружения определяется проектом и зависит от местных условий. Проходы внутри сооружения и около него в пределах опасной зоны должны быть перекрыты навесом и снабжены боковыми ограждениями.

При установке опалубки в несколько ярусов каждый последующий ярус следует устанавливать только после закрепления нижнего яруса.

Разбирать опалубки можно только после достижения бетоном заданной прочности с разрешения авторского надзора.

При разборке опалубки необходимо придерживаться определенной последовательности и указаний, которые предусмотрены в проекте производства работ или в инструкции завода-изготовителя.

При удалении поэтажных стоек, которые поддерживают опалубку забетонированных перекрытий многоэтажных зданий, стойки опалубки нижележащего перекрытия удаляют частично, оставляя под балками и прогонами пролетом 4 м и более, «стойки безопасности» на расстоянии не более 3 м одна от другой, а также от опор распалубливаемых конструкций.

При выполнении опалубочных работ запрещается:

- размещение на опалубке оборудования и материалов, не предусмотренных проектом производства работ, а также пребывание людей, которые не участвующих в производстве работ, на настиле опалубки;
- работать на неисправном оборудовании;
- ходить по смазанной поверхности форм;
- складывать на подмостях или на рабочем настиле разбираемые элементы опалубки, а также сбрасывать их с сооружения;
- работать с приставных лестниц;
- загромождать проходы и доступы к противопожарному инвентарю;
- курить в непредусмотренных для этого местах;
- разводить огонь на опалубке или устанавливать нагревательные электроприборы, не предусмотренные проектом производства работ;
- скопление людей на рабочем полу опалубки и подвесных лесов;
- нахождение посторонних лиц на строящемся объекте;
- одновременное производство работ в двух и более ярусах по одной вертикали беззащитных устройств;
- производить работы на опалубке во время грозы или при сильном ветре.

3. АРМАТУРА И АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ В МОНОЛИТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

3.1. Общие требования к арматуре и арматурным изделиям при выполнении монолитных работ

Важнейшей составляющей железобетона является арматура, которая должна работать совместно с бетоном на всех стадиях изготовления и эксплуатации железобетонных конструкций.

Арматура – гибкие или жесткие стержни, определенным образом расположенные в объеме бетона ж/б конструкции. Стержни располагают в местах конструкции, испытывающих действия наибольших изгибающих моментов, поперечных или продольных сил, действующих на конструкции в период ее эксплуатации.

Арматура предназначена для восприятия растягивающих усилий, вызванных действием изгибающих, сжимающих, растягивающих нагрузок, а также действием усадочных и температурных напряжений в элементах конструкций. Благодаря схожим коэффициентам линейного температурного расширения стали и бетона, а также их хорошему сцеплению они работают как единое целое в монолитной железобетонной конструкции.

Гибкую арматуру применяют в виде отдельных прутьев, проволоки, для изготовления разнообразных элементов армирования конструкций, таких как: сварные рулонные и плоские сетки, каркасы, канаты и прочее. Жесткую арматуру используют в виде металлопроката (уголок, швеллер, двутавр) при возведении высотных каркасных зданий, сильно нагруженных, большепролетных плитах перекрытия и покрытия, в случае если это экономически обоснованно. Наибольшее распространение в монолитном строительстве жилых и общественных зданий получила гибкая стержневая арматура.

Основные требования, которым должна отвечать арматура:

- являться технологичной в производстве и применении;
- иметь необходимые прочностные свойства и пластичность при действии нагрузок, экстремальных температур, коррозионных воздействий и т.п.;
- обеспечивать надежное сцепление с бетоном за счет периодического профиля или специальных анкеров.

Арматура, используемая в монолитном строительстве, может быть классифицирована:

- по функциональному назначению;
- способу изготовления;
- виду поверхности.

По функциональному назначению арматура может быть рабочей и монтажной. Для рабочей арматуры площадь ее сечения определяется расчетным путем в зависимости от величины действующих нагрузок. В зависимости от воспринимаемых усилий рабочая арматура может быть продольная и поперечная (рис. 3.1)

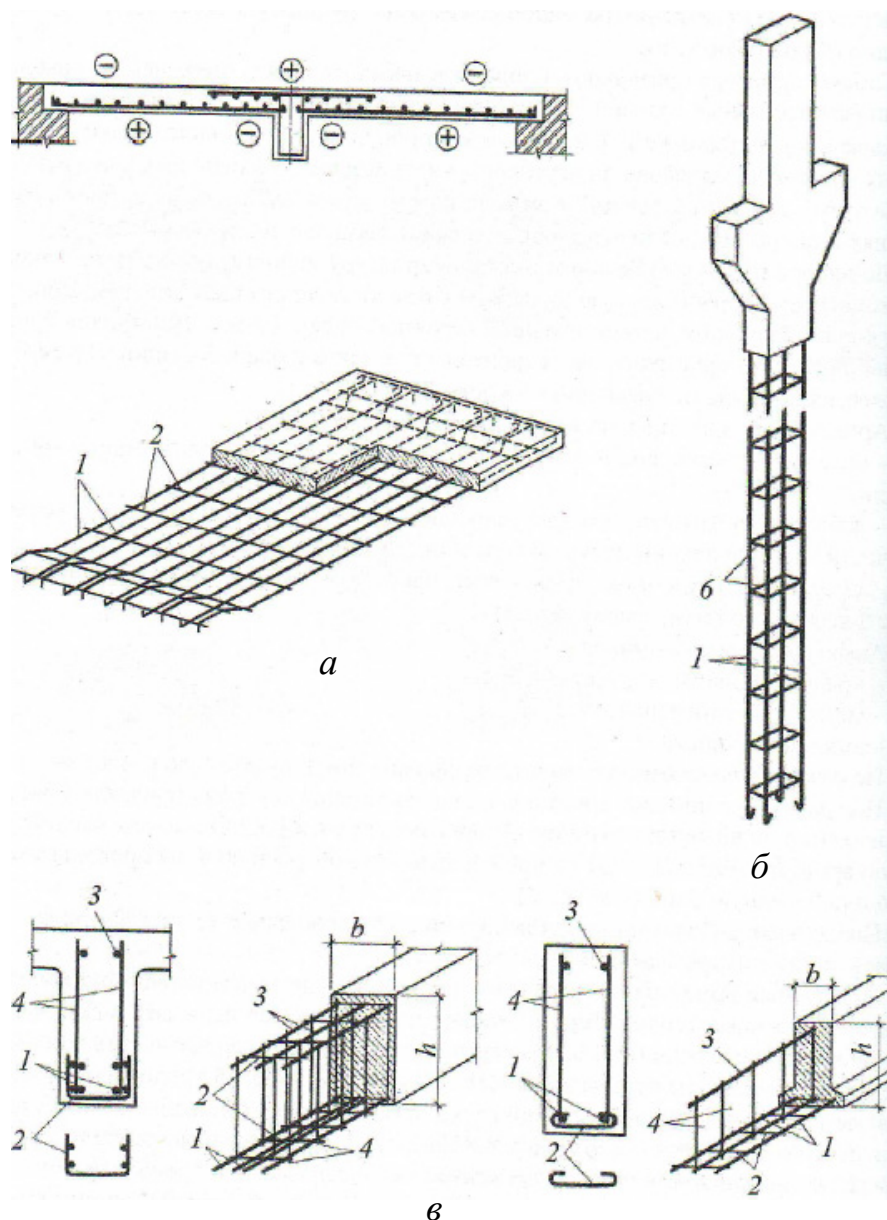


Рис. 3.1. Примеры армирования железобетонных конструкций: *а* – плиты; *б* – колонны; *в* – балки; *1* – рабочая арматура; *2* – конструктивная; *3* – монтажная; *4* – поперечные стержни балок; *5* – конструктивная продольная арматура; *6* – хомуты

Продольная арматура располагается параллельно наружным граням конструкции и воспринимает продольные усилия. Поперечная арматура (в том числе хомуты и отгибы), в свою очередь, располагается перпендикулярно продольной.

При армировании монолитных конструкций распространенным является термин «коэффициент армирования», который рассчитывается как отношение общей площади рабочих стержней к площади сечения бетона.

Под термином «монтажная» (распределительная, поддерживающая) арматура подразумевают арматуру, которая устанавливается без расчета по конструктивным или технологическим соображениям. Такая арматура предназначена для обеспечения проектного положения рабочей арматуры во всем объеме конструкции и более равномерного распределения нагрузок, в том числе от усадки, ползучести бетона, местных напряжений от сосредоточенных сил.

Конструктивную поперечную арматуру устанавливают по периметру вдоль всех поверхностей конструкции, вблизи которых ставится продольная арматура, для улучшения ее совместной работы с бетоном. Она может быть использована в виде стержней, сеток, которые охватывают продольную арматуру или шпилек (рис. 3.2). Также такие стержни снижают трещинообразование на боковых гранях элемента конструкции.

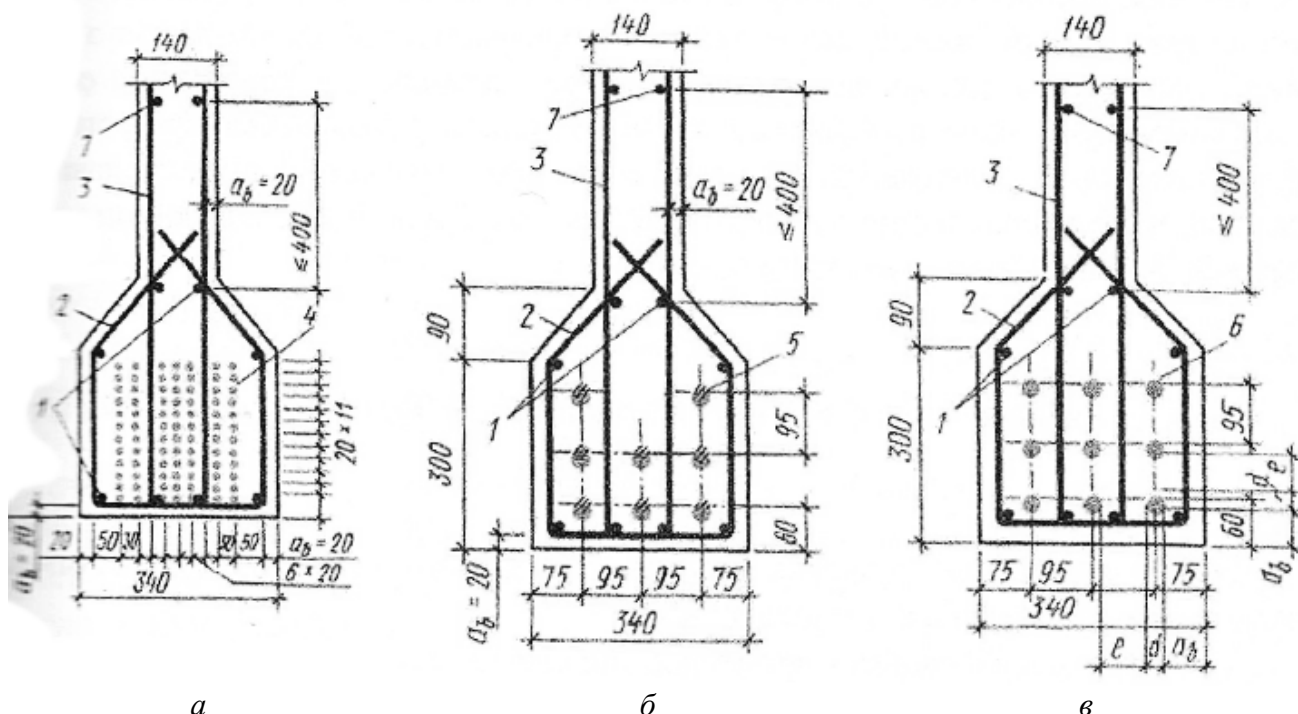


Рис. 3.2. Способы армирования балки: *а* – проволокой; *б* – стержнями; *в* – канатами; 1 – продольная монтажная ненапрягаемая арматура; 2, 3 – хомуты; 4 – высокопрочная проволока; 5 – отдельные стержни; 6 – канаты; 7 – конструктивная арматура

Арматурные стержни, используемые для армирования конструкций зданий в монолитном и сборно-монолитном строительстве, должны обладать хорошими: пластичностью, свариваемостью, прочностью, высоким пределом выносливости при различных температурах.

Пластичность – это относительное удлинение стальных стержней при разрыве.

Свариваемость – характеризуется надежностью и прочностью стержней в местах сварных соединений.

Прочность – характеризуется пределом текучести и временным сопротивлением на разрыв.

Предел выносливости – характеризует способность арматуры воспринимать при различных температурах длительное время знакопеременные напряжения. Склонность арматуры к хрупкому разрушению при температуре ниже минус 30°C (хладноломкость). В свою очередь высокотемпературный нагрев арматуры приводит к резкому снижению ее прочности. В связи с этим нагрев арматуры свыше 350°C не допускается.

Малоуглеродистая стержневая арматура (содержание углерода ниже 0,5 %) хорошо сваривается контактной или электродуговой сваркой, отличается наименьшей трудоемкостью при установке и предварительном напряжении и чаще всего экономически более выгодна в сравнении с другими видами арматуры.

Основным критерием оценки механических свойств арматуры является ее испытание на растяжение, так как арматура железобетонных конструкций, в частности напрягаемая, воспринимает в конструкциях высокие напряжения и при этом практически всегда работает на осевое растяжение или сжатие.

Совокупность технологических и конструктивных факторов определяет напряженное состояние арматуры в конструкциях, к ним относятся:

- упругопластические свойства бетона и его прочность;
- технология производства арматурных элементов (сварка, вязка и пр.);
- технология изготовления и способ натяжения напрягаемой арматуры;
- технология изготовления железобетонных конструкций;
- условия эксплуатации железобетонных конструкций и способ их нагружения (работа конструкции на изгиб, сжатие и внецентренное сжатие);
- густота армирования;
- относительная высота сжатой зоны конструкции;
- геометрические размеры железобетонных элементов.

По способу эксплуатации, а также в зависимости от вида воспринимающих нагрузок арматура в железобетонных конструкциях может быть напрягаемая и ненапрягаемая. На практике было доказано, что для изготовления конструкций без преднапряжения следует использовать арматуру с нормативным пределом текучести 400 Н/мм². Также дана оценка возможности эффективного применения преднапряженных арматурных сталей с пределом текучести до 600 Н/мм². По европейскому стандарту EN 10080 допускается использование арматурной стали с нормативным пределом текучести 500 Н/мм².

Наиболее популярной арматурной сталью, используемой в качестве ненапрягаемой продольной рабочей арматуры, может быть арматура классов А400 и А500 (А-III, Ат -IIIС, В-I и Вр-I) с пределом текучести 400–500 Н/мм² или более прочная классов А600С (Ат -IVС) и А550 (А-IIIв) с пределом текучести 550–600 Н/мм².

Однако разнообразие классов и марок арматуры также создает путаницу и трудности правильного выбора в зависимости от ситуации. В связи с этим в странах

Западной Европы и СНГ в соответствии со СТО АСЧМ 7-93 и EN 10080 используют унифицированную арматуру класса А500С.

Напрягаемая арматура в железобетонных конструкциях выполняет следующие функции. Во-первых, такая арматура служит носителем внешней силы обжатия сечения элемента конструкции, а во-вторых, она работает совместно с бетоном как обычная арматура, а также воспринимает дополнительные усилия растяжения или сжатия, возникающие в конструкции.

Основным преимуществом преднапряжения считается применение в железобетонных конструкциях арматурной стали высокой прочности. Поэтому в качестве напрягаемой арматуры используются стали с пределом текучести 800–2000 Н/мм². Но из-за высокой прочности напрягаемой арматуры создаются дополнительные условия ее совместной работы с бетоном, главным из которых является анкеровка арматуры в опорных частях конструкции.

Выделяют следующие способы преднапряжения арматуры:

– **«на упоры»**. В таком случае, усилие предварительного напряжения передается на бетон, который набрал прочность за счет срезания предварительно натянутой ранее на отдельно стоящие упоры арматуры. Натяжение осуществляется электротермическим, механическим или комбинированным способами;

– **«на бетон»**. Натяжение арматуры осуществляется в каналах или в пазах изделий непосредственно на бетон с постоянной ее фиксацией по торцам изделий. Для продольного натяжения арматуры или канатов используется многоанкерный крепеж (рис. 3.3, а). Как пассивный анкер в плитах перекрытия используется пластинный крепеж (рис. 3.3, б). Для того чтобы натянуть канатную арматуру, в плитах перекрытия и подобных конструкциях используется монокрепление (рис. 3.3, в). Специальные сцепные приспособления используют при соединении к уже натянутым дополнительным канатам (рис. 3.3, г), также сцепное приспособление применяют для формирования цилиндрических форм объектов (рис. 3.3, д, е).

В России при изготовлении сборных предварительно напряженных железобетонных изделий в основном используется натяжение **«на упоры»**; связано это с простотой данной технологии, ее дешевизной и практичностью в заводских условиях производства. В то же время натяжение высокопрочной арматуры вызывает ряд проблем: образование продольных трещин и нарушение анкеровки при больших усилиях преднапряжения. Увеличение прочности бетона и установка дополнительной косвенной арматуры несколько улучшают положение, но значительно увеличивают стоимость изделия. Поэтому стержневая арматура периодического профиля с условным пределом текучести 800–1000 Н/мм² имеет преимущества по сравнению с более прочной арматурой. Для того чтобы снизить вероятность раскалывания бетона, зачастую переходят на производство стержней всех классов с более мягким серповидным профилем (рис. 3.4, в).

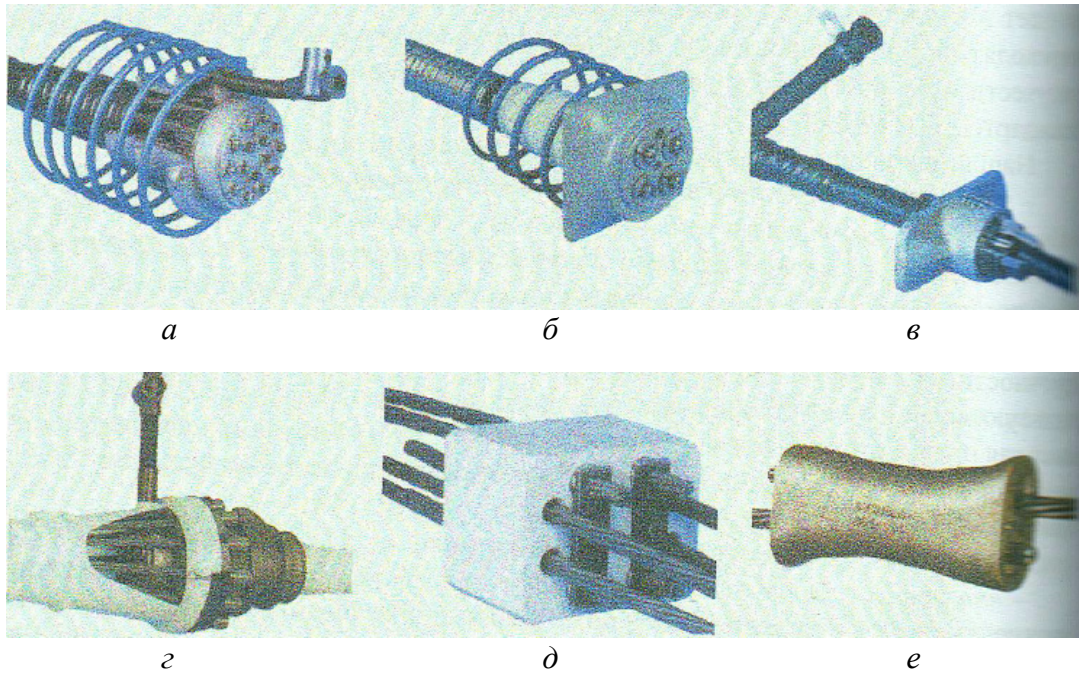


Рис. 3.3. Способы соединения и фиксации предварительно напрягаемой канатной арматуры: *а* – многоанкерный крепеж; *б* – пластинный крепеж; *в* – монокрепление; *г, д, е* – сцепные приспособления

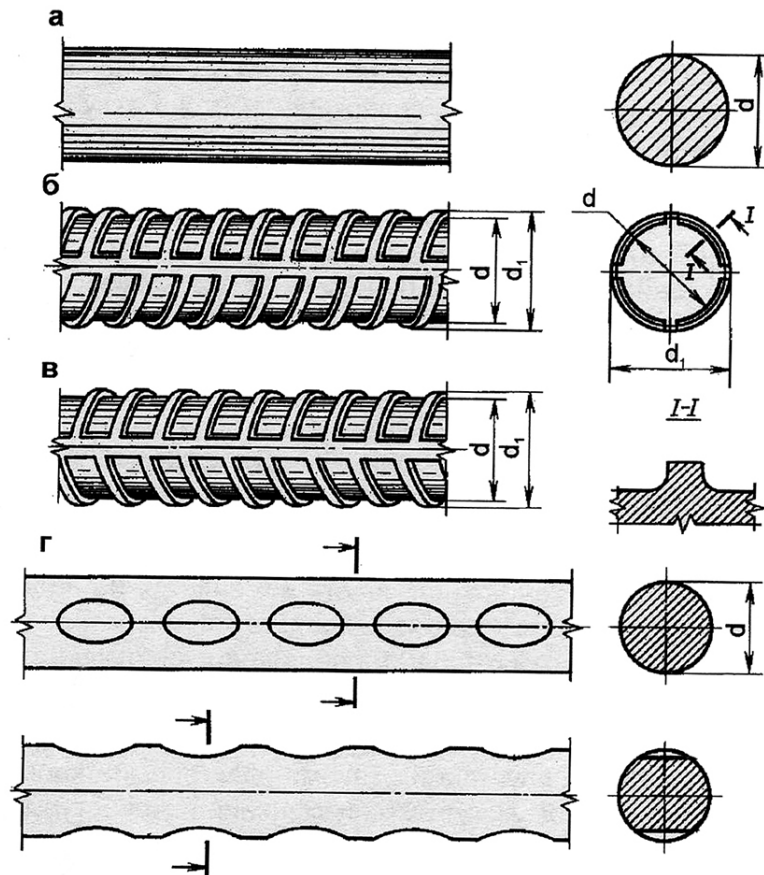


Рис. 3.4. Виды периодического профиля арматурной стали:
а – стержневая гладкая класса А240; *б* – стержневая периодического «кольцевого» профиля класса А300; *в* – стержневая периодического профиля («в елочку») класса А400 и выше; *г* – прокатная проволочная класса В600

К одним из важнейших свойств предварительно напряженной арматурной стали можно отнести долговременную прочность, проявляющуюся в сохранении механических свойств после ее преднапряжения, а также в период эксплуатации.

3.2. Физико-механические характеристики арматурной стали

Комплексными исследованиями можно оценить физико-механические (эксплуатационные) свойства арматуры железобетонных конструкций. Механические свойства арматуры определяются при осевом растяжении и сжатии. Динамическая прочность – при растяжении и прочность – при многократно-повторных нагрузках. Длительная прочность или долговечность оцениваются длительными испытаниями на растяжение. Осуществляются испытания на стойкость противокоррозионного растрескивания. Оцениваются реологические свойства, такие как релаксация или ползучесть. Склонность к локальной хрупкости определяется за счет оценки ударной вязкости стали. Свариваемость стали определяет возможность использования стандартного оборудования для выполнения сварных соединений. Влияние температуры и продолжительности нагрева – на механические свойства арматурной стали и условия их сохранения.

Классификация свойств арматурной стали:

– *механические* – зависят только от свойств самого материала и определяются при испытании на растяжение, сжатие или изгиб;

– *технологические* – определяются дополнительными воздействиями на сталь температуры, механических усилий и пр.

Эксплуатационные характеристики арматурной стали зависят от расчетного сопротивления при условии воздействия всевозможного рода нагрузок. На основании изучения комплекса механических и технологических свойств устанавливаются расчетные и нормативные сопротивления арматуры. Основой являются предел текучести и основные показатели на диаграмме условно-мгновенного растяжения арматурной стали (рис. 3.5).

Диаграмма растяжения (сжатия) – это кривая соотношения напряжений и деформаций, которая определяется при кратковременном испытании на растяжение (сжатие) по ГОСТ 12004. Обычно записывается в координатах σ_s , ϵ_s или P , Δl (см. рис. 3.5).

Для описания диаграммы применяют следующие термины и характеристики механических свойств.

Предел упругости (расчетный) (σ_{el} , Н/мм²) – напряжение, при котором в условиях кратковременного нагружения начинается необратимая пластическая деформация, не превышающая 10⁻⁴%.

Условный предел упругости ($\sigma_{0,01}$ – $\sigma_{0,1}$, Н/мм²) – напряжение, при котором необратимая условно-мгновенная пластическая (остаточная) деформация достигает

0,01–0,1 %. В зависимости от величины допуска на величину остаточной деформации условный предел упругости обозначается как $\sigma_{0,01}$, $\sigma_{0,02}$, $\sigma_{0,05}$ и т.п.

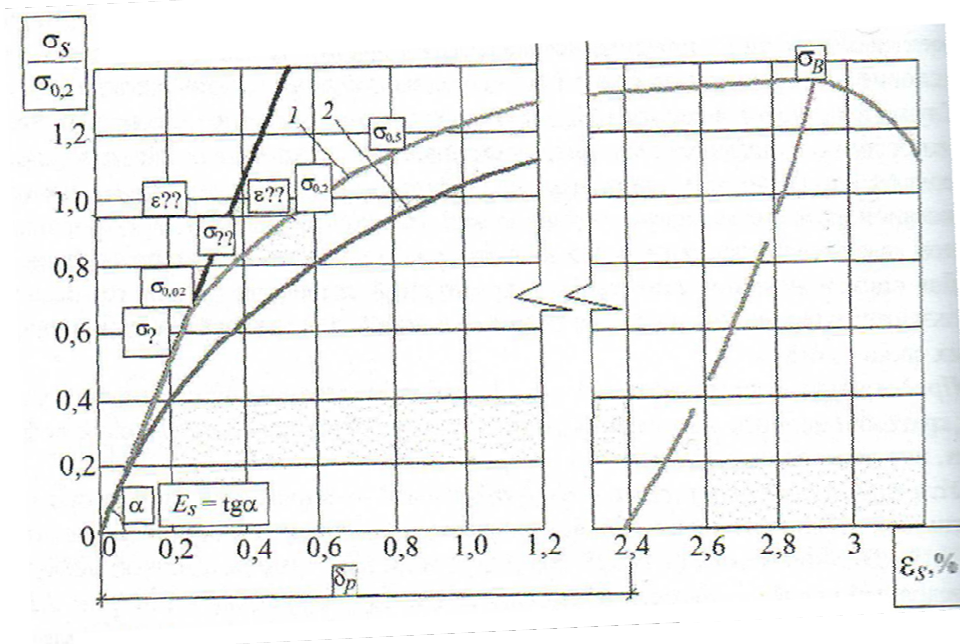


Рис. 3.5. Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали: текущее напряжение – σ_s ; текущая относительная деформация – ε_s ; упругая деформация – $\varepsilon_{s,pl}/\varepsilon_s = \sigma_s/E_s$.

Условный предел текучести ($\sigma_{0,2}$, Н/мм²) – напряжение, при котором условно-мгновенная пластическая (остаточная) деформация достигает 0,2 % или условный предел упругости с допуском на величину остаточной деформации, равным 0,2 %.

Физический предел текучести (σ_τ , Н/мм²) – наименьшее напряжение, при котором деформация происходит без заметного увеличения нагрузки.

Временное сопротивление разрыву (σ_B , Н/мм²) – напряжение, которое соответствует наибольшей нагрузке P_{max} перед разрывом.

Относительное удлинение после разрыва (δ_5 , δ_{10} , δ_{100} и т.п., %) – изменение расчетной длины образца, в пределах которой произошел разрыв, выражается в процентах от первоначальной длины.

Во время испытания стержневой арматуры относительное удлинение после разрыва определяется на базе 5 или 10 диаметров и обозначается δ_5 и δ_{10} , а при испытании проволоочной арматуры – на базе 100 мм и обозначается δ_{100} .

Относительное равномерное удлинение (δ_p , %) – изменение расчетной длины образца на участке длиной 50 или 100 мм, не включающем место разрыва, выраженное в процентах от первоначальной длины.

Относительное удлинение перед разрывом ($\delta_n(A_{gt})$, %) – изменение расчетной длины образца при наибольшей нагрузке P_{max} .

Начальный модуль упругости (E_s , Н/мм²) – отношение приращений напряжений и относительной деформации, которое определяется при первом нагружении образца в интервале напряжений от 0,2 до 0,9 σ_{el} или от 0,1 до 0,4 σ_B .

Модуль деформаций ($E = d\sigma_s/d\varepsilon_s$, Н/мм²) – отношение приращений напряжений и деформаций при любом напряжении σ_s .

Условно-мгновенная пластическая деформация ($\varepsilon_{s,pl}$) – пластическая деформация, которая получается при кратковременном испытании по ГОСТ 12004.

Неупругие конструктивные деформации ($\varepsilon_{s,c}$) – неупругие (остаточные) деформации при растяжении, которые вызываются изменением конструкции арматурного элемента (заметно проявляются в арматурных канатах). Для других видов арматуры без большой погрешности можно рассматривать величину $\varepsilon_{s,c}$ как часть пластических деформаций растяжения при кратковременном $\varepsilon_{s,pl}$ или длительном $\varepsilon_{s,cr}$ растяжении.

Деформации длительной ползучести (ε_{cl}) – деформация, определяемая при постоянном напряжении σ_s , начиная с продолжительности выдержки в условиях $\sigma_s = \text{const}$ от 1–2 мин до 1000 ч и более. Скорость σ_s нагружения до заданного напряжения σ при этом может быть той же или незначительно отличаться от принятой в ГОСТ 12004.

Релаксация напряжений (σ_{rel}) – снижение напряжений в стали в условиях $\varepsilon_s = \text{const}$.

Испытание на растяжение арматурной стали проводят на серийных универсальных разрывных машинах, усилие которых на 25 % больше предполагаемой прочности стали.

3.3. Виды и классы арматуры, используемой в монолитном строительстве

На стройку арматура, используемая при строительстве железобетонных конструкций, поступает в следующем виде:

– *бухты (бунты)* – проволока гладкого или периодического профиля поставляется в смотанном состоянии в бухтах (бунтах);

– *стержневая* – периодического профиля или гладкая (поставляется в виде обвязанных для строповки прямолинейных прутков);

– *арматурные канаты* однократной или многократной скрутки поставляются намотанными на барабан либо смотанными в бухтах.

– *готовые арматурные элементы* в виде сварных сеток, каркасов.

По основному способу изготовления арматурную сталь подразделяют на:

1. Горячекатаную.
2. Холоднотянутую:

2.1. Обыкновенного качества.

2.2. Патентированную холоднотянутую и стабилизированную проволоку и арматурные канаты из нее.

3. Упрочненную:

3.1. Вытяжкой или скручиванием.

3.2. Термомеханически.

3.3. Термически.

В зависимости от механических свойств и способа получения арматурную сталь подразделяют на классы, которые в нашей стране обозначают:

А – стержневая горячекатаная и термомеханически упрочненная арматура;

В – холоднотянутая и холоднокатаная проволока;

К – высокопрочные арматурные канаты.

В соответствии с системой качества ISO и EN разделение арматуры по классам осуществляется исходя из ее прочностных свойств.

В соответствии со стандартами ГОСТ 5781-93, ГОСТ 10884-94, а также СТО АСЧМ 7-93 классы арматуры имеют определенные обозначения (табл. 3.1 и 3.2).

Таблица 3.1

Основные механические свойства арматурной стали

Класс арматурной стали	Предел текучести ($\sigma_T, \sigma_{0,2}$), Н/мм ²	Временное сопротивление разрыву (σ_B), Н/мм ²	Относительное удлинение, %	
			после разрыва (δ_5)	равномерное (δ_p)
не менее				
A240	240	380	25	-
A300	300	500	19	-
A400	400	600 (500)	16	-
A500	500	600	14	-
A600	600	740	12	4
A800	800	1000	8	2
A1000	1000	1200	7	2
A1200	1200	1400	6	2
B1400	1400	–	–	2
K7-1400	1400	–	–	2

Классы арматурной стали А300 и А400 планируют исключить, заменив их на единый класс арматуры периодического профиля А500С, где индекс «С» указывает на тот факт, что арматура свариваемая. Термомеханически упрочненная арматура обозначается индексом «Т». Например, Ат600С (старое обозначение Ат-V).

Основные механические свойства арматурной стали (холоднотянутая и холоднокатаная проволока и высокопрочные арматурные канаты)

Класс прочности стали и техническая документация	Диаметр, мм	Модуль упругости ($E_s \times 10^{-5}$), Н/мм ²	Условный предел текучести ($\sigma_{0,2}$), Н/мм ²	Временное сопротивление разрыву (σ_b), Н/мм ²	Относительное удлинение после (перед) разрыва (δ_{100}), Н/мм ²
ГОСТ 7348-81 В1500	3		1500	1780	4
В-П В1400	4		1400	1700	4
В1400	5	2,0	1400	1670	4
В1300	6		1300	1570	5
В1200	7		1200	1470	6
В1100	8		1100	1370	6
ГОСТ 7348-81 В1500	3		1500	1780	4
Вр-П В1400	4		1400	1700	4
В1400	5	2,0	1400	1670	4
В1300	6		1200	1470	5
В1200	7		1100	1370	6
В1100	8		1000	1270	6
ГОСТ 13840-68 К7-1500	6		1500	1770	4 ¹
К7-1500	9	1,8	1500	1770	4
К7-1500	12		1500	1770	4
К7-1400	15		1410	1670	5

В других странах прописывают требования к арматурной стали разных видов в отдельных стандартах. Например, в США на низколегированную горячекатаную сталь с пределом текучести не менее 415 Н/мм² имеется отдельный нормативный документ ASTM A-706, а для стержневой арматуры с пределом текучести не менее 800 Н/мм² – ASTM A-722. Также в процессе производства на каждый пруток наносится маркировка класса стали, диаметр и фабричная марка.

Чаще всего на стройке используется арматурная сталь периодического профиля. Однако такая арматура может иметь более низкую пластичность и прочность при многократно повторяющихся динамических нагрузках в сравнении с более мягкой сталью с гладкой поверхностью класса А240. Такую же арматурную сталь или высокопрочную проволоку используют в предварительно напряженных конструкциях со способом натяжения арматуры «на бетон».

Ниже представлена основная терминология, используемая для обычной и напрягаемой арматурной стали. Для напрягаемой арматуры терминология приводится в документе ФИП-ЕКБ-РИЛЕМ 24.1.20 «Терминология по стали для предварительно напряженного железобетона».

Проволока – арматурная сталь, поставляемая в бухтах (бунтах). Проволоку класса В500 и стержневую арматуру всех классов диаметром до 8 мм выпускают в бухтах и зачастую называют катанкой.

Стержни – арматурная сталь, которая изготавливается в виде прямолинейных прутков периодического или гладкого профиля.

Арматурные канаты однократной свивки – арматурные элементы из 2, 3, 7 или 19 проволок. 7- и 19-проволочные канаты классов К-7 и К-19 состоят из одной центральной прямолинейной проволоки, вокруг которой свиты спирали 6 проволок в один ряд или 18 – в два ряда.

Волоченый арматурный канат – арматурный канат однократной свивки, протягиваемый через фильер.

Арматурный канат многократной свивки – арматурный канат из нескольких арматурных канатов однократной свивки, расположенных по спирали вокруг центрального каната.

Термообработка упрочняющая (закалка) – производится при нагреве до температуры выше 800°С.

Термообработка упрочняющая (отпуск) – термообработка для снятия внутренних напряжений или искусственного старения стали, производимая при температуре 250–300°С.

Виды термообработки для производства высокопрочной арматурной стали:

Патентирование – термообработка, которая состоит из нагрева стали до температуры 860–970 °С с последующим отпуском и последующим холодным волочением. Используется при производстве холоднотянутой проволоки класса В1400.

Закалка и отпуск – термообработка, которая состоит из нагрева стали до температуры более 800°С быстрого охлаждения и отпуска при температуре 400–450 °С.

Термомеханическое упрочнение – состоит из быстрого и равномерного охлаждения стали, деформированной в горячем состоянии, от воздействия температуры не менее 800°С до температуры отпуска. Это окончательная термообработка, которая обеспечивает требуемые свойства материала и высокую пластичность стали.

Данный вид применяется в России для производства арматурной стали повышенной прочности классов А400С – А1200. Стоимость упрочнения таким способом ниже в 10–20 раз, чем закалкой и отпуском, благодаря значительной производительности.

Низкотемпературный отпуск – термообработка, используемая при изготовлении высокопрочной проволоки, арматурных канатов и стержней горячекатаной стали классов А800 (А-V) и А1000 (А-VI) и состоящая в нагреве стали до температуры 250–500°С с последующим охлаждением на воздухе.

Механотермическая обработка (стабилизация) – низкотемпературный отпуск, совмещенный с пластическим деформированием для повышения релаксационной стойкости стали.

Волочение в холодном состоянии – механическое упрочнение путем уменьшения площади сечения стального прутка за счет приложения усилия растяжения. Используется для получения высокопрочной проволоки классов В1400.

Вытяжка в холодном состоянии (упрочнение вытяжкой) – механическое упрочнение путем холодного деформирования стали в направлении оси стержня периодического или гладкого профиля. Используется для получения стали класса А500в.

Ненапрягаемая арматура

Ненапрягаемая арматура – наиболее распространенный вид армирования монолитных и сборно-монолитных зданий и сооружений. Укладка такой арматуры в конструкцию производится без ее предварительного натяжения. В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры чаще всего используют сталь А400, А600С, В500 (для сварных сеток и каркасов), А600, А800, А1000 (в вязаных каркасах). Арматура А800 и А1000 используется только в качестве сжатой. Арматуру А240 и А300 применяют для монтажной и рабочей поперечной арматуры и в качестве продольной рабочей в конструкциях, которые эксплуатируются под давлением газов или воды, т.е. когда использование других видов ненапрягаемой арматуры нецелесообразно. Арматуру классов А300, А600 и выше при температуре ниже минус 30°С запрещается использовать из-за хладноломкости; класса А400 – при температуре ниже минус 40°С.

Выбор класса арматуры для каждого конкретного случая должен быть обоснован технико-экономическим расчетом, в котором должны учитываться: общая длина элементов, технологии их изготовления, характер действующих нагрузок, условия возведения и эксплуатации, стоимость арматуры.

Ненапрягаемая арматура классов А240, А300, А400, В500, А600С хорошо сваривается контактной и дуговой сваркой; А600, А800 – только контактной сваркой. В качестве монтажной допускается применять обыкновенную гладкую проволоку, обеспечивающую требуемую жесткость арматурного каркаса. Необходимо учитывать, что при монтаже конструкций при температуре ниже – 40°С для изготовления монтажных петель запрещается использовать хладноломкие стали (например марки ВСтЗпс2).

В предварительно напрягаемых конструкциях ненапрягаемую арматуру используют как монтажную арматуру для поддержки хомутов; расчетную, воспринимающую растягивающие напряжения при отпуске натяжных устройств; конструктивную не поддающуюся учету расчетом.

Стыкование ненапрягаемой арматуры

Использование для армирования железобетонных конструкций проволоки (кантанки) диаметром до 8 мм включительно позволяет без стыковки армировать конструкции больших размеров. Стержневая арматура, диаметр которой 10 мм и выше,

выпускается в виде прутков длиной 11,4–12 м, что влечет за собой необходимость стыковки их между собой. Также необходимо осуществлять стыковку элементов арматурных сеток и каркасов между собой.

Соединение арматурных стержней между собой осуществляется с помощью сварки, внахлестку при помощи проволоки, а также при применении обжимных муфт. Сварные соединения могут быть выполнены как в заводских условиях, так и непосредственно на строительных площадках. Соединение стержней без использования сварки используют для соединения упрочненной термически арматуры и высокопрочной проволоки. Сварка такой арматуры не допускается из-за возможного отжига (снижения структурной прочности) при сварке.

Способ стыковки арматуры при помощи сварки получил наибольшее распространение в строительстве. В зависимости от вида арматуры (марки стали, механических свойств, условий ее изготовления и пр.) применяют следующие типы сварки (рис. 3.6), такие как: контактная, ванная в инвентарной форме, с накладками, внахлестку, тавровые, контактно-точечные и др. Размеры фланговых швов принимают $b = 0,25d$, но не менее 4 мм; $h = 0,5d$, но не менее 10 мм. Сварные стыки должны соответствовать требованиям ГОСТ.

Заводской способ соединения стержней с помощью контактной стыковой электросварки арматуры является наиболее экономичным (не требует дополнительного металла) и высокопроизводительным. При таком способе сварки стержней должно соблюдаться условие $d_1/d \geq 0,85$, а наименьший диаметр стержня d_1 не менее 10 мм.

В современном строительстве все чаще используется способ стыкования арматуры при помощи муфт. Существует несколько способов установки муфт: первый предполагает использование муфт с конической резьбой и арматурных стержней с резьбой и двумя контргайками; второй – система с обжимной муфтой из цельнотянутой трубы, соединяющей концы арматуры многократным поперечным деформированием. Вторым методом является наиболее практичным.

Ванный способ сварки применяют для арматуры $d_1 \geq 20$ мм классов А240, А300, А400. При $d_1 < 20$ мм сварку производят с накладками и внахлестку. Арматура А400, А600, А800, А1000 сваривается только двумя фланговыми швами. Таким способом также допускается стыковать арматурные стержни более низких классов диаметром 10 мм и более. При этом длину сварного шва принимают для арматуры класса А240 $l \geq 6d$; классов А300, А400 $l \geq 8d$, классов А 600, А800 $l \geq 10d$. Стыки внахлестку и с накладками используют, если не удастся точно подогнать торцы стыкуемых стержней.

Соединение арматурных стержней диаметром более 10 мм с пластинами производят внахлестку. Тавровое соединение выполняют при диаметре стержня более 8 мм. При этом толщина пластины должна быть не менее $0,75d$.

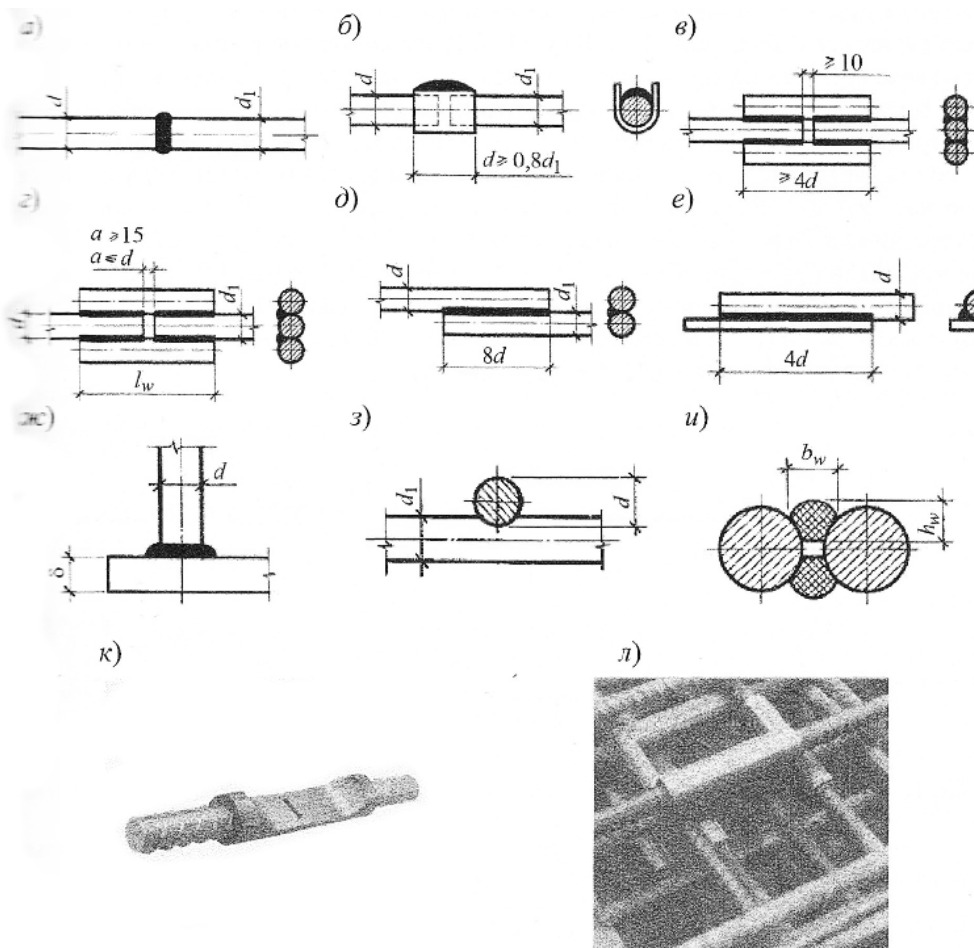


Рис. 3.6. Способы соединения ненапрягаемой арматуры:

а – контактный; *б* – в ванне, с использованием инвентарной формы; *в* – двусторонний сварной шов с накладками; *г* – односторонний шов с накладками; *д* – нахлесточный при соединении двух стержней; *е* – соединение стержня с пластиной; *ж* – тавровый (соединение стержня с пластиной); *з* – с помощью контактно-точечной сварки; *и* – ширина и высота сварного шва; *к, л* – обжимные муфты.

Стыковку арматурных стержней с накладками выполняют в местах наименьшего насыщения бетона арматурой, что делает более технологичным процесс бетонирования. Использование стыков внахлестку в конструкциях, которые работают на многократные переменные нагрузки, не допускается.

На рис. 3.7 представлены различные способы соединения плоских сеток внахлестку.

Внахлестку соединяют сварные и вязаные каркасы и сетки при $d_{\text{раб.}} < 36$ мм. Длину нахлестки определяют расчетом и принимают >250 мм (для растянутой) и >200 мм (для сжатой рабочей арматуры). Такие стержни располагают как в одной, так и в различных плоскостях. На длине нахлестки l располагают не менее двух поперечных стержней и приваривают их ко всем продольным стержням сетки или каркаса. Стыки сварных сеток из арматуры классов А300 и А400 производят в пределах стыка без использования поперечных стержней. Стыки каркасов и сеток внахлестку располагают в разбежку.

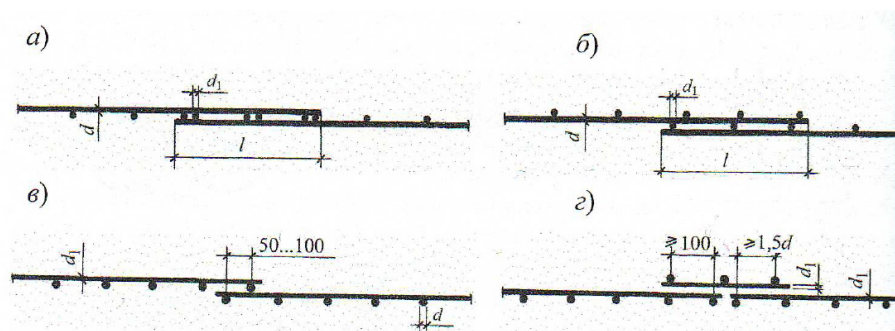


Рис. 3.7. Различные способы соединения плоских сеток внахлестку: а – рабочие стержни расположены в одной плоскости; б – рабочие стержни расположены в разных плоскостях; в – перехлест распределительных стержней; г – впритык с наложением дополнительной стыковочной сетки

Стыкование рабочей арматуры внахлестку не допускается в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементах. Такие стыки не выполняются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто, а также при использовании арматуры классов А600 и выше. Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры классов А300 и А400 производят без поперечных стержней. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняют внахлестку с перепуском крайних рабочих стержней: при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно – на 50 мм; то же, но больше 4 мм – на 100 мм. При диаметре рабочей арматуры > 16 мм – впритык между собой с перекрытием стыка $> 15d_{\text{распред}}$ и > 100 мм.

Напрягаемая арматура

В монолитном строительстве предварительно напряженными выполняются следующие конструкции: пролеты мостов, большепролетные балки и плиты перекрытий, элементы оболочек и куполов, резервуары, высотные сооружения (башни). Для изготовления преднапряженных железобетонных конструкций преимущественно используют арматурную сталь классов А600, А800 (в изделиях до 12 м) и В1400, К1400 (при длине изделий свыше 12 м).

К термически упрочненной арматуре всех классов и высокопрочной проволоке не допускается приваривать закладные детали, потому что при этом пропадает эффект упрочнения. Применение высокопрочной проволоки целесообразнее всего при непрерывном армировании конструкций, она должна быть расположена по направлению действующих растягивающих усилий или поперек конструкции (рис. 3.8). Размещение по длине элемента высокопрочной проволоки позволяет экономить от 20 до 40 % арматуры и от 10 до 20 % бетона по сравнению с линейным армированием.

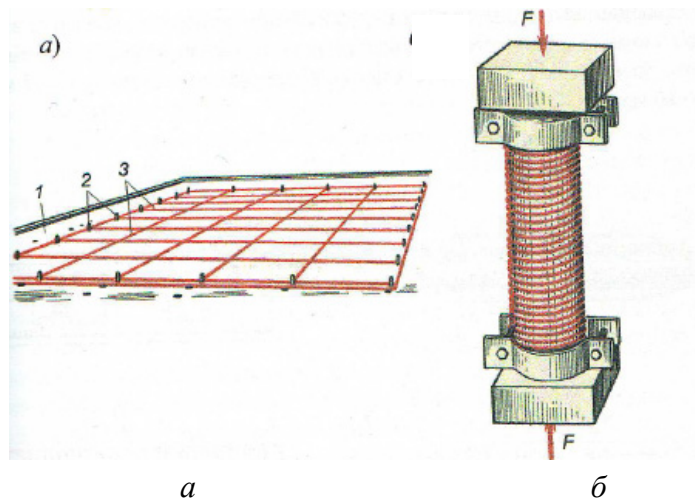


Рис. 3.8. Армирование конструкций высокопрочной проволокой:

a – плита перекрытия, армированная предварительно напряженными стержнями; *б* – пример колонны, армированной предварительно напряженной проволокой;

1 – опалубка, *2* – фиксаторы, *3* – напрягаемая арматура

При непрерывном армировании целесообразно использование канатов диаметром от 9 до 15 мм. Использование канатов более 9 мм снижает трудоемкость работ по их раскладке в сравнении с канатами меньшего сечения.

По мере роста прочности напрягаемой арматуры возрастает экономичность, потому что стоимость единицы сопротивления арматуры возрастает значительно меньше в сравнении с ее прочностью. Так, повышение класса арматуры с А600 до А800 дает возможность экономии до 15%. При этом достаточно уменьшается стоимость конструкций в целом, поскольку стоимость стали средней и повышенной прочности примерно одинакова.

Стыковку напрягаемой арматуры осуществляют с помощью специального оборудования путем обжатия специальных муфт (обойм).

Канаты стыкуют с помощью напрессовки на их концы соединительных муфт, специальных зажимов или с обмоткой проволокой (рис. 3.9).

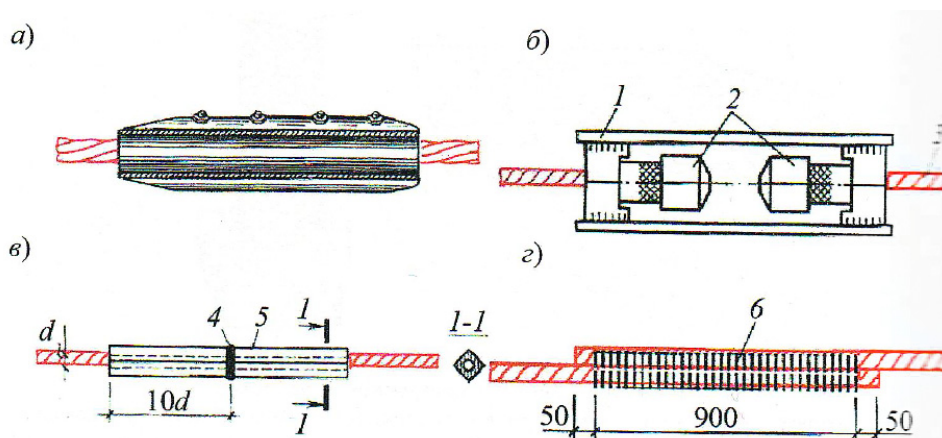


Рис. 3.9. Способы соединения между собой канатов: *a* – опрессованной муфтой; *б* – инвентарными зажимами; *в* – сваркой опрессованных гильз; *з* – внахлестку с обмоткой; *1* – рама, *2* – зажимы, *3* – канат, сварочный шов, *5* – гильза, *6* – проволока

Для повышения трения между канатом и муфтой применяется сухой песок. Для канатов диаметром 15 мм применяются муфты длиной 200 мм из стали Ст3, $d_{\text{нар}} = 32$ мм и $d_{\text{внутр}} = 16$ мм.

Необходимо отметить, что пластические свойства канатов выше, чем проволочной арматуры, что связано с использованием низкотемпературного отпуска предотвращающего их возможное раскручивание. С увеличением диаметра проволок прочность каната снижается. В сильно нагруженных конструкциях применяют спирально витые многорядные канаты.

При изготовлении конструкций, подверженных действию агрессивных сред, нельзя использовать проволочную арматуру, диаметр которой менее 3 мм, ввиду ее более быстрого разрушения.

3.4. Работа арматуры в теле бетона

Если рассматривать железобетон как единое целое (рис. 3.10), то в области контакта арматуры с бетоном имеются значительные силы сцепления, препятствующие даже малейшему сдвигу арматуры в теле бетона.

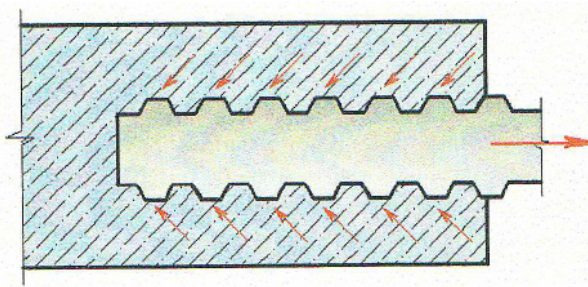


Рис. 3.10. Работа арматуры в теле бетона

Надежное сцепление арматуры с бетоном, схожие значения коэффициента линейного температурного расширения обеспечивают совместную работу арматуры и бетона. В случае, если сцепление отсутствует, первая трещина влечет за собой растяжение арматуры и ее удлинение, что приводит к резкому раскрытию трещины и потере несущей способности конструкции в целом.

Сцепление арматуры с бетоном обеспечивается тремя основными факторами:

- механическим зацеплением арматуры за бетон за счет наличия выступов и неровностей на поверхности арматуры;
- обжатием бетоном арматуры за счет усадочных деформаций, вызванных твердением портландцемента;
- хорошей адгезии поверхности металлической арматуры с бетоном, изготовленным с применением портландцементного вяжущего.

Наибольшее влияние (порядка 70–75 %) на сцепление арматуры с бетоном оказывает первый фактор. Усилие вырыва арматуры периодического профиля в несколько раз выше в сравнении с гладкой арматурой.

Значительное влияние на сцепление арматуры с бетоном, особенно для подвижных бетонных смесей, оказывает седиментация твердых частиц и выделение на поверхность избыточной воды затверения. Такое явление может привести к тому, что сцепление арматуры с бетоном становится различным для стержней, расположенных в различных по высоте бетонирования зонах конструкции. Периодический профиль арматуры снижает неблагоприятное влияние процесса седиментации.

Усилия вырыва арматуры периодического профиля из тела бетона в 5–6 раз превосходит марочную прочность бетона (прочность бетона на сжатие), поэтому особенно важно обеспечить наибольшую плотность бетона в зоне его контакта с арматурой. Хорошим показателем механического контакта с бетоном обеспечивает использование в качестве армирования стальных канатов. Витые канаты надежно самоанкеруются в бетоне.

При проектировании и изготовлении железобетонных элементов необходимо руководствоваться следующими положениями:

- величина сцепления арматуры с бетоном повышается с увеличением удельной поверхности сцепления арматуры с бетоном и уменьшением диаметра арматуры. Поэтому площадь контакта арматуры с бетоном следует увеличивать в том числе за счет использования рельефной арматуры;

- чем выше скорость передачи продольных усилий с арматуры на бетон, тем выше напряжения сцепления;

- усилие вырыва со стержня на бетон передается на рассчитанном участке заделки стержня, поэтому увеличение величины заделки не приводит к изменению изгибающих моментов;

- длина области анкеровки арматуры увеличивается при возрастании ее диаметра и прочности, а уменьшается при возрастании сцепления арматуры с бетоном;

- сцепление арматуры с бетоном возрастает со снижением В/Ц отношения, повышением класса бетона, увеличением содержания цемента и плотности бетона с использованием специальных средств уплотнения;

- усилия вырыва арматуры значительно меньше усилий при ее вдавливании, поэтому диаметр сжатых стержней нужно также ограничивать, хоть и в меньшей степени, чем растянутых стержней.

Необходимо обеспечивать качественное уплотнение бетонной смеси, требуемую толщину защитного слоя, которая при кратковременном раскрытии трещин не более 0,4 мм и содержании цемента более 250 кг/м³ надежно предохраняют арматуру от коррозии и на определенное время обеспечивают защиту арматуры от действия огня.

Для работы арматуры в железобетонной конструкции с заданным расчетным сопротивлением ее необходимо анкеровать на длину зоны передачи усилий. Арматура без анкеров в пределах длины зоны анкеровки – это арматура, у которой за счет сил сцепления концы самоанкеруются в бетоне. Вся стержневая, проволочная

профилированная арматура и канаты однократной свивки при натяжении на упоры и достаточной передаточной прочности бетона относятся к арматуре без анкеров. Арматура с анкерами на концах – это арматура, концы которой анкеруют в бетоне специальными устройствами (арматура, натяжение которой производится на бетон).

В отдельных случаях применяют арматурные элементы из высокопрочной проволоки без сцепления их с бетоном (наружное размещение арматуры). Однако подобные конструкции сложно назвать железобетоном, так как конструкции и арматура работают отдельно друг от друга.

Методы анкерования ненапрягаемой арматуры актуальны только для отдельных гладких стержней. Анкерование сеток и каркасов, а также стержней периодического профиля не требуется, так как для первого случая анкерование обеспечивается за счет поперечных стержней, а для второго – за счет профиля арматуры.

Ненапрягаемую гладкую арматуру заводят за нормальное сечение элемента на длину зоны заделки.

Анкерование обеспечивается за счет выполнения изогнутых окончаний стержней (крюки, лапки или петли) или наличия приваренной поперечной арматуры по длине заделки (рис. 3.11).

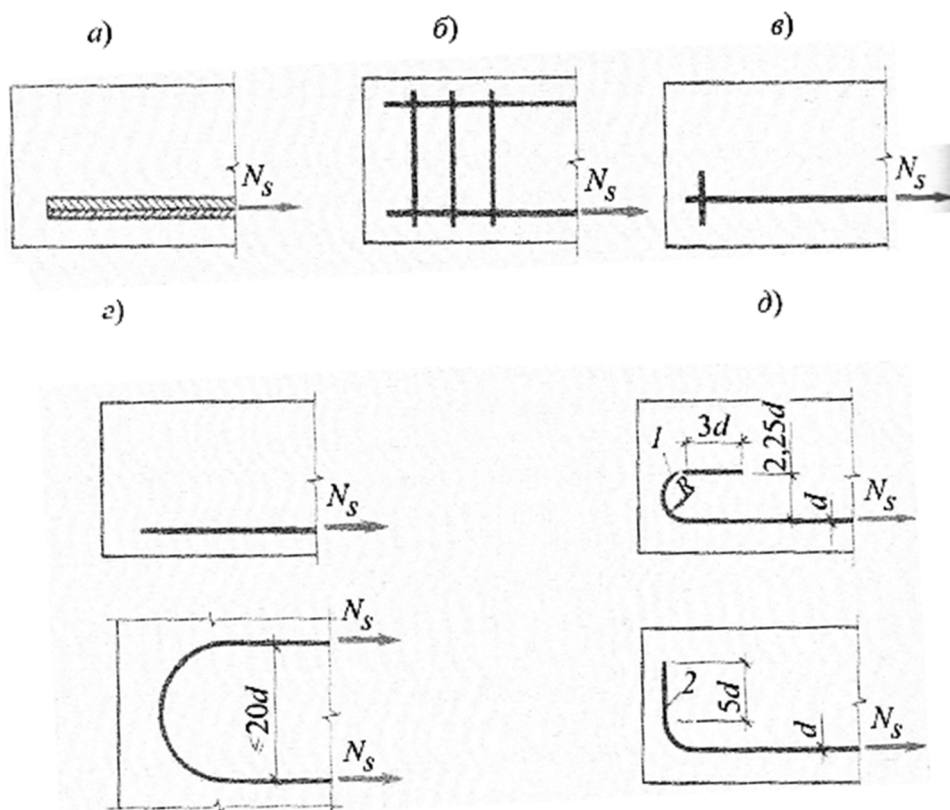


Рис. 3.11 – Способы анкерования ненапрягаемой арматуры:
 а – сцепление прямых стержней с бетоном; б – приварка поперечных стержней;
 в – применение анкеров; г – использование петель; д – крюки и лапки;
 1, 2 – прямые участки

При использовании в качестве напрягаемой рабочей арматуры канатов, высокопрочной проволоки периодического профиля, арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры (до бетонирования), установки анкеров не требуется. Такая арматура самоанкеруется в бетоне за счет периодического профиля. Однако недопустимо мгновенно передавать усилия натяжения на бетон. Во время отпуска натяжных устройств вследствие динамического эффекта арматура может оказывать на бетон расклинивающее действие, что может привести к его разрушению.

Для восприятия бетоном локальных растягивающих напряжений на концах напрягаемой арматуры устанавливают спирали, сделанные из проволоки класса В500 ($d = 3-4$ мм, шаг 25–30 мм). Также можно использовать поперечные сетки, располагая их с шагом 50–100 мм на участке > 200 мм и $> 10d$ и $20d$ (для профилированной и гладкой арматуры без анкеров) и $> 2L_{\text{анк}}$ (для арматуры с анкерами). Все продольные стержни арматуры должны быть охвачены сетками. Кроме ограничения раскрытия продольных горизонтальных трещин сварные сетки и замкнутые хомуты до двух с половиной раз увеличивают несущую способность бетона и уменьшают вероятность раскрытия вертикальных трещин. Диаметр хомутов и стержней сеток принимают от 4 мм.

На концах гладкой высокопрочной проволоки анкеровку производят с помощью конструктивных анкеров, т.е. анкеров, которые остаются на концах арматуры на весь период эксплуатации конструкции. Конструктивные анкера делают в виде высаженных головок и металлических плит или петлевых (кольцевых) анкерных устройств.

Жесткую фиксацию концов канатной арматуры и пучков производят с помощью обжатых муфт, клиновых и цанговых зажимов, гильзостержневых анкеров, металлических колодок и конусных пробок, гильзоклиновых анкеров и других приспособлений.

Для защиты анкерных устройств от коррозии их пескоструят и покрывают специальными защитными составами.

4. ОРГАНИЗАЦИЯ АРМАТУРНЫХ РАБОТ

Арматурные работы при монолитном и сборно-монолитном строительстве выполняются в соответствии с проектной документацией, по чертежам марки КЖ. Разработке и составлению чертежей предшествуют работы по расчетам железобетонных конструкций. Результат прочностных расчетов ж/б конструкций – это определение площади поперечного сечения рабочей арматуры, обеспечивающей несущую способность конструктивных элементов здания. Соблюдение требований проектной документации при выполнении арматурных работ обеспечивает условия экономичного и качественного изготовления конструкций, их долговечность, а также надежную совместную работу бетона и арматуры.

Производство арматурных работ состоит из следующих последовательных этапов:

1. По графику производства работ в соответствии с проектным решением (чертежи марки КЖ) в снабжение отправляется заявка на поставку арматурной стали.
2. Осуществляется поставка арматурной стали на строительную площадку.
3. Временное складирование и хранение арматуры.
4. Транспортирование арматурных элементов на объекте.
5. Обработка арматурных элементов.
6. Монтаж арматурных элементов в проектное положение.

На строительную площадку арматура, как правило, поставляется автомобильным транспортом массой не более 20 т.

Поставка арматуры сопровождается всеми необходимыми сертификатами качества. В них указываются номера ГОСТ или ТУ, условия поставки, маркировки, упаковки и испытаний, марка стали, ее химический состав и механические свойства. Поставляемая арматура и арматурные элементы должны иметь идентификационные бирки (ярлыки) на которых указываются класс и марка стали, диаметр, номер партии, завод-изготовитель.

Применение арматурной стали без документов о качестве недопустимо во избежание возможных аварийных ситуаций.

В РФ не допускается применять арматуру, выпускаемую по иностранным стандартам, без дополнительных сертификатов.

Поставка арматурных стержней осуществляется в пакетах, проволоки и канатов – в бухтах (бунтах). Бунты поставляют весом от 0,6 до 1,5 т. Вес пакетов с арматурными стержнями делается по согласованию с заказчиком, чаще он составляет от 3 до 5 т.

- Стержневая арматура поставляется в прутках длиной от 6 до 12 м. Она может быть:
- мерной длины (количество немерных отрезков длиной не менее 2 м – не более 15 %);
 - немерной длины.

Складирование арматуры на объекте осуществляют в порядке, удобном при ее монтаже.

Запас арматуры на объекте должен составлять не менее 3-сменной потребности.

В случае больших строек арматура складировается на центральных складах (где осуществляется приемка) и приобъектных складах (в зоне действия кранов, где осуществляются текущие строительные работы).

Штабеля арматуры размещают с условием проезда для транспорта и прохода для людей между ними. Штабели должны быть промаркированы, их высота не должна превышать 1,5 м. Расположение штабеля должно быть удобным для выполнения погрузочно-разгрузочных работ.

Арматуру следует укладывать на специальные бетонные или деревянные подкладки, она не должна соприкасаться с грунтом. Коррозия, загрязнение или деформации должны быть исключены.

Такелажные работы

Строповку арматуры, арматурных сеток и каркасов необходимо осуществлять строго по инструкции в специальных местах и с помощью специальных устройств и приспособлений. Места строповки больших сеток и пространственных каркасов должны быть обозначены краской.

Строповку сетки производят в четырех точках с использованием пространственной траверсы, армокаркасы стропуют с применением двухконцевых стропов или траверсом (рис. 4.1). Также для строповки арматуры используют стальные и текстильные стропы.

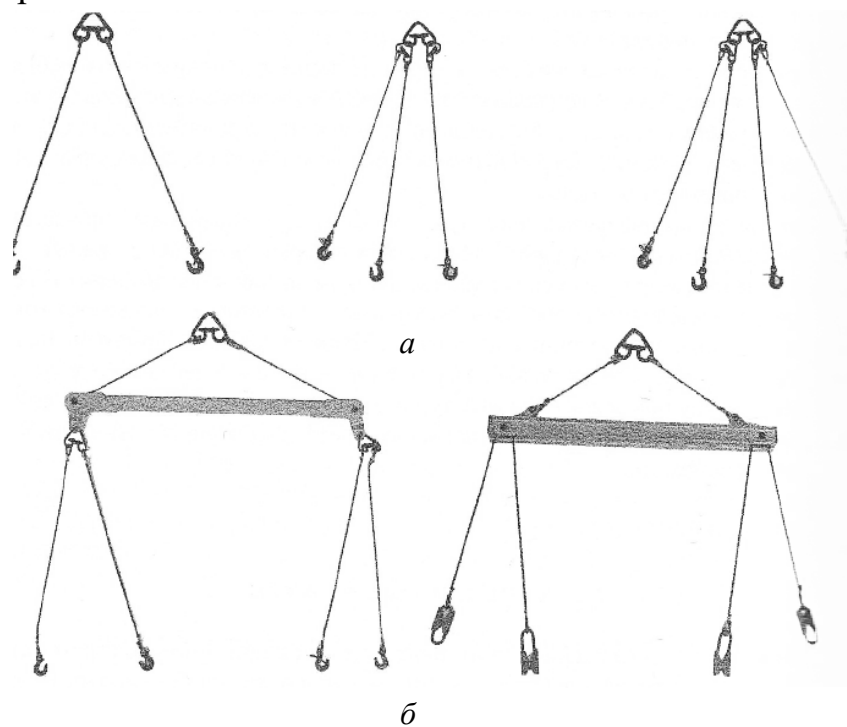


Рис. 4.1. Приспособления для строповки арматуры, арматурных сеток и каркасов: *а* – многоветвевые стропы; *б* – балансирные траверсы

Подготовка арматурной стали к монтажу

Арматурную сталь, поступающую в бухтах, выпрямляют и нарезают в размер на специальных станках, снабженных разматывателем, набором роликов для выпрямления, режущим устройством и упором.

Резка арматуры на строительной площадке осуществляется с помощью резательного станка, ножниц или угловой шлифовальной машины (УШМ). Для очистки от ржавчины и грязи используют специальные металлические щетки (как ручные, так и механические) для УШМ. Для гибки арматуры в зависимости от объема работ используют как ручные, так и приводные станки.

Соединение арматуры. Электросварка и вязка арматуры

Для фиксации арматуры в проектное положение, создания арматурных каркасов при изготовлении монолитных и сборно-монолитных конструкций используются следующие способы соединения стержней между собой:

- сварка (контактная и электродуговая);
- связка проволокой;
- закрепление пружинными фиксаторами.

В свою очередь на стройках применяют следующие виды сварок:

- ручная электродуговая;
- ванная;
- ванно-шовная;
- контактная;
- полуавтоматическая электрошлаковая.

Испытания сварных стыков проводят визуально или выборочно, с помощью разрывных стендов, вырезанных из конструкции элементов (1 % от числа соединений). Реже используют неразрушающие методы дефектоскопии.

Ручная электродуговая сварка. Самый распространенный, универсальный и мобильный вид сварки на строительной площадке. При таком виде сварки арматурные стержни фиксируют внахлест, с накладками, крепят закладные детали, собирают металлические конструкции. Также таким способом выполняют стыковку горизонтальных, вертикальных и наклонных стержней диаметром от 8 до 80 мм арматурных сталей А240 – 800. Для сварки используются мобильные сварочные аппараты (трансформаторы) переменного или постоянного токов.

Ванная сварка. В основу заложен принцип получения расплавленного металла в пространстве, ограниченного торцами стыкуемых стержней и скобой-накладкой. Стыкуемые стержни выставляют с зазором, который заполняется специальным наплавочным электродом. Для того чтобы расплавленный металл не растекался,

используют специальные подкладки или накладки из меди. С помощью данного вида сварки соединяют горизонтальные, вертикальные и наклонные стержни. Пузырьки инертных газов поднимаются вверх, а образующийся шлак в последствии сбивается, шов зачищается.

Ванная сварка может выполняться как одним электродом, так и с помощью гребенки, составленной из электродов. Таким способом стыкуются арматурные стержни диаметром до 80 мм марки стали Ст3, Ст5, 35ГС.

Для ванной сварки, так же, как и для электродуговой, используются трансформаторы переменного или постоянного тока. Пример соединения стержней с помощью ванной сварки представлен на рис. 4.2.

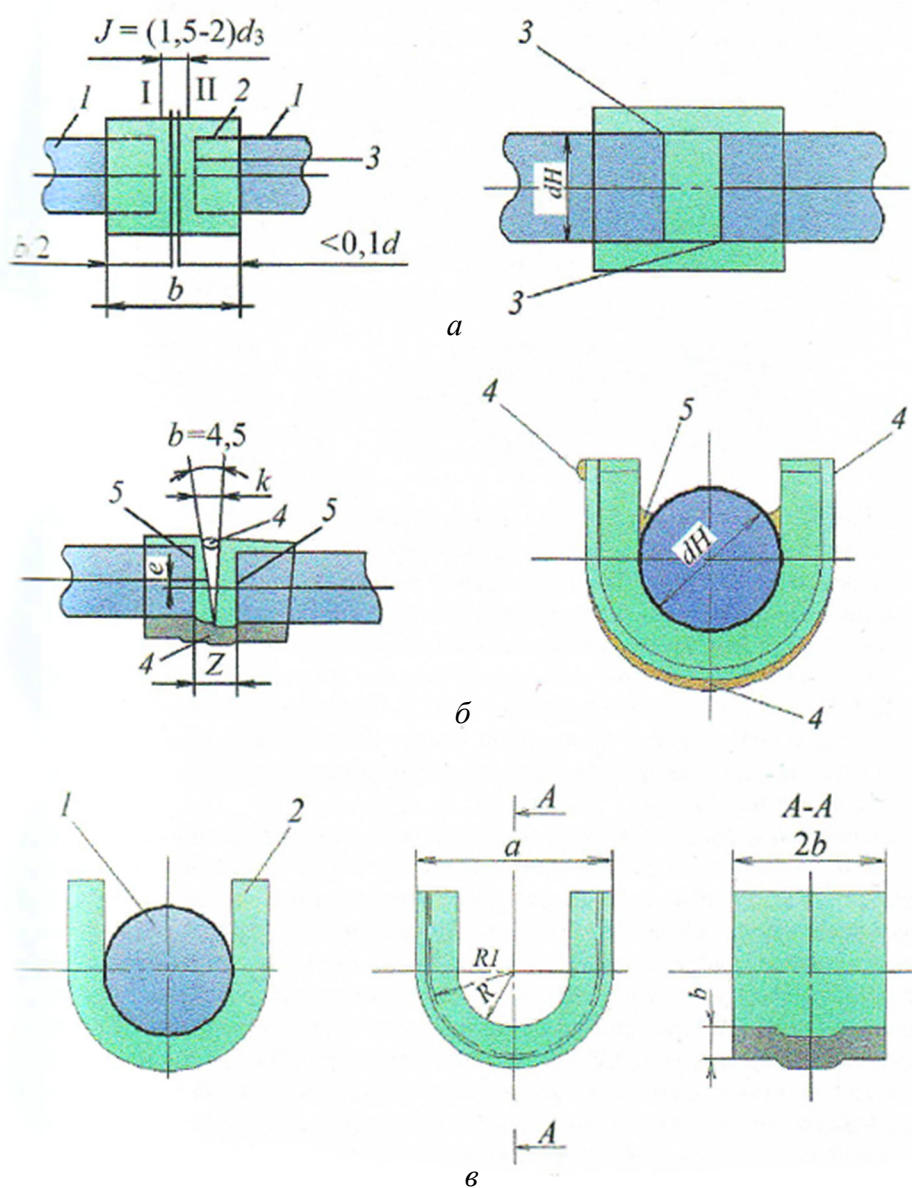


Рис. 4.2. Пример соединения стержней с помощью ванной сварки: а – стык на гладкой накладке; б – стык на составной подплоскошке; в – цельная подкладка с канавками; 1 – стыкуемые стержни, 2 – подкладка, 3, 4, 5 – прихватки

Ванно-шовная сварка. Отличительной особенностью данного вида сварки является использование несъемной накладки – ванны, которую сначала приваривают фланговыми швами к стыкуемым стержням, а затем производят заполнение зазора между стержнями с помощью наплавки электродов. В результате за счет накладки получают более прочное соединение стержней. Данный вид сварки используют для соединения стержней диаметром более 36 мм (рис. 4.3).

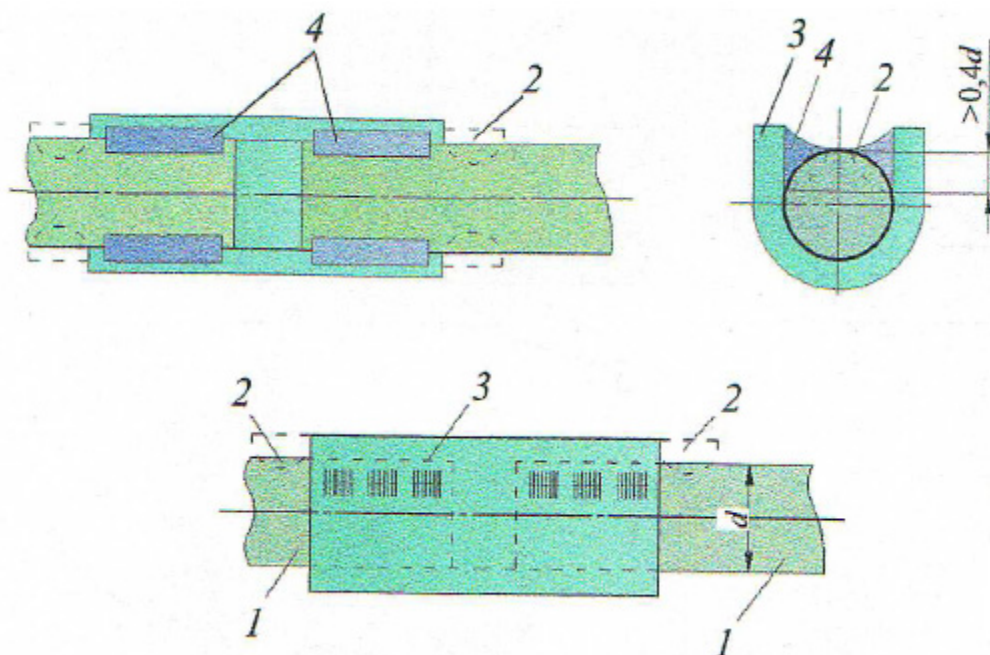


Рис. 4.3. Соединение стержней с помощью ванно-шовной сварки:
1 – стыкуемые стержни, 2 – точечные наплавки, 3 – скобы-накладки, 4 – фланговые швы

Контактная сварка. Такой способ предусматривает сварку соединяемых между собой стержней с помощью специальных сварочных машин. Свариваемые стержни помещаются между электродами машины, после чего происходит их сжатие, нагревание и осадка металла в месте контакта. Для быстрого нагрева металла применяют высокие токи 50 000 А и выше. В результате получается качественный и надежный стык.

Недостаток контактной сварки – громоздкость сварочных установок, необходимость больших сварочных мощностей, поэтому ее используют для изготовления сеток и каркасов только в заводских условиях. Преимущество такого вида – скорость и низкие трудозатраты.

Контактная сварка используется для стыковки арматурных стержней диаметром от 12 до 30 мм класса А240 или А300.

Полуавтоматическая электрошлаковая сварка

Осуществляется с помощью мобильных аппаратов путем механизированной подачи электродной плавящейся в среде газа (аргон, или углекислота) проволоки и постепенным заполнением стыка расплавленным металлом.

При электрошлаковой сварке (рис. 4.4) используют порошкообразный флюс. При контакте проволоки со стыкуемыми стержнями образуется электрическая дуга, расплавляющая металл и флюс, который в силу своего низкого веса всплывает и образует корку защищающую металл от соединения с кислородом и азотом воздуха, что повышает качество стыка.

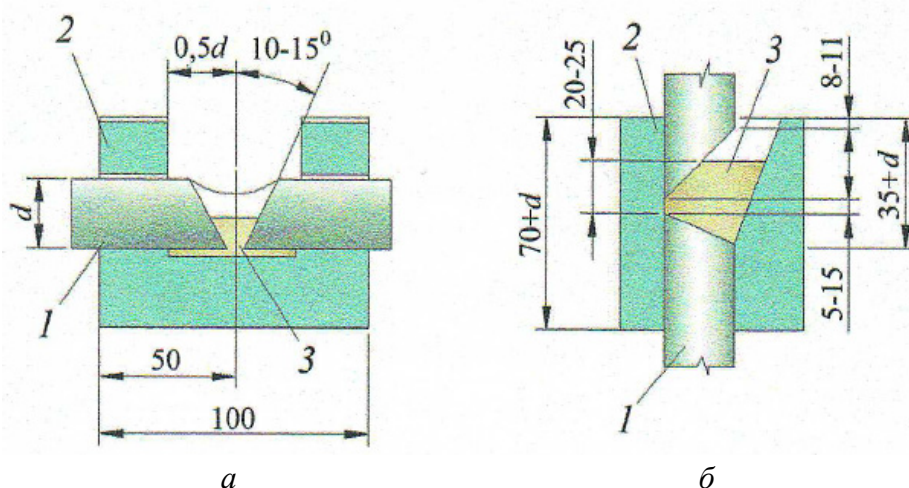


Рис. 4.4. Пример соединения стержней с помощью полуавтоматической электрошлаковой сварки: *а* – горизонтальный стык; *б* – вертикальный стык, *1* – стыкуемые стержни, *2* – форма, *3* – флюс

Полуавтоматическая электрошлаковая сварка, а также сварка в среде газов характеризуются повышенной производительностью труда, и более низкой, в сравнении с электродуговой, стоимостью сварочных работ. Однако для такого способа требуется более дорогостоящее и громоздкое оборудование. Применяется для соединения стержней диаметром 16 мм и более.

Соединение арматуры с помощью вязальной проволоки

В случае, если контактная и электродуговая сварка не допускается, для соединения арматуры используется способ их связки с помощью проволоки или пружинных проволочных фиксаторов. Для связки стержней используют мягкую отожженную стальную проволоку диаметром от 0,8 до 3,0 мм. Чаще всего при производстве монолитных работ используют именно этот метод сборки арматурного каркаса. Вязку арматурных стержней осуществляют с помощью специальных крючков, арматурных кусачек или специальными электрическими пистолетами для вязки арматуры. С помощью такого пистолета связывается арматура диаметром от 8 до 65 мм, скорость вязки одного узла – не более секунды, используемый диаметр стальной проволоки от 0,8 до 1,5 мм.

Также для ускорения соединения арматурных стержней используют пружинные проволочные фиксаторы диаметром от 1,5 до 2,5 мм (рис. 4.5).

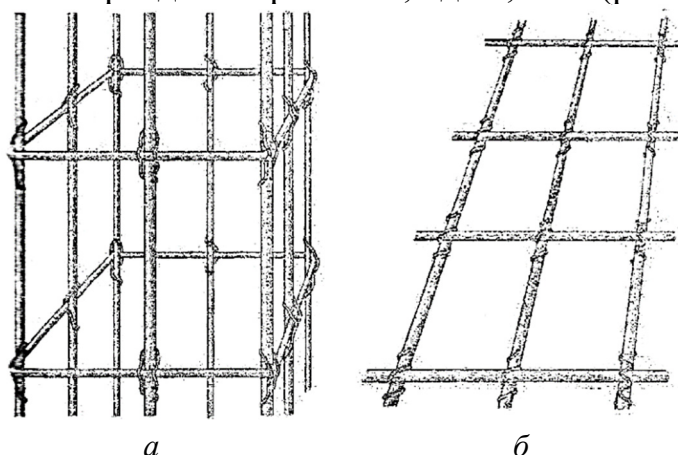


Рис. 4.5. Арматурные изделия, собранные с применением фиксаторов:
а – арматурный каркас, *б* – арматурная сетка

Установка арматуры в проектное положение

Монтаж арматуры в проектное положение осуществляют специализированные звенья (бригады) арматурщиков. Очередность монтажа арматуры должна быть такой, чтобы элементы, установленные ранее, не затрудняли последующий монтаж, а также была обеспечена надежная фиксация установленной арматуры.

Обязательное условие при установке арматуры в проектное положение – обеспечение требуемой величины защитного слоя бетона (расстояния между опалубкой и арматурой). Для этого устанавливают специальные подкладки из бетона, пластика арматуры и других материалов.

Значения требуемой толщины защитного слоя для различных видов монолитных конструкций представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Значения требуемой толщины защитного слоя
 для различных видов монолитных конструкций

Вид монолитной конструкции	Минимальная допустимая величина защитного слоя, мм
Плиты и стены толщиной до 100 мм из:	
тяжелого бетона	10
легкого бетона	15
Плиты и стены толщиной более 100 мм	15
Ребра покрытий	15
Блоки и колонны при диаметре арматуры, мм:	
до 20	20
от 20 до 35	25
более 35	30
При армировании металлопрокатом	50
Нижняя арматура фундамента:	
с устройством подготовки	36
без устройства подготовительного слоя	70
Балки фундаментные	36

Монтаж арматуры необходимо производить в строгом соответствии с проектом производства работ (ППР) и имеющейся рабочей и проектной документацией. Порядок выполнения арматурных работ определен в ППР. Пример установки арматурного каркаса представлен на рис. 4.6.

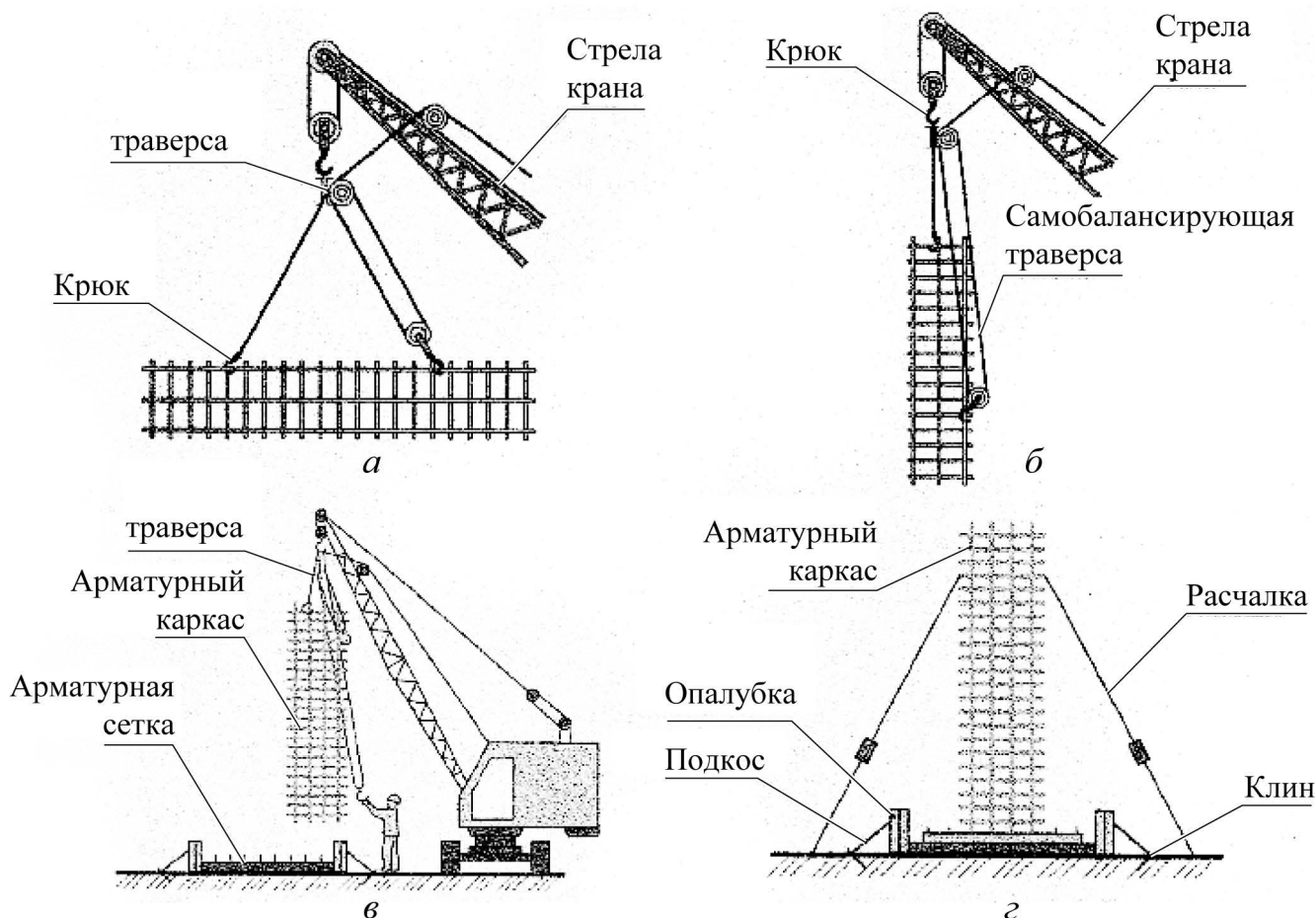
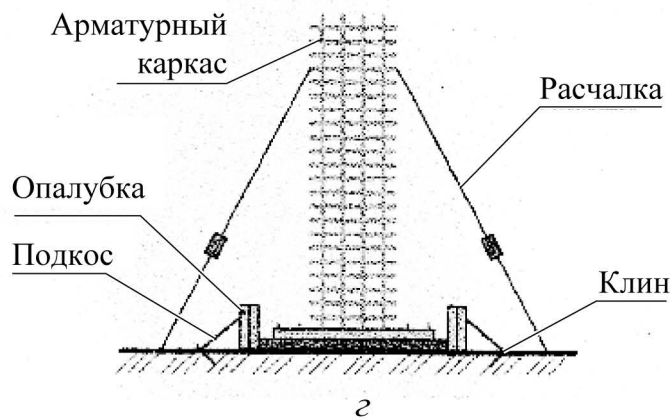
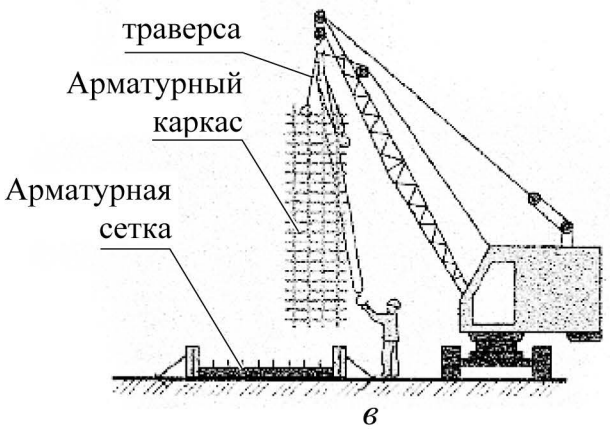
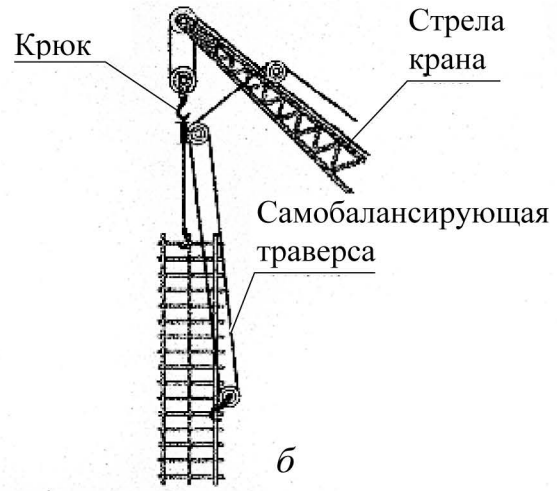
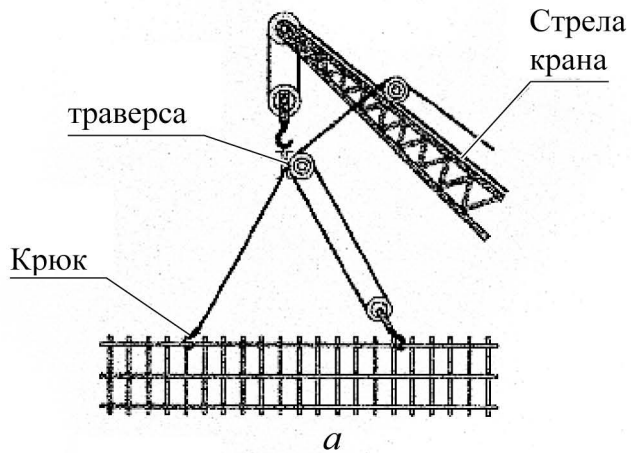


Рис. 4.6. Пример установки арматурного каркаса:

а – подъем в горизонтальном положении; *б* – подъем в вертикальном положении;
в – установка; *г* – закрепление арматурного каркаса

Для снижения трудоемкости монтажа, увеличения темпов строительства, а также повышения качества арматурных работ необходимо использовать унифицированные укрупненные арматурные заготовки (сетки, каркасы), механизмы для монтажа таких элементов, применять заранее собранные армоопалубочные блоки, быстрые способы стыковки.

При сборке арматурных каркасов будущих монолитных конструкций определяющим для армирования является положение такой конструкции в пространстве (вертикальное, горизонтальное, наклонное). С точки зрения армирования монолитные конструкции могут быть разбиты на несколько групп: так, к первой группе относятся горизонтальные конструкции: плиты перекрытия и покрытия, фундаментные плиты, основания фундаментов и пр. Такие конструкции армируются



горизонтальными плоскими сетками. Армирование может быть однорядным (только в верхней или нижней зоне) или двурядным (в верхней и нижней зонах плиты). Нижняя сетка укладывается на подготовленное основание или в опалубку с установкой фиксаторов защитного слоя. Верхнюю сетку устанавливают при монтаже поддерживающих вертикальных каркасов, обеспечивающих жесткость и неизменность проектного положения верхней сетки. Сетки могут стыковаться по длине вдоль рабочей арматуры посредством устройства равнопрочного стыка или перепуском стержней друг на друга (величина нахлеста определяется расчетом). В поперечном направлении при отсутствии изгибающих или растягивающих усилий сетки укладывают одна к другой на расстоянии поперечного шага рабочих стержней. При наличии таких усилий сетки укладывают во взаимно перпендикулярном направлении одна на другую.

Ко второй группе могут быть отнесены вертикальные конструкции: стенки, балки и прочие. Армирование может быть однорядным и двурядным. При однорядном армировании положение вертикальной сетки фиксируется с одной стороны фиксаторами защитного слоя, с другой – гнутыми элементами или каркасами перпендикулярно сетке. При двурядном армировании с двух сторон к сеткам устанавливаются фиксаторы, а между сетками устанавливают в распор каркас. Расположение каркасов не должно затруднять равномерное распределение бетонной смеси.

К третьей группе относятся пространственные арматурные каркасы (колонны, ступенчатые фундаменты подколонников). Пространственная жесткость высоких элементов обеспечивается малым числом вертикальных стыков, частый шаг поперечных стержней. Для образования пространственного каркаса используют продольные гнутые элементы, которые имеют надежные угловые соединения в изогнутых местах и требуют минимума соединений при укрупненной сборке.

При вертикальном положении арматурных стержней армокаркас можно сравнительно легко зафиксировать в пространстве благодаря опалубке. При бетонировании вертикальный армокаркас воспринимает давление от потока бетона и боковое давление от уже уложенного бетона. При горизонтальном расположении каркаса на него оказывается давление при укладке бетона и его вес, однако после уплотнения бетон нижележащих слоев принимает этот вес на себя.

Допускаемые отклонения от проекта отдельных арматурных элементов не должны превышать допускаемых значений, представленных в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Допускаемые отклонения от проекта отдельных арматурных элементов

Места установки арматуры	Допускаемые отклонения, мм
В расстояниях между отдельными рабочими стержнями:	
для колонн, балок и арок	± 10
для плит, стен и фундаментов под каркасные конструкции	± 20
для массивных конструкций	± 30
В расстояниях между рядами арматуры при армировании в несколько рядов по высоте:	
в конструкциях толщиной более 1 м и фундаментах под конструкции и технологическое оборудование	± 20
в балках, арках и плитах толщиной более 100 мм	± 5
в плитах толщиной до 100 мм при проектной толщине защитного слоя 10 мм	± 3
В расстояниях между хомутами балок и колонн и между связями арматурных каркасов к ферм	± 10
В отдельных местах в толщине защитного слоя:	
в массивных конструкциях (толщиной более 1 м)	± 20
в фундаментах под конструкции и технологическое оборудование	± 10
в колоннах, балках и арках	± 5
в плитах и стенах толщиной более 100 мм	± 5
в плитах и ступах толщиной до 100 мм при проектной толщине защитного слоя 10 мм	± 3
В расстояниях между распределительными стержнями в одном ряду:	
для плит, стен и фундаментов под каркасные конструкции	± 25
для массивных конструкций	± 40
От вертикали или горизонтали в положении хомутов, (за исключением случаев, когда они предусмотрены проектом)	± 10
В положении осей стержней в торцах сварных каркасов, стыкуемых на месте с другими каркасами при диаметре стержней, мм:	
до 40	± 5
40 и более	± 10
В расположении стыков стержней по длине элемента:	
в каркасах и тонкостенных конструкциях	± 25
в массивных конструкциях	± 50
Отклонения положений элементов арматуры массивных конструкций (каркасов, блоков, ферм) от проектного:	
в плане	± 50
по высоте	± 30

4.1. Особенности выполнения чертежей железобетонных конструкций и схем их армирования в составе строительной документации

Проектная и рабочая документация должна выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ Р 21.1101-2013 и ГОСТ 21.501-2011.

Чертежи марки КЖ (конструкции железобетонные) включают в себя схемы расположения элементов конструкций (в том числе раскладку арматурных элементов) и спецификации к ним.

Пример исполнения схемы расположения сборных элементов железобетонного перекрытия на чертежах и спецификация к ней представлены на рис. 4.7.

Спецификация должна содержать следующие столбцы: позиции элементов, указанные на схеме; обозначение серии, альбома, в которых содержится типовая конструкция; наименование конструкции; количество; массу единицы; дополнительные данные.

В составе чертежей монолитных ж/б конструкций дополнительно входят схемы армирования и ведомости расхода стали (рис. 4.8). Марка монолитного элемента должна содержать букву «м».

На схеме расположения элементов монолитных конструкций должны быть нанесены:

- координатные оси и основные размеры здания;
- позиции (марки) элементов конструкций;
- отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций;
- обозначение размеров, узлов и фрагментов.

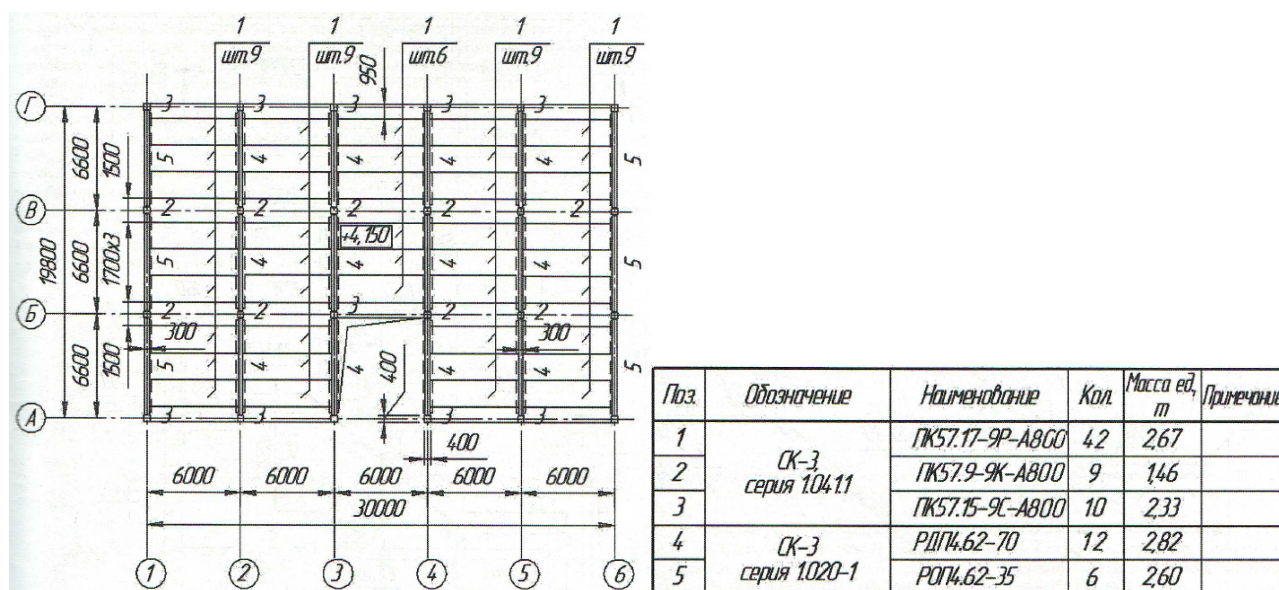


Рис. 4.7. Схема расположения сборных железобетонных элементов перекрытия (отметка +4,150) и спецификация к ней

Схемы расположения выполняют упрощенно в виде планов, фасадов или разрезов соответствующих конструкций, в последовательности выполнения СМР.

Спецификации к схемам расположения сборных железобетонных конструкций можно заполнять по разделам: монолитные участки; элементы сборных конструкций; стальные и другие изделия.

В случае если в рабочие чертежи типового изделия вносятся изменения (устройство отверстий, установка дополнительных закладных деталей), то на это изделие выполняется рабочая документация, на чертежах которой указываются только внесенные изменения. К существующей марке типового изделия добавляется индекс.

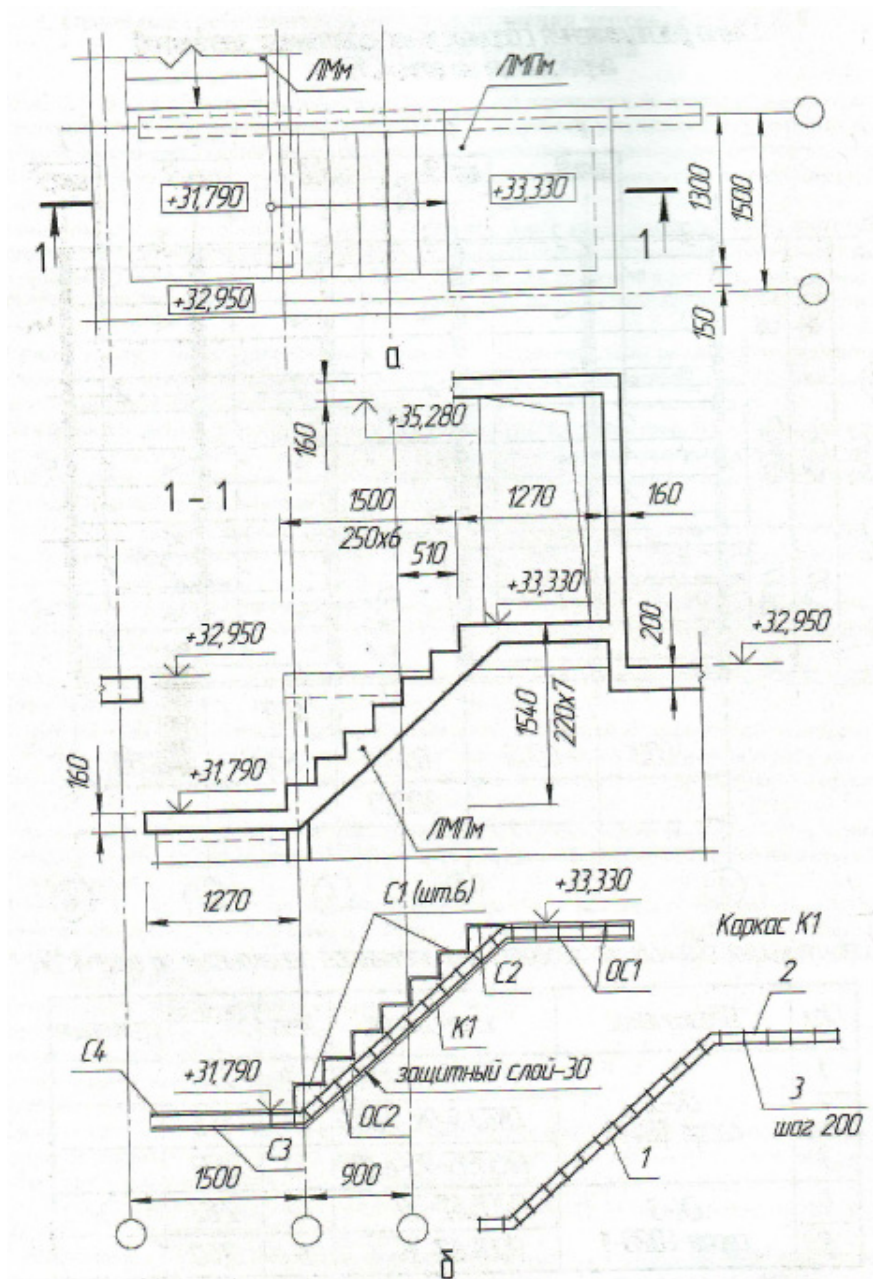


Рис. 4.8. Конструкция монолитной лестницы:
а – схема расположения элементов; *б* – схема армирования (элемент ЛМПм)

На схему армирования монолитных железобетонных конструкций наносятся:

- основные размеры, координатные оси здания;
- контуры конструкций;
- отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций;
- позиции (маркировки) арматурных и закладных элементов;
- обозначение размеров, фрагментов и узлов;
- указания о способе, которым соединяются арматурные стержни между собой;
- размеры, которые определяют положение арматурных и закладных деталей, а также толщину защитного слоя бетона;
- фиксаторы, обеспечивающие проектное положение арматуры (при наличии).

Из рис. 4.8 следует, что конструкция монолитной железобетонной лестницы (ЛМПм) включает в себя следующие арматурные изделия: каркасы К1 (7 шт.), объединенные стержнями ОС1 и ОС2.

Для нижней площадки используются сетки С3 и С4. Сетки С1 (6 шт.) и С2 (1 шт.) применяются для армирования ступеней.

Связь между отдельными элементами монолитных лестниц ЛМПм и ЛМм осуществляется за счет заведения арматуры каркасов К1 элемента лестницы ЛМм в пространство между сетками С3 и С4 (нижняя площадка лестницы ЛМПм) на длину анкеровки ($l_{ан}$).

При выполнении опалубочных и арматурных чертежей ж/б конструкций подробности конструктивного решения элементов показываются на узлах. На рис. 4.9 представлен пример обозначения узлов на чертежах. Узел может быть обведен на плане или разрезе (узел 8), а также обозначен как узел-сечение (узлы 30 и 33). На выноске узла указывается порядковый номер (8), а также в скобках указывается лист чертежа (10). Над изображением узла в круге записывается номер узла, а под ним номер листа, на котором он обозначен.

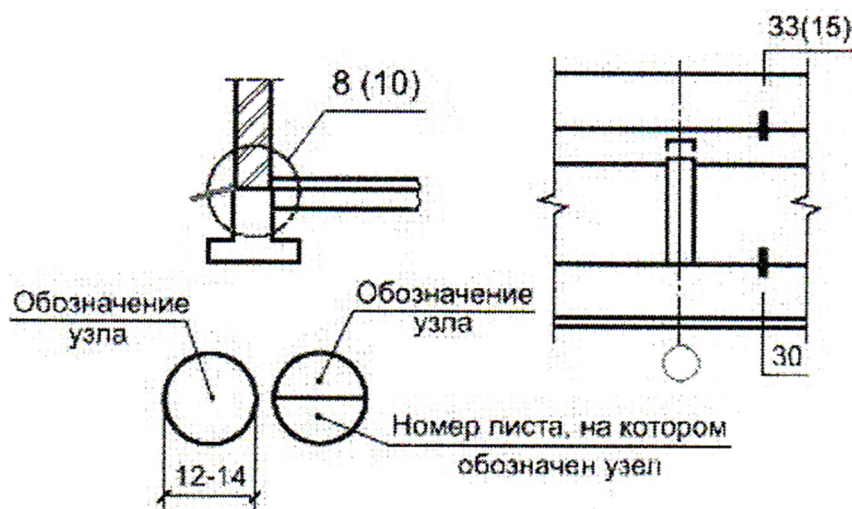


Рис. 4.9. Обозначение узлов на чертежах ж/б конструкций

Для простых элементов армирования (отдельные стержни марки ОС1, ОС2 и сетки С1–С4) все необходимые данные для их изготовления берут в спецификации, без выполнения чертежей. Описание сеток приводится в стандартном виде по ГОСТ 23279. В соответствии с ГОСТ условное обозначение сварных сеток (рис. 4.10) имеет следующий вид:

$$nC \frac{d-s}{d_1-s_1} b \times l \frac{a}{a_1},$$

где n – тип сетки (1–5) по ГОСТ 23279, C – буквенное обозначение наименования сварной сетки, для рулонной сетки маркировка «Ср». Цифра, следующая после буквы – показывает порядковый номер сетки в составе схемы армирования (С1–С4); d, d_1 – диаметр продольных стержней и поперечных с указанием класса арматурной стали, мм; S, S_1 – шаг продольных стержней и поперечных, мм; b, l – длина и ширина сетки в см; a, a_1 – длина выпусков. Длина стандартных выпусков – 25 мм (не указывается).

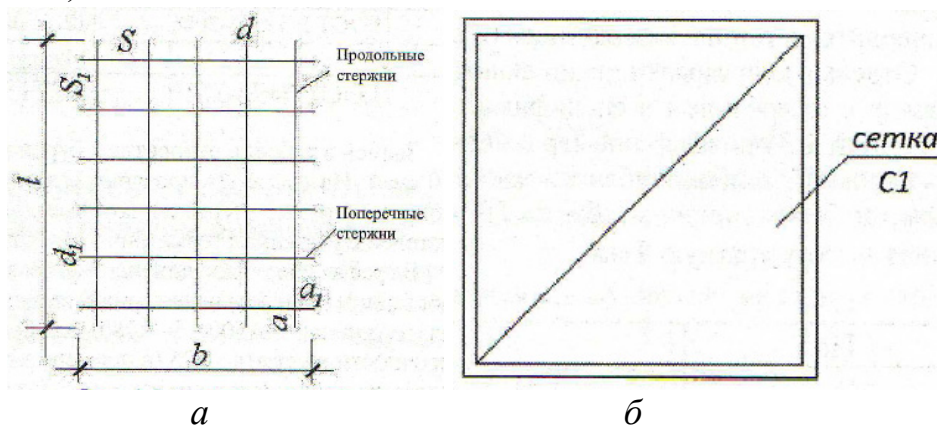


Рис. 4.10. Схема для условного обозначения сеток (а) и упрощенное изображение сетки (б)

В табл. 4.3 представлена спецификация арматурного каркаса К1

Таблица 4.3

Спецификация арматурного каркаса К1

Марка изделия	Позиция	Наименование	Количество	Масса позиции, кг	Масса изделия, кг
К1 (7 штук)	1	8-А400 l=3730	1	1,47	2,65 (18,55)
	2	6-А400 l=3740	1	0,82	
	3	5-В500 l=130	18	0,36	

По аналогии со сборными конструкциями (см. рис. 4.7) составляется спецификация материалов на монолитную конструкцию (табл. 4.4)

Таблица 4.4

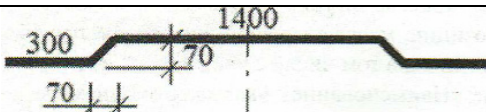

Спецификация на монолитную конструкцию

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
		<u>Свая БНС1</u>	10		
		<u>Детали</u>			
1	ГОСТ 5781	Хомут 10-А240 l=550	4	0,34	
2	ГОСТ Р 52544	Спираль 5-В500С l=7000	1	10,78	
		<u>Стержни</u>			
	ГОСТ 52544	12-А500С l=2780	4	9,87	
		<u>Материалы</u>			
3	ГОСТ 7473	БСТ15П4Ф150W6	0,11		м ³

Гнутые стержни и их эскиз должны быть отдельно включены в ведомость деталей (табл. 4.5).

Таблица 4.5

Ведомость деталей

Поз.	Эскиз
1	
2	

Также к арматурным чертежам прикладывается ведомость расхода стали для всех конструктивных ж/б элементов (табл. 4.6). На основе ведомости снабжение делает заявку на поставку арматурной стали на объект капитального строительства.

Таблица 4.6

Ведомость расхода стали

Марка изделия	Изделия арматурные					Всего
	Арматура класса					
	А500С			А240		
	ГОСТ Р 52544-2006			ГОСТ 5781-82*		
	ø25	ø20	ø14	ø8	ø6	
Б1	551,0	—	—	120,1	—	671,1
Б2	239,5	—	—	46,1	—	285,6
Б3	805,1	—	121,8	257,8		1184,7
Б4	—	177,3	—	—	21,0	198,3
Б5	—	305,8	—	—	36,5	345,3
Перекрытие на отм.-0,050	—	—	80589	1733	11,2	82333

4.2. Арматурные изделия, используемые в железобетонных конструкциях

Армирование ж/б конструкций выполняется в соответствии с требованиями СП 63.13330.2012, а также существующими пособиями и руководствами по проектированию.

Арматура должна отвечать требованиям существующей нормативно-технической документации (ГОСТ 5781, ГОСТ 34028, ГОСТ Р 52544; ГОСТ 6727; ГОСТ 10884).

При производстве арматурных работ используются:

- закладные детали;
- арматурные изделия;
- приспособления для строповки арматурных конструкций;
- приспособления для фиксации арматуры и закладных деталей.

Арматурные изделия могут быть в виде отдельных стержней (ОС), сеток (С) и каркасов (К).

Изделия изготавливают из арматуры, классификация которой представлена в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Классификация арматуры для ж/б конструкций

Стержневая арматура			Проволочная арматурная сталь		
горячекатаная	термомеханически упрочненная		холоднодеформированная		арматурные канаты спиральные
	гладкая	периодического профиля	обыкновенная	высокопрочная	
A240 ø6–40	A400 ø6–40 A500 ø10–40	A600..A1000 ø10–40, A800, A1000 ø10–32	B500 ø3–16 Bp500 ø3–5	Bp1200, ø8 Bp1300, ø7 Bp1400, ø4 ,5, 6 Bp1500, ø3 Bp1600, ø3–5	K1400 – ø15 K1500 – ø6–18 K1600 – ø6, 9, 11, 12, 15 K1700 – ø6–9

Требования по дополнительным показателям к арматуре ж/б конструкций представлены в табл. 4.8.

Таблица 4.8

Дополнительные показатели арматуры для ж/б конструкций

Показатель	Пример обозначения в классе	Примечание
Свариваемость	A500C	Хорошо свариваются горячекатаные малоуглеродистые и низколегированные арматурные стали. Свариваемыми могут быть термомеханически упрочненные стали с буквой «С» в обозначении класса
Хладостойкость (хладноломкость)	Для строповочных петель: A240, СтЗпс и A240, СтЗсп при расчетной зимней температуре ниже (– 40)°	Хладноломкость стали – это ее склонность к хрупкому разрушению под нагрузкой при отрицательных температурах. Для обеспечения хладостойкости для выбранного класса арматуры указывается марка стали (в зависимости от заданной минусовой температуры)

Показатель	Пример обозначения в классе	Примечание
Стойкость против коррозионного растрескивания	A400K	Признаком стойкости арматуры против коррозионного растрескивания является наличие буквы «K» в обозначении класса
Выносливость	–	Термически упрочненные арматурные стали имеют пониженный предел выносливости
Стойкость при высоких температурах	–	После нагрева и последующего охлаждения прочность горячекатаной арматурной стали восстанавливается полностью, прочность высокопрочной арматурной проволоки – лишь частично

Минимальный диаметр загиба отдельного стержня не должен приводить к разрушению бетона внутри загиба, а также к разрыву стержня в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки ($d_{оп}$) зависит от диаметра стержня (d_s) и должен быть более:

– $d_{оп} = 2,5 d_s$ (при $d_s < 20$ мм), $d_{оп} = 4d_s$ (при $d_s \geq 20$ мм) для стержней гладкого сечения.

– $d_{оп} = 5 d_s$ (при $d_s < 20$ мм), $d_{оп} = 8d_s$ (при $d_s \geq 20$ мм) периодическое сечение стержней.

У рабочей арматуры класса A240 также нормируются размеры загибов (рис. 4.11).

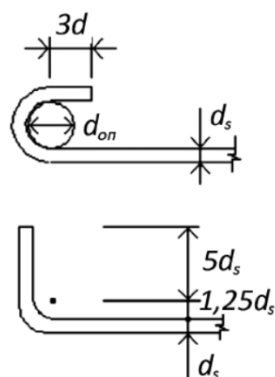


Рис. 4.11. Размеры загибов на концах рабочей арматуры A240

При проектировании арматурных чертежей вначале выполняют схему армирования конструктивного элемента, после – габариты арматурных изделий (сеток, каркасов) и длины отдельных стержней. При выборе арматурных изделий чаще всего закладывают объемные сварные каркасы и стандартные сварные арматурные сетки, изготавливаемые на предприятиях стройиндустрии.

Пример проектирования объемного каркаса K1 для железобетонной балки размером 200×450×4000 мм представлен на рис. 4.12.

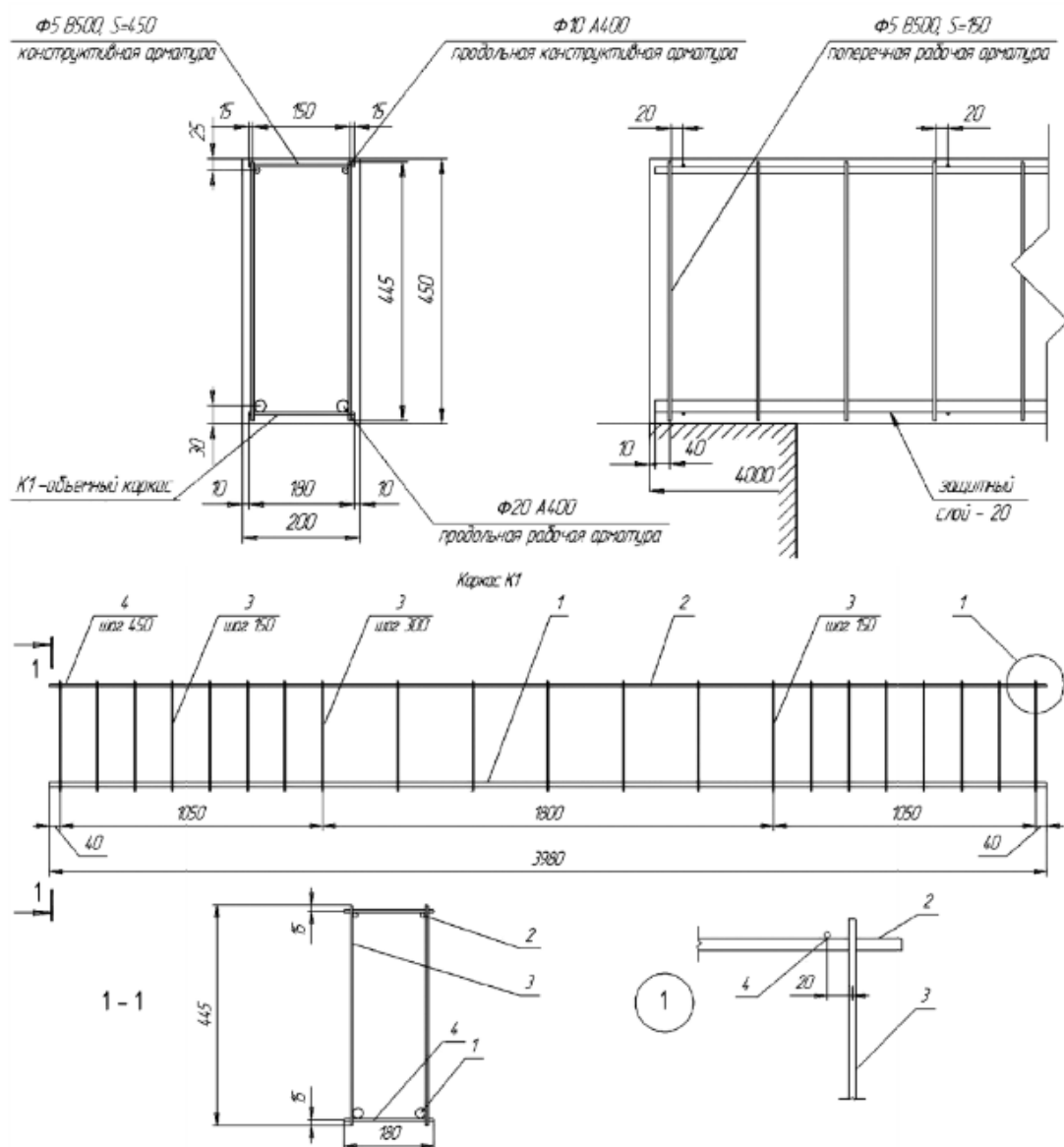


Рис. 4.12. Схема армирования ж/б балки

При проектировании каркаса были учтены следующие требования:

1. Концы стержней не должны доходить до опалубки на 10 мм.

Длина продольных стержней: $4000 - 20 = 3980$ мм. Длина поперечных стержней $200 - 20 = 180$ мм.

2. Концевые выпуски продольных и поперечных стержней в сварных каркасах должны быть не менее: $0,5d_1 + d_2 (0,5 d_2 + d_1) \geq 15-20$ мм.

3. Местоположение продольных стержней каркаса по высоте и ширине балки определяют нормируемой толщиной защитного слоя арматуры, а также минимальным размером концевых выпусков арматуры. Для рассматриваемой балки размер слоя защиты составляет 20 мм.

4. На примере (см. рис. 4.12) поперечная арматура располагается на приопорных участках ($0,25 \times 4000 = 1000$ мм), шаг – 210 мм. Шаг стержней на приопорных участках – 150 мм. На остальной части балки – 300 мм. Длина концевых выпусков – 40 мм.

Спецификация на арматуру для каркаса К1 представлена в табл. 4.9.

Таблица 4.9

Спецификация на арматуру для каркаса К1

Марка изделия	Позиция	Наименование	Кол.	Масса позиций, кг	Масса изделия, кг
К1	1	20-А400 $l = 3980$	2	19,63	27,92
	2	10-А400 $l = 3980$	2	4,91	
	3	5-В500 $l = 445$	42	2,88	
	4	5-В500 $l = 180$	18	0,50	

Соединение арматурных стержней сеток (их стыковка) внахлестку (без сварки) производится в соответствии с указаниями. Величина перепуска арматуры при стыковке должна быть не менее длины l_i , которая определяется по расчетным формулам, приведенным в литературе по расчету ж/б конструкций. Также расчетным является значение длины анкеровки арматуры l_{an} .

Принцип стыковки арматурных сеток (рис. 4.13) детально был рассмотрен ранее в разделе 1.3.3.

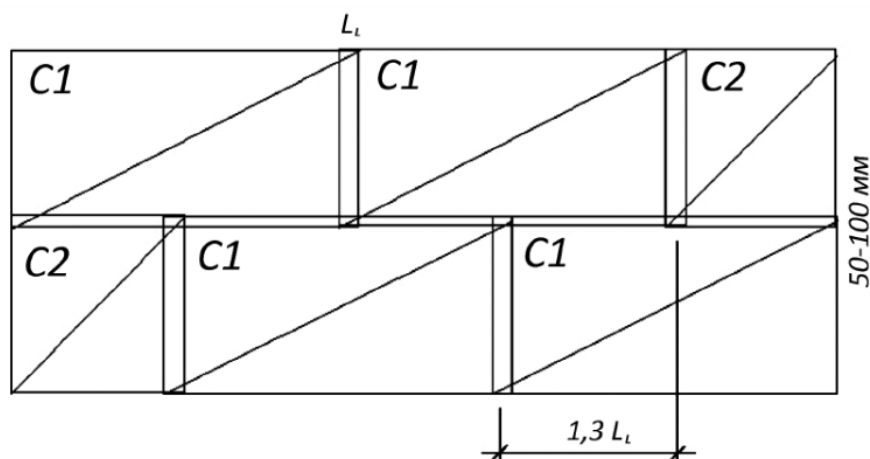


Рис. 4.13. Схема стыковки арматурных сеток (перепуск рабочей арматуры – l_i , конструктивной – 50–100 мм, площадь рабочих стержней, стыкуемых в одном месте, не более 50 %)

4.3. Закладные детали, используемые в железобетонных конструкциях

На рабочих чертежах также приводится схема расположения закладных деталей и спецификация на них. Требования, предъявляемые к закладным деталям содержатся в нормативно-технической документации (ГОСТ 10922, ГОСТ 14098).

Закладные детали могут выполнять в конструкции как роль конструктивного элемента, воспринимающего нагрузки (монтажные петли, стержни и т.д.), так и функционал элемента, необходимого для стыковки конструкций между собой.

Пример чертежа закладных деталей, схема их расположения в конструкции, а также спецификация к ним представлены на рис. 4.14 и в табл. 4.10.

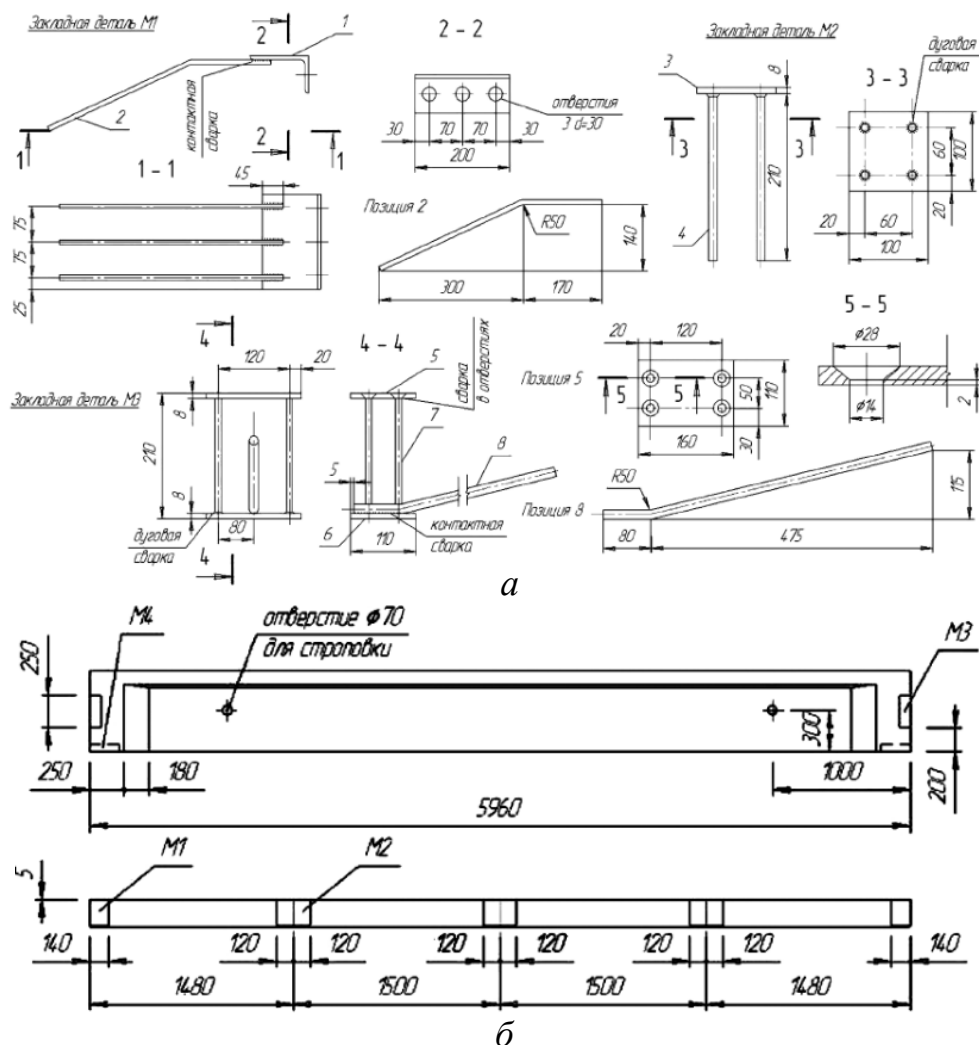


Рис. 4.14. Чертежи закладных деталей ж/б конструкций: а – конструктивные решения закладных деталей (М1 и М2 – открытого типа, М3 – закрытого типа); б – маркировка закладных деталей на опалубочном чертеже

Таблица 4.10

Спецификация на закладные детали

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса позиции, кг	Масса изделия, кг
М1	1	125×80×8l = 200	1	2,50	3,43
	2	10-A400l = 500	3	0,93	
М2	3	-100×8l = 100	1	0,63	1,15
	4	10-A400l = 210	4	0,52	
М3	5	-110×8l = 160	1	1,01	3,52
	6	-110×8l = 160	1	1,11	
	7	10-A400l = 194	4	0,48	
	8	16-A400l = 580	1	0,92	
Всего					8,10

К элементам закладных деталей предъявляются следующие конструктивные требования:

- для пластин: толщина не менее 4 мм;
- для анкера: изготавливается из арматуры А300, А400, диаметр которой 8–25 мм.

При действии растяжения длина анкера назначается расчетом. Припуск на осадку при сварке – 10 мм. За счет концевых упоров производится уменьшение длины.

Сварные соединения: для тавровых соединений применяется дуговая сварка под флюсом, механизированная сварка с углекислотой, контактная сварка, ручная или ванная сварки; для соединений внахлестку – контактная.

4.4. Приспособления для фиксации арматуры и закладных деталей, используемые в железобетонных конструкциях

Для обеспечения проектного положения арматуры и закладных деталей, соблюдения защитного бетонного слоя используются различные фиксаторы (рис. 4.15).

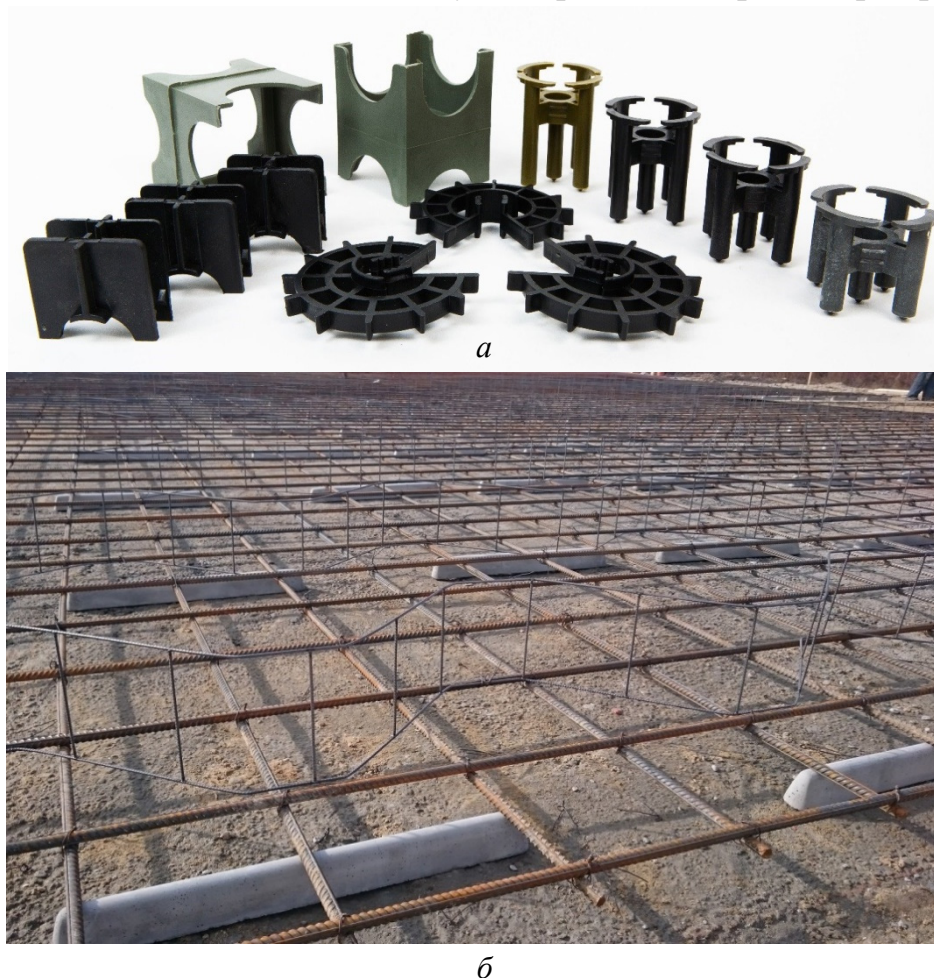


Рис. 4.15. Фиксаторы арматуры в ж/б конструкциях:
а – пластиковые; б – стальные и растворные

Основные виды фиксаторов и области их применения представлены в табл. 4.11.

Виды фиксаторов и области их применения

Вид	Обозначение	Характеристика	Область применения
Растворный, бетонный, гипсовый	РМ	Малая поверхность контакта с опалубкой	Изделия с готовой лицевой поверхностью
	РБ	Большая поверхность контакта с опалубкой	—
Пластиковый	ПМ	Малая поверхность контакта с опалубкой	Изделия с готовой лицевой поверхностью
	ПБ	Большая поверхность контакта с опалубкой	—
Стальной	СЗ	С защитой от коррозии	Изделия с готовой лицевой поверхностью
	СН	Без защиты от коррозии	Для изделий, эксплуатируемых без атмосферных воздействий

Для обеспечения проектного положения верхней сетки конструкции перекрытия используются стальные подставки-фиксаторы (рис. 4.16).

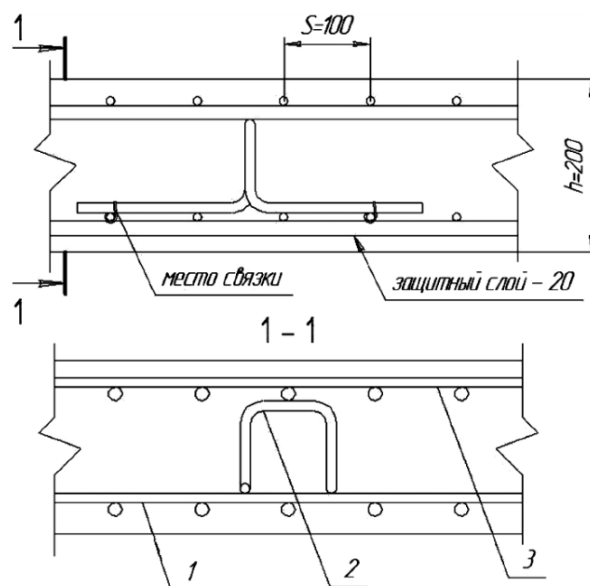


Рис. 4.16. Подставка-фиксатор для установки в проектное положение верхних сеток перекрытия: 1 – сетка нижняя; 2 – фиксатор; 3 – сетка верхняя

4.5. Приспособления для строповки элементов сборных железобетонных конструкций

При проектировании сборных железобетонных элементов должны быть предусмотрены конструктивные элементы для их строповки. Чаще всего они выполняются в качестве закладных деталей в виде стальных трубок или монтажных петель. По своему назначению строповочные устройства могут быть для: извлечения изделия из опалубки, погрузочно-разгрузочных работ, для транспортировки при монтаже на объекте.

Пример строповочного устройства (монтажная петля многопустотной плиты перекрытия) представлен на рис. 4.17.

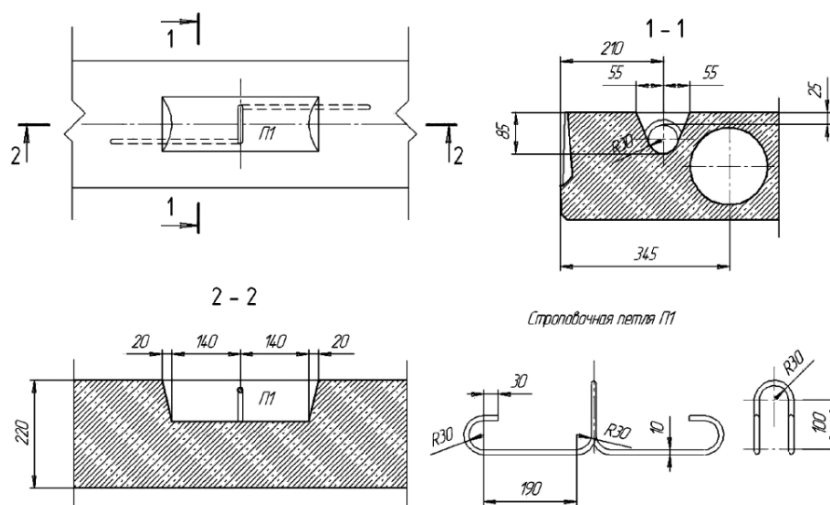


Рис. 4.17. Конструктивные особенности строповочных петель многопустотной плиты перекрытия

Для изготовления монтажных петель используется горячекатаная арматура А240 (СтЗсп и СтЗпс). При расчетной температуре воздуха -40°C применяется сталь только марки СтЗсп.

Строповочные пели должны быть надежно замоноличены в бетон. В случае механического заглаживания конструкций петли должны проектироваться в углублении. Строповочные петли могут быть использованы для связи вертикальных и горизонтальных элементов здания.

4.6. Армирование основных конструктивных элементов монолитных и сборно-монолитных зданий и сооружений

Армирование железобетонных фундаментов

Железобетонные фундаменты могут быть следующих типов:

- отдельные фундаменты под колонны;
- отдельные фундаменты под стены;
- сплошной фундаменты в виде монолитной плиты;
- отдельные, ленточные фундаменты и монолитные плиты с использованием свай.

Монолитный столбчатый фундамент (рис. 4.18) армируется сеткой, расположенной у подошвы. Если наименьшая из сторон подошвы фундамента имеет размер не более 3 м, то используются сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. Если превышает 3 м, то у подошвы фундамента друг на друга укладываются сетки с рабочей арматурой в одном и конструктивной – в другом направлении. Минимальный диаметр рабочей арматуры принимается равным 10 мм вдоль стороны $l \leq 3$ м и 12 мм при $l > 3$ м.

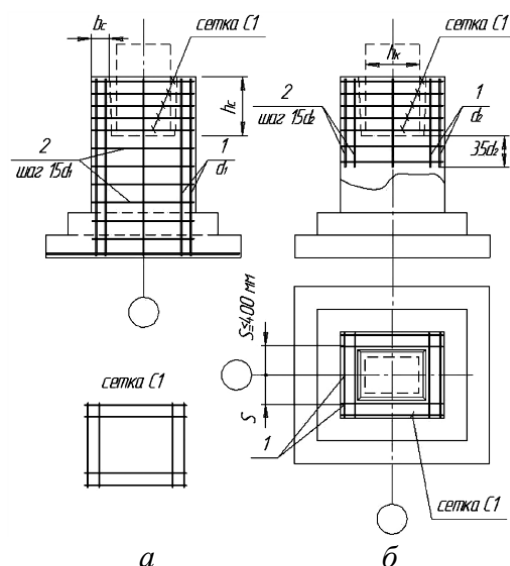


Рис. 4.18. Армирование стаканной (подколонной) части монолитного столбчатого фундамента: *а* – ж/б подколонник; *б* – бетонный подколонник, 1, 2 – продольная и поперечная арматуры

В случае, если толщина стенок стакана > 200 мм и $> 0,75$ высоты верхней ступени фундамента, то армирование не используется.

Вертикальная арматура диаметром > 12 мм устанавливается на всю длину подколонника.

Отдельные ленточные фундаменты под кирпичную стену выполняются из сборных элементов (фундаментные бетонные блоки). Железобетонные плиты ленточного фундамента должны армироваться у нижней поверхности плиты.

Фундаментные плиты могут быть выполнены сплошными, а также повышенной жесткости – ребристые и коробчатые.

Рекомендуется минимальную толщину сплошной фундаментной плиты принимать не менее 500 мм, используя бетон класса не менее В20 W6 с армированием $> 0,3$ %.

У фундаментных плит сплошного сечения выполняют армирование из сварных и вязаных сеток. Сетки располагаются как в нижней, так и в верхней зонах плиты. В случае с фундаментами большой высоты сетки укладываются и в его средней части.

Армирование сплошной фундаментной плиты сварными сетками показано на рис. 4.19. В нижней зоне защитный слой должен составлять не менее 40 мм, а в верхней зоне – 25 мм. Связь между верхними и нижними сетками обеспечивается за счет поддерживающих каркасов.

Для связки арматуры в сетки используется вязальная проволока, диаметр которой 1,0 мм. Концы арматурных стержней необходимо закреплять более чем в двух-трех пересечениях арматурных стержней подряд. В средней части через два-три пересечения в шахматном порядке.

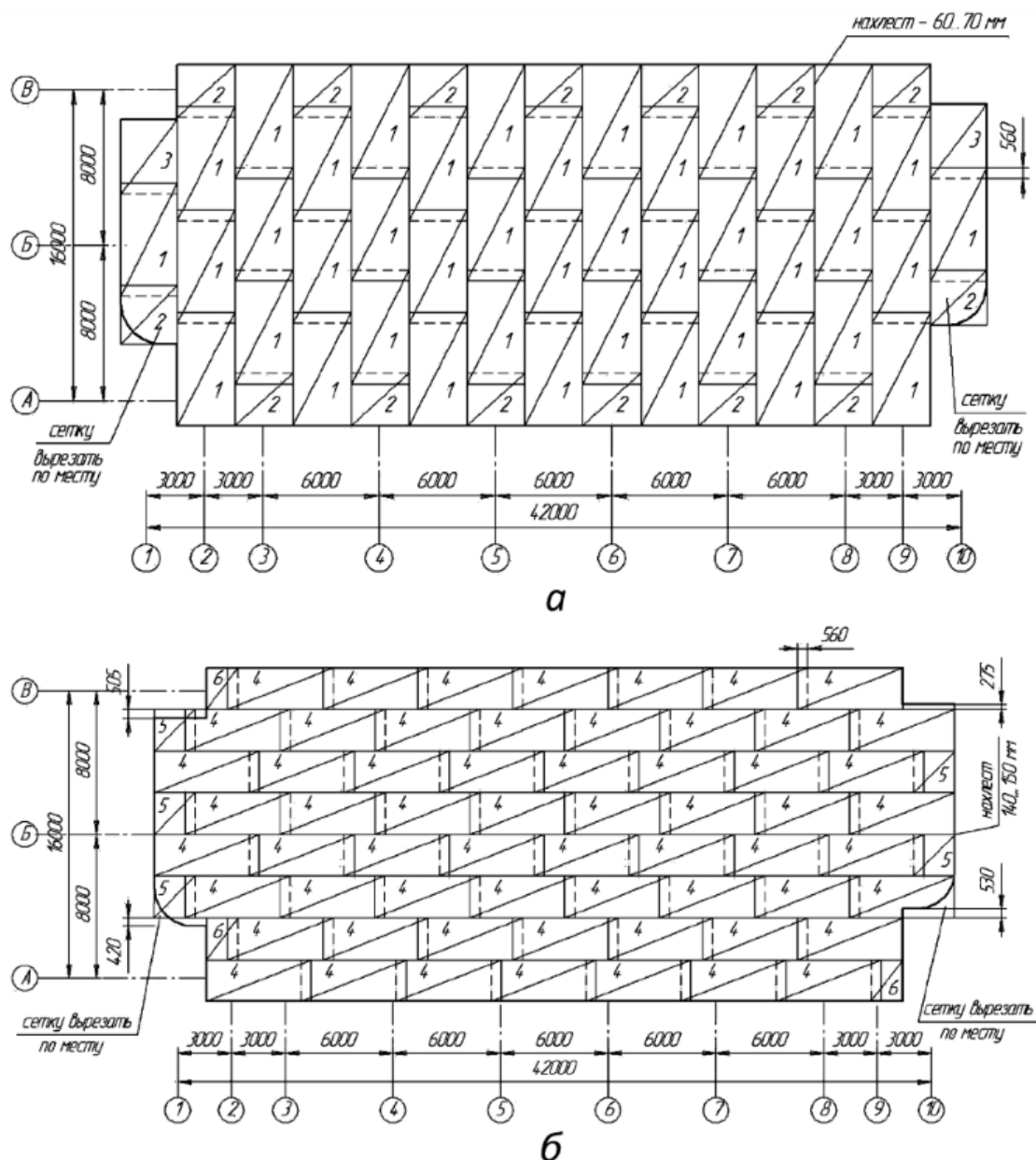


Рис. 4.19. Схема армирования фундаментной плиты: *а* – раскладка сеток вдоль цифровых осей; *б* – раскладка сеток вдоль буквенных осей

На рис. 4.20 представлен пример армирования водосборного прямого сплошной фундаментной плиты. Толщина плиты – 500 мм, процент армирования – 0,3 %, толщина защитного слоя бетона – 40 мм, рабочая высота сечения – 430 мм, шаг стержней рабочей арматуры – 200 мм. Требуемая площадь рабочей арматуры составит: $A_s = 0,003 \times 100 \times 43 = 12,9 \text{ см}^2$ принимаем по сортаменту арматуру 20-А400 с шагом 200 мм (поз. 1). Гнутые стержни (поз. 3 и 4), шпильки (поз. 2) выполняются из арматуры 10-А400. Шпильки должны быть установлены с шагом 1000 мм (при диаметре арматурных стержней менее 16 мм) и с шагом 2000 мм (при диаметре арматурных стержней 16–25 мм) и с шагом 3000 мм (при диаметре арматурных стержней более 25 мм) (рис. 4.20, б).

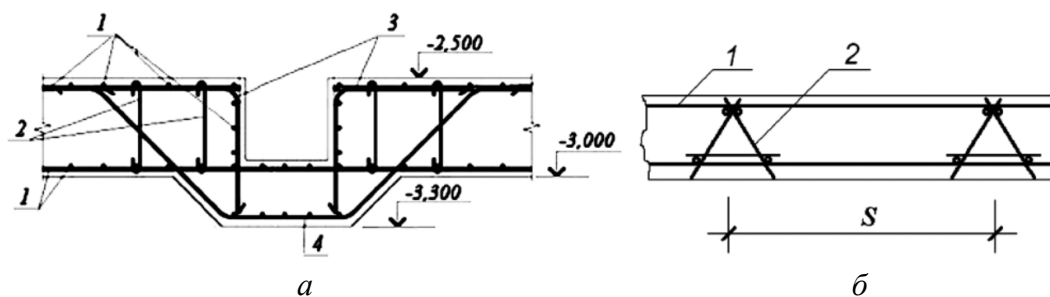


Рис. 4.20. Пример армирования сплошной фундаментной плиты:
а – прямоугок; *б* – размещение вертикальных связей

Концевые участки плиты могут быть армированы как поперечной П-образной арматурой, загнутой с нахлестом на нижнюю и верхнюю сетки, так и вертикальными поперечными арматурными стержнями. Поперечное армирование воспринимает крутящий момент у края плиты, а также обеспечивает необходимую жесткость арматурного каркаса.

Также поперечные стержни обязательны к установке в зонах фундаментной плиты, на которые происходит опирание стен и других конструкций. В качестве поперечной арматуры используют стержни не менее 6А240. Соединение поперечных и продольных стержней должно быть сварным. Пример расстановки вертикальных стержней представлен на рис. 4.21.

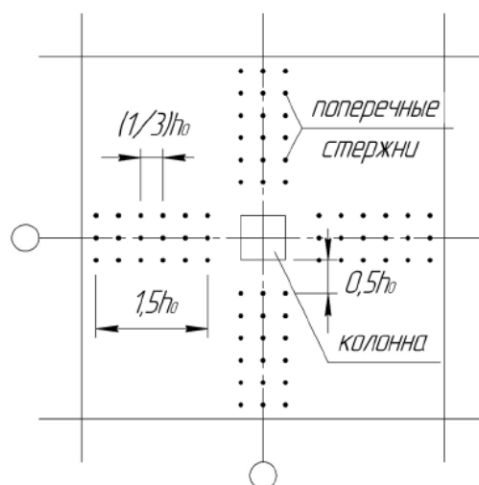


Рис. 4.21. Схема расположения поперечных стержней
в армокаркасе фундаментной плиты высотой h_0

Армирование свайного фундамента

При строительстве здания или сооружения на слабых грунтах при устройстве фундамента используют забивные, буронабивные и другие типы свайного фундамента. Они состоят из свай, монолитного ростверка (фундаментная плита, ленточный ростверк под стенами, отдельностоящие плиты под колоннами).

Забивные сваи могут быть изготовлены прямоугольного, круглого и кольцевого сечения с использованием напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. В качестве армирования используется четыре продольных стержня диаметром 12–25 мм А400.

В качестве поперечной арматуры используется проволока 5В500, которая накручивается витками вокруг продольной рабочей арматуры. Шаг витков спирали (S) следующий: для торцевых участков $S = 50$ мм; на среднем участке – 300–400 мм. Схема армирования буровых свай и ростверка представлена на рис. 4.22.

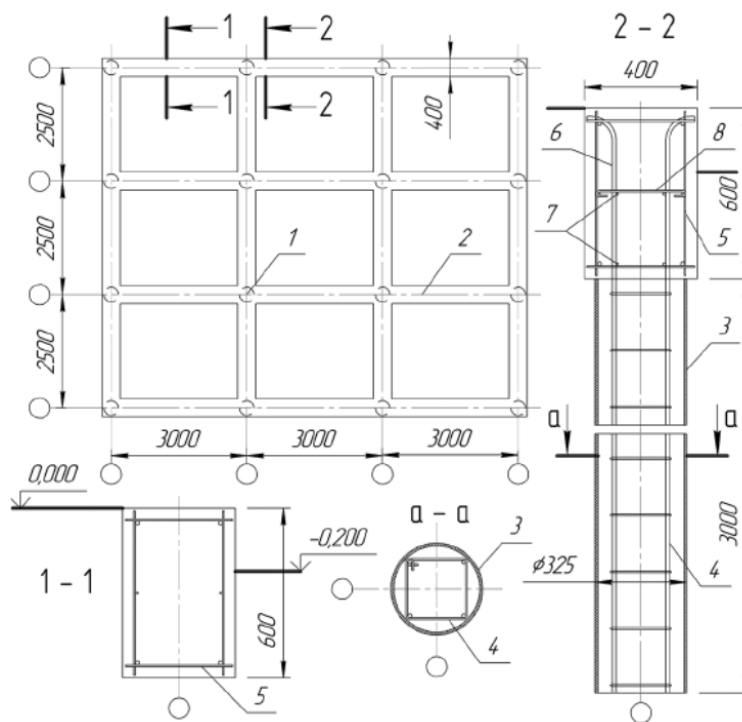


Рис. 4.22. Армирование ростверка и буровых свай: 1 – свая; 2 – ростверк; 3 – э/с труба; 4 – объемный каркас сваи; 5 – объемный каркас ростверка; 6 – арматурные выпуски каркаса армирования сваи; 7 – дополнительные продольные стержни; 8 – шпилька

Тело сваи выполняется из бетонной смеси БСМ В25Ф150П4W6 ГОСТ 7473. Чаще всего используется продольная арматура 12-А500С, поперечная спиральная 5-В500С и хомуты 10-А240. Поперечное сечение ростверка – 400 мм, свая заводится в ростверк на 50 мм, длина выпусков арматуры – 300 мм.

Армирование монолитных и сборных колонн

Особенности армирования колонн заключаются в следующем:

- расчет минимального числа продольных стержней в поперечном сечении колонны;
- расчет шага и диаметра поперечных стержней;
- усиление концевых участков;
- при наличии консоли – ее армирование.

Конструктивные требования к минимальному количеству продольных стержней в колонне представлены на рис. 4.23.

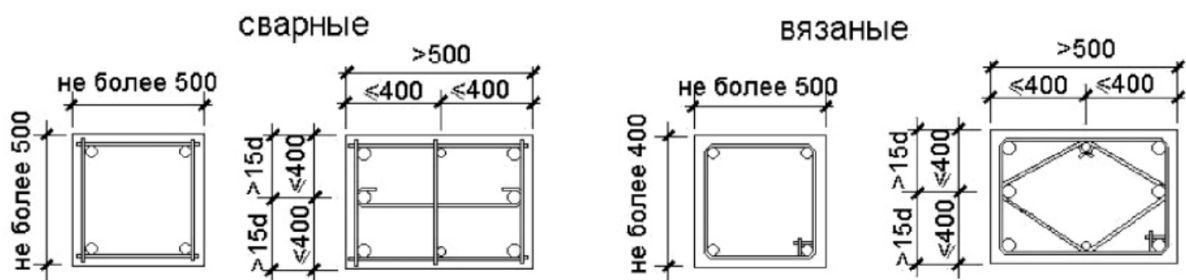


Рис. 4.23. Конструктивные требования к минимальному количеству продольных стержней в колонне

Для поперечных стержней и армированию концевых участков колонн предъявляют следующие требования:

– диаметр поперечных хомутов $0,25 d_{\text{прод.наиб}} \leq d_{\text{хом.}}$ и не менее 6 мм для вязаных каркасов. В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры определяется из условия свариваемости с продольной арматурой. Шаг поперечной арматуры должен быть менее $15d$ и не более 500 мм.

При усилении концевых участков не менее 4 сварных сеток с шагом 45–100 мм монтируются у торцов. Длина сеток – $10d$ (60–150 мм).

Примеры армирования консоли колонны промышленного одноэтажного здания представлены на рис. 4.24.

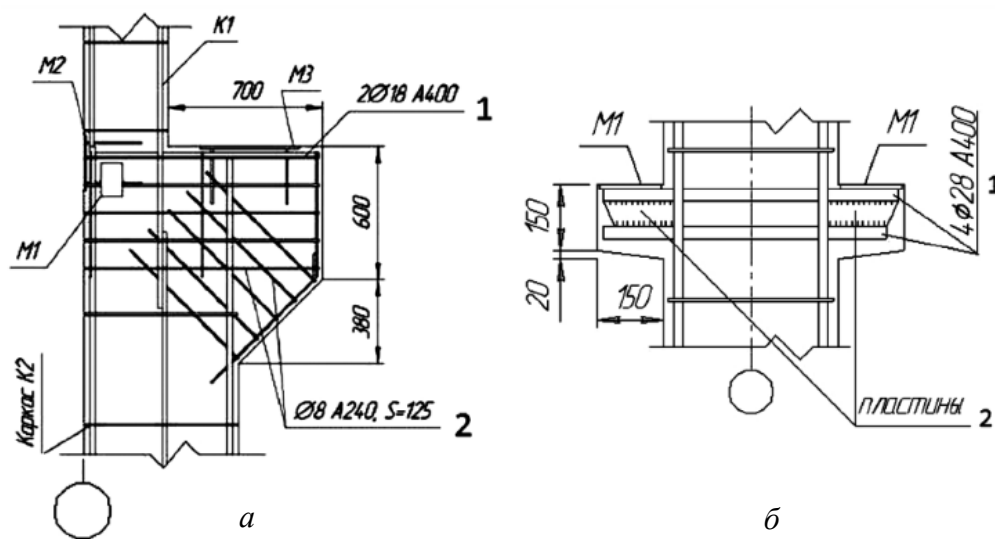


Рис. 4.24. Схемы армирования консоли колонн:
а – одноэтажного здания; б – многоэтажного здания

Стыковка колонн выполняется сваркой стержней продольной рабочей арматуры, расположенной в специальных углублениях, с последующим их замоноличиванием. Также по высоте стыка устанавливается поперечная арматура – хомут ($d8A240$). Кроме того могут быть изготовлены сборные колонны с закладными деталями по торцам из листового металла, которые стыкуются путем их сваривания. Существует штепсельный стык колонн, выполняемый без применения сварки.

Особенность монтажа колонн при таком способе состоит в том, что арматурные выпуски нижней колонны заводятся в специальные отверстия, которые предусмотрены в верхней колонне. После того как установят верхнюю колонну в проектное положение, отверстие заполняют раствором.

Сопряжение ригеля и колонны может быть следующим: жесткий стык (верхняя продольная рабочая арматура ригелей объединяется через колонну с помощью арматурного стержня); шарнирный стык (свариваются между собой закладные детали колонны и нижняя закладная ригеля); полужесткий стык (монтаж ригеля к колонне производится через закладные детали, расположенные в верхней и нижней части). Схемы армирования сборных колонн различных типоразмеров представлены в серийных альбомах.

Схема армирования монолитной колонны многоэтажного здания приведена на рис. 4.25.

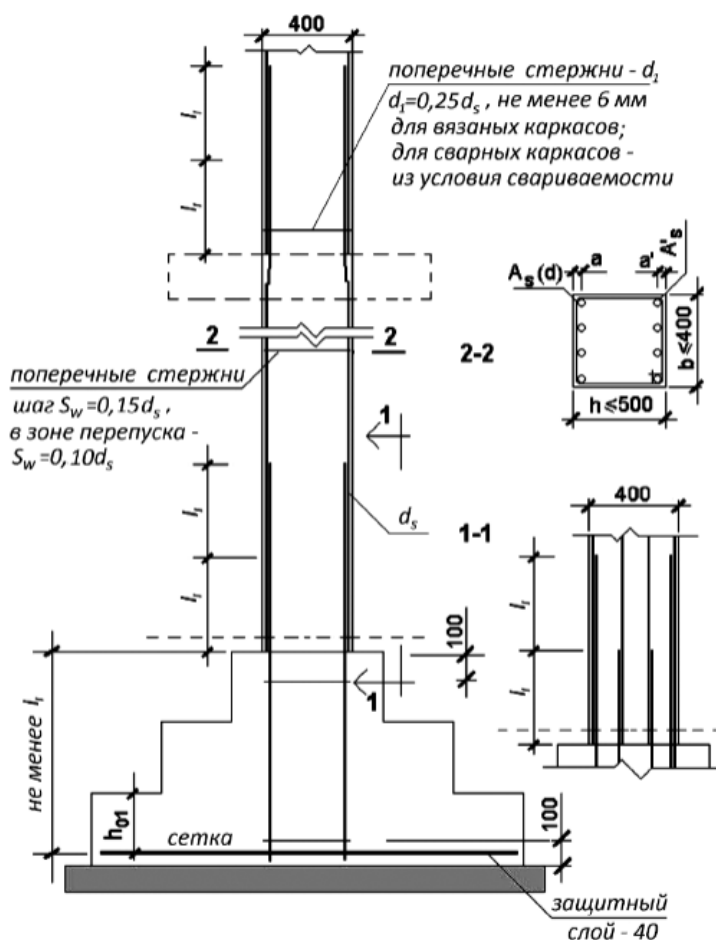


Рис. 4.25. Схема армирования монолитной колонны многоэтажного здания

Стыки продольной арматуры выполняются в уровне верха перекрытий.

Методы стыковки арматуры:

- с использованием сварки;
- стыковка арматурных стержней внахлестку без сварки;
- с помощью стыковочных устройств (опрессовочных или резьбовых муфт).

При диаметре арматуры 20 мм и более стыковку арматуры выполняют с помощью ванной сварки или обжимных муфт. Переход колонн с этажа на этаж осуществляется с помощью отгиба арматурных выпусков колонны нижнего этажа с уклоном не более 1:6. Процент армирования монолитных колонн может составлять до 10 %.

Армирование монолитных стен

Стены, так же, как и колонны, являются вертикальными несущими конструкциями здания. Необходимо отметить, что пилоны с соотношением сторон более 4 относятся к стенам.

В монолитных зданиях стены армируются вертикальными (продольными) и горизонтальными (поперечными) стержнями, составляющие сетки, соединенные между собой шпильками. Стыковка продольных стержней по высоте здания проводится в уровне перекрытия внахлестку без сварки (рис. 4.26, а).

Конструктивные требования к армированию зависят от процента армирования стен:

– по вертикали шаг шпильки должен быть не более $20d$, а по горизонтали – не более 600 мм;

– если расчетная продольная арматура имеет насыщение меньше минимального процента армирования, то поперечные стержни должны быть расположены на расстояниях: < 600 мм (по вертикали) и < 1000 мм (по горизонтали);

В вертикальных сопряжениях поперечных и продольных стен зданий возникают усилия отрыва, вызванные разностью перемещений поперечных и продольных несущих стен, различным нагружением стен и температурными и усадочными деформациями. Для того чтобы уменьшить разность вертикальных перемещений несущих стен, их рекомендуется выполнять из различных бетонов и разной толщины.

Зона контакта продольных и поперечных стен должна быть выполнена с использованием П-образных хомутов (рис. 4.26, б). Вертикальные грани проемов или окончания стен также выполняются с использованием хомутов.

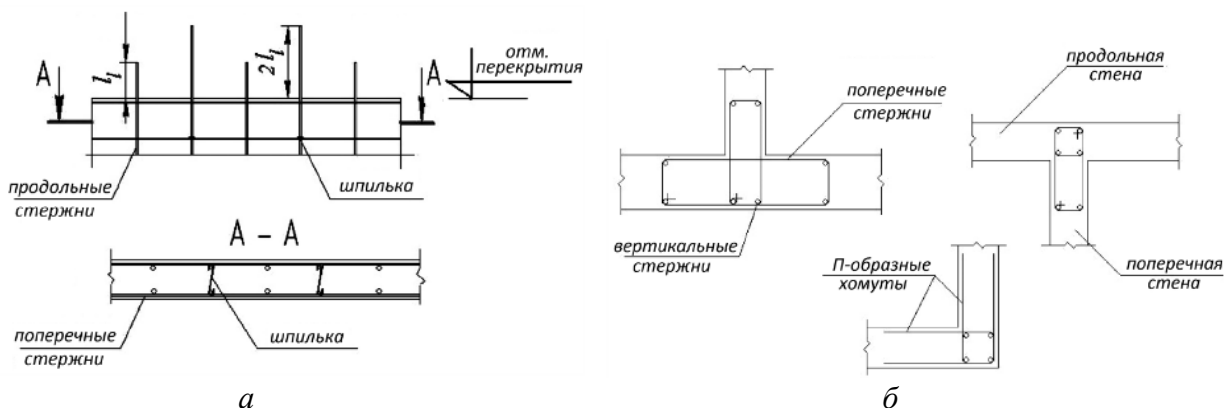


Рис. 4.26. Схемы армирования несущих стен монолитных зданий:
а – в месте пересечения с перекрытием; б – в зоне пересечения стен

В надземной части монолитных зданий с несущими элементами в виде колонн на междуэтажные перекрытия устанавливаются наружные стены. Стены подземной части здания выполняют несущими монолитными (рис. 4.27).

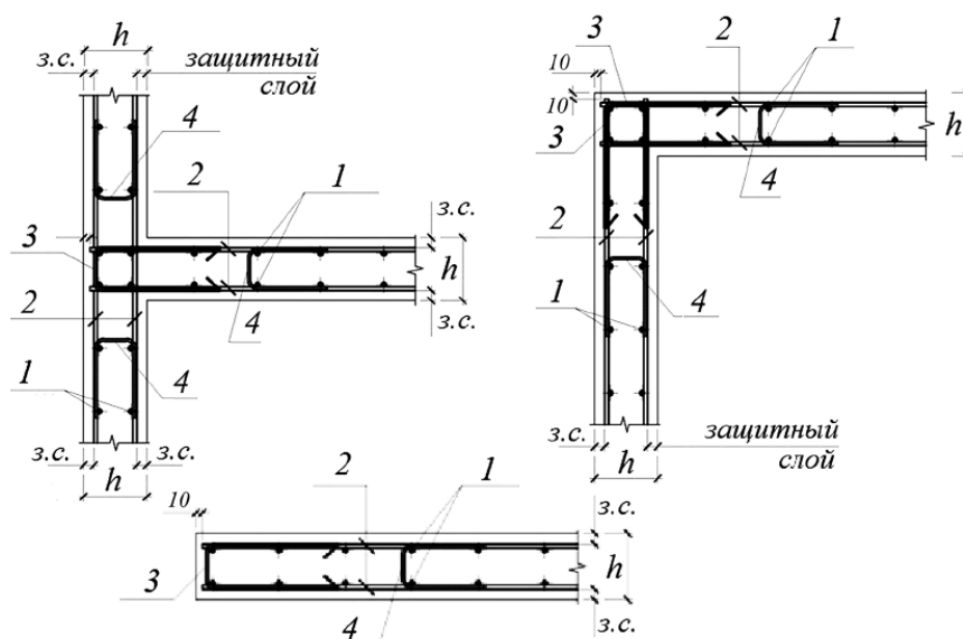


Рис. 4.27. Схемы армирования несущих монолитных стен: 1 – вертикальная арматура; 2 – горизонтальная арматура; 3 – П-образные хомуты; 4 – фиксаторы-скобы из арматуры 8-А500С с шагом 600 мм в шахматном порядке

Перемычки, расположенные в стенах над проемами, армируются с учетом конструктивных требований, предъявляемых к армированию изгибаемых элементов. Стержни продольной рабочей арматуры устанавливаются симметрично у верхней и нижней граней перемычки. Дополнительные продольные стержни устанавливаются при высоте сечения более 700 мм. Продольные стержни должны быть заведены в стену не менее чем на 500 мм, поперечные стержни устанавливаются с шагом не более 300 мм. Продольные и поперечные стержни объединяются с помощью шпилек в объемный каркас.

В многоэтажных каркасных зданиях с шарнирным или полужестким сопряжением колонн и ригелей пространственная жесткость обеспечивается за счет использования железобетонных диафрагм жесткости.

Армирование монолитных плит перекрытия

Для многоэтажных сборных каркасных зданий чаще всего применяются многопустотные и ребристые плиты перекрытия.

Схемы армирования многопустотных и ребристых плит перекрытия представлены в серийных альбомах на эти виды изделий.

В монолитных ж/б зданиях с колонной конструктивной системой основные виды плит перекрытий это:

– безбалочные плиты в виде плоской плиты (при пролете 6–8 м) или плиты с капителью (при пролете 8–12 м);

– плиты с межколонными балками в одном или двух направлениях (при пролете 8–12 м);

– кессонные плиты при опирании по четырем стенам на стены и балки (пролет 12–15 м).

К сплошного сечения плоским плитам перекрытия предъявляются следующие требования:

– толщина должна быть не меньше 160 мм и $1/30 L_{\text{наиб. пролета}}$, но < 250 мм;

– класс бетона не менее В20.

Чаще всего монолитные плиты армируются сварными сетками. Рекомендуемые параметры арматурных сеток в зданиях стеновой конструктивной системы представлены в табл. 4.12.

Таблица 4.12

Рекомендуемые параметры арматурных сеток монолитной плиты
в зданиях стеновой конструктивной системы

Диаметр арматуры, мм	Класс арматуры	Шаг, мм	A_s , см ²	Расход арматуры, кг на 1 м ² сетки
3	В500	100	0,71	0,55
		200	0,35	0,27
		250	0,28	0,22
		300	0,23	0,18
4	В500	100	1,26	0,99
		150	0,84	0,66
		200	0,63	0,50
		250	0,50	0,40
		300	0,42	0,33
6	А400	100	2,83	2,22
		150	1,89	1,45
		200	1,41	1,11
		250	1,13	0,89
		300	0,94	0,74

Схема армирования монолитной плиты с опиранием на стены по трем сторонам приведена на рис. 4.28.

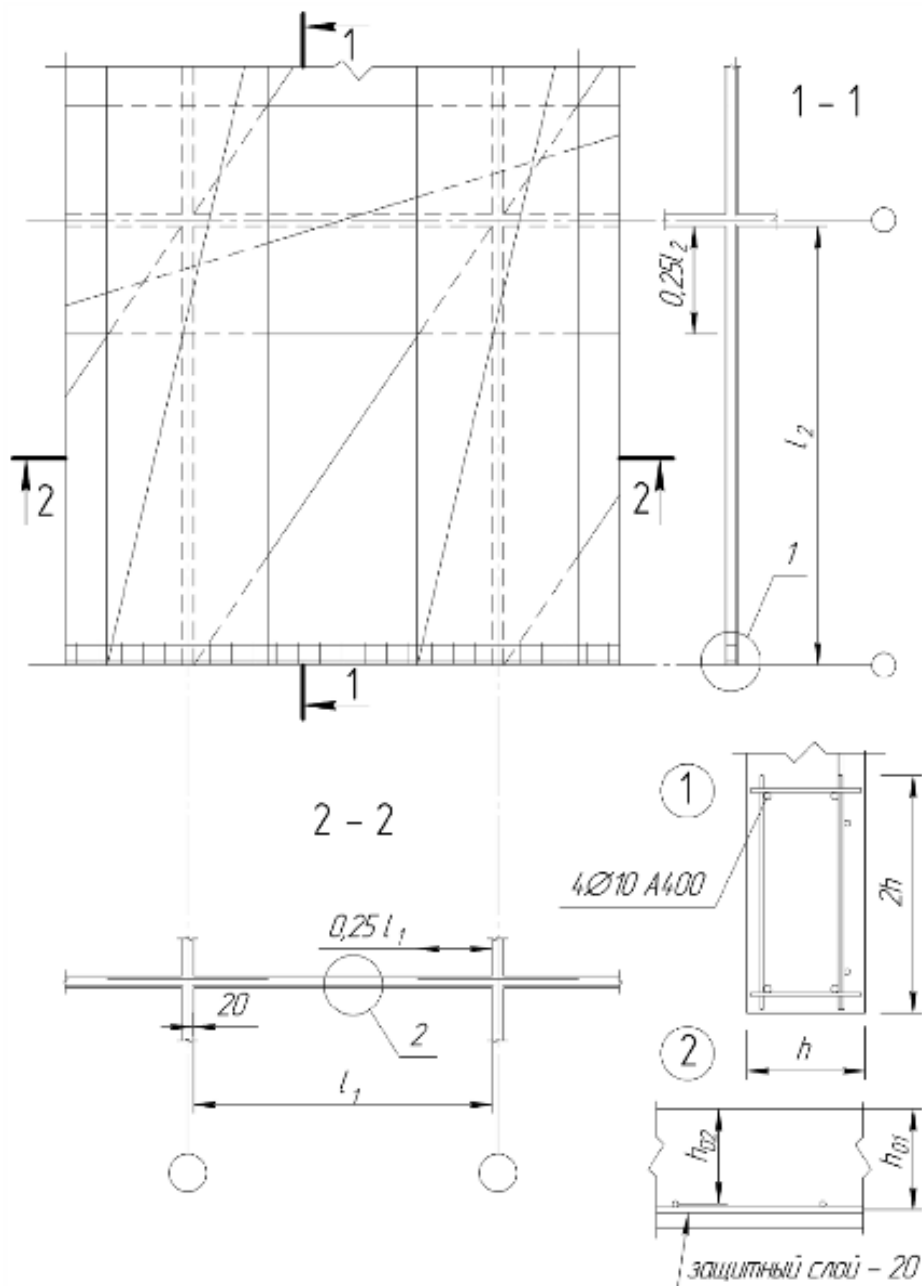


Рис. 4.28. Схема армирования монолитной плиты в здании с несущими стенами

Пролетные сетки с рабочей арматурой в продольном и поперечном направлении заводятся в монолитные стены на 20 мм. В надпорной зоне верхняя сетка должна располагаться на расстоянии $0,25 l_1$ от стены. Рабочей арматурой в верхней сетке являются стержни, перпендикулярные стенам. Стык сеток осуществляется с перепуском. Свободный край плиты дополнительно должен быть армирован объемным каркасом для восприятия усадочных и температурных воздействий (узел 1).

Дополнительная верхняя арматура, которая в сумме с основной арматурой плиты воспринимает возникающие опорные усилия, устанавливается по верху колонн, балок и стен.

Основные верхняя и нижняя арматуры в плите устанавливаются по всей площади с учетом минимального процента армирования. На участках, где может происходить превышение значений воздействующих усилий, устанавливается дополнительная арматура.

Для конструктивной схемы здания с опиранием плоской монолитной плиты по колоннам продольная арматура устанавливается по надколонным и межколонным полосам в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

На рис. 4.29 приведена схема армирования монолитной плиты перекрытия в здании с колонной конструктивной схемой. Арматурные стержни обозначены как позиции 1–62. Стержни соединены между собой внахлест с помощью проволоки ($l = 650$ мм).

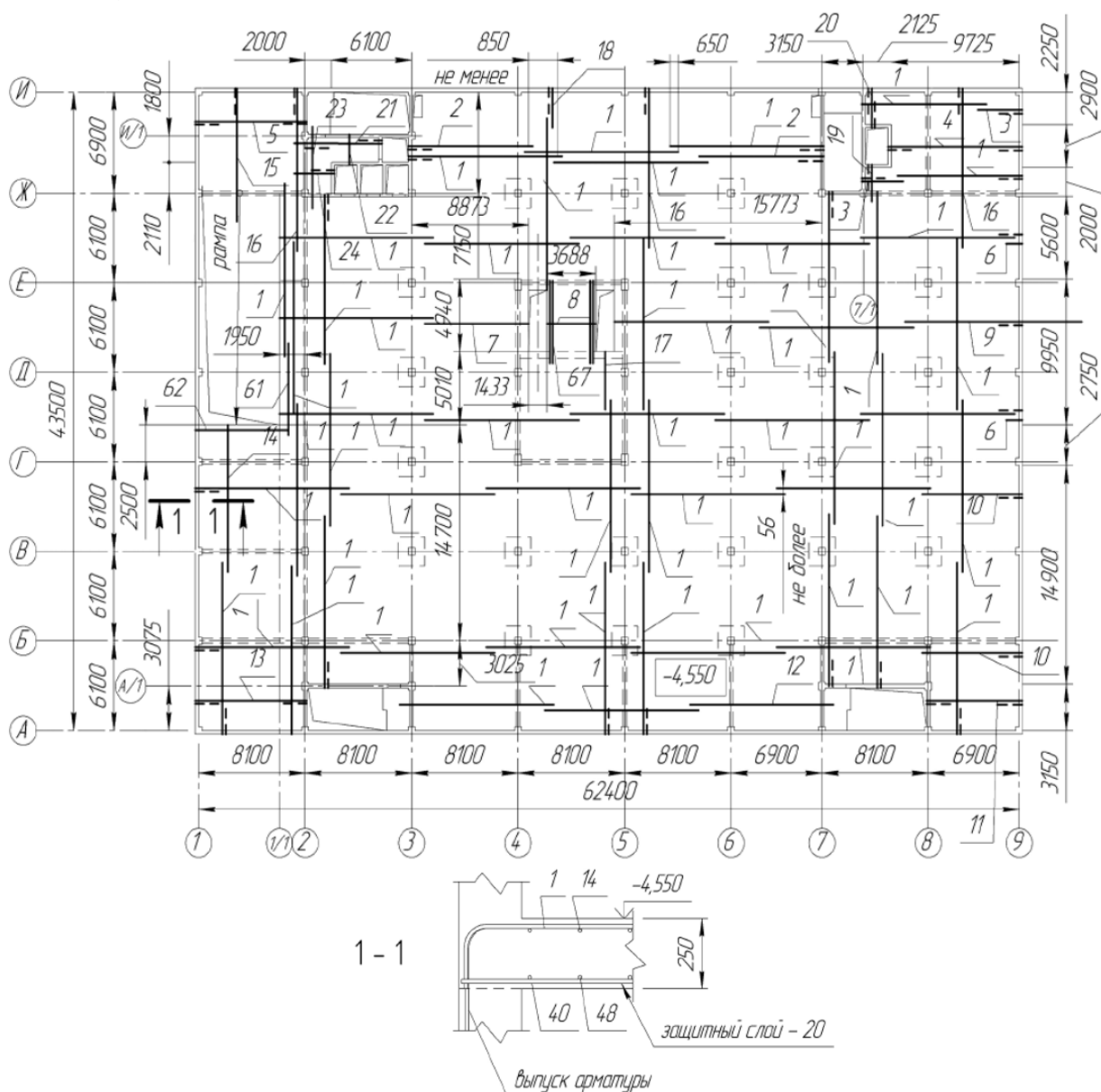


Рис. 4.29. Схема армирования монолитной плиты перекрытия в здании с колонной конструктивной схемой

Сопряжение рабочей арматуры колонны и плиты выполняется с применением выпусков из стены арматуры (разрез 1–1).

При выполнении технологических проемов в плитах перекрытия их следует обрамлять (при размере стороны проема более 300 мм). Пример армирования периметра отверстия в перекрытии предназначенного под вентиляционную шахту представлен на рис. 4.30.

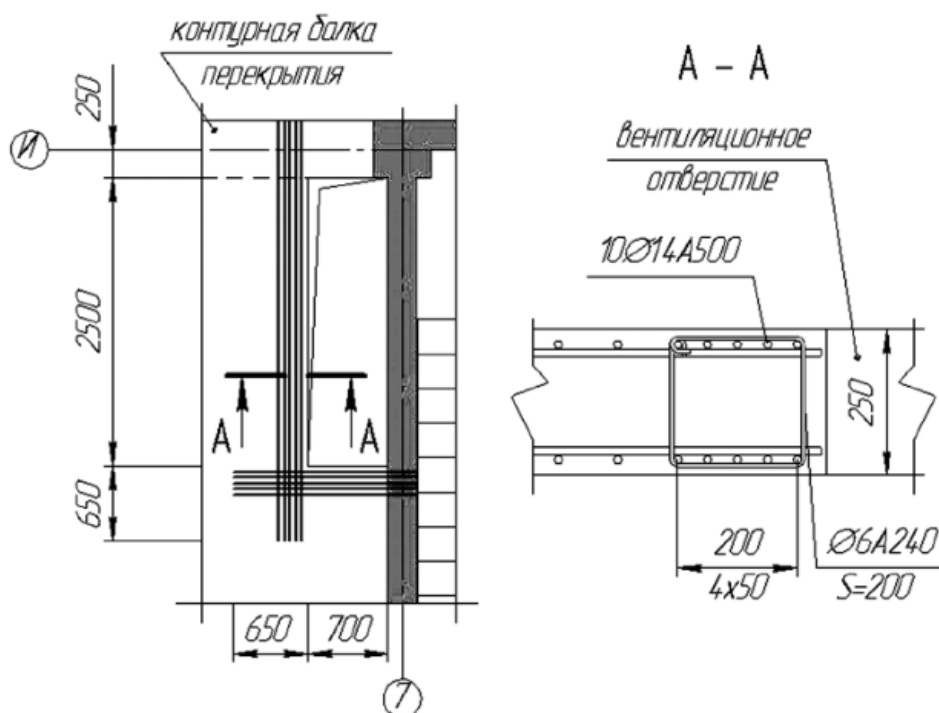


Рис. 4.30. Пример армирования периметра отверстия в перекрытии предназначенного под вентиляционную шахту

Часто в зданиях с колонной конструктивной схемой выполняют монолитные плиты перекрытий с капителями. В сравнении с балочными плитами перекрытий такое решение имеет ряд достоинств в виде:

- упрощения опалубки и армирования;
- удобства прокладки коммуникаций;
- архитектурной выразительности интерьеров;
- уменьшения расчетного момента в плите за счет сокращения пролетов.

Может быть несколько вариантов исполнения капительной части плиты перекрытия: виде усеченной четырехгранной пирамиды; то же с усиленной надкапительной плитой; надкапительная плита с наклонными скосами.

Схема армирования капители в виде четырехгранной пирамиды представлена на рис. 4.31.

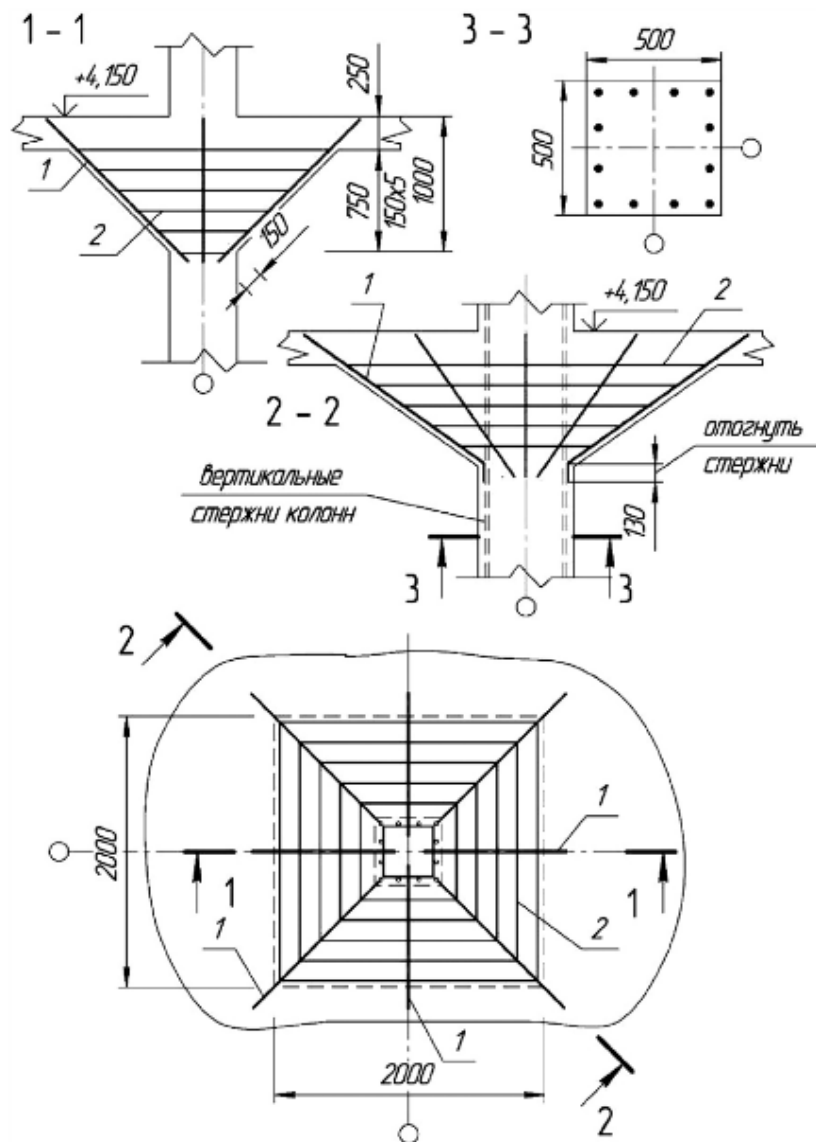


Рис. 4.31. Схема армирования капители в виде четырехгранной пирамиды

Также немаловажным в монолитном строительстве является вопрос, связанный с потерей тепла через монолитные перекрытия. При выполнении самонесущих ограждающих конструкций с опиранием на плиту перекрытия для исключения промерзания в плите выполняют специальные термовкладыши. Схему армирования концевых участков с термовкладышами по контуру плоской плиты можно увидеть на рис. 4.32.

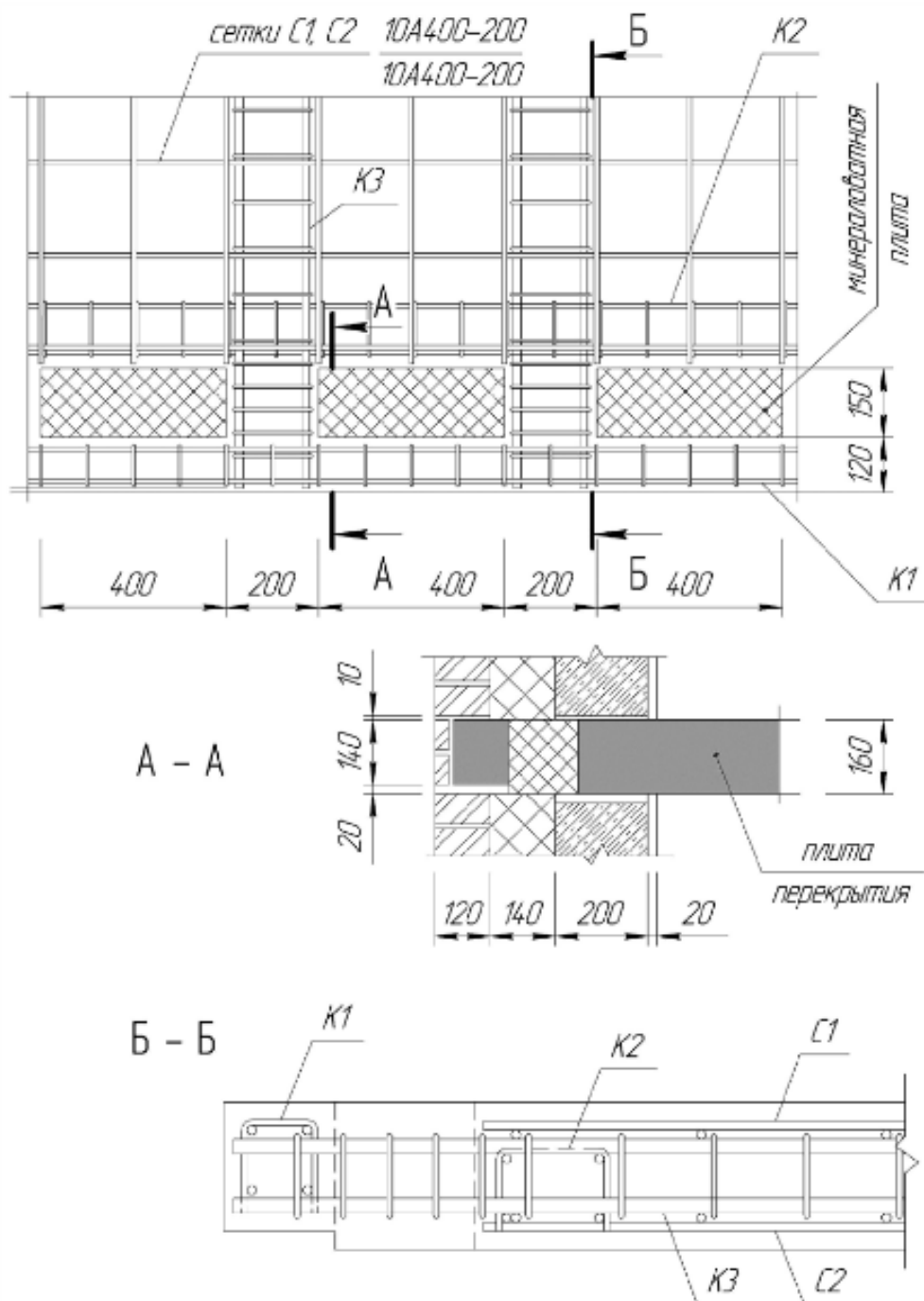


Рис. 4.32. Схема армирования концевых участков плиты перекрытия

Армирование монолитных балок

Особенности армирования монолитных железобетонных балок (рис. 4.33) следующие:

– оценивается минимальное количество плоских вертикальных каркасов К1 (от 1 до 3 шт.), расположенных в поперечном сечении балки ширины b . В балках высотой более 150 мм установка каркасов обязательна;

– оценивается необходимость установки дополнительных продольных стержней по высоте каркаса (при высоте балки более 700 мм). Шаг между стержней не должен превышать 400 мм.

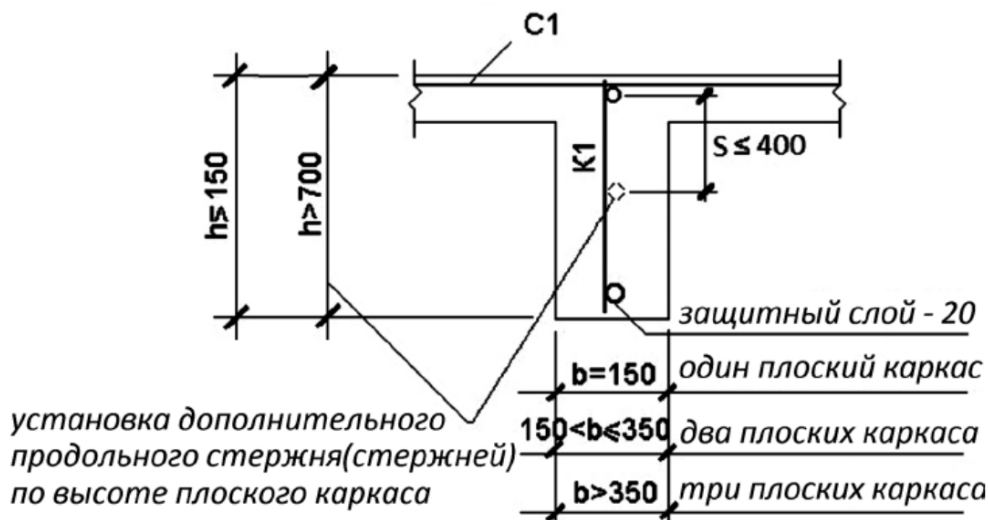


Рис. 4.33. Конструктивные требования к армированию балок монолитных конструкций

В зависимости от расположения балок и их совместной работы с монолитным перекрытием может быть несколько конструктивных вариантов:

- 1) опирание монолитной плиты на систему балок: главных и второстепенных;
- 2) монолитная плита опирается на контурные балки;
- 3) опирание монолитной плиты на систему пересекающихся балок (кессонное перекрытие).

Узел сопряжения колонны и балки монолитного перекрытия представлен на рис. 4.34. Приводится в пример случай, когда расстояние до наружных арматурных стержней колонны меньше $l_{ан}$. При армировании такого узла сопряжения необходимо выполнять следующие требования:

– отгиб стержня на угол 90° осуществляется с радиусом $R > 2,5 \times d_s$ ($d_s < 20$ мм), $R > 4 \times d_s$ ($d_s \geq 20$ мм) и $R > 10 \times d_s$ ($l - l_1 / l_{ан}$);

– установление дополнительных хомутов против отгибания стержней на отогнутом участке.

Уменьшить длину анкеровки можно специальными мерами, например, приварить квадратную или круглую стальную шайбу на концы верхних анкеруемых стержней.

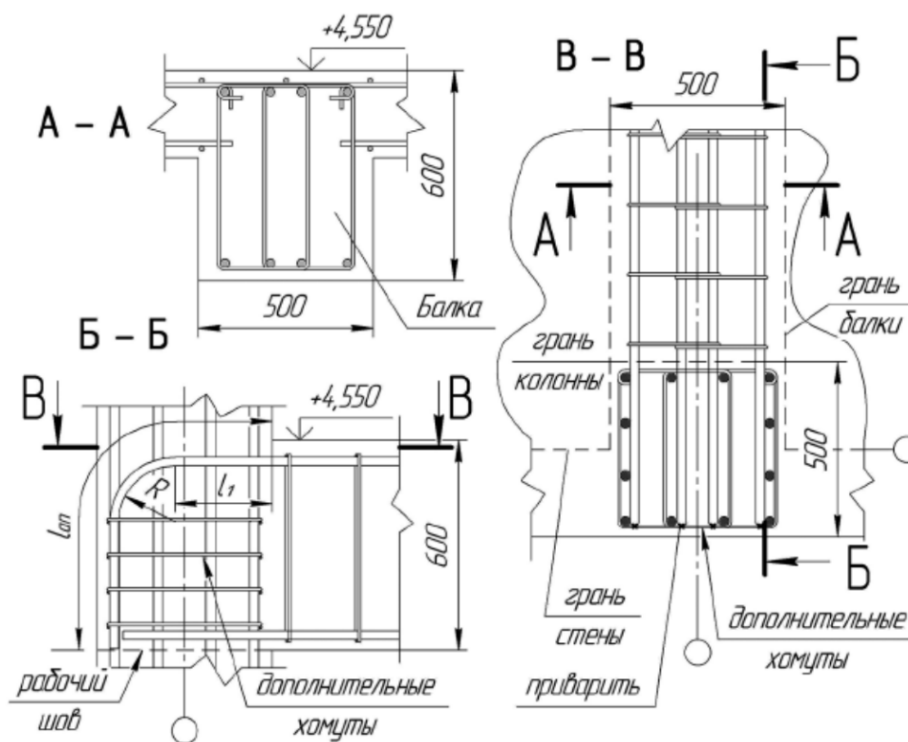


Рис. 4.34. Узел сопряжения колонны и балки монолитного перекрытия

Армирование монолитных лестниц

Лестницы в монолитном и сборно-монолитном строительстве могут быть выполнены: из мелкогабаритных и крупногабаритных ж/б элементов (сборные), монолитными и сборно-монолитными. Спецификация конструктивных элементов сборных лестниц выполняется по заводским каталогам (сериям) и ГОСТ.

Ниже рассмотрены особенности армирования монолитных лестниц.

Последовательность конструирования монолитных лестниц следующая:

- детализация архитектурной части проекта, уточнение конфигурации, размеров;
- статический расчет;
- расчет ж/б элементов лестницы;
- армирование ж/б конструкций.

Чаще всего продолжением монолитного перекрытия здания являются этажные площадки монолитных лестниц.

Узлы сопряжения лестничных площадок представлены на рис. 4.35. В данном случае совместно бетонируется нижний марш, верхний марш, промежуточная и этажная площадки.

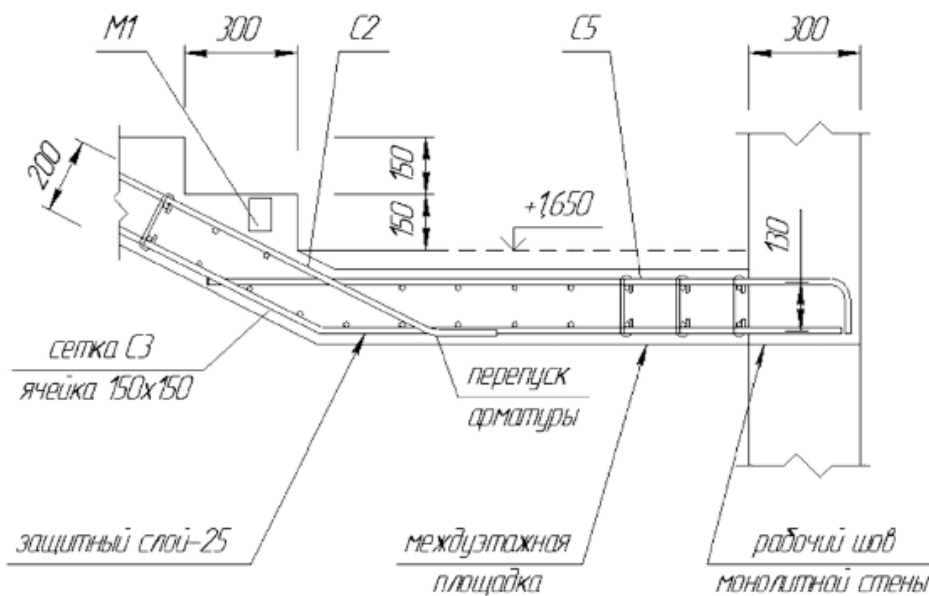
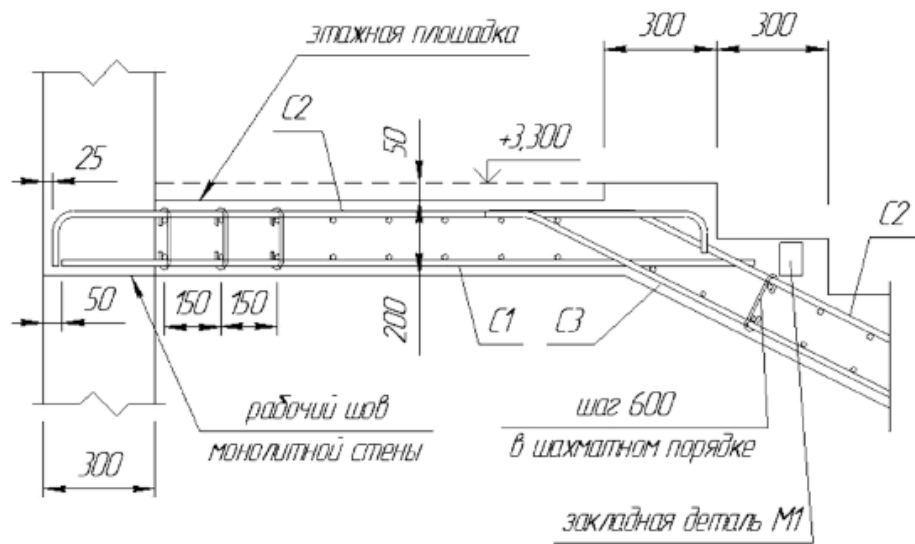


Рис. 4.35. Схема армирования монолитной лестницы (сопряжение лестничных площадок со стеной и маршем)

Еще одним конструктивным решением монолитной лестниц является вариант, когда монолитная лестница как бы опирается на предварительно выполненные междуколонные балки (рис. 4.36). При таком варианте в процессе возведения монолитных стен в балках оставляют оголенный арматурный каркас для последующего сопряжения стен и лестницы.

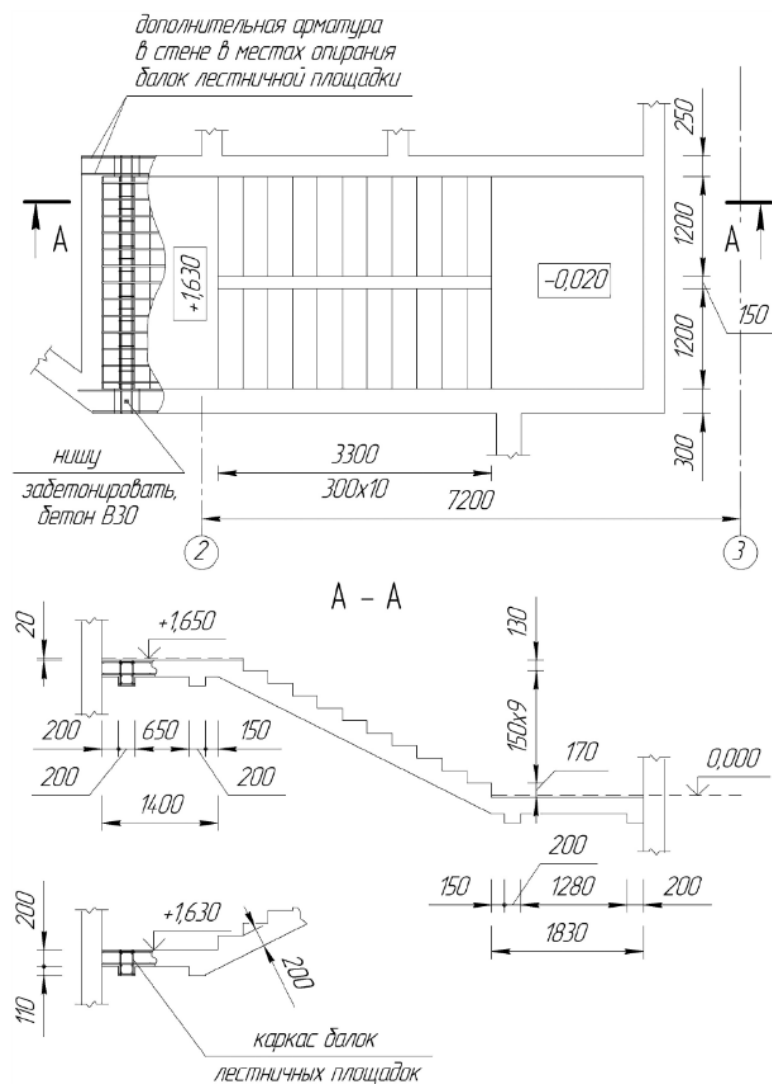


Рис. 4.36. Схема армирования узлов сопряжения монолитных лестниц и междуколонных балок

Другой вариант наиболее популярен в зданиях с монолитными или кирпичными стенами – конструктивное решение лестницы с монолитными площадками и сборными маршами.

4.7. Контроль качества арматурных работ

Установленная арматура перед бетонированием должна быть принята (оформлен акт скрытых работ). В акте дается оценка качеству арматурных работ, перечисляются отступления от проекта, даются рекомендации по исправлению недочетов и усилению армокаркаса, выполняется заключение о возможности бетонирования.

Контроль качества должен быть комплексным и включать в себя: входной контроль качества материалов и деталей; контроль состояния оборудования, инструментов и приспособлений, применяемых при изготовлении арматурных изделий и закладных деталей; операционный контроль качества заготовительных, сварочных и других операций; приемочный контроль качества арматурных изделий и закладных деталей. При контроле качества арматурных изделий и закладных деталей проверяют соответствие проекту применяемых для их изготовления видов и марок

проката и арматурной стали, диаметров арматурной стали, размеров изделий и расстояний между стержнями, а также прочность сварных соединений. Схема операционного контроля качества арматурных работ представлена в табл. 4.13.

Таблица 4.13

Состав операций и средства контроля арматурных работ

Этап производства	Контролируемые операции	Контроль	Документация
Подготовительные работы	Проверить: – наличие документа о качестве; – качество арматурных изделий, (если необходимо, провести требуемые замеры и отбор проб на испытания); – качество подготовки и отметки несущего основания; – правильность установки и закрепления опалубки	Визуальный Визуальный Измерительный Технический осмотр	Паспорт (сертификат), общий журнал работ
Установка арматурных изделий	Контролировать: – порядок сборки элементов арматурного каркаса, качество выполнения сварки (вязки) узлов каркаса; – точность и надежность фиксации; – величину защитного слоя бетона	Технический осмотр всех элементов	Общий журнал работ
Приемка выполненных работ	Проверить: – соответствие положения установленных арматурных изделий проектному; – величину защитного слоя бетона; – надежность фиксации арматурных изделий в опалубке; – качество выполнения сварки (вязки) узлов каркаса	Визуальный Измерительный Измерительный Технический осмотр всех элементов	Акт освидетельствования скрытых работ
Контрольно-измерительный инструмент: рулетка металлическая, отвес, линейка металлическая			
Мастером (прорабом) проводится операционный контроль. Работниками службы качества, мастером (прорабом), представителями технадзора заказчика проводится приемочный контроль.			

Допустимые отклонения размеров арматурных изделий от проектных представлены в таблице 4.14.

Таблица 4.14

Допустимые отклонения арматурных изделий от проектных

Габаритный размер и расстояние между крайними стержнями, мм	Допуск, мм
По длине арматурного изделия	
До 4500	± 10
Свыше 4500 до 9000	± 15
Свыше 9000 до 15000	± 20
Свыше 15000	± 25
По ширине арматурного изделия	
До 1500	± 10
Свыше 1500	± 10
По высоте арматурного изделия	
До 100	+ 3; – 5
Свыше 100 до 250	+ 5; – 7
Свыше 250 до 400	+ 7; – 10
Свыше 400	+ 10; – 15
Расстояние между стержнями	
До 50	± 2
Свыше 50 до 100	± 5
Свыше 100	± 10
Предельные отклонения для сеток	
Ширины, размеров ячеек, разницы в длине диагоналей плоских сеток, свободных концов стержней	± 10
Длины плоских сеток	± 15

Отклонения параметров и размеров закладных деталей не должны превышать 5 мм от проектных. На закладных деталях кромки плоских элементов не должны иметь завалов, заусенцев и шероховатостей, превышающих 2 мм. На элементах арматурных изделий и закладных деталей не должно быть отслаивающихся ржавчины и окалины, а также следов масла, битума и других загрязнений.

Суммарная длина сварных швов на каждой половине стыка с накладками или на стыке стержней внахлестку должна составлять:

– для стержней класса А240: при односторонних – 6 диаметров, при двусторонних швах – 3 диаметра стержня;

– для арматуры классом А300 и А400: при односторонних – 8 диаметров, при двусторонних швах – 4 диаметра стержня;

– для арматуры классом А600 и выше: при односторонних – 10 диаметров, при двусторонних швах – 5 диаметров стержня.

Высота сварных швов должна составлять от 4 мм до 0,25 диаметра стержня.

Суммарная площадь сечения накладок должна превышать площадь сечения стыкуемых стержней из этой же стали: для арматуры класса А240 – на 20 %, классов А300, А400 – на 50 %, и для класса А600 – на 100 %.

При электродуговой сварке необходимо контролировать соответствие применяемых марок и типов электродов классу свариваемых сталей, а также соблюдать условия их хранения.

Качество всех сварных соединений необходимо подтверждать внешним осмотром, испытанием образцов на растяжение, замером швов и простукиванием молотком массой 1 кг, а для сварных стыков, выполненных с помощью контактной сварки, проводятся испытания на загиб в холодном состоянии вокруг специальных оправок. Грат (капли сварки) на сварных стыках должен быть зачищен.

Качество сварных соединений будет удовлетворительным при гладком сварном шве или мелкочешуйчатой поверхности без наплывов и прожогов, подрезов, перерывов и сужений, трещин, и плавно переходит к основному металлу, а при простукивании шва не издается дребезжащий звук.

Если качество стыковых соединений не соответствует требованиям технических условий, то необходимо производить их повторную проверку на удвоенном количестве образцов, вырезанных из стыков стержней. Когда при повторных испытаниях хотя бы один из стержней не прошел контроль, то бракуется вся партия сварных стержней.

4.8. Охрана труда при выполнении арматурных работ

При производстве арматурных работ необходимо соблюдать следующие правила охраны труда:

- ограждать места арматурных участков;
- при резке станками арматурных стержней выполнять ограждения таких участков;
- хранить заготовленную арматуру в специально предусмотренных местах;
- в местах прохода людей огораживать щитами торцевые части стержневой арматуры.

В процессе изготовления каркаса конструкции высотой более 3 м арматуру необходимо устанавливать, используя инвентарные или изготовленные по проектам леса и подмости. Чтобы исключить перегруз подмостей, лесов и стремянок, нельзя хранить на них запасы арматуры.

При установке арматуры вертикальных конструкций необходимо через каждые 2 м по высоте устанавливать подмости шириной не менее 1 м и с ограждением высотой от 1,1 м.

Во время арматурных работ нельзя:

- использовать леса и подмости без проверки, а также настилы, которые уложены на случайные неустойчивые опоры;
- быть на каркасе до его окончательной установки и раскрепления;
- оставлять установленную арматуру без ее закрепления;
- армировать отдельные прогоны и балки, находясь на опалубочных коробах, для этой цели необходимо монтировать специальный настил;
- чистить арматуру, не имея защитных очков и рукавиц;
- резать арматурные стержни, превосходящие технические показатели данного станка;
- резать арматурные стержни длиной менее 30 см, при отсутствии специальных приспособлений для этой цели;
- во время работы на станках, используемых для гибки арматуры, удлинять рычаги отрезками труб и опираться на эти рычаги;
- загоразивать проходы и место у станка арматурными заготовками;
- использовать неисправное оборудование, инструменты и инвентарь.

К сварке соединений и стыков арматуры допускаются электросварщики, прошедшие обучение и имеющие удостоверения, подтверждающие их квалификацию и характер работ, к которым они имеют допуск. Каждый сварщик должен подтверждать свои навыки не реже одного раза в год.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Анпилов, С.М. Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона: учебное пособие / С.М. Анпилов. – М.: Издательство АСВ, 2019. – 574 с.
2. Возведение монолитных конструкций зданий и сооружений: учебное пособие / Б.И. Березовский, Н.И. Евдокимов. – М.: Стройиздат, 1981. – 335 с.
3. ГОСТ 10884-94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. – М., 1994.
4. ГОСТ 10922-2012. Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия. – М., 2012.
5. ГОСТ 12.4.059-89. Система стандартов безопасности труда. Строительство, ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия. – М., 1989.
6. ГОСТ 13015-2012. Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения. – М., 2012.
7. ГОСТ 14098-2014. Соединения сварные арматуры и закладные изделия железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. – М., 2014.
8. ГОСТ 14098-2014. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы. Конструкции и размеры. – М., 2014.
9. ГОСТ 21.501-2011. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – М., 2011.
10. ГОСТ 23279-2012. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия. – М., 2012.
11. ГОСТ 23407-78 Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ. Технические условия. – М., 1978.
12. ГОСТ 34329-2017 Опалубка. Общие технические условия. – М., 2017.
13. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М., 1982.
14. ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М., 1980.
15. ГОСТ 8717-2016. Ступени бетонные и железобетонные. Технические условия. – М., 2016.
16. ГОСТ 9818-2015. Марши и площадки лестниц железобетонные. Общие технические условия. – М., 2015.

17. ГОСТ Р 21.1101-2013. Основные требования к проектной и рабочей документации. – М., 2013.
18. ГОСТ Р 52086-2003 Опалубка. Термины и определения. – М., 2003.
19. ГОСТ Р 52544-2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М., 2006.
20. ГОСТ Р 52752-2007 Опалубка. Методы испытаний. – М., 2007.
21. ГОСТ 19804-2012. Сваи железобетонные заводского изготовления. Общие технические условия. – М., 2012.
22. Дыховичный, Ю.А. Сборный железобетонный унифицированный каркас / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко. – М., 1985. – 296 с.
23. Евдокимов, Н.И. Технология монолитного бетона и железобетона: учебное пособие для строительных вузов / Н.И. Евдокимов, А.Ф. Мацкевич, В.С. Сытник. – М.: Высшая школа, 1980. – 335 с.
24. Ермошенко, М.И. Определение объемов строительно-монтажных работ: справочник / М.И. Ермошенко. – Киев: Будивельник, 1981. – 62 с.
25. Изотов, В.С. Современные опалубочные системы: учебное пособие / В.С. Изотов, А.Р. Мавлюбердинов, Р.А. Ибрагимов. – Казань: Издательство КГАСУ, 2013. – 87 с.
26. Комиссаров, С.В. Опалубочные системы для устройства монолитных железобетонных стен, колонн и перекрытий: учебное пособие / С.В. Комиссаров, О.А. Ремейко – М.: Издательство МГСУ, 2000. – 69 с.
27. Красный, Ю.М. Монолитное домостроение: учебное пособие / Ю.М. Красный, Д.Ю. Красный. – Екатеринбург, 2000. – 123 с.
28. Малахова А.Н. Армирование железобетонных конструкций: учебное пособие / А.Н. Малахова. – М.: Изд-во МИСИ – МГСУ, 2018. – 128 с.
29. Малахова, А.Н. Армирование железобетонных конструкций: учебное пособие / А.Н. Малахова. – М.: Изд-во МИСИ – МГСУ, 2018. – 128 с.
30. Малахова, А.Н. Проектирование железобетонных и монолитных лестниц: учебное пособие / А.Н. Малахова, Д.В. Морозова. – М.: АСВ, 2008. – 168 с.
31. Методическое пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СП 63.13330.2012). – М.: ЦНИИПромзданий, НИИЖБ-М: АО «ЦНИИПромзданий», 2016. – 314 с.
32. Общероссийский строительный каталог. Строительные конструкции и изделия (СК-3). Перечень документации типовых строительных конструкций, изделий и узлов зданий и сооружений всех видов строительства. – М.: ГУП ЦПП, 2003.
33. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительно напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М., 2005. – 214 с.

34. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М., 1989. – С. 147–204.
35. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М., 1978.
36. СП 12-135-2003 Безопасность труда в строительстве. Отраслевые типовые инструкции по охране труда. – М., 2003.
37. СП 48.13330.2011 Организация строительства. – М., 2011.
38. СП 49.13330.2011 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования. – М., 2011.
39. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. – М., 2007.
40. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012.
41. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. – М., 2012.
42. СТО 02495307-001-2007. Сварные соединения арматурных стержней в монолитных железобетонных колоннах зданий и сооружений. – М., 2007.
43. СТО НОСТРОЙ 2.6.54-2011. Конструкции монолитные бетонные и железобетонные. Технические требования к производству работ, правила и методы контроля. – М., 2011.
44. Теличенко, В.И. Технология возведения зданий и сооружений: учебник для вузов / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лapidус. – М.: Высшая школа, 2006. – 446 с.
45. Технология опалубки PERI. Базовый учебный материал. – Германия, 2004. – 39 с.
46. Тихонов, И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий : пособие по проектированию / И.Н. Тихонов. – М., 2007. – 170 с.
47. Федосов, С.В. Арматура в производстве железобетона : учебное пособие / С.В. Федосов, Г.В. Серегин. — Иваново, 2003.
48. Хаютин, Ю.Г. Монолитный бетон: технология производства работ: учебное пособие / Ю.Г. Хаютин. – М.: Стройиздат, 1991. – 576 с.
49. Шмит, О.М. Опалубки для монолитного бетона – О.М. Шмит / пер. с нем. Л.М. Айнгорн: под ред. Н.И. Евдокимова. – М.: Стройиздат, 1987. – 160 с.
50. DIN EN 1065 (Европейские нормы). – Germany.
51. DIN EN 314-2 (Европейские нормы). – Germany.

Электронное издание

Леонтьев Степан Васильевич
Шаманов Виталий Альбертович

ОРГАНИЗАЦИЯ И ПРОИЗВОДСТВО ОПАЛУБОЧНЫХ И АРМАТУРНЫХ РАБОТ

Электронное учебное пособие

Редактор и корректор *М.Н. Афанасьева*

Минимальные системные требования:
Windows XP и выше; программа для просмотра PDF-файлов;
привод CD-ROM

Отпечатано с готового оригинал-макета
в типографии издательства Пермского национального
исследовательского политехнического университета
614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, к. 113.
Тел.: (342) 219-80-33