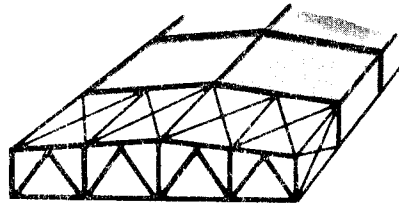
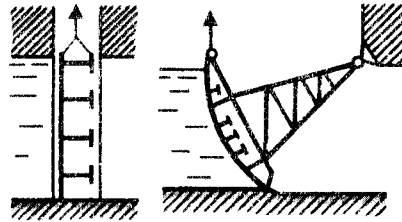


ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

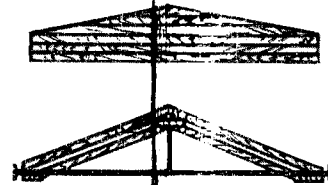
ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ В МЕЛИОРАТИВНЫХ СООРУЖЕНИЯХ



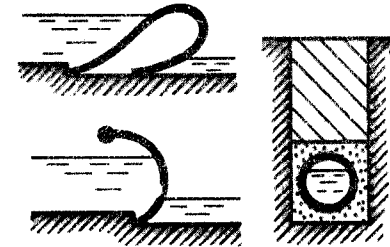
ПОКРЫТИЯ
ЗДАНИЙ



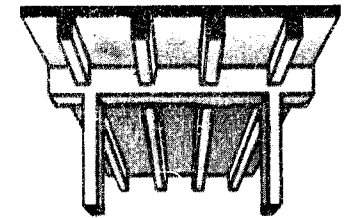
ЗАТВОРЫ



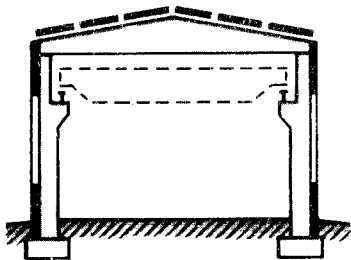
ДЕРЕВЯННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ



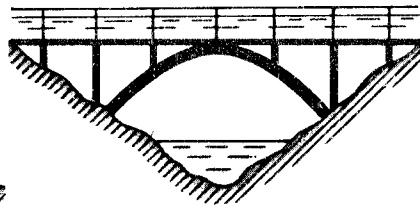
КОНСТРУКЦИИ
ИЗ ПЛАСТМАСС



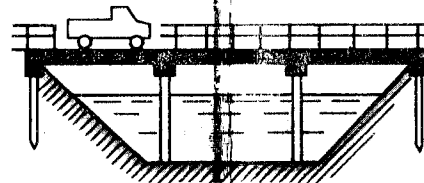
РЕБРИСТЫЕ
КОНСТРУКЦИИ



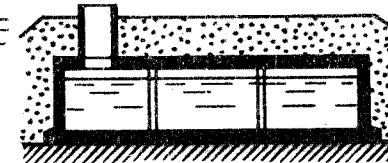
ЗДАНИЯ



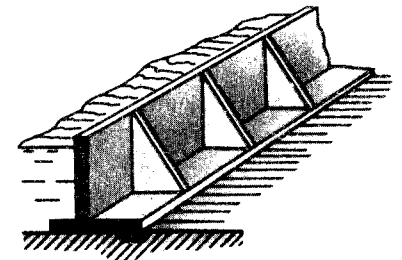
АКВЕДУКИ



МОСТЫ



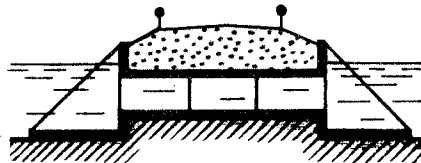
РЕЗЕРВУАРЫ



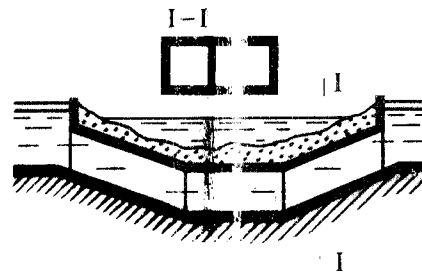
ПОДПОРНЫЕ
СТЕНЫ



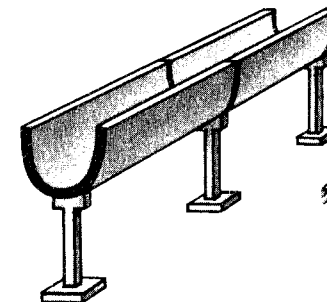
ДОКОВЫЕ
КОНСТРУКЦИИ



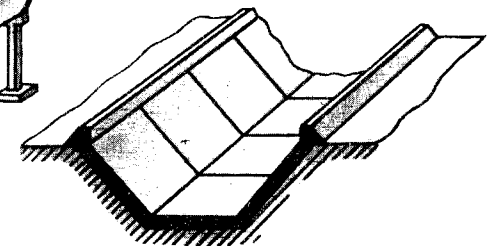
ТРУБЧАТЫЕ
ПЕРЕЕЗДЫ



ДЮКЕРЫ



ЛОТКОВЫЕ
КАНАЛЫ



КРЕПЛЕНИЕ
КАНАЛОВ

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Под редакцией
профессора Р. И. Бергена

Издание второе,
переработанное и дополненное



Москва
«Высшая школа» 1989

ББК 30.4
И62
УДК 624.01

Р. И. Берген, Ю. М. Дукарский, В. Б. Семенов, Ф. В. Расс

Рецензенты:

кафедра инженерных конструкций
Новочеркасского инженерно-мелиоративного института
(зав. кафедрой канд. техн. наук, доц. Е. Н. Белоконов).

Инженерные конструкции: Учеб. для гидромелиор.
И62 спец. вузов. / Р. И. Берген, Ю. М. Дукарский, В. Б. Семенов, Ф. В. Расс; Под. ред. Р. И. Бергена. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Высш. шк., 1989. — 415 с.: ил.

ISBN 5—06—001439—8

В учебнике изложены основные положения проектирования железобетонных и металлических конструкций; приводятся особенности конструирования и расчета мелиоративных и гидротехнических сооружений (затворов, насосных станций, акведуков, мостов, переездов, доковых конструкций и др.). В отличие от предыдущего издания (1982 г.) изложены вопросы проектирования конструкций из дерева и пластмасс.

И 3202000000(4309000000)—083
001(01)—89 182—88

ББК 30.4
6С7.5

ISBN 5—06—001439—8

© Издательство «Высшая школа», 1982
© Издательство «Высшая школа», 1989, с изменениями

Решениями XXVII съезда партии и Долговременной программой мелиорации предусматривается дальнейшее повышение роли мелиорации в увеличении производства сельскохозяйственных продуктов. Ускоренное развитие мелиорации неразрывно связано со строительством и реконструкцией мелиоративных систем и сооружений на них. В связи с этим повышаются требования к подготовке специалистов в области мелиорации.

Учебник составлен в соответствии с программой дисциплины «Инженерные конструкции» для гидромелиоративных специальностей вузов и факультетов. При его написании учтен многолетний опыт коллективного преподавания этого курса в Московском гидромелиоративном институте.

Книга является вторым переработанным и дополненным изданием учебного пособия «Инженерные конструкции», вышедшего в свет в 1982 г., и написана в соответствии с новыми нормами проектирования конструкций из различных материалов. Учебник дополнен новым разделом «Конструкции из дерева и пластмасс», описанием вопросов проектирования мостов через каналы и доковых конструкций, включены новые виды конструкций мелиоративных сооружений, более подробно освещены особенности расчета гидротехнических конструкций. Условные обозначения величин даны в соответствии со стандартом СЭВ 1565—79.

В учебнике рассмотрены характеристики и области применения инженерных конструкций, выполненных из железобетона, металла, дерева и пластмасс, излагаются методы расчета и проектирования конструкций, приводятся особенности проектирования наиболее распространенных в гидромелиоративном строительстве элементов сооружений. Для лучшего усвоения материала в конце каждой главы приводятся вопросы для самоподготовки. Основные расчетные условия и положения дисциплины выделены в тексте цветом. В учебнике физические величины даны в Международной системе (СИ). Изучение дисциплины «Инженерные конструкции» сопровождается курсовым проектированием, для выполнения которого необходимо использовать дополнительные учебные пособия и справочную литературу.

Введение, гл. 1, раздел третий (кроме гл. 18, § 21.1...21.4 и гл. 22) и заключение написаны проф. Р. И. Бергеном; раздел первый — доц. Ю. М. Дукарским; раздел второй — доц. Ф. В. Рассом; гл. 18, § 21.1...21.4 и гл. 22 — доц. В. Б. Семеновым.

Авторы выражают глубокую благодарность сотрудникам кафедры «Инженерные конструкции» Новочеркасского инженерно-мелиоративного института за ценные замечания, сделанные при рецензировании учебника.

Авторы

Мелиорация земель — неотъемлемая и составная часть агро-промышленного комплекса страны. Перед тружениками АПК XXVII съезд КПСС поставил задачу особой важности — в самый короткий срок добиться полного обеспечения страны продовольствием. Гидротехнические мелиорации земель затрагивают интересы всего народного хозяйства, что требует комплексного подхода к решению водохозяйственных проблем.

Осуществление планов водохозяйственного строительства и проектов мелиоративных работ достигается путем возведения сложнейших гидротехнических сооружений, сооружений мелиоративных систем, выполнения работ по подготовке и окультуриванию земель для сельскохозяйственного использования. В решение этих задач должны внести свой вклад и инженеры-мелиораторы.

Курс «Инженерные конструкции» относится к группе общинженерных дисциплин и является базовым для изучения специальных профилирующих дисциплин, обеспечивающих профессиональную подготовку инженеров по гидромелиоративным специальностям. Он основывается на знаниях общетеоретических и технических дисциплин, таких, как теоретическая механика, сопротивление материалов, строительная механика, строительные материалы.

Цель изучения дисциплины «Инженерные конструкции» состоит в том, чтобы научиться проектировать технически целесообразные и прогрессивные конструкции гидротехнических сооружений, отвечающие требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности, экономичности и т. п.; приобрести навыки по расчету и конструированию конструкций, пользованию нормами и инструкциями, рабочими чертежами, справочной и технической литературой; уяснить роль советской науки и ученых в развитии теории расчета и создании прогрессивных конструкций для водохозяйственного строительства.

В результате изучения дисциплины будущий специалист должен владеть методами расчета конструкций на прочность и устойчивость, основными принципами конструирования элементов; знать основные свойства материалов, положения расчета конструкций по предельным состояниям, основные принципы проектирования конструкций мелиоративного назначения (затворы, каркасные здания и сооружения, трубы, лотковые каналы и т. п.); иметь представление о сортаменте сталей и пиломатериалов, унифицированных железобетонных изделий, расчете конструкций с учетом пластических свойств материалов и перераспределения усилий, экспериментальных исследованиях конструкций.

ГЛАВА I

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И МЕТОДЫ ИХ РАСЧЕТА

1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Инженерными конструкциями называют сооружения и их части (подвижные или неподвижные), размеры которых определены расчетом на прочность, устойчивость, выносливость, трещиностойкость и по деформациям, и предназначенные для восприятия разнообразных нагрузок и воздействий. Этим инженерные конструкции отличаются от архитектурных, размеры сечений которых назначены по архитектурным, теплотехническим и другим специальным требованиям. Конструкции и сооружения, находящиеся постоянно или периодически под воздействием водной среды, называют *гидротехническими*. Инженерные конструкции изготавливают из стали, алюминия, бетона, железобетона, камня, пластмасс и тканей. Экономичные решения получаются при сочетании в одной конструкции разных материалов: железобетона и стали, дерева и стали, железобетона и пластмасс и т. п. (см. первый форзац).

В гидротехническом и мелиоративном строительстве все чаще применяют бетонные, железобетонные и металлические конструкции. Металлические конструкции используют в каркасах и покрытиях большепролетных зданий различного назначения, в механическом оборудовании гидротехнических сооружений (затворы, сороудерживающие решетки, конструкции судоподъемников и т. п.), в напорных трубопроводах (турбинные, деривационные, магистральные и др.) с арматурой и уравнительными резервуарами, в высотных сооружениях (мачты, опоры ЛЭП), в резервуарах и водонапорных башнях, мостах и переходах и пр. Благодаря высокой прочности материала при всех видах напряженного состояния металлические конструкции обладают сравнительно малым собственным весом. Их можно изготавливать на высокопроизводительных заводах, а монтаж производить относительно быстро с малыми трудовыми затратами. Однако металл подвержен коррозии, особенно в водной среде, что снижает долговечность сооружения и требует дополнительных эксплуатационных расходов.

Деревянные конструкции применяют для изготовления несущих элементов различных сооружений небольшого пролета (зданий, башен, акведуков, мостов, регуляторов, невысоких плотин и т. п.), во временных сооружениях, в качестве лесов, подмостей и опалубки. Наиболее совершенными являются деревянные конструкции клееные заводского изготовления. Кроме того, деревянные детали используют в затворах, шандорах, деформационных швах и т. д.

Бетонные и железобетонные конструкции занимают ведущее место в строительстве, так как они менее дефицитны, обладают высокой прочностью, долговечностью, огнестойкостью, водонепроницаемостью, допускают изготовление элементов разнообразной формы и не требуют значительных эксплуатационных расходов. По способам выполнения различают железобетонные конструкции сборные, изготавливаемые на специальных заводах и затем монтируемые на строительной площадке, монолитные, возводимые на месте строительства, и сборно-монолитные, которые образуются из сборных железобетонных элементов и монолитного бетона. В мелиоративном строительстве, проводимом на обширных, часто необжитых территориях, применяют преимущественно сборные железобетонные конструкции, являющиеся основой комплексной механизации и индустриализации строительства. Из сборного железобетона на оросительных и осушительных системах строят главным образом гидросооружения с расходом воды до $10 \text{ м}^3/\text{с}$. К ним относятся насосные станции, трубопроводы, лотки, акведуки, дюкеры, шлюзы-регуляторы, быстротоки, переезды, мосты и др. Большой удельный вес среди них занимают предварительно напряженные конструкции.

Гидротехнические сооружения, значительные по объемам работ и по размерам (плотины, подводные части зданий ГЭС, подпорные стены и устои, судоходные шлюзы, тоннели и т. п.), возводят из монолитного бетона и железобетона. Надводные части таких сооружений (зданий ГЭС, водозаборов), а также связанные с ними специальные или вспомогательные сооружения (служебные мосты, эстакады, помещения для механизмов и т. п.) могут быть сборными.

В последние десятилетия при строительстве массивных гидротехнических сооружений начали использовать сборный и сборно-монолитный железобетон, в котором сборные плиты — оболочки, армоэлементы, армопанельные конструкции являются одновременно опалубкой и армирующим элементом. Применение сборно-монолитного железобетона повышает индустриализацию строительства, дает экономию в материалах, снижает трудоемкость работ и стоимость сооружения.

Перспективными в водохозяйственном строительстве являются конструкции из пластмасс в виде плотин и регуляторов расходов из мягких синтетических тканей, противофильтрационных экранов, трубопроводов в осушительных и оросительных сетях, защитных покрытий в железобетонных конструкциях, клеящих составов, мастик, уплотнений швов и др.

От правильного выбора материалов и их сочетания зависят технико-экономические показатели конструкции, ее надежность, долговечность и др. Проектировщик должен учитывать стоимость материалов, их обработки и перевозки, положительные и отрицательные свойства материалов, соблюдать «Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов».

1.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Инженерные конструкции рассчитывают на силовые воздействия * по методу предельных состояний, который характеризуется четким установлением предельных состояний конструкции и введением системы расчетных коэффициентов, учитывающих изменчивость различных факторов.

Предельными называют состояния, при которых конструкция теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения, т. е. перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или возведения. Предельные состояния подразделяют на две группы: *первая группа* — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации; *вторая группа* — по непригодности к нормальной эксплуатации**.

Расчеты по первой группе предельных состояний производят, чтобы предотвратить хрупкое, вязкое, усталостное и иного характера разрушение (расчет по прочности); потерю устойчивости положения конструкций (расчет на опрокидывание и скольжение) или ее формы (расчет на общую и местную устойчивость тонкостенных элементов); разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Расчеты по второй группе предельных состояний должны предотвратить чрезмерные перемещения (прогибы, осадки, углы поворота, амплитуды колебаний), а также образование или чрезмерное раскрытие трещин в железобетонных конструкциях в зависимости от категории требований к их трещиностойкости.

Наступление того или иного предельного состояния зависит от следующих основных факторов: величины внешних нагрузок и воздействий, механических характеристик материалов, условий работы конструкций и материалов. Статистическая изменчивость (разброс значений) этих факторов учитывается расчетными коэффициентами надежности по назначению, по нагрузке, по материалу и коэффициентами условий работы.

Нагрузки и воздействия. При расчете конструкций их принимают по СНиП 2.01.07—85, а для гидротехнических сооружений, кроме того, по СНиП 2.06.01—86 и СНиП 2.06.04—82. В зависимости от продолжительности действия нагрузки делят на постоянные и временные. Временные, в свою очередь, подразделяют на длительные, кратковременные и особые.

* Под силовыми понимают как непосредственные воздействия от нагрузок, так и воздействия от изменения температуры, смещения опор, усадки, набухания и других подобных явлений, вызывающих реактивные силы.

** Нормальной эксплуатацией считается постоянный процесс бесперебойной работы конструкции или сооружения, осуществляемый без ограничений в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование условиями.

К постоянным нагрузкам относят собственный вес конструкции или сооружения, вес, давление грунтов, воздействия предварительного напряжения конструкций. В гидротехнических сооружениях, кроме того, учитывают гидростатическое, фильтрационное и поровое давление воды при нормальном подпорном уровне, вес технологического оборудования, место расположения которого не меняется в процессе эксплуатации (гидроагрегаты, трансформаторы и др.).

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относят вес стационарного оборудования (станков, аппаратов, моторов и т. п.); давления жидкостей, газов, сыпучих тел в емкостях и трубопроводах; нагрузки с пониженным нормативным значением от людей и оборудования на перекрытия зданий, от мостовых и подвесных кранов (вертикальные нагрузки), от веса снега и от температурных климатических воздействий; воздействия влажности, усадки и ползучести и др.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относят нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования; снеговые, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением; ветровые и гололедные нагрузки; вес людей, деталей, материалов в зонах обслуживания и ремонта; волновые, ледовые, навал судов и другие нагрузки на гидросооружения; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже элементов конструкций, и др.

Особыми нагрузками являются сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования; воздействия неравномерных деформаций основания, сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта; ледовые нагрузки при прорыве затворов; дополнительное гидростатическое давление воды при форсированном уровне в гидросооружениях и т. п.

Величины нагрузок, устанавливаемые нормами (например, СНиП 2.01.07—85) из заранее заданной вероятности превышения средних значений, называют *нормативными*.

Для постоянных нагрузок они принимаются по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по нормативным (среднестатистическим) значениям удельного веса материала; для атмосферных нагрузок (ветровой, снеговой, волновой, ледовой и др.) по средним из ежегодных неблагоприятных значений и т. п.

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывают коэффициентами надежности по нагрузке γ , которые устанавливаются в зависимости от назначения сооружения и рассматриваемого предельного состояния. Эти коэффициенты определены на основе обработки статистических данных наблюдений за фактическими нагрузками во время эксплуатации сооружений.

Расчетными называют нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах и получаемые умножением их нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке, например $g = g_n \gamma_f$.

При расчете на прочность и устойчивость (по первой группе предельных состояний) коэффициенты надежности по нагрузке принимают: от веса конструкций $\gamma_f = 1,1$ ($\gamma_f = 1,05$ для металлических конструкций и массивных железобетонных гидросооружений); от веса изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев (утеплителя, засыпки и т. п.), выполняемых в заводских условиях $\gamma_f = 1,2$, на строительной площадке $\gamma_f = 1,3$; от давления грунтов в природном залегании $\gamma_f = 1,1$, насыпных $\gamma_f = 1,15$, от веса снега $\gamma_f = 1,4$ или $1,6$; от ветрового давления $\gamma_f = 1,4$; от гидростатического и волнового давления воды $\gamma_f = 1$; от давления льда $\gamma_f = 1,1$; от кранов $\gamma_f = 1,1$ и т. д. При расчете на устойчивость положения (опрокидывание, сдвиг, всплытие), когда уменьшение массы конструкции ухудшает условия ее работы, принимают $\gamma_f < 1$. Расчет всех конструкций по деформациям и перемещениям, а железобетонных, кроме того, по раскрытию и закрытию трещин (по второй группе предельных состояний) производят с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Расчет железобетонных конструкций по образованию трещин в зависимости от категории требований к их трещиностойкости производят при $\gamma_f > 1$ или $\gamma_f = 1$.

Расчет конструкций должен быть выполнен на наиболее неблагоприятные, физически возможные сочетания нагрузок или усилий.

В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания, состоящие из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок; особые сочетания, состоящие из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок. Вероятность одновременного появления наибольших значений нагрузок или усилий учитывается коэффициентом сочетаний γ_{lc} .

При расчете конструкций на основные сочетания, включающие только одну кратковременную нагрузку, коэффициент сочетаний $\gamma_{lc} = 1$. При расчете на основные сочетания, включающие две временные нагрузки или более, расчетные величины длительных нагрузок или усилий умножают на коэффициент $\gamma_{lc} = 0,95$, а кратковременных — на $\gamma_{lc} = 0,9$. При расчете конструкций на особые сочетания нагрузок расчетные величины временных нагрузок или воздействий соответственно должны умножаться на коэффициенты сочетаний $\gamma_{lc} = 0,95$ и $\gamma_{lc} = 0,8$. Расчет конструкций гидротехнических сооружений по предельным состояниям первой группы на основное сочетание нагрузок производят при $\gamma_{lc} = 1$, на особое сочетание — при $\gamma_{lc} = 0,9$ и для основного сочетания нагрузок в период строительства и ремонта — при $\gamma_{lc} = 0,95$; при расчетах по предельным состояниям второй группы $\gamma_{lc} = 1,0$.

Нормативные сопротивления R_n . Устанавливаемые нормами проектирования, они являются основными характеристиками сопротивления материалов силовым воздействиям. За нормативное сопротивление принимают наименьшее контролируемое значение временного сопротивления или предела текучести материала, определяемое с учетом статистической изменчивости прочности:

$$R_n = R_m(1 - \chi v), \quad (1.1)$$

где R_m — среднее значение показателя прочности; v — коэффициент вариации прочности (изменчивости); $\chi = 1,64$ — число «стандартов», оценивающее вероятность повторения наименьшего контролируемого значения прочности не более чем у 5 % испытанных образцов. Таким образом, обеспеченность значений нормативных сопротивлений всех материалов принята в нормах не ниже 0,95, а для бетона массивных гидротехнических сооружений (гравитационные, арочные плотины и т. п.) допускается принимать $\chi = 0,9$.

Расчетные сопротивления R . Это сопротивления, принимаемые при расчетах конструкций и получаемые делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу.

Коэффициент надежности по материалу учитывает возможные отклонения сопротивлений материалов в неблагоприятную сторону от нормативных значений в зависимости от свойств материалов, статистической изменчивости их прочностных показателей, а также нестатистических факторов (напряженное состояние, методика испытания и размеры образцов, минусовые допуски и др.). При расчетах по первой группе предельных состояний коэффициент надежности по материалу принимают: для стального проката $\gamma_m = 1,025 \dots 1,15$; для бетона $\gamma_{bc} = 1,3$ (при сжатии) и $\gamma_{bt} = 1,5$ (при растяжении); для арматуры $\gamma_s = 1,05 \dots 1,20$; для древесины $\gamma_t = 1,7 \dots 5,5$. При расчетах железобетонных конструкций по второй группе предельных состояний коэффициент $\gamma = 1$, т. е. расчетные сопротивления принимаются равными нормативным значениям.

Особенности действительной работы и предельных состояний материалов, конструкций и сооружений в целом, имеющие систематический характер, но не отражаемые в расчетах прямым путем, учитывают коэффициентами условий работы γ , величины которых установлены СНиПом.

Коэффициенты условий работы учитывают влияние температуры, влажности и агрессивности среды; длительности действия нагрузки; условия, характер и стадию работы конструкции; приближенность расчетных схем и др. При благоприятных условиях работы $\gamma > 1$, а при неблагоприятных $\gamma < 1$.

Степень ответственности и капитальности сооружений, значимость последствий наступления тех или других предельных состояний, определяемая материальным и социальным ущербом,

учитывается в расчетах коэффициентом надежности по назначению γ_n . Его значение зависит от класса ответственности зданий.

Для зданий и сооружений I класса (объекты особо важного народнохозяйственного значения) $\gamma_n = 1$; для сооружений II класса (важные народнохозяйственные объекты) $\gamma_n = 0,95$; для сооружений III класса (имеющих ограниченное народнохозяйственное значение) $\gamma_n = 0,9$; для временных сооружений со сроком службы до 5 лет $\gamma_n = 0,8$. Гидротехнические сооружения по капитальности делятся на четыре класса, для которых коэффициенты надежности по назначению составляют: I класс — 1,25; II класс — 1,2; III класс — 1,15; IV класс — 1,1. На коэффициент γ_n следует делить предельные значения несущей способности или расчетные сопротивления, предельно допустимые деформации и величины раскрытия трещин либо умножать величины расчетных нагрузок или усилия.

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний (по несущей способности) условие прочности с учетом рассмотренных расчетных коэффициентов можно представить в общем виде:

$$\sum N_n \gamma_f \gamma_{lc} \leq \Phi \left[S; \frac{R_n}{\gamma_m} \frac{\gamma}{\gamma_n} \right], \quad (1.2)$$

где $\sum N_n \gamma_f \gamma_{lc}$ — расчетное усилие, полученное от различных нагрузок со своими коэффициентами надежности по нагрузкам и сочетаний; Φ — функция несущей способности; S — геометрические характеристики сечения. Смысл этой формулы состоит в том, что наибольшее внешнее расчетное усилие не должно превышать наименьшую несущую способность.

Основное условие для расчета конструкций по второй группе предельных состояний — по перемещениям

$$\Delta \leq f \frac{1}{\gamma_n}, \quad (1.3)$$

где Δ — перемещения от расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; f — предельная нормативная величина перемещений. Железобетонные конструкции, кроме того, в зависимости от категории требований к их трещиностойкости рассчитывают по образованию трещин

$$T \leq T_{crc} \frac{1}{\gamma_n} \quad (1.4)$$

или по их раскрытию

$$a_{crc} \leq [a_{crc}] \frac{1}{\gamma_n}. \quad (1.5)$$

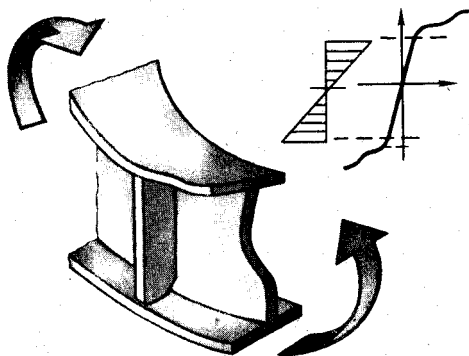
Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее частей должен производиться для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации. В зависимости от применяемых материалов и функционального назначения конструкций и сооружений их проектирование производится по соответствующим СНиП или другим нормативным документам.

? Что называют инженерными конструкциями? ☐ Где применяют в мелиоративном строительстве конструкции из металла, дерева, железобетона и пластмасс? ☐ Основные положения расчета конструкций по методу предельных состояний. Группы предельных состояний. ☐ Классификация нагрузок и их расчетные сочетания. ☐ Нормативные и расчетные нагрузки. Коэффициенты надежности по нагрузке. ☐ Как устанавливают нормативное сопротивление материалов? С какой обеспеченностью оно назначается? ☐ Как определяется расчетное сопротивление материалов? ☐ Что учитывают коэффициенты надежности по материалу и условий работы? ☐ Как учитывают в расчетах степень ответственности и капитальности сооружений? ☐ Запишите в общем виде расчетные условия двух групп предельных состояний и объясните их смысл.

1

РАЗДЕЛ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ



ГЛАВА 2

МЕТАЛЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. СТАЛИ, ИХ СОСТАВ И СВОЙСТВА

Материалами для инженерных металлических конструкций являются прокатная сталь, стальное литье и алюминиевые сплавы. Наиболее часто (более 95 %) применяют прокатную сталь.

Сталь — это сплав железа с углеродом и незначительным количеством примесей (которые попадают из руды или образуются в процессе выплавки) и легирующих добавок (которые вводят для улучшения свойств стали). Стали подразделяются на углеродистые и легированные. Углеродистые стали в зависимости от содержания углерода делят на малоуглеродистые (0,09...0,23 % углерода), среднеуглеродистые (0,24...0,5 % углерода) и высокоуглеродистые (0,51...1,2 % углерода). В инженерных конструкциях применяют в основном малоуглеродистую сталь, обладающую большой пластичностью и хорошей свариваемостью. Легированные стали также делятся на три группы: низколегированные (с суммарным содержанием легирующих добавок до 2,5 %), среднелегированные (2,6...10 %) и высоколегированные (более 10 %). В инженерных конструкциях применяют низколегированные и в незначительных количествах среднелегированные стали.

По способу выплавки стали подразделяют на мартеновские и конверторные. Свойства и качество сталей оценивают рядом технических характеристик, основными из которых являются механические свойства и химический состав, регламентируемые соответствующими ГОСТами и ТУ.

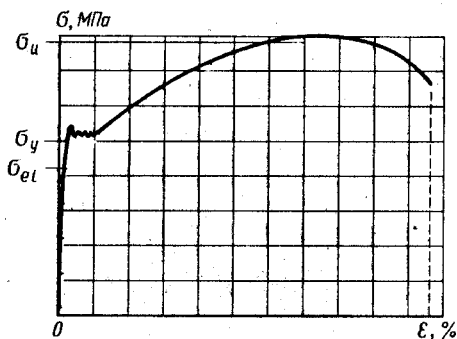


Рис. 2.1. Диаграмма работы малоуглеродистой стали на растяжение

● **Механические свойства стали.** Эти свойства стали определяют такие показатели, как прочность, упругость и пластичность, а также склонность к хрупкому разрушению, которое косвенно оценивается ударной вязкостью. Прочность стали определяется сопротивляемостью материала внешним силовым воздействиям. Упругость характеризуется свойством материала восстанавливать свою перво-

начальную форму после снятия внешних нагрузок. Пластичность — свойство материала не возвращаться в свое первоначальное состояние после снятия внешних нагрузок, т. е. получать остаточные деформации. Хрупкость характеризуется разрушением материала при малых деформациях.

Прочность стали, ее упругие и пластические свойства определяют при статических испытаниях стандартных образцов на растяжение. Полученная при этом диаграмма показывает зависимость между напряжениями и деформациями (рис. 2.1).

Важнейшими показателями механических свойств стали являются предел текучести (σ_y), временное сопротивление (предел прочности — σ_u) и относительное удлинение (ϵ). Предел текучести и временное сопротивление характеризуют прочность стали, относительное удлинение — пластические свойства стали.

До достижения стандартным образцом из малоуглеродистой стали напряжений, равных пределу текучести, материал работает практически упруго. Затем в нем развиваются большие деформации при постоянном напряжении. В результате образуется *площадка текучести* (горизонтальный участок диаграммы на рис. 2.1). Когда относительное удлинение достигает 2,5 %, текучесть материала прекращается, и он снова может оказывать сопротивление деформациям. Эту стадию работы стали называют *стадией самупрочнения*, в ней материал работает как упруго-пластический. У других сталей переход в пластическую стадию происходит постепенно (нет площадки текучести). Пределом текучести для них считают напряжение, при котором остаточная деформация достигает 0,2 %, т. е. $\sigma_y = \sigma_{0.2}$.

Предельную сопротивляемость материала, характеризующую его прочность, определяют наибольшим условным напряжением в процессе разрушения (отношение разрушающей нагрузки к первоначальной площади сечения образца). Это напряжение называют *временным сопротивлением* (пределом прочности).

Наибольшее напряжение в материале, при котором начинается отклонение от прямолинейной зависимости между напряже-

ниями и деформациями, называют *пределом пропорциональности* σ_{el} .

Склонность стали к переходу в хрупкое состояние, ее чувствительность к различным повреждениям определяют испытаниями на ударную вязкость.

Механические характеристики стали зависят от температуры, при которой они работают. При нагревании стали до $t = 250^\circ\text{C}$ свойства ее меняются слабо, однако при дальнейшем повышении температуры сталь становится хрупкой. Отрицательные температуры повышают хрупкость стали, что особенно важно учитывать при строительстве в районах Крайнего Севера. Малоуглеродистые стали становятся хрупкими при температурах ниже -45° , низколегированные — при температурах ниже -60°C .

● **Химический состав стали.** Такой состав характеризуется процентным содержанием в ней различных добавок и примесей.

Углерод повышает предел текучести и прочности стали, однако снижает пластичность и свариваемость. В связи с этим в строительстве применяют только малоуглеродистые стали. Специальное введение в сталь различных примесей (легирующих добавок) улучшает некоторые свойства стали.

Кремний (обозначается буквой С) раскисляет сталь, поэтому его количество возрастает от кипящей к спокойной стали. Он увеличивает прочность стали, однако несколько ухудшает свариваемость, стойкость против коррозии и значительно снижает ударную вязкость. Вредное влияние кремния компенсируется повышенным содержанием марганца. Марганец (Г) — увеличивает прочность стали, незначительно снижая ее пластичность. Медь (Д) — несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии, но способствует старению стали. Алюминий (Ю) — хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость. Значительно повышает механические свойства введение в сталь таких легирующих добавок, как никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), вольфрам (В) и др. Однако применение этих добавок в сталях, используемых в инженерных конструкциях, ограничивается их дефицитностью и высокой стоимостью.

Некоторые примеси являются вредными для сталей. Так, фосфор резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, делает ее хрупкой при низких температурах. Сера несколько снижает прочность стали и, главное, способствует образованию трещин при сварке. Кислород, водород и азот, попадая в расплавленный металл из воздуха, ухудшают структуру стали, увеличивая ее хрупкость.

В зависимости от степени раскисления различают спокойную, полуспокойную и кипящую стали.

Если сталь не раскислять, происходит выделение газов, и сталь производит впечатление кипящей жидкости. Такая сталь называется *кипящей*; она оказывается засоренной газами и менее однородной вследствие ее быстрого остывания. Если в сталь до-

бавить раскислители — кремний (0,12...0,3 %) или алюминий (до 0,1 %), то эти элементы, соединяясь с растворенным в стали кислородом, уменьшают его вредное влияние. Такой процесс называется раскислением стали, он сопровождается выделением тепла. При раскислении сталь остывает спокойно, поэтому ее и называют *спокойной*. Промежуточное положение по качеству между спокойной и кипящей сталью занимает *полуспокойная* сталь, которую раскисляют кремнием (0,05...0,15 %). Спокойная сталь, по сравнению с кипящей и полуспокойной более однородна, лучше сваривается, сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Однако она на 12 % дороже кипящей, что определяет области ее применения.

В зависимости от механических свойств (σ_a , σ_y) все стали условно делят на три группы — обычной, повышенной и высокой прочности стали. Для сталей обычной прочности используют малоуглеродистые стали, для сталей повышенной и высокой прочности — низколегированные и среднелегированные.

Поставка сталей обычной прочности (малоуглеродистых) металлургическими заводами производится по трем группам: по группе А — с гарантиями по *механическим* свойствам; по группе Б — с гарантиями по *химическому* составу; по группе В — с гарантиями по *механическим* свойствам и *химическому* составу. В инженерных конструкциях применяется, как правило, сталь группы В и только для второстепенных нерасчетных элементов иногда может быть применена сталь группы Б.

В зависимости от предъявляемых требований по испытаниям на ударную вязкость малоуглеродистая сталь разделена на шесть категорий, для каждой из которых нормируются химический состав, значения временного сопротивления, относительного удлинения и требования к испытанию на холодный загиг.

Обозначение марок малоуглеродистой стали по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 23570—79 принято буквенно-цифровым. Например, ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, 18сп, 18Гпс. Буква В указывает, что сталь поставляется с гарантиями механических свойств и химического состава, буквы Ст — сталь, цифра 3 — условный порядковый номер марки малоуглеродистой стали. Марки стали различаются в зависимости от химического состава и механических свойств от Ст0 до Ст5. В инженерных конструкциях применяется сталь Ст3, которая имеет достаточно высокий предел текучести, пластична, хорошо сваривается. Степень раскисления стали обозначается индексами «сп» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая). Для обозначения полуспокойной стали с повышенным содержанием марганца добавляют букву Г. Последняя цифра указывает категорию стали. Стали марок 18сп и 18пс поставляются по группе В (цифра 18 показывает среднее содержание углерода в сотых долях процента; остальные обозначения те же).

Для гидротехнических сооружений, мостов и других особо ответственных конструкций предназначены малоуглеродистые стали

марки М16С (по ГОСТ 6713—75*) и марки 16Д (по ГОСТ 6713—75*).

Стали повышенной и высокой прочности (низколегированные и среднелегированные) поставляются по ГОСТ 19281—73*, ГОСТ 19282—73* и по специальным техническим условиям. Наименование марок легированных сталей в определенной мере отражает их химический состав. Первые две цифры показывают среднее содержание углерода в сотых долях процента, следующие далее буквы русского алфавита обозначают легирующие добавки. Цифра после буквы показывает содержание добавки в процентах с округлением до целых значений. Если количество легирующих добавок 0,3...1 %, то цифра не ставится. Содержание добавки менее 0,3 % не отмечается. Все стали повышенной и высокой прочности поставляются с гарантией механических свойств и химического состава. В зависимости от нормируемых свойств согласно ГОСТу стали подразделяются на 15 категорий.

Примеры обозначения: сталь 14Г2 имеет среднее содержание углерода 0,14 %, марганца (Г) до 2 %; сталь 15ХСНД — углерода 0,15 %, хрома (Х), кремния (С), никеля (Н) и меди (Д) 0,3...1 % каждого.

В целях экономии металла прокат из углеродистой стали марок Ст3, Ст3ГСПс и низколегированной стали марок 09Г2, 09Г2С и 14Г2 поставляют по 2 группам прочности (например, ВСт3сп5—1 и ВСт3сп5—2). Отличаются такие стали различным браковочным уровнем предела текучести и временного сопротивления и в связи с этим расчетными сопротивлениями. Более высокие расчетные характеристики имеют стали, отнесенные ко второй группе прочности.

Выбор марки стали определяет надежность и стоимость конструкции, удобство изготовления, длительность нормальной ее эксплуатации, количество, объем и стоимость работ по содержанию конструкции, в том числе и по защите от коррозии.

Марку сталей, если по условиям эксплуатации конструкций не выдвигаются специальных требований, выбирают на основании вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом СНиП II-23—81 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

2.2. СОРТАМЕНТ СТАЛЕЙ

В инженерных конструкциях сталь применяют в виде прокатных изделий, получаемых с металлургических заводов и имеющих различную форму поперечного сечения.

Листовая сталь распространена наиболее широко. Она часто составляет 40...60 % массы всего сооружения. Некоторые конструкции (составные балки, листовые оболочки и др.) почти целиком выполняют из листовой стали. Причиной такого широкого применения листа является неограниченная возмож-



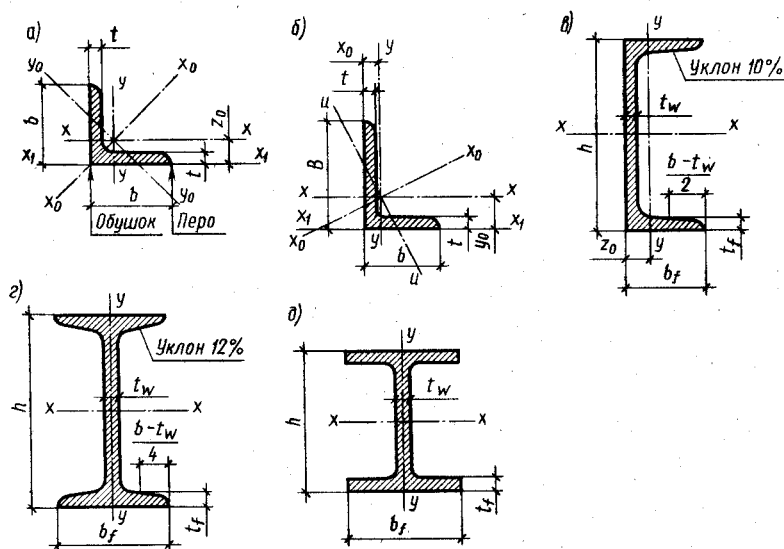


Рис. 2.2. Прокатные профили

ность создания любых профилей необходимых размеров, мощности и конфигурации сечения путем сварки листов.

Листовая сталь классифицируется следующим образом: тонколистовая сталь, прокатываемая холодным и горячим способами; толстолистовая горячекатаная сталь; сталь широкополосная универсальная, которая благодаря прокату между четырьмя валками имеет ровные края, и сталь полосовая.

Угловые профили (рис. 2.2, а, б) весьма широко применяют для образования несущих элементов, работающих на осевые силы, в качестве связующих элементов и различных конструктивных деталей. Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок.

Уголки бывают двух типов: равнополочные и неравнополочные.

Двутавры, используемые в инженерных конструкциях, прокатываются двух типов: обыкновенные и широкополочные.

Балки двутавровые обыкновенные являются основным балочным профилем, применяются главным образом для элементов, работающих на изгиб, чем и определяется их конфигурация (рис. 2.2, в).

Балки двутавровые широкополочные высотой до 1000 мм имеют параллельные грани полок (рис. 2.2, г). Их выпускают трех типов: нормальные двутавры (Б), широкополочные двутавры (Ш) и колонные двутавры (К). Из широкополочных двутавров путем разрезки стенки в продольном направлении получают тавровые профили.

Швеллер (ГОСТ 8240—72*) отличается от двутавра сдвинутой к краю полкой стенкой. Он прокатывается двух типов с уклоном внутренних граней полки (рис. 2.2. а) и с параллельными гранями полки.

Трубы стальные бывают бесшовные горячекатаные и электросварные. Трубы менее подвержены коррозии, чем фасонные профили, благодаря чему их часто применяют в гидротехническом строительстве.

Кроме перечисленных основных профилей в инженерных конструкциях применяют сталь квадратную; сталь круглую; гнутые профили (рис. 2.3), а также ряд других профилей.

В инженерных конструкциях наиболее выгодны для применения тонкие профили, допускаемые по требованиям местной устойчивости и по условиям монтажа и эксплуатации (возможность механического повреждения, коррозия и др.).

? Как различают строительные стали по составу? Основные механические свойства стали. Что характеризует каждое из них? ☐ Какие химические элементы улучшают и ухудшают свойства сталей? ☐ Что такое раскисление стали? ☐ Чем отличаются спокойные, полуспокойные и кипящие стали? ☐ Назовите марки сталей. Что они обозначают? ☐ Назовите важнейшие профили сортамента сталей. Приведите их сечения.

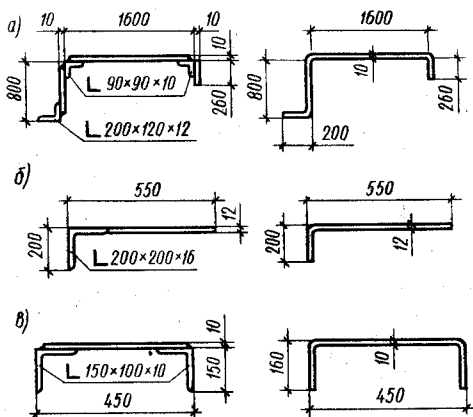


Рис. 2.3. Сложные составные профили, замененные гнутыми:

а — закладные части и облицовка пазов гидротехнических затворов; б — закладные части обратного пути гидротехнического затвора; в — ветвь колонны промышленного здания

ГЛАВА 3

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

Металлические конструкции рассчитывают на все виды силовых воздействий по методу предельных состояний (см. гл. 1). Рассмотрим особенности, характерные для металлических конструкций.

За нормативное сопротивление металла R_{yn} , как правило, принимают наименьшее значение предела текучести, гарантированное соответствующими ГОСТами и ТУ, т. е. $R_{yn} = \sigma_y$.

Для хрупких металлов, а также в тех случаях, когда эксплуатация конструкций, работающих на растяжение, возможна и после достижения металлом предела текучести, за величину нормативного сопротивления R_{un} принимают наименьшее значение временного сопротивления на разрыв (предел прочности), т. е. $R_{un} = \sigma_u$. Расчетное сопротивление R_y или R_u (по пределу текучести или по временному сопротивлению) определяют делением нормативного на коэффициент надежности по материалу $\gamma_m > 1$. Для различных марок сталей значение γ_m меняется от 1,025 до 1,15.

Особенности работы сооружений, элементов и их соединений, не отражаемые в расчетах прямым путем, учитывают коэффициентами условий работы γ_c , который вводится, например, при расчете балок, сжатых элементов решетчатых конструкций, гидротехнических сооружений. Некоторые значения γ_c приведены ниже.

Элементы конструкций

γ_c

Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под различными залами при весе перекрытий, равном или большем полезной нагрузки	0,9
Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость	0,95
Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением сжатых элементов решетки пространственных решетчатых конструкций и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: □ Коэффициенты условий работы при расчете одновременно учитывать не следует. □ Коэффициенты условий работы при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.

В гидротехнических сооружениях коэффициенты условий работы отражают приведение теоретических расчетов в соответствии с действительными условиями работы конструкций, учитывают возможные отступления действительной конструкции от спроектированной (в пределах допусков, определяемых ТУ на изготовление и монтаж механического оборудования и стальных конструкций гидротехнических сооружений). Кроме того, этот коэффициент учитывает возможность появления не предусмотренных расчетом различных неблагоприятных условий работы конструкции и условность расчетной схемы. Для большинства затворов принимают коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,72$.

Для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению, следует дополнительно учитывать коэффициент надежности $\gamma_u = 1,3$.

Расчетные сопротивления для проектирования стальных конструкций зданий и сооружений, изготавливаемых из проката и труб, для различных видов напряженных состояний определяют по следующим формулам: при работе на растяжение, сжатие и изгиб по пределу текучести $R_y = R_{yn}/\gamma_m$; то же, по временному

Таблица 3.1. Расчетные сопротивления проката для стальных конструкций зданий и сооружений

Марка стали	Вид проката	Толщина проката, мм	Расчетные сопротивления, МПа			
			R_y	R_u	R_s	R_p
18сп, 18Гпс 18Гпс 18Гсп 18сп, 18Гпс, 18Гсп	Лист	4...20	230	360	133	336
	»	21...30	220	360	128	336
	»	31...40	230	380	133	355
	Фасон	4...20	240	360	139	336
ВСт3сп5—1, ВСт3Гпс5—1	Лист	4...10	240	370	139	346
	Фасон	11...20	230	360	133	336
		4...10	250	370	145	346
		11...20	240	360	139	336
ВСт3сп5—2, ВСт3Гпс5—2	Лист	4...10	270	370	157	346
	Фасон	11...20	260	360	151	336
		4...10	280	380	162	355
		11...20	270	370	157	346
09Г2С—1	Лист	4...10	335	480	194	445
	Фасон	11...20	315	460	183	427
		4...10	335	480	194	445
		11...20	315	460	183	427
09Г2С—2	Лист	4...10	355	500	206	464
	Фасон	11...20	335	480	194	445
		4...10	360	505	209	473
		11...20	345	490	200	455
14Г2	Лист	4...9	320	440	186	418
	Фасон	10...32	310	430	180	409
		4...9	320	440	186	418
		10...32	310	430	180	409
ВСт3пс6, ВСт3сп5, ВСт3Гпс5	Лист	4...20	225	350	131	336
	Фасон	21...40	215	350	125	336
		4...20	235	350	136	336
		21...40	215	350	125	336
09Г2	Лист	4...20	290	420	168	400
	Фасон	21...32	280	420	162	400
		4...20	290	420	168	400
		21...32	280	420	162	400

Примечание. За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

сопротивлению $R_u = R_{un}/\gamma_m$; при сдвиге $R_s = 0,58R_y$; при смятии торцевой поверхности (при наличии пригонки) $R_p = R_{un}/\gamma_m$.

При определении расчетных сопротивлений учитывают, что механические свойства сталей (предел текучести и временное сопротивление) зависят от вида и толщины проката.

В табл. 3.1 приведены расчетные сопротивления некоторых марок строительных сталей.

3.2. ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

● **Центрально-растянутые элементы.** Работа таких элементов под нагрузкой полностью соответствует диаграмме работы материала при растяжении (см. рис. 2.1).

Основная проверка для центрально-растянутых элементов — проверка прочности, относящаяся к первой группе предельных состояний.

Напряжения в центрально-растянутом элементе

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (3.1)$$

где N — усилие в элементе от расчетных нагрузок; A_n — площадь поперечного сечения проверяемого элемента за вычетом ослаблений (площадь сечения нетто); R_y — расчетное сопротивление; γ_c — коэффициент условий работы.

Расчет по формуле (3.1) предупреждает развитие пластических деформаций в ослабленном сечении элементов, выполненных из малоуглеродистых сталей и сталей повышенной прочности.

Расчет на прочность растянутых элементов конструкций из стали с отношением $R_u/\gamma_u > R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, выполняют по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq R_u \gamma_c / \gamma_u, \quad (3.2)$$

где γ_u — коэффициент надежности.

Кроме прочности растянутых элементов, необходимо обеспечить их достаточную жесткость, чтобы избежать повреждения элементов при перевозке и монтаже конструкций, а также в процессе их эксплуатации уменьшить провисание элементов от собственного веса и предотвратить вибрацию стержней при динамических нагрузках.

Для этой цели проверяют гибкость растянутых элементов, которая не должна превышать максимально допустимых значений $[\lambda]$, приведенных в табл. 3.2:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq [\lambda], \quad (3.3)$$

где l_{ef} — расчетная длина элемента; i — радиус инерции сечения.

Таблица 3.2. Предельные гибкости $[\lambda]$ растянутых элементов

Элементы конструкций	Максимальная допускаемая гибкость		
	в зданиях и сооружениях при нагрузках		в затворах ГТС
	статических	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	
Пояса и опорные раскосы плоских ферм	400	250	250
Прочие элементы ферм	400	350	350
Нижние пояса подкрановых балок и ферм	—	150	—
Элементы продольных и поперечных связей в затворах ГТС	—	—	150
Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	—
Прочие элементы связей	400	400	400

Примечания. □ В сооружениях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов проверяют только в вертикальной плоскости. □ К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкциям, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на выносливость или в расчетах с учетом коэффициентов динамичности. □ Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельную гибкость принимают как для сжатых элементов; при этом соединительные прокладки в составных элементах следует устанавливать не реже чем через 40i.

● **Центрально-сжатые элементы.** Эти элементы рассчитывают по первой группе предельных состояний, при этом для коротких элементов, длина которых превышает наименьший поперечный размер не более чем в 5...6 раз, проверяют прочность по формуле (3.1), а для длинных гибких элементов — устойчивость по формуле

$$\sigma = N/A\varphi \leq R_y\gamma_c, \quad (3.4)$$

где A — площадь поперечного сечения брутто; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый из табл. 3.3 в зависимости от гибкости элемента λ .

Учитывая традиционное соотношение размеров элементов в металлических конструкциях, основной является проверка устойчивости.

По формуле, выведенной Эйлером, потеря устойчивости центрально-сжатым элементом, шарнирно закрепленным по концам (основной случай), происходит при критической силе

$$N_{cr} = \pi^2 EI_{\min}/l_{ef}^2, \quad (3.5)$$

где E — модуль продольной упругости; $I_{\min}$ — минимальный мо-

мент инерции поперечного сечения элемента; l_{ef} — расчетная длина стержня.

Соответственно критические напряжения

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_{ef}^2} \quad \frac{I_{\min}}{A} = \frac{\pi^2 E i_{\min}^2}{l_{ef}^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (3.6)$$

где $i_{\min} = \sqrt{I_{\min}/A}$ — минимальный радиус инерции.

Формула Эйлера выведена в предположении, что E — величина постоянная, т. е. критические напряжения не превосходят предел пропорциональности материала. Для малоуглеродистых сталей, имеющих предел пропорциональности $\sigma_{el} \approx 200$ МПа, из формулы (3.6) можно получить наименьшую гибкость, при которой применима формула Эйлера:

$$\lambda = \sqrt{\pi^2 E / \sigma_{el}} = \sqrt{\pi^2 206\,000 / 200} \approx 100. \quad (3.7)$$

Для сталей повышенной и высокой прочности значение λ меньше, чем в формуле (3.7), так как предел пропорциональности у них выше.

Потеря устойчивости у элементов малой ($\lambda < 30$) и средней ($30 < \lambda < 100$) гибкости происходит при напряжениях выше предела пропорциональности, в зоне упругопластических деформаций, которому отвечает переменный модуль пластических деформаций, $E_{pl} < E$.

На работу сжатых элементов оказывают влияние случайные эксцентриситеты, возникающие во всех элементах реальных конструкций.

Происхождение этих эксцентриситетов разнообразно: ими могут быть эксцентриситеты в приложении нагрузки, начальные прогибы (погнутости) и т. п. За счет эксцентриситетов практически все элементы, кроме сжатия, работают и на изгиб. Влияние случайных эксцентриситетов на работу элементов разной гибкости оценено методами математической статистики.

Таким образом, несущая способность сжатого элемента исчерпывается в результате того, что напряжения в нем достигли критического значения. Проверка устойчивости центрально-сжатого элемента сводится к сравнению напряжений, равномерно распределенных по сечению, с критическим вычисленным с учетом случайных эксцентриситетов: $\sigma = N/A \leq \sigma_{cr}$. Чтобы не вычислять каждый раз σ_{cr} , для проверки устойчивости можно пользоваться формулой (3.4). Смысл коэффициента продольного изгиба φ состоит в том, что он уменьшает расчетное сопротивление до значений, обеспечивающих устойчивое равновесие стержня, т. е. до критического напряжения:

$$\sigma_{cr} = \varphi R_y \quad \text{или} \quad \varphi = \sigma_{cr} / R_y. \quad (3.8)$$

С учетом влияния случайных эксцентриситетов

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{R_y} = \frac{\sigma_{cr}^e}{\sigma_{cr}} = \frac{\sigma_{cr}^e}{R_y}, \quad (3.9)$$

где σ_{cr} — критическое напряжение стержня, вычисленное по формуле Эйлера; σ_{cr}^e — критическое напряжение стержня, сжимаемого силой, приложенной с возможным случайным эксцентриситетом e .

Критические напряжения зависят от модуля упругости материала, который практически одинаков для всех сталей. В то же время в знаменатель формулы (3.9) входит величина расчетного сопротивления, в результате значение коэффициента φ для разных марок сталей будет неодинаковым.

Коэффициент φ является функцией гибкости элемента, что следует из формул (3.6) и (3.8); в табл. 3.3 приведены значения коэффициента φ для сталей с расчетными сопротивлениями R_y от 200 до 400 МПа.

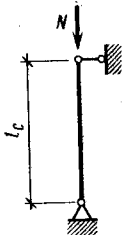
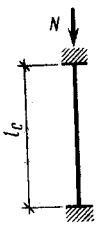
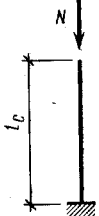
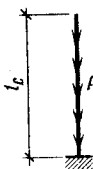
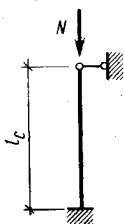
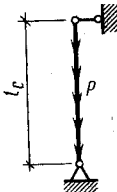
Таблица 3.3. Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых стальных элементов

Гибкость элемента	Значения φ при R_y , МПа					
	200	240	280	320	360	400
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,863	0,854
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796
60	0,827	0,805	0,785	0,766	0,749	0,721
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532
90	0,665	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,260
130	0,425	0,364	0,313	0,276	0,247	0,223
140	0,376	0,315	0,272	0,240	0,215	0,195
150	0,328	0,276	0,239	0,211	0,189	0,171
160	0,290	0,244	0,212	0,187	0,167	0,152
170	0,259	0,218	0,189	0,167	0,150	0,136
180	0,233	0,196	0,170	0,150	0,135	0,123
190	0,210	0,177	0,154	0,136	0,122	0,111
200	0,191	0,161	0,140	0,124	0,111	0,101
210	0,174	0,147	0,128	0,113	0,102	0,093
220	0,160	0,135	0,118	0,104	0,094	0,086

Работа центрально-сжатых элементов в большой степени зависит от характера закрепления их концов и от способа приложения нагрузки.

Приведенные в табл. 3.3 значения коэффициента φ определены для основного случая продольного изгиба элемента, имеющего по концам шарниры. У элементов одинаковых поперечного сечения и геометрической длины, но с различным закрепленными концами и разными способами приложения нагрузки критические напряжения резко отличаются. По этой причине и коэффициенты продольного изгиба также должны быть различны.

Таблица 3.4. Приведенные (расчетные) длины сжатых элементов

Расчетная схема элемента	μ	Расчетная схема элемента	μ
	1		0,5
	2		1,12
	0,7		0,725

В целях упрощения расчетов на практике принято учитывать влияние характера закрепления концов элемента и способа приложения нагрузок введением поправочного коэффициента, называемого *коэффициентом приведения длины* μ , к геометрической (действительной) длине элемента. При помощи коэффициента μ (табл. 3.4) определяют приведенную или расчетную длину сжатого элемента:

$$l_{ef} = \mu l_c; \quad (3.10)$$

где l_c — геометрическая длина элемента.

Тем самым при любом закреплении концов и способе приложения нагрузок элемент при расчете приводится к основному случаю — центрально-сжатого элемента, имеющего по концам шарнирные закрепления.

Очень больших гибкостей сжатых элементов металлических конструкций допускать не следует, так как чрезмерно гибкие стержни сильно вибрируют под действием динамической нагрузки, искривляются от случайных воздействий и провисают под

влиянием собственного веса. Последние два фактора особенно нежелательны, так как от них появляются эксцентриситеты, значительно ухудшающие работу сжатых стержней.

Поэтому необходимо, чтобы гибкость сжатых стержней не превышала предельной допустимой гибкости $[\lambda]$ для данного элемента конструкций:

$$\lambda = l_{ef}/i \leq [\lambda]. \quad (3.11)$$

Ниже приведены значения $[\lambda]$ для сжатых стержней.

Элементы конструкций	$[\lambda]$
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции:	
а) плоских ферм и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м	180—60 α
б) пространственных конструкций из одиночных уголков труб или парных уголков высотой более 50 м	120
2. Элементы, кроме указанных в п. 1 и 7:	
а) плоских ферм, сварных пространственных конструкций из одиночных уголков, пространственных конструкций из труб или парных уголков	210—60 α
б) пространственных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	220—40 α
3. Верхние пояса ферм, остающиеся незакрепленными в процессе монтажа (предельная гибкость после завершения монтажа должна приниматься по п. 1)	220
4. Основные колонны	180—60 α
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	210—60 α
6. Элементы связей (за исключением связей, указанных в п. 5), а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы	200
7. Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечения, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости; элементы связей в затворах ГТС	150

Примечание. $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} \geq 0,5$; в необходимых случаях вместо φ следует применять φ_e .

3.3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Изгибаемые элементы рассчитывают по первой группе предельных состояний, когда проверяют их прочность и устойчивость, и по второй группе предельных состояний, когда проверяют их жесткость (прогиб). Расчеты на прочность и устойчивость ведут по расчетным нагрузкам, а расчет на прогиб — по нормативным.

Прочность изгибаемых элементов проверяют по нормальным, касательным и приведенным напряжениям. Если балка работает на изгиб в одной из главных плоскостей

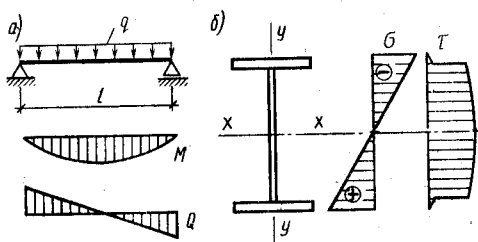


Рис. 3.1. Работа балки на изгиб:

а — расчетная схема и эпюры моментов и поперечных сил; б — поперечное сечение и эпюры нормальных и касательных напряжений

(рис. 3.1, а) в пределах упругости, то в сечениях балки получается треугольная эпюра нормальных напряжений (рис. 3.1, б). Максимальное значение этих напряжений в крайних волокнах

$$\sigma = M/W_{n, \min} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.12)$$

где $W_{n, \min}$ — наименьшее значение момента сопротивления с учетом ослаблений.

Обычно эту проверку производят в месте максимального момента. Расчет на прочность по формуле (3.12) не относится к балкам с перфорированной стенкой, гибкой стенкой и подкрановым балкам.

Касательные напряжения в изгибаемых элементах проверяют в местах наибольшей поперечной силы Q по формуле

$$\tau = QS/(It) \leq R_s \gamma_c, \quad (3.13)$$

где S — статический момент (брутто) сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; I — момент инерции брутто всего поперечного сечения; t — толщина элемента в месте, где проверяют касательные напряжения (обычно толщина стенки по нейтральному слою); R_s — расчетное сопротивление на сдвиг.

Для стенок балок, рассчитываемых по формуле (3.12), делают проверку по приведенным напряжениям с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений. В металлических конструкциях эту проверку производят по энергетической теории прочности. В общем случае приведенные напряжения

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c. \quad (3.14)$$

Подробно вопрос о проверке прочности по приведенным напряжениям рассмотрен ниже в гл. 6.

Общую устойчивость изгибаемых элементов проверяют по первой группе предельных состояний.

Под влиянием нагрузки, расположенной в плоскости одной из главных осей инерции поперечного сечения, балка изгибается в этой плоскости лишь до достижения нагрузкой некоторого критического значения. Затем балка выходит из плоскости изгиба и начинает закручиваться. Это явление называют потерей общей устойчивости балки, а соответствующий ему изгибающий момент — критическим моментом. Форму потери общей устойчивости балки называют *изгибно-крутильной* (рис. 3.2, а). В поясах потерявшей устойчивость балки развиваются пластические де-

формации и она быстро теряет несущую способность при нагрузке, незначительно превосходящей критическую.

Проверка общей устойчивости сводится к сравнению возникающих напряжений с критическими: $\sigma = M/W \leq \sigma_{cr}$. Критические напряжения связаны с расчетным сопротивлением материалом через коэффициент φ_b (называемый «фи балочный»), в результате чего формула для проверки общей устойчивости изгибаемого элемента имеет вид

$$\sigma = M/(\varphi_b W) \leq R_y \gamma_c. \quad (3.15)$$

Коэффициент φ_b снижения несущей способности (расчетного сопротивления) изгибаемого элемента вследствие возможной потери им общей устойчивости можно выразить в виде отношения

$$\varphi_b = \sigma_{cr} / R_y. \quad (3.16)$$

На величину критического напряжения и, следовательно, на коэффициент φ_b оказывают влияние следующие факторы: а) положение нагрузки по высоте балки; нагрузка, расположенная по верхнему поясу балки, увеличивает скручивание, расположенная по нижнему поясу — уменьшает его (рис. 3.2, б); б) форма поперечного сечения: чем шире пояса, тем выше критические напряжения и устойчивее балка; в) расчетная схема балки (однопролетная на двух опорах, консоль); критические напряжения могут быть значительно повышены закреплением в пролете верхнего пояса балки от возможного бокового отклонения; г) характер нагрузки (сосредоточенная или равномерно распределенная); д) марка стали, так как критическое напряжение для всех марок стали одинаково, а расчетные сопротивления различны.

Для определения коэффициента φ_b необходимо вычислить значение коэффициента φ_1 :

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (3.17)$$

где ψ — коэффициент, определяемый для двутавровых балок по табл. 3.5 в зависимости от коэффициента α , места приложения нагрузок и их вида, а также от способа закрепления сжатого пояса в пролете; I_x и I_y — моменты инерции балки соответственно в плоскости и перпендикулярно плоскости действия нагрузки; h — высота балки; l_{ef} — пролет или расчетная длина балки между точками закрепления сжатого пояса;

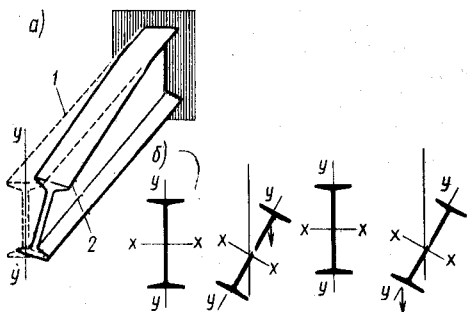


Рис. 3.2. Потеря общей устойчивости консольной двутавровой балки (а) и влияние места приложения нагрузки (б)

Т а б л и ц а 3.5. Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Количество закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для ψ при значениях α	
			$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний	$\psi = 1,75 + 0,09\alpha$	$\psi = 3,3 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
		Нижний	$\psi = 5,05 + 0,09\alpha$	$\psi = 6,6 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
	Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,6 + 0,08\alpha$	$\psi = 3,15 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
		Нижний	$\psi = 3,8 + 0,08\alpha$	$\psi = 5,35 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
Два и более, делящих пролет на равные части	Любая	Любой	$\psi = 2,25 + 0,07\alpha$	$\psi = 3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$

Для прокатных двутавровых балок

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \quad (3.18)$$

где I_t — момент инерции при кручении.

Моменты инерции I_t при кручении прокатных двутавров имеют следующие значения:

№ двутавра	$I_t, \text{см}^4$	№ двутавра	$I_t, \text{см}^4$
10	2,28	27	13,60
12	2,88	27а	16,70
14	3,59	30	17,4
16	4,46	30а	20,3
18	5,60	33	23,8
18а	6,54	36	31,4
20	6,92	40	40,6
20а	7,94	45	54,7
22	8,60	50	75,4
22а	9,77	55	100
24	11,10	60	135
24а	12,80		

Значение коэффициента ψ_b в формуле (3.15) необходимо принимать: $\psi_b = \psi_1$ при $\psi_1 \leq 0,85$, в этом случае материал работает упруго; $\psi_b = 0,68 + 0,21\psi_1$, но не более 1,0 при $\psi_1 > 0,85$, в этом случае в материале развиваются пластические деформации и значение модуля упругости меняется. Для несимметричных балок коэффициент ψ_b вычисляется согласно указаниям СНиП II-23—81.

Проверки общей устойчивости балок не требуется: а) при передаче распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки

и надежно с ним связанный (ригели и элементы балочной клетки затворов ГТС при обшивке, непосредственно приваренной к сжатому поясу, металлический настил, волнистая сталь, железобетонные или армопенобетонные плиты и т. п.); б) для балок симметричного двутаврового сечения или с более развитым сжатым поясом при отношениях расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b_f , не превышающих значений, приведенных в СНиП II-23—81, табл. 8.

Прогибы изгибаемых элементов от наиболее неблагоприятной комбинации нормативных нагрузок проверяют по упругой стадии работы конструкций. Они не должны превышать допускаемых значений прогибов, установленных соответствующими нормами или техническими условиями.

В металлических конструкциях проверяют не абсолютный, а относительный прогиб, т. е. отношение прогиба f к пролету l :

$$f/l \leq [f/l], \quad (3.19)$$

где $[f/l]$ — предельный допускаемый относительный прогиб.

Отношение $[f/l]$ зависит от назначения элемента и условий его работы и определяется в основном требованиями удобства эксплуатации. Допускаемые относительные прогибы изгибаемых элементов затворов гидротехнических сооружений см. в гл. 5, а промышленных и гражданских сооружений см. ниже.

Элементы конструкций

$[f/l]$

1. Балки и фермы крановых путей под краны:	
легкого режима работы (включая ручные краны, тельферы и тали)	1/400
среднего режима работы	1/500
тяжелого и весьма тяжелого режима работы	1/600
2. Балки рабочих площадок производственных зданий при наличии рельсовых путей:	
ширококолейных	1/600
узкоколейных	1/400
3. Балки рабочих площадок производственных зданий при отсутствии рельсовых путей и балки междуэтажных перекрытий:	
главные балки	1/400
прочие балки и косоуры лестниц	1/250
стальной настил	1/150
4. Балки и фермы покрытий и чердачных перекрытий:	
несущее подвесное подъемно-транспортное или технологическое оборудование	1/400
не несущие подвесное оборудование	1/250
прогоны	1/200
профилированный настил	1/150
5. Элементы фахверка:	
ригели	1/300
прогоны остекления	1/200

Примечания: □ Для консолей следует принимать пролет l , равный двойному вылету консоли. □ При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий от кратковременной нагрузки не должен превышать 1/350 длины пролета.

Прогиб балок от нормативных нагрузок определяют по формулам строительной механики, пренебрегая ослаблением отверстиями для болтов.

Если балка подвергается изгибу в двух главных плоскостях (косой изгиб), то ее прочность

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.20)$$

В балках, рассчитываемых на прочность по формуле (3.20), должны быть проверены напряжения в стенке балки по формулам (3.13) и (3.14) в двух главных плоскостях изгиба.

3.4. ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

● **Внецентренно растянутые элементы.** К ним относят элементы, в которых одновременная работа на растяжение и изгиб может происходить как от внецентренно расположенных растягивающих сил, так и от совместного действия сил, центрально растягивающих элемент, и сил, создающих поперечный изгиб.

Возникающие при этом нормальные напряжения от обоих силовых воздействий суммируются и достигают максимальных значений в наиболее удаленных точках сечения. Во внецентренно растянутых элементах производят проверку прочности:

при изгибе в одной плоскости и растяжении

$$\sigma = N/A_n + M/W_n \leq R_y \gamma_c; \quad (3.21)$$

при изгибе в двух главных плоскостях (косом изгибе) и растяжении

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.22)$$

В гидротехнических сооружениях расчетные сопротивления растяжению $R_{y(0)}$ и изгибу $R_{y(u)}$ приняты разными (см. ниже табл. 5.1). В этом случае в формулы (3.21) и (3.22) следует ввести поправку на соотношение величин расчетных сопротивлений:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M}{W_n} \frac{R_{y(0)}}{R_{y(n)}} \leq R_{y(0)} \gamma_c;$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \left(\frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \right) \frac{R_{y(0)}}{R_{y(u)}} \leq R_{y(0)} \gamma_c. \quad (2.23)$$

Проверку прочности сплошностенчатых внецентренно растянутых элементов, не подверженных непосредственному воздействию динамических нагрузок, следует проводить с учетом пластической работы материала в соответствии со СНиП II-23—81, п. 5.25.

● **Внецентренно сжатые элементы.** В этих элементах сжимающая сила прикладывается с эксцентриситетом e (рис. 3.3, а). При

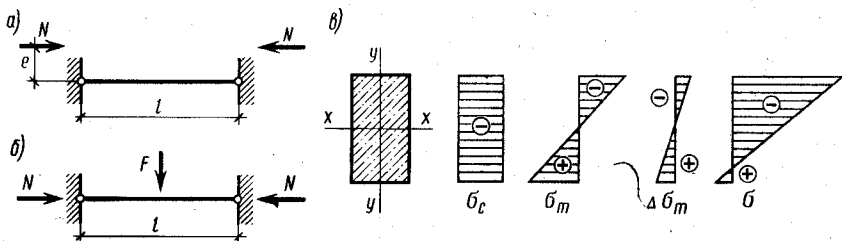


Рис. 3.3. Работа элемента на внецентренное сжатие

одновременном приложении продольной осевой силы и поперечной нагрузки, вызывающей изгиб, стержень будет сжатоизогнутым (рис. 3.3, б).

В предельном состоянии работа внецентренно сжатого стержня несколько отличается от работы сжато-изгибаемого. Однако в целях упрощения практических методов расчета в запас прочности сжато-изгибаемые стержни при рассмотрении критических состояний приравнивают к внецентренно сжатым с эксцентриситетом $e = M/N$.

Принцип независимости действия силовых факторов неприменим к работе внецентренно сжатых элементов даже в упругой стадии работы. Это связано с тем, что под влиянием прогиба элемента образуется (в сжато-изогнутом) или увеличивается (во внецентренно сжатом) эксцентриситет сжимающих сил. Это увеличивает изгибающий момент и, соответственно, напряжения на величину $\Delta \sigma_m$ (рис. 3.3, в).

Внецентренно сжатые элементы проверяют на прочность и устойчивость. Проверку прочности производят по формулам (3.21) ... (3.23). Однако они дают несколько заниженные значения напряжений, так как не учитывают возрастания изгибающего момента вследствие появления дополнительного прогиба элемента.

Основными проверками для внецентренно сжатых элементов являются две проверки устойчивости: в плоскости и из плоскости действия момента.

Проверку устойчивости в плоскости действия момента для элементов постоянного сечения производят по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.24)$$

где N — продольная сжимающая сила, приложенная с эксцентриситетом $e = M/N$; A — площадь поперечного сечения элемента брутто; φ_e — коэффициент понижения несущей способности внецентренно сжатого элемента вследствие возможности потери устойчивости.

Смысл коэффициента φ_e (называемого «фи» внецентренное) такое же, как и других коэффициентов понижения несущей спо-

способности (расчетного сопротивления) вследствие возможности потери устойчивости:

$$\varphi_e = \sigma_{cr}^e / R_y, \quad (3.25)$$

где σ_{cr}^e — критическое напряжение внецентренно сжатого элемента.

В СНиП II-23—81 значения коэффициента φ_e для сплошнотенчатых стержней даны в функции от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} . Условная гибкость

$$\sqrt{\bar{\lambda}} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad (3.26)$$

а приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = m\eta, \quad (3.27)$$

где m — относительный эксцентриситет; η — коэффициент влияния формы сечения.

В практических расчетах удобнее пользоваться не абсолютным эксцентриситетом e , а так называемым относительным эксцентриситетом, выраженным в долях ядрового расстояния $\rho = W/A$:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{M}{N} \frac{A}{W_c} = \frac{\sigma_u}{\sigma_c}, \quad (3.28)$$

где W_c — вычисляется для наиболее сжатого волокна. Как видно из формулы (3.28), относительный эксцентриситет показывает соотношение напряжений от изгиба и от сжатия.

Коэффициент η учитывает влияние формы сечения при развитии пластических деформаций в стержне в момент потери устойчивости, является своеобразным коэффициентом перехода от прямоугольного сечения к более сложному. Значения коэффициента η для некоторых типов сечений приведены в табл. 73 СНиП.

Значения коэффициентов φ_e для сплошнотенчатых стержней приведены в табл. 74 СНиПа. Для сквозных стержней φ_e определяется по табл. 75 СНиПа в зависимости от приведенной условной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$ и относительного эксцентриситета m . Подробнее о приведенной гибкости см. ниже в гл. 7.

Если изгибающий момент действует в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$), то необходимо проверить устойчивость из плоскости действия момента.

Эту проверку производят по формуле

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.29)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, принимаемый как для центрально-сжатого стержня (см. табл. 3.3); c — коэффициент приведения φ_y к условиям пространственной потери устойчивости

(учитывает понижение несущей способности сжатого стержня под влиянием изгибающего момента).

Коэффициент c определяют в зависимости от величины относительного эксцентриситета относительно оси $x-x$ по п. 5.31 СНиП II-23—81.

? Что принимается за нормативное сопротивление стали? Назовите категории напряжений при работе стальных конструкций. □ Как проверяется прочность центрально-растянутых элементов? Почему нормируется гибкость растянутых элементов? □ Как проверяется общая устойчивость центрально-сжатых элементов? Каков смысл коэффициента φ ? □ Что такое расчетная (приведенная) длина? От чего она зависит? Предельные гибкости сжатых элементов. □ Как проверяется прочность изгибаемых элементов? □ Что такое потеря общей устойчивости изгибаемым элементом, как она проверяется? □ Какая проверка в изгибаемых элементах относится ко II группе предельных состояний? Как она осуществляется? □ Как проверяют устойчивость внецентренно сжатых элементов? □ От каких факторов зависит величина критического напряжения внецентренно сжатого элемента?

ГЛАВА 4

СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. ВИДЫ СВАРКИ И ИХ ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Наиболее распространенным видом соединений стальных конструкций являются электросварные соединения. При этом чаще применяют электрическую дуговую (ручную, автоматическую и полуавтоматическую) сварку.

Значительно реже пользуются электрошлаковой и контактной электросваркой.

Широкое применение сварки (более 90 % всех соединений) объясняется преимуществами этого вида соединений по сравнению с другими видами соединений. К ним относятся: экономия металла (в составных балках до 20 %); снижение трудоемкости изготовления конструкций (до 20 %); компактность соединений, которая приводит к упрощению конструктивной формы; возможность непосредственного соединения элементов друг с другом без соединительных накладок или уголков; отсутствие ослаблений; плотность соединений.

К недостаткам сварных соединений следует отнести деформацию изделий от усадки сварных швов и наличие остаточных напряжений в конструкции, что при действии низких температур и динамических нагрузках приводит к хрупкому разрушению стали. Кроме того, необходимо отметить трудность исчерпывающего контроля качества сварных швов.

Электродуговая сварка основана на явлении возникновения электрической дуги между стальным стержнем (электродом) и свариваемыми стальными деталями, которая расплавляет основной металл и металл электрода, смешивает их, в результате чего при охлаждении образуется сварной шов,

соединяющий отдельные детали в одно целое. Глубину проникновения наплавленного металла в основной называют *проваром*.

Ручная электрическая сварка универсальна и широко распространена, так как может выполняться в нижнем, вертикальном и потолочном положениях, а также в труднодоступных местах. Небольшая глубина проплавления основного металла (1...2 мм), невысокая производительность ручной сварки из-за пониженной силы применяемого тока и меньшая стабильность ручного процесса по сравнению с автоматической сваркой являются недостатками ручной сварки.

Для защиты расплавленного металла от воздуха, улучшения химического состава и структуры шва, а также для ускорения и облегчения процесса сварки электроды, предназначенные для ручной сварки, покрывают обмазками.

Электроды для ручной сварки разделяют по типам в зависимости от прочности наплавленного металла.

Примеры обозначения электродов — Э42, Э42А, Э50, Э50А, Э60 и т. п. Цифра указывает временное сопротивление разрыву металла шва (кгс/мм²). Буква А означает, что шов обладает повышенной пластичностью.

В процессе автоматической сварки сварочная головка, имеющая полностью автоматизированное управление, перемещается вдоль шва и подает к месту сварки сварочную проволоку без покрытия. Место сварки покрывают флюсом — порошкообразным материалом — из специального бункера и шланга, перемещаемых совместно со сварочной головкой. Флюс полностью изолирует место сварки от воздуха, так как горение дуги происходит под слоем флюса, одновременно легируя расплавленный металл содержащимися во флюсе примесями. В результате получается однородный плотный шов с глубоким проваром, имеющий высокие механические показатели.

Вследствие большой силы тока, применяемой при автоматической сварке (600...1200 А), и общей автоматизации процесса производительность ее в 10...15 (а иногда и более) раз превосходит ручную сварку. Поэтому автоматическую сварку желательно осуществлять во всех соединениях, где это возможно. К недостаткам автоматической сварки относится невозможность нанесения ее в вертикальном и потолочном положениях и в стесненных условиях.

При полуавтоматической сварке электродная проволока без покрытия малого диаметра (до 3 мм) подается механизмом к держателю и через него — к месту сварки. Сварщик перемещает держатель вдоль шва вручную. Флюс подается непосредственно из воронки держателя, на котором находятся также кнопки управления. Скорость полуавтоматической сварки в 1,5...2 раза меньше автоматической.

Современная технология сварки при соответствующем выборе сварочных материалов позволяет получать сварные соединения

Таблица 4.1. Материалы для сварки сталей, временные и расчетные сопротивления металлов швов сварных соединений

Марка проволоки для автоматической или полуавтоматической сварки		Тип электрода для ручной сварки	$R_{шн}$, МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления на срез металла углового шва $R_{шf}$ МПа
под флюсом	в углекислом газе			
Св—08	—	Э42, Э42А	410 (42)	180
Св—08А	—	Э46, Э46А	450 (46)	200
Св—08ГА	—	Э50, Э50А	490 (50)	215
Св—10ГА	Св—08Г2С			
Св—10НМА				
Св—10Г2	Св—008Г2С*	Э60	590 (60)	240

* Только для угловых швов с катетом $k_f = 8$ мм.

с механическими свойствами не ниже аналогичных свойств свариваемой стали.

Это нашло отражение в величинах расчетных сопротивлений сварных соединений и швов. В табл. 4.1 приведены материалы для сварки сталей, а также временные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений. Необходимо, чтобы временное сопротивление металла шва $R_{шн}$ (прочность наплавленного металла) было не ниже (или выше) временного сопротивления стали соединяемых элементов, т. е. $R_{шн} > R_{ст}$.

Расчетное сопротивление стыкового соединения (R_w), выполненного автоматической, полуавтоматической или ручной сваркой материалами, рекомендованными табл. 4.1, принимается: при сжатии соединения независимо от методов контроля — $R_{wy} = R_y$ или $R_{wi} = R_u$; при растяжении (осевом или при изгибе) соединения, проверенного физическими методами контроля, $R_{wy} = R_y$ или $R_{wi} = R_u$; при растяжении соединения, не проведенного физическими методами контроля, — $R_{wy} = 0,85R_y$; при сдвиге соединения $R_{ws} = R_s$.

Пороки, встречающиеся в сварных швах, наиболее ощутимо отражаются на работе растянутых соединений встык, выполненных полуавтоматической или ручной сваркой. Поэтому для них введено два значения расчетных сопротивлений. Первое — более высокое — равно расчетному сопротивлению свариваемой стали в соединениях, качество которых проверяют наиболее совершенными, физическими способами (рентгено- и γ -графирование, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографический способ); второе — пониженное примерно на 15% — при обычных визуальных способах контроля (наружный осмотр, измерение швов).

Сварные швы классифицируют по конструктивному признаку, назначению, положению и протяженности.

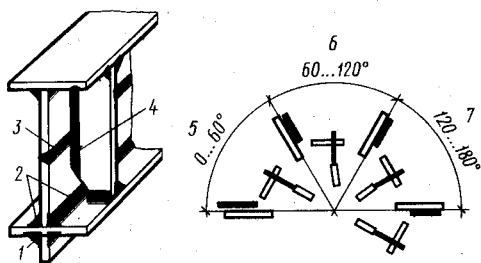


Рис. 4.1. Положение швов в пространстве: 1 — потолочный угловой шов; 2 — нижний угловой шов «в лодочку»; 3 — горизонтальный стыковой шов; 4 — вертикальный угловой шов; 5, 6, 7 — нижние, вертикальные и потолочные швы

горизонтальными и потолочными (рис. 4.1). Сварка нижних швов наиболее удобна, легко поддается механизации, дает лучшее качество шва. Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы в большинстве своем выполняются на монтаже. Они плохо поддаются механизации, выполнить их вручную трудно, качество шва получается хуже, а потому применение их в конструкции следует ограничивать.

По числу слоев, накладываемых при сварке, швы подразделяют на однослойные (однопроходные) и многослойные (многoproходные), по месту производства — на заводские и монтажные.

Различают следующие виды сварных соединений (рис. 4.2): стыковые, внахлестку и впритык (тавровые и угловые). Стыковые соединения осуществляют швами встык, соединения внахлестку — угловыми швами, соединения впритык могут быть выполнены как угловыми, так и стыковыми швами.

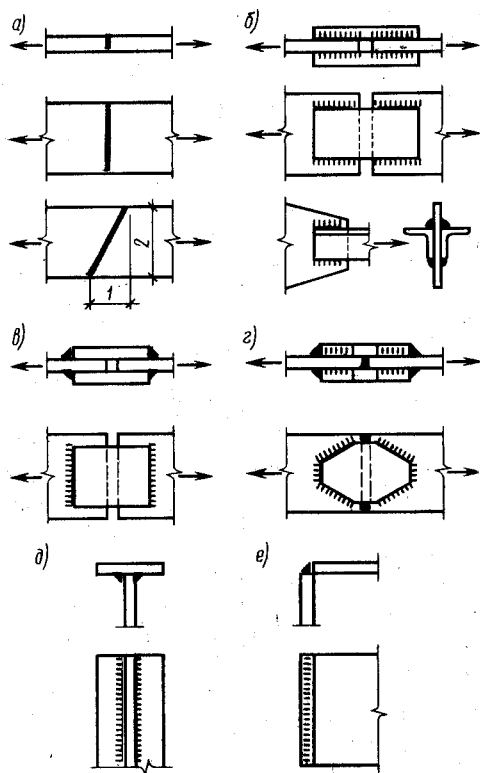


Рис. 4.2. Виды сварных соединений:

а — стыковое; б — внахлестку фланговыми швами; в — то же, лобовыми швами; г — комбинированное; д — впритык тавровое; е — то же, угловое

4.2. РАСЧЕТ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

● **Стыковые соединения.** Для удобства передачи силовых потоков наиболее совершенными являются соединения встык, так как в них практически нет отклонений этих потоков, а следовательно, почти отсутствуют концентрации напряжений.

Поэтому из всех сварных соединений под динамической нагрузкой лучше работают соединения встык. Кроме того, эти соединения экономичны по затрате материалов. Основным недостатком стыковых соединений — необходимость весьма точно резать соединяемые элементы, а часто и разделять кромки.

Ручную сварку встык можно вести без специальной обработки кромок при толщине t соединяемых элементов до 8 мм, а при автоматической — до $t=20$ мм (рис. 4.3, а). При большей толщине элементов кромки для удобства сварки и для обеспечения полного провара разделяют (скашивают под углом). Скосы можно делать только с одной стороны (V- и U-образные швы, рис. 4.3, б, в, г) или с двух сторон (X- и K-образные швы, рис. 4.3, д, е). Односторонняя сварка проще в отношении производства работ, допускает контроль за проваром корня шва (где больше всего дефектов) и последующее усиление со стороны корня (обратная подварка). Однако при односторонней сварке из-за усадки швов происходит коробление свариваемых элементов. При двусторонней сварке (X- и K-образные швы) меньше объем шва, а следовательно, и ниже расход наплавленного металла. Этот фактор, а также симметричность расположения шва благоприятно отражаются на усадочных деформациях. Недостаток двусторонней сварки — трудность контроля за качеством провара средней части (корня шва), повышенная сложность изготовления, так как необходимо вести сварку с двух сторон, для чего изделие приходится кантовать. В начале и конце шва наплавленный металл получается низкого качества. Для устранения

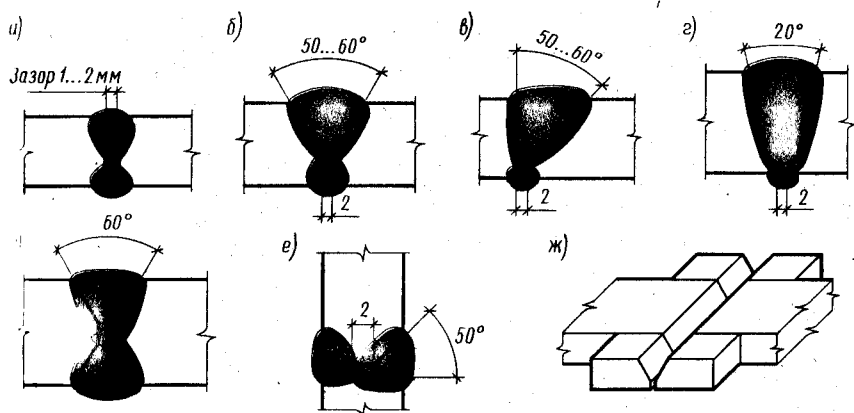


Рис. 4.3. Разделка кромок стыковых сварных соединений

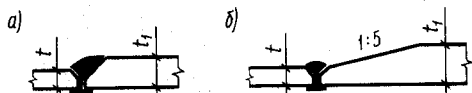


Рис. 4.4. Устройство стыкового шва в листах разной толщины

ными и конечными участками шва срезают, а торцы швов и прилегающие участки зачищают.

В случае соединения стыковым швом листов разной толщины переходить от большей толщины к меньшей можно за счет соответствующего оформления наружной поверхности шва (рис. 4.4, а) только при условии, если разница в толщинах не более 4 мм, а величина уступа в месте стыка не превышает $1/8$ толщины более тонкого листа. При большей разнице в толщинах и при динамических нагрузках следует предусматривать скосы у более толстого листа с уклоном до 1:5 (рис. 4.4, б). За расчетную толщину стыкового шва принимают толщину соединяемых элементов, а если толщина их различна, то толщину более тонкого элемента (без учета наплавленного валика сверху). Расчетной длиной шва l_w считают фактическую его длину за вычетом $2t$, учитывающих непровар в начале и конце шва. Если сварка была начата и закончена на выводных планках, то уменьшение длины шва не производят.

Напряжения в шве проверяют по формуле

$$\sigma_w = N/A_w = N/(tl_w) \leq R_{wy}\gamma_c, \quad (4.1)$$

где N — расчетное усилие; R_{wy} — расчетное сопротивление сварного соединения встык растяжению или сжатию (см. § 4.1).

Расчетные сопротивления растяжению сварных соединений, выполненных ручной или полуавтоматической сваркой, при обычных способах контроля за качеством шва ниже, чем расчетные сопротивления основного стыкуемого металла, и потому прямой стык, выполненный такой сваркой, не будет равнопрочен основному металлу. Для получения равнопрочного соединения применяют косой шов, который делают с наклоном 2:1 (см. рис. 4.2).

При действии изгибающего момента M на соединение нормальные напряжения в шве

$$\sigma_w = M/W_w, \quad (4.2)$$

где $W_w = tl_w^2/6$ — момент сопротивления шва.

В сварных соединениях встык, работающих одновременно на изгиб и срез, проверяют приведенные напряжения по формуле

$$\sigma_{ef,w} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15R_{wy}\gamma_c, \quad (4.3)$$

где σ_w — нормальные напряжения от изгиба; $\tau_w = Q/(tl_w)$ — среднее касательное напряжение от срезающей силы, определенное из условия равномерного распределения по стыковому шву.

этого недостатка следует начинать и заканчивать сварку на специальных подкладках — выводных планках, временно удлиняющих швы (рис. 4.3, ж). По окончании сварки эти планки вместе с началь-

● **Соединение внахлестку.** Такое соединение выполняют с накладками или без них с помощью угловых швов. В зависимости от расположения швов по отношению к направлению передаваемого усилия различают фланговые швы (рис. 4.5), расположенные параллельно усилию, и лобовые швы (рис. 4.6), расположенные перпендикулярно усилию.

Простота соединения внахлестку, для которого не требуется точной подгонки и обработки кромок, а только очистка, удаление заусениц и правка, является причиной широкого распространения этого вида сварного соединения. Недостаток его — сильное искажение силового потока при передаче усилия с одного элемента на другой и связанная с этим концентрация напряжений, вызываемая одновременной работой шва на срез и изгиб.

При соединении *фланговыми* швами неравномерная передача усилия происходит как по длине шва, так и по поперечному сечению соединения (см. рис. 4.5). По длине наиболее интенсивна передача усилий на концах швов, где разность напряжений в соединяемых элементах наибольшая. Однако перед разрушением шва за счет пластической работы перенапряженных участков (начального и конечного) происходит выравнивание напряжений. Это позволило положить в основу расчета допущение о равномерном распределении напряжений среза по минимальной площади сечения шва. Разрушение шва может происходить как по металлу шва (рис. 4.7, а, сеч. I—I), так и по основному металлу на границе его сплавления с металлом шва (рис. 4.7, а, сеч. II—II), особенно если наплавленный металл прочнее основного.

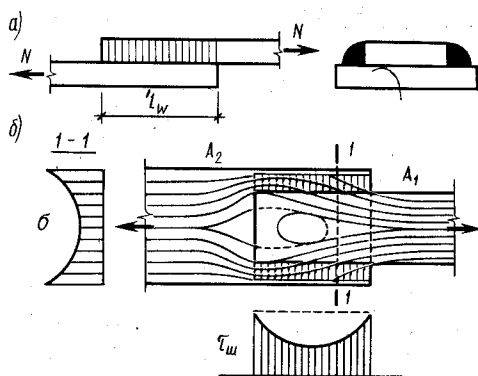


Рис. 4.5. Соединение с фланговыми швами (а), направление потока силовых линий и распределение напряжений (б)

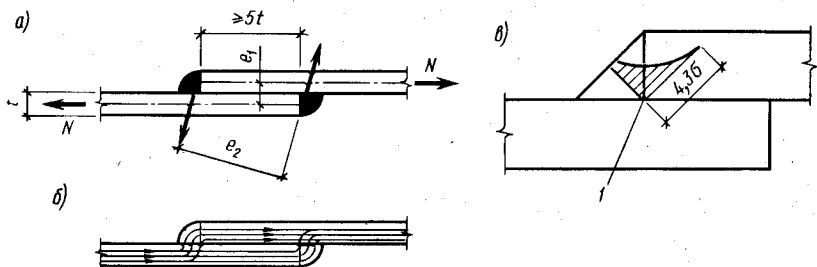


Рис. 4.6. Соединение с лобовыми швами

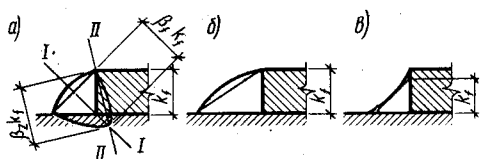


Рис. 4.7. Поперечные сечения угловых швов: а — нормальный выпуклый; б — пологий выпуклый; в — вогнутый

рис. 4.6. в); в результате разрушение шва происходит при малых удлинениях ($\epsilon = 3...4\%$), т. е. хрупко. Неравномерность распределения напряжений приводит к снижению качества соединения. Поэтому независимо от вида работы (сжатие, растяжение, срез) расчет лобовых швов условно ведут на срез по минимальной площади сечения шва. При соединении внахлестку с лобовыми швами длину нахлестки следует назначать не менее пяти толщин более тонкого элемента (см. рис. 4.6, а). Это позволяет уменьшить влияние дополнительного изгибающего момента.

Нормальный угловой шов в разрезе имеет форму прямоугольного равнобедренного треугольника с криволинейной гипотенузой (см. рис. 4.7, а).

Обычный наплыв выпуклого шва составляет 0,1 размера его катета k_r . В конструкциях, непосредственно воспринимающих динамические нагрузки, с целью снижения концентрации напряжений в угловых лобовых швах применяют пологие швы с отношением катетов 1:1,5 (рис. 4.7, б) или вогнутые швы (рис. 4.7, в).

Минимальный катет шва в конструкциях, работающих на статическую нагрузку, при автоматической и полуавтоматической сварке — 3 мм, при ручной сварке — 4 мм, а при динамических нагрузках — 6 мм. Швы имеют градиацию через 1 мм. Кроме того, наименьший катет однопроходных угловых швов ограничен в зависимости от толщины более толстого из свариваемых эле-

Лобовые швы (см. рис. 4.6) более равномерно передают усилия по ширине, чем фланговые. Однако вследствие резкого изменения направления потока силовых линий (см. рис. 4.6, б) в корне шва концентрируются большие напряжения (см.

Таблица 4.2. Минимальные значения k_r угловых сварных швов

Виды соединения	Вид сварки	Предел текучести свариваемой стали, МПа	k_r (мм) при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	Более 40
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная Автоматическая и полуавтоматическая	До 430	4	5	6	7	8	9	10
		430...580	5	6	7	8	9	10	12
		≤ 430	3	4	5	6	7	8	9
		430...580	4	5	6	7	8	9	10

ментов. В табл. 4.2 приведены минимальные значения катетов угловых швов для основных групп конструкций. Наибольшее значение катета углового шва в зависимости от толщины соединяемых элементов может быть принято $k_f = 1,2t$, где t — наименьшая из толщин свариваемых элементов.

Из-за большой концентрации напряжений в начале и конце шва длина углового шва должна быть не менее 40 мм или $4k_f$ (при динамических нагрузках 60 мм или $6k_f$). Наибольшая длина фланговых швов также ограничена и не должна превышать $85\beta_f k_f$ (β_f — коэффициент глубины проплавления угловых швов, принимаемый по табл. 4.3), так как фактические напряжения по

Таблица 4.3. Коэффициент глубины проплавления угловых швов β

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки <i>d</i> , мм	Положение шва	Коеф- фици- ент	Значение β при катетах швов, мм			
			3...8	9...12	14...16	18 и более
Автоматическая <i>d</i> = 3...5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9	0,7	
		β_z	1,15	1,05	1,0	
Автоматическая и по- луавтоматическая при <i>d</i> = 1,4...2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, гори- зонтальное, вер- тикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; полуавтомати- ческая проволокой сплошного сечения при <i>d</i> ≤ 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизон- тальное, верти- кальное, потолоч- ное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Примечание. Швы «в лодочку» применяют для поясных швов в балках и колоннах.

длине шва распределены неравномерно и при длинных швах его крайние участки испытывают перенапряжение, а средние — недонапряжения против расчетного значения. Это ограничение не распространяется на такие швы, у которых усилие возникает по всей длине, например на поясные швы балок.

Расчет как фланговых, так и лобовых швов производят по их наименьшему сечению βk_f , который называют *расчетным* (см. рис. 4.7).

При этом у выпуклых швов выпуклость не учитывают. В угловых швах, выполненных автоматом или полуавтоматом, получается

более глубокое проплавление, чем при обычной ручной сварке, что и следует учитывать в расчете. Напряжения принимают равномерно распределенными по длине шва и рассматривается возможность разрушения шва от условного среза по одному из двух сечений (см. рис. 4,7, а):

по металлу шва (сеч. I—I)

$$\tau_w = N / (\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_w \gamma_c; \quad (4.4)$$

по металлу границы сплавления (сеч. II—II)

$$\tau_w = N / (\beta_z k_f l_w) \leq R_{wz} \gamma_w \gamma_c, \quad (4.5)$$

где β_f и β_z — коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые по табл. 4.3 в зависимости от вида сварки и положения шва для сталей с пределом текучести до 580 МПа; k_f — катет шва; l_w — расчетная длина шва, принимаемая меньше его фактической длины на 10 мм за счет непровара на концах шва; R_{wf} — расчетное сопротивление условному срезу металла шва по табл. 4.1; γ_{wf} и γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1 для сварных конструкций, работающих при температуре не ниже -40°C (в других случаях см. СНиП); $R_{wz} = 0,45 R_{un}$ — расчетное сопротивление условному срезу металла границы сплавления (значения $R_{un} = \sigma_v$ см. СНиП).

Обычно в расчетах определяют необходимую фактическую длину шва, задаваясь катетом шва k_f (используя для этого приведенные ранее рекомендации):

$$l_w = \frac{N}{\beta_f k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (4.6)$$

Расчет производят по двум сечениям (по металлу шва, принимая β_f и R_{wf} ; и по металлу границы сплавления, учитывая β_z и R_{wz}). Большее из двух значений принимают за длину шва.

Как говорилось выше, из-за неравномерного распределения напряжений в длинных угловых швах в расчет можно вводить только длину $l_w = 85 \beta_f k_f$. Если расчетная длина шва, полученная по формуле (4.6), окажется больше, то определяют необходимый катет шва по формуле

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{N}{85 R_{wf} \gamma_w \gamma_c}}. \quad (4.7)$$

При действии изгибающего момента на прямоугольный элемент, прикрепленный угловыми швами (рис. 4.8, а), напряжения в швах по двум сечениям определяют как напряжения изгиба в двух прямоугольных сечениях, принимая за ширину прямоугольника расчетное сечение шва ($\beta_f k_f$ или $\beta_z k_f$), а за высоту — расчетную длину шва (l_w):

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} = \frac{M}{\frac{\beta k_f l_w^2}{6}} = \frac{3M}{\beta k_f l_w^2} \leq R_w \gamma_w \gamma_c. \quad (4.8)$$

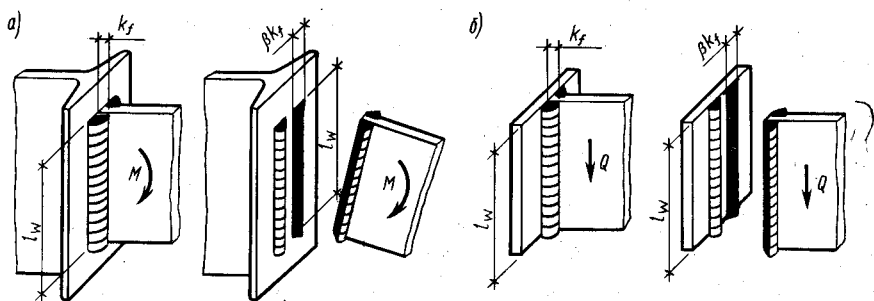


Рис. 4.8. К расчету угловых швов

При действии сдвигающей силы на элемент, прикрепленный угловыми швами (рис. 4.8, б), напряжения в каждом из двух швов определяют по формулам (4.4) и (4.5), заменяя в них N на Q .

Если на элемент одновременно действуют момент и сдвигающая сила, то результирующие (равнодействующие) напряжения в угловых швах

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq R_w \gamma_w \gamma_c. \quad (4.9)$$

Эти напряжения не следует путать с приведенными напряжениями в стыковых швах [см. формулу (4.3)].

В случае прикрепления фланговыми швами несимметричных элементов, например уголков, желательно, чтобы линия действия усилия проходила через центр тяжести соединения, т. е. площади швов должны быть распределены обратно пропорционально их расстояниям до центра тяжести элемента.

У равнополочных уголков с шириной полки b принимают расстояние от центра тяжести уголка до обушка $z_0 = 0,3b$. Тогда для прикрепления уголка (рис. 4.9) с усилием N требуется длина сварного шва:

$$\text{со стороны обушка } l_{w1} = \frac{0,7N}{\beta k_f^0 R_w \gamma_w \gamma_c}; \quad (4.10)$$

$$\text{со стороны пера } l_{w2} = \frac{0,3N}{\beta k_f^0 R_w \gamma_w \gamma_c}; \quad (4.11)$$

Для неравнополочных уголков, прикрепленных меньшей полкой, в формулах (4.10) и (4.11) коэффициенты перед N меняются соответственно на 0,75 и 0,25.

Комбинированные соединения представляют собой соединения, в которых имеет-

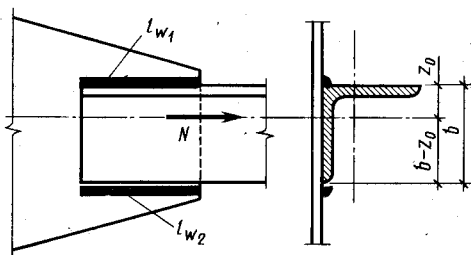


Рис. 4.9. Крепление несимметричного профиля (уголка) фланговыми швами

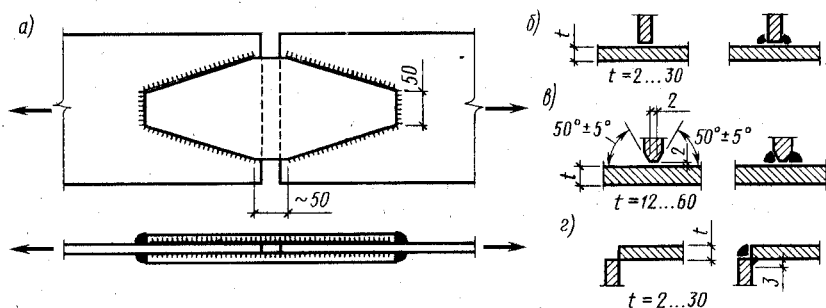


Рис. 4.10. Соединения сварными швами

ся несколько различных видов сварных швов: фланговые, лобовые, стыковые. Простейший вид комбинированного соединения — соединение с накладками, обваренными по всему контуру (рис. 4.10, а).

Соединение впритык применяют в случае соединения листов под прямым углом. Вследствие своей простоты оно имеет широкое применение. Для расчетных соединений используют соединение втавр (рис. 4.10, б, в), для нерасчетных связующих — угловое соединение (рис. 4.10, г).

Соединение втавр осуществляют двумя угловыми швами без скоса (рис. 4.10, б) или со скосом (рис. 4.10, в) кромок. В первом случае между соединяемыми элементами часто остается небольшой зазор, резко меняющий направление силового потока. Расчет соединения здесь ведут как для пары угловых швов по двум сечениям с расчетным сопротивлением R_{wf} или R_{wz} . Во втором случае при сварке получается сплошной провар, и шов рассчитывают как стыковой, вводя в расчет соответствующее расчетное сопротивление стыкового шва (R_{wy} , R_{wi} или R_{ws}).

4.3. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Для соединения элементов в металлических конструкциях помимо сварки применяют болты и, в редких случаях, заклепки.
● Болтовые соединения. Эти соединения просты в постановке, потому их широко применяют в монтажных соединениях.

Кроме того, болтовые соединения незаменимы в сборно-разборных сооружениях. Недостаток их — повышенная металлоемкость по сравнению со сварными соединениями, ослабление сечений соединяемых элементов отверстиями под болты, повышенная деформативность конструкций.

Для инженерных конструкций применяют болты грубой, нормальной и повышенной точности диаметром 10...30 мм (обычные болты), а также высокопрочные и самонарезающие болты.

Болты грубой и нормальной точности штампуют из малоуглеродистой стали круглого сечения. Их установ-

ливают в отверстие на 2...3 мм больше диаметра болта, которые образуют продавливанием или сверлением в отдельных элементах. Такие отверстия характеризуют негладкая поверхность и несовпадения в собранном пакете, что ухудшает работу соединения. Болты повышенной точности изготавливают из малоуглеродистой или низколегированной стали. Поверхность их обтачивается и имеет строго цилиндрическую форму. Диаметр отверстия для болтов повышенной точности не должен отличаться более чем на 0,3 мм от диаметра болта. Поверхность отверстия должна быть гладкой, что достигается сверлением отверстий в соединяемых элементах через специальные кондукторы-шаблоны. Из-за сложности изготовления и постановки соединения на таких болтах применяют редко.

В зависимости от механических свойств сталей обычные болты разделяют на шесть классов прочности. В инженерных конструкциях наиболее распространены классы прочности 4.6, 5.6, 8.8. Первое число, умноженное на 10, определяет значение минимального временного сопротивления (в кгс/мм²), произведение чисел показывает значение предела текучести (в кгс/мм²).

● **Соединения на высокопрочных болтах.** Такие соединения работают за счет сил трения.

Их изготавливают из машиностроительной углеродистой или легированной стали марок 40Х «селект», 30ХЗМФ и др. Готовые болты термически обрабатывают, в результате чего предел прочности их достигает $\sigma_u = R_{bun} = 1550$ МПа. Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, их устанавливают в отверстия на 1...6 мм больше диаметра болта, но гайки (также из высокопрочной стали) затягивают тарировочным ключом, позволяющим создавать и контролировать большую силу натяжения болтов (т. е. сам высокопрочный болт работает на растяжение). Болты обжимают соединяемые элементы, чем обеспечивают между последними в случае их сдвига большие силы трения, которые и передают все усилия. Для увеличения сил трения поверхности элементов место стыка очищают от грязи, масла, ржавчины и окалины металлическими щетками, пескоструйным аппаратом, огневой или химической очисткой и не окрашивают. Соединения на высокопрочных болтах просты в монтаже, не уступают при этом по качеству работы заклепочным соединениям.

Самонарезающие болты отличаются от обычных наличием резьбы полного специального профиля на всей длине стержня болта для нарезания резьбы и завинчивания в ранее образованные отверстия соединяемых деталей (см. ниже рис. 8.6). Материалом для них служит сталь марки Ст10кп термоупрочненная. Применяются они в основном $d=6$ мм для прикрепления профилированного настила к прогонам и элементам фахверка. Их большим преимуществом является возможность производить крепежные работы, находясь только с одной стороны конструкции.

Заклепочные соединения, являвшиеся в прошлом основным видом соединений металлических конструкций, из-за неудобства технологического процесса клепки и перерасхода металла на соединение, в настоящее время почти полностью заменены сваркой и высокопрочными болтами. Они применяются только в тяжелых конструкциях, подверженных воздействию динамических и вибрационных нагрузок (например, высоконапорные глубинные затворы), а также при использовании трудно-свариваемых материалов — некоторые термообработанные стали и алюминиевые сплавы. В связи с этим действующий СНиП II-23—81 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» не дает указаний о расчете и конструировании заклепочных соединений.

4.4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Работа на сдвиг является основным видом работы болтовых соединений. При этом обычные болты (грубой, нормальной и повышенной точности) работают на срез, а стенки отверстий в соединяемых элементах — на смятие (рис. 4.11, а, б).

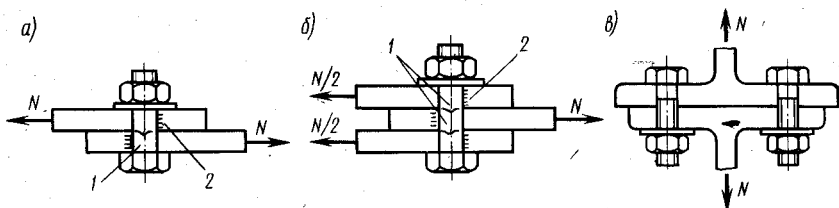


Рис. 4.11. Схема работы обычных болтов:

а — односрезное соединение; б — двухсрезное соединение; в — на растяжение; 1 — плоскости среза; 2 — смятие стенок отверстий

Распределение продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, между болтами принимается равномерным. Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом из условия прочности срезу,

$$N_b = R_{bs} A_b n_s \gamma_b; \quad (4.12)$$

Таблица 4.4. Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, болтов классов		
		4,6	5,6	8,8
Срез	R_{bs}	150	190	320
Растяжение	R_{bt}	175	210	400

Таблица 4.5. Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа	Расчетное сопротивление, МПа, смятию элементов, соединяемых болтами		Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа	Расчетное сопротивление, МПа, смятию элементов, соединяемых болтами	
	повышенной точности	грубой и нормальной точности		повышенной точности	грубой и нормальной точности
370	495	450	470	720	645
380	515	465	480	745	670
390	535	485	490	770	690
440	650	585	500	795	710
450	675	605	510	825	735
460	695	625	520	850	760

Таблица 4.6. Площади сечения болтов

d , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

то же усилие из условия прочности при смятии стенок отверстий

$$N_b = R_{bp} d \Sigma t \gamma_b. \quad (4.13)$$

В формулах (4.12) и (4.13) R_{bs} и R_{bp} — расчетные сопротивления болтовых соединений срезу и смятию (табл. 4.4 и 4.5); d — наружный диаметр стержня болта; $A_b = \frac{\pi d^2}{4}$ — расчетная площадь сечения стержня болта (табл. 4.6); Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; n_s — число расчетных срезов одного болта; γ_b — коэффициент условий работы соединения; для болтов грубой и нормальной точности в многоболтовом соединении $\gamma_b = 0,9$, для болтов повышенной точности $\gamma_b = 1$.

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов, то они работают на растяжение; такую работу соединения называют еще работой на отрыв головок (рис. 4.11, в). Расчетное усилие на растяжение, которое может быть воспринято одним болтом,

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \quad (4.14)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление болтов растяжению; A_{bn} — площадь сечения болта нетто (табл. 4.6).

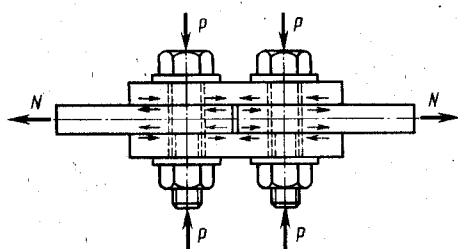


Рис. 4.12. Схема работы соединения на высокопрочных болтах

Необходимое число болтов в соединении

$$n \geq N / (N_{b, \min} \gamma_c), \quad (4.15)$$

где $N_{b, \min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по формулам (4.12) и (4.13) при работе соединения на сдвиг, или усилие по формуле (4.14) при работе соединения на растяжение.

Решающее значение в работе соединения на высокопрочных болтах имеют сила натяжения болта и качество поверхностей трения.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (рис. 4.12), определяют по формуле

$$Q_{bn} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu / \gamma_h, \quad (4.16)$$

где $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта (R_{bun} — наименьшее временное сопротивление материала болта, табл. 4.7); γ_b — коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества болтов n (при $n < 5$ $\gamma_b = 0,8$; при $5 \leq n < 10$ $\gamma_b = 0,9$; при $n \geq 10$ $\gamma_b = 1$); A_{bn} — площадь сечения болта нетто по табл. 4.6; μ — коэффициент трения, зависящий от характера обработки поверхностей соединяемых элементов, принимаемый по табл. 4.8; γ_h — коэффициент надежности, зависящий от вида нагрузки (статическая или динамическая), способа регулирования натяжения болтов и разности номинальных диаметров отверстий и болтов, принимаемый по табл. 4.8.

Количество высокопрочных болтов в соединении при действии продольного усилия определяют по формуле

$$n \geq N / (Q_{bh} \gamma_c k), \quad (4.17)$$

где k — количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Таблица 4.7. Механические свойства высокопрочных болтов

Диаметр болтов d , мм	Нормативное временное сопротивление R_{bun} материала болтов из сталей, МПа			
	40X «селект»	38ХС «селект»	30ХЗМФ	35Х2АФ
16...27	1100	1350	1550	—
30	950	—	1200	1200
36	750	—	1100	—
42	650	—	1000	—

Таблица 4.8. Коэффициенты трения и надежности для соединений на высокопрочных болтах

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулиру- рования натяже- ния болта	μ	Коэффициент γ_d при нагрузке и разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм		
			динамической, при $\delta = 3...6$; статической, при $\delta = 5...6$	динамической, при $\delta = 1$; ста- тической, при $\delta = 1...4$	
Пескоструйный или дробе- метный двух поверхностей То же, с консервацией ме- таллизацией цинком или алю- минием	По M^*	0,58	1,35	1,12	
	$\gg \alpha^*$	0,58	1,20	1,02	
	По M	0,50	1,35	1,12	
	$\gg \alpha$	0,50	1,20	1,02	
Пескоструйный или дробе- метный одной поверхности с консервацией полимерным кле- ем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации — другой по- верхности	$\gg M$	0,50	1,35	1,12	
	$\gg \alpha$	0,50	1,20	1,02	
Газопламенный двух поверх- ностей	$\gg M$	0,42	1,35	1,12	
	$\gg \alpha$	0,42	1,20	1,02	
	$\gg M$	0,35	1,35	1,17	
	$\gg \alpha$	0,35	1,25	1,06	
Стальными щетками двух по- верхностей	$\gg M$	0,25	1,70	1,30	
	$\gg \alpha$	0,25	1,50	1,20	
Без обработки					

Примечание. M — регулирование натяжения по моменту закручивания; α — то же, по углу поворота гайки.

Натяжение высокопрочных болтов производят осевым усилием $P = R_{bh} A_{bn}$ (рис. 4.12).

Количество болтов по одну сторону стыка в рабочем элементе конструкции принимается, как правило, не менее двух. В стыках

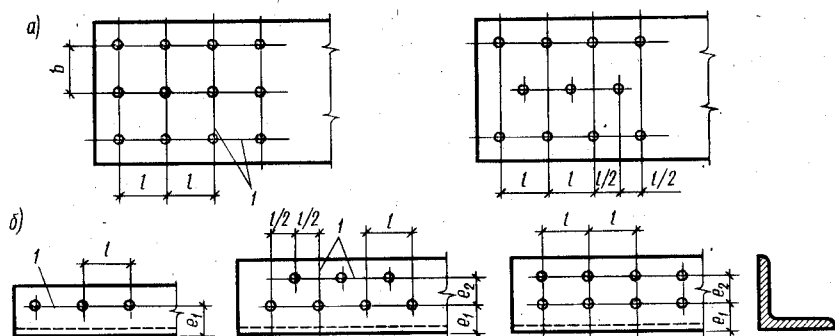


Рис. 4.13. Размещение отверстий:

a — в листовом материале; b — в прокатных профилях; l — риски; l — шаг; e — дорожка

и узлах прикреплений (для экономии материала накладок) расстояние между болтами должно быть минимальным. В слабоработающих (связующих, конструктивных) соединениях расстояние должно быть максимальным, чтобы уменьшить число болтов.

Размещение болтов в листах и прокатных профилях может быть рядовое и в шахматном порядке. Линии, проходящие по центрам отверстий, называют *рисками*. Расстояние между рисками вдоль усилия называют *шагом*, а поперек усилия — *дорожкой* (рис. 4.13).

Минимальные расстояния между центрами болтов в стальных конструкциях определяются условием прочности основного металла, максимальные расстояния — условиями устойчивости соединяемых элементов в промежутке между болтами или заклепками при сжатии и плотностью соединения растянутых элементов и приводятся ниже.

Расстояния между центрами болтов в любом направлении:	
минимальное	$2,5d^*$
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d$ или $12t$
максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	$16d$ или $24t$
при сжатии	$12d$ или $18t$
Расстояния от центра болта до края элемента:	
минимальное вдоль усилия	$2d$
минимальное поперек усилия:	
при обрешных кромках	$1,5d$
при прокатных кромках	$1,2d$
максимальное	$4d$ или $8t$
минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении	$1,3d$

* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести более 380 МПа минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$. Обозначения: d — диаметр отверстия; t — толщина более тонкого наружного элемента.

? Основные преимущества и недостатки сварных соединений. Сущность электродуговой сварки, перечислите ее виды. □ Какие сварочные материалы используют для электродуговой сварки? Каково назначение обмазки электродов и флюса? □ Назовите и охарактеризуйте типы сварных швов и виды сварных соединений. □ В каких случаях и для каких швов необходима разделка кромок? Виды разделок кромок. Что такое косой шов и когда его применяют? □ Основные положения расчета угловых сварных швов. Расчетные условия. □ Типы болтов и области их применения. □ Основные виды работы соединений на обычных болтах, расчет таких соединений. □ Как работает соединение на высокопрочных болтах? Расчет соединений. □ Расскажите о принципах размещения отверстий для болтов.

ЗАТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**5.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПЛОСКИХ И СЕГМЕНТНЫХ ЗАТВОРАХ**

Затворами называют конструкции, закрывающие и открывающие в гидротехнических сооружениях отверстия для пропуска воды, а также судов, плотов, льда и других плавающих тел. Затворы всех типов и любого назначения вместе с их закладными и опорно-ходовыми частями относят к механическому оборудованию гидротехнических сооружений.

По местоположению перекрываемых отверстий затворы подразделяют на поверхностные и погруженные (глубинные).

Поверхностные затворы располагают на пороге сооружения; верхняя кромка таких затворов находится выше уровня воды. Погруженные затворы перекрывают отверстия, находящиеся целиком в воде; их верхняя кромка находится ниже уровня воды.

По эксплуатационному назначению различают затворы основные, ремонтные, аварийные, аварийно-ремонтные и строительные. Основные (рабочие) затворы постоянно работают при эксплуатации сооружений и служат для поддержания требуемого горизонта воды в верхнем бьефе. Маневрирование основных затворов происходит в условиях текущей воды. Ремонтные затворы используют для временного закрытия отверстия при ремонте основного затвора. Маневрирование ремонтными затворами производят в спокойной воде. Аварийные затворы применяют также для временного закрытия отверстий гидротехнических сооружений, но в случае аварии с основным затвором. Аварийные затворы должны спускаться в поток, подъем их обычно осуществляют после выравнивания напоров по обе стороны затвора. Аварийно-ремонтные затворы выполняют одновременно функции аварийных и ремонтных. Строительные затворы используют для закрытия водосбросных отверстий в период строительства.

По конструктивным признакам затворы делят на плоские, сегментные, секторные, вальцовые и др.

● **Плоские затворы.** Плоские затворы распространены наиболее широко. По сравнению с сегментными стоимость изготовления плоских затворов на 10...15% ниже, а монтаж в три раза дешевле.

В зависимости от размеров перекрываемого отверстия, назначения гидротехнического сооружения и условий его эксплуатации используют разные типы плоских затворов. Чаще применяют одиночные и секционные плоские затворы. Пролетное строение одиночных плоских затворов состоит из одного полотнища.

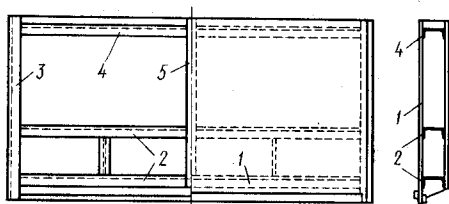


Рис. 5.1. Основные элементы затвора мелиоративных систем:

1 — обшивка; 2 — ригели; 3 — опорно-концевая стойка; 4 — верхняя обвязка; 5 — промежуточные вертикали

Применяют их при высоте отверстия до 14 м. Такие затворы не допускают перелива воды поверху.

Секционные плоские затворы состоят по высоте из нескольких частей — секций, перемещение которых можно производить поочередно и одновременно — в сцепе.

Для мелиоративных систем применяют обычно одиночные затворы и только в

редких случаях — сдвоенные. Пролеты таких затворов невелики — 0,5...6 м. Они предназначены для применения в гидротехнических сооружениях на каналах оросительных и осушительных систем, проходящих в земляных облицованных и необлицованных руслах и лотках, на сооружениях при земляных плотинах и частично на водовыпусках закрытой мелиоративной сети.

Поверхностные затворы мелиоративных систем (рис. 5.1) используют при напорах до 3 м, глубинные — при напорах до 12 м; они служат для поддержания уровня воды в верхнем бьефе, регулирования расходов воды или полного перекрытия отверстий гидротехнических сооружений.

Плоский затвор состоит из подвижной части (собственно затвора) и неподвижных частей (пазового устройства). Перемещают затвор подъемными механизмами.

Подвижная часть плоских затворов мелиоративных систем (малых пролетов) состоит из обшивки, устанавливаемой с напорной стороны, одного или нескольких ригелей, верхней обвязки, опорно-концевых стоек и промежуточных вертикалей. Обшивку делают из листовой стали толщиной 4...6 мм, остальные элементы, как правило, из прокатного металла (швеллеры, уголки, двутавры). Маневрирование затворами осуществляют винтовыми подъемниками.

Затворы малых пролетов можно считать упрощенным вариантом затворов значительного пролета. Поэтому ниже подробно излагается назначение основных элементов, конструирование и расчет гидротехнических затворов значительных пролетов (более 10 м).

Подвижную часть плоского затвора при пролетах более 10 м составляют следующие элементы (рис. 5.2). Обшивка из листовой стали, располагаемая обычно с напорной стороны затвора, препятствует течению воды, непосредственно воспринимает ее давление и передает последнее на вспомогательные балки, стойки и ригели. Балочная клетка состоит из вспомогательных балок и стоек и передает давление воды от обшивки на ригели. Вспомогательные балки обычно размещают горизон-

тально. Элементы балочной клетки изготовляют из прокатных двутавровых балок или швеллеров. Ригели — основные несущие элементы затвора — передают давление воды на опорно-концевые стойки. В зависимости от длины пролета затвора и высоты напора воды ригели изготовляют из прокатных или составных балок. В редких случаях ригели могут быть в виде ферм. Опорно-концевые стойки передают горизонтальные и вертикальные давления от ригелей и продольных связевых ферм на опорно-ходовые части и подвесные устройства. Опорно-концевые стойки обеспечивают взаимное расположение концов ригелей и служат для закрепления опорно-ходовых частей.

Поперечные связи — вертикальные фермы, поясами которых служат, с одной стороны, стойки балочной клетки, а с другой — стойки продольной связевой фермы. Решетка ферм бывает самого разнообразного очертания. В настоящее время часто решетку поперечных связей заменяют сплошным листом — диафрагмой. Поперечные связи должны сохранять пространственную неизменяемость сквозного параллелепипеда, образованного ригелями и продольными связями, и препятствовать его скручиванию. В случаях неравномерного нагружения отдельных ригелей поперечные связи выравнивают нагрузку между ними.

Продольные связи между ригелями, расположенные в плоскости растянутых поясов, образуют совместно с этими поясами вертикальную ферму. Со стороны сжатых поясов роль продольных связей выполняет обшивка, которая совместно с элементами балочной клетки образует жесткий диск. Продольные связи принимают собственный вес затвора и другие вертикально действующие нагрузки, передавая их на опорно-концевые стойки. В результате сохраняется неизменное взаимное расположение ригелей, они также уменьшают вертикальные деформации (провисание) горизонтально расположенных ригелей. Поперечные и продольные связи обеспечивают работу затвора как пространственной конструкции.

Опорно-ходовые части и направляющие устройства (рис. 5.3) служат для передачи давления воды на неподвижные части затвора, на массу бетона сооружения и для передвижения затвора. Уплотнения перекрывают зазоры между обшивкой и накладными частями затвора, препятствуя утечке воды в обход обшивки.

Подъем и опускание затворов значительных пролетов чаще всего осуществляют с помощью козловых кранов.

Неподвижные части плоского затвора (рис. 5.3) включают в себя следующие элементы: опорно-ходовые части для рабочих колес, катков, полозьев (рабочие пути); опорно-ходовые части для обратных и боковых колес или упоров (обратные и боковые пути); накладные части вертикальных и горизонтальных уплотнений; арматура углов бетонной кладки и забральных стен; устройства для обогрева затвора. Элементы неподвижной части затвора располагаются в пазах.

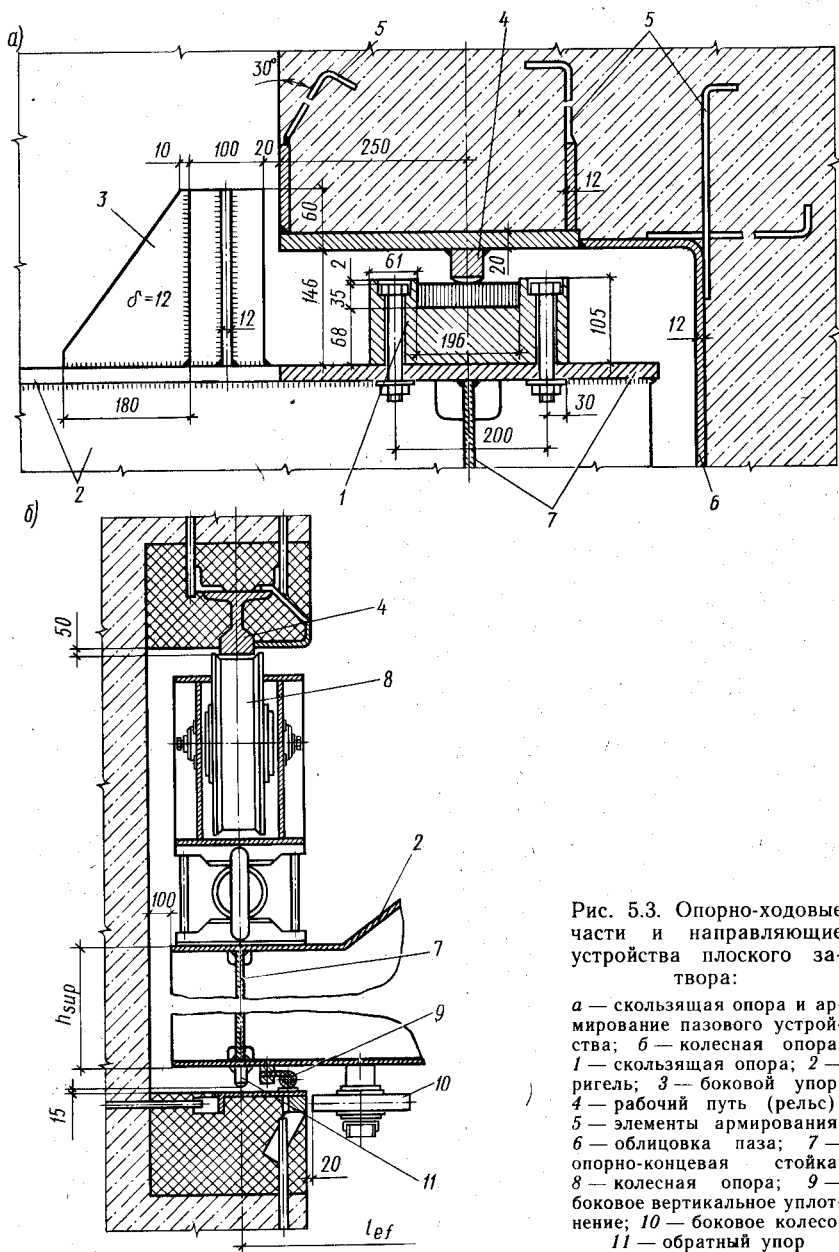


Рис. 5.3. Опорно-ходовые части и направляющие устройства плоского затвора:

а — скользящая опора и армирование пазового устройства; б — колесная опора; 1 — скользящая опора; 2 — ригель; 3 — боковой упор; 4 — рабочий путь (рельс); 5 — элементы армирования; 6 — облицовка паза; 7 — опорно-концевая стойка; 8 — колесная опора; 9 — боковое вертикальное уплотнение; 10 — боковое колесо; 11 — обратный упор

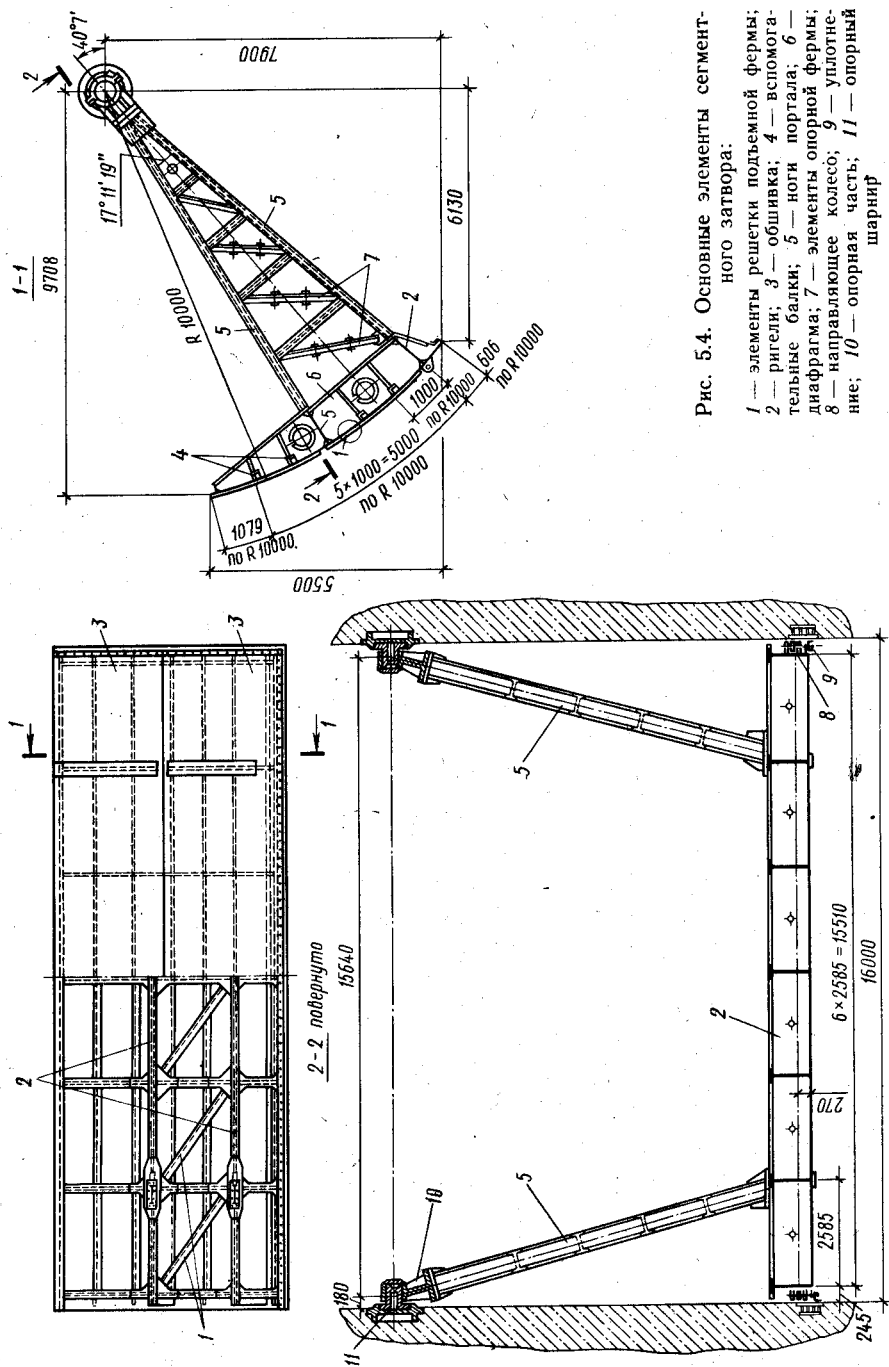


Рис. 5.4. Основные элементы сегментного затвора:

1 — элементы решетки подъемной фермы;
 2 — кольца; 3 — обшивка; 4 — вспомогательная ферма; 5 — ноги портала; 6 — диафрагма; 7 — элементы опорной фермы; 8 — направляющее колесо; 9 — уплотнение; 10 — опорная часть; 11 — опорный шарнир

Плоские затворы могут быть одно-, двух- и многоригельные. Двухригельные затворы (см. рис. 5.2) в строительстве применяют наиболее часто.

Концентрация усилий, а следовательно, и материалов в двух мощных ригелях приводит к простоте конструкции, ясности ее статической работы, а также к уменьшению трудоемкости изготовления и монтажа. Целесообразность использования двухригельных затворов возрастает с увеличением пролета. Одно- и многоригельные затворы применяют при малых и средних пролетах, когда можно обойтись ригелями из прокатных балок. В затворах средних пролетов при большом напоре для ригелей используют однотипные сварные балки с переменной шириной поясов по высоте затвора. Многоригельными затворами пользуются для перекрытия глубинных отверстий.

● **Сегментные затворы.** Сегментный затвор (рис. 5.4) представляет собой затвор, пролетное строение которого в поперечном сечении имеет вид сегмента и крепится к двум опорным стойкам-ногам, вращающимся вокруг горизонтальной оси. В отличие от плоских сегментные затворы используют только как основные. Сегментные затворы бывают поверхностные и погруженные (глубинные). Поверхностные перекрывают отверстия пролетом до 40 м при высоте до 14 м, погруженные применяют для напоров более 100 м. Сегментный затвор состоит из подвижной и неподвижных частей.

Подвижная часть включает в себя стальную обшивку цилиндрической формы, которая непосредственно воспринимает давление воды и передает его поддерживающей балочной клетке. Балочная клетка, состоящая из вспомогательных балок и стоек (при решетчатых диафрагмах), передает нагрузку на диафрагмы и главные ригели. Диафрагмы (сплошные листы или вертикальные поперечные фермы) воспринимают нагрузку от балочной клетки и передают ее порталам; диафрагмы обеспечивают неизменяемость формы поперечного сечения затвора. Порталы, состоящие из ригелей и ног, воспринимают все давление на затвор и передают его на опорные части. Кроме работы в горизонтальной плоскости от давления воды пояса ригелей порталов работают и в вертикальной плоскости — в системе подъемных (весовых) ферм, поясами которых они являются. Подъемные фермы, расположенные с безнапорной стороны затвора, воспринимают его собственный вес, который передают на концевые стойки. С напорной стороны роль подъемной фермы выполняет обшивка. Подъемные фермы обеспечивают пространственную неизменяемость затвора.

Опорные фермы, связывающие ветви ног портала в единую конструкцию, передают на опорную часть все давления воды, часть веса затвора и реакцию от тягового усилия, возникающего во время подъема (опускания) затвора. Опорные части передают давление воды и вес затвора на опорные шарниры и обеспечивают вращательное движение затвора при маневрировании

им. Уплотнения перекрывают зазоры между подвижной конструкцией и закладными частями.

Неподвижная часть сегментного затвора включает в себя: оси опорных шарниров, передающих давление воды и вес затвора через закладные части на бетон сооружения; закладные части под уплотнения; арматуру для закрепления закладных частей в бетоне; устройства для обогрева затвора. Затвор с подъемным механизмом соединяется подвесным устройством.

Наиболее распространенными поверхностными сегментными затворами является затвор с двумя равнонагруженными порталами и с обшивкой, очерченной по дуге радиусом из точки, совпадающей с центром вращения затвора. Поскольку давление воды направлено к напорной поверхности затвора и, следовательно, его равнодействующая проходит через центр вращения, работа механизма для подъема ограничивается лишь перемещением массы затвора и преодолением трения в опорных шарнирах и уплотнениях. В этом состоит большое преимущество сегментных затворов с цилиндрической формой поверхности. Ось вращения поверхностного сегментного затвора следует располагать выше или на уровне самого высокого положения свободной поверхности потока в верхнем бьефе для предохранения опорных частей от повреждения ледоходом, засорения наносами и обмерзания.

Таблица 5.1. Расчетные сопротивления сталей, МПа

Марка стали	Вид проката	Толщина проката, мм	R_y по СНиП II-23—81	Для затворов *		
				$R_{y(o)}$ при осевом растяжении и сжатии	$R_{y(u)}$ при изгибе	R_s при сдвиге
ВСтЗсп5	Лист	6...20	225	162	170	94
		21...40	215	155	163	90
	Фасон	6...20	235	169	178	98
	Лист	6...20	215	155	163	90
		21...40	205	148	155	86
16Д	Фасон	6...20	215	155	163	90
09Г2С	Лист	6...20	315	227	238	132
		21...32	290	209	219	121
	Фасон	6...20	315	227	238	132
15ХСНД	Лист	6...32	330	238	249	139
	Фасон	6...20	310	223	234	129

Примечание. За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

**Таблица 5.2. Расчетные сопротивления сварных соединений
с угловыми швами в затворах, МПа**

Сварочные материалы		Напряженное состояние	
тип электрода	марка проволоки	при срезе по металлу шва R_{wf}	при срезе по металлу границы сплавления R_{wz}
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	130	118
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С	155	152

Затворы делятся на шесть групп. К 1...4-й группам относят поверхностные плоские, сегментные и подобные им основные и аварийные затворы, затворы судоходных шлюзов и водопроводных галерей, погруженные затворы при напоре более 10 м, ремонтные затворы; к 5-й группе — строительные затворы, к 6-й — прочие затворы.

В зависимости от группы затвора и выбранной марки стали определяют расчетные сопротивления материала и сварных соединений. При определении расчетных сопротивлений учтены коэффициент условий работы (см. § 3.1) и коэффициент перехода к производным сопротивлениям при изгибе, равный 1,05, учитывающий возможное ограниченное развитие пластических деформаций. Расчетные сопротивления сталей приведены в табл. 5.1, сварных соединений — в табл. 5.2.

5.2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ЗАТВОР

На затвор могут действовать следующие силы и нагрузки: гидростатическое и гидродинамическое давления; собственный вес; фильтрационное и волновое давление воды; давление наносов, льда и ветра; сейсмические, реактивные силы (трение, сцепление и т. п.), силы инерции и др.; нагрузки, возникающие в процессе испытания, монтажа, ремонта и т. п.; усилия, возникающие при заклинивании затвора в пазах.

Основной нагрузкой является сила гидростатического давления, определяемая по известным формулам гидравлики. Эпюры гидростатического давления на плоские поверхностные и погруженные, а также сегментные поверхностные затворы приведены на рис. 5.5. Они показывают распределение нагрузки по высоте конструкции затвора. По его длине нагрузка принимается равномерно распределенной. На рис. 5.5 приведены схемы давления воды только со стороны верхнего бьефа. Гидростатическое давление на единицу площади в любой точке водоудерживающей поверхности плоского затвора прямо пропорционально глубине погружения H_z точки и направлено нормально к этой поверхности:

$$p_w = \gamma_w H_z, \quad (5.1)$$

где γ_w — удельный вес воды, равный 10 кН/м³.

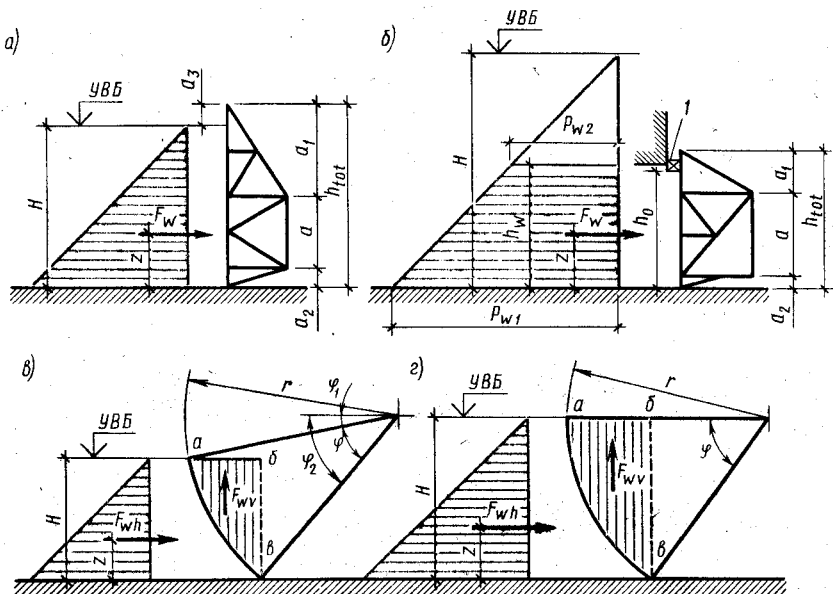


Рис. 5.5. Эпюры гидростатического давления на затворы:

a — плоский поверхностный; *б* — плоский погруженный; *1* — верхнее горизонтальное уплотнение; *в* — сегментный поверхностный с центром дуги обшивки, расположенным выше уровня верхнего бьефа; *г* — сегментный поверхностный с центром дуги обшивки, расположенным на уровне верхнего бьефа

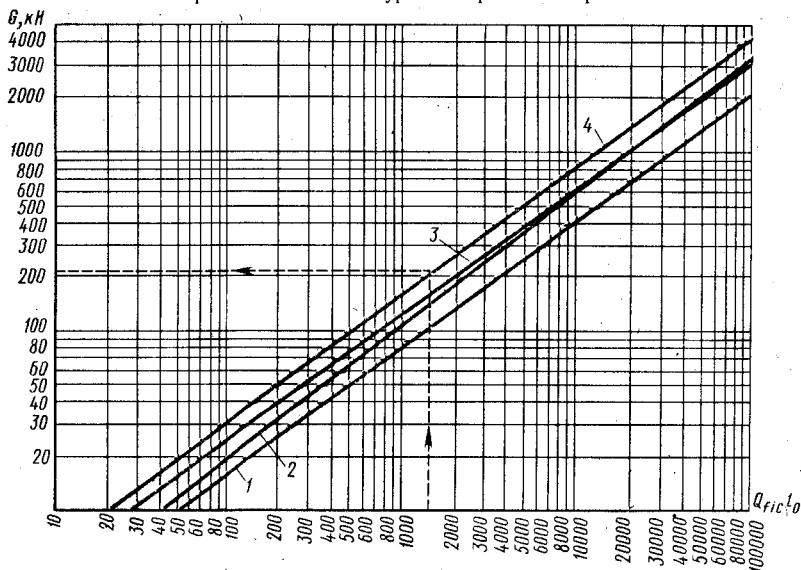


Рис. 5.6. Графики для определения веса плоских поверхностных и погруженных затворов:

1 — скользящие погруженные; *2* — колесные погруженные; *3* — скользящие поверхностные; *4* — колесные поверхностные

Равнодействующая гидростатического давления:

$$\text{для поверхностного затвора } F_w = 0,5\gamma_w H^2 l_w; \quad (5.2)$$

$$\text{для погруженного затвора } F_w = 0,5\gamma_w (2H - h_w) h_w l_w. \quad (5.3)$$

При этом положение равнодействующей:

$$\left. \begin{array}{l} \text{для поверхностного затвора } z = H/3; \\ \text{для погруженного затвора } z = \frac{h_w}{3} \left(\frac{p_{w1} + 2p_{w2}}{p_{w1} + p_{w2}} \right), \end{array} \right\} \quad (5.4)$$

где H — глубина воды (напор) над порогом в верхнем бьефе; h_w и l_w — соответственно нагруженные высота и пролет (их определение см. в § 5.3); p_{w1} и p_{w2} — давление воды на единицу площади соответственно в нижней и верхней точках эпюры давления [определяются по формуле (5.1)].

Ориентировочно собственный вес подвижной части плоского затвора можно определить по графикам (рис. 5.6). Вес затвора определяется в зависимости от величины $Q_{fic} l_o$, где Q_{fic} — условная нагрузка на затвор; l_o — размер отверстия в свету;

$$\left. \begin{array}{l} \text{для поверхностного затвора } Q_{fic} = H^2 l_o / 2; \\ \text{для погруженного затвора } Q_{fic} = H h_o l_o, \end{array} \right\} \quad (5.5)$$

где h_o — высота отверстия в свету.

Полное гидростатическое давление, действующее на сегментный поверхностный затвор,

$$F_w = \sqrt{F_{wh}^2 + F_{wv}^2}. \quad (5.6)$$

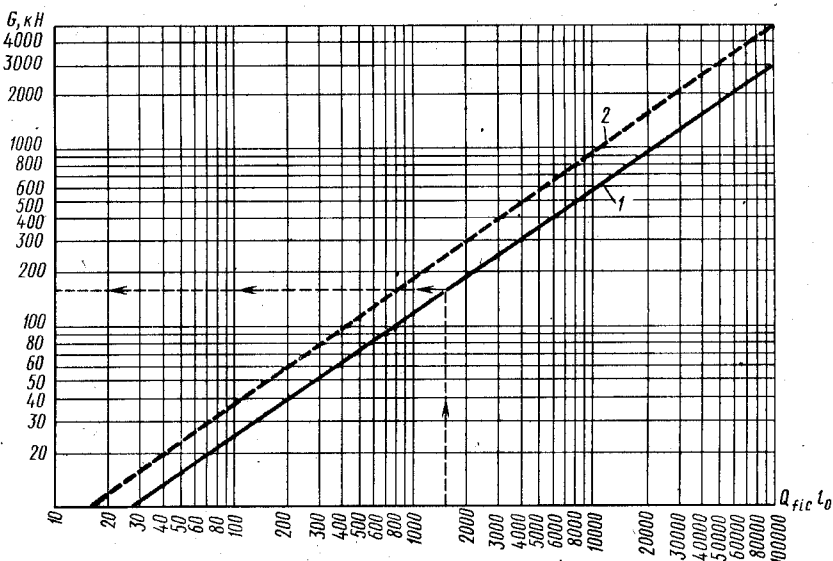


Рис. 5.7. Графики для определения веса поверхностных сегментных затворов:

1 — с наклонными ногами; 2 — с прямыми ногами

Сила F_w направлена в центр окружности, по которой очерчена обшивка затвора, и проходит под углом α к горизонту; $\alpha = \arctg(F_{wv}/F_{wh})$.

Равнодействующую горизонтального давления воды F_{wh} и ее положение вычисляют по формулам (5.2)...(5.4), т. е. как и для плоского поверхностного затвора.

Равнодействующую вертикального давления воды F_{wv} , равную весу воды в объеме призмы abv (см. рис. 5.5, b, z), вычисляют для затворов, центр дуги обшивки которых расположен:

выше уровня верхнего бьефа:

$$F_{wv} = 0,5\gamma_w r^2 l_w \left[\frac{\pi\varphi}{180^\circ} + 2\sin\varphi_1 \cos\varphi_2 - 0,5(\sin 2\varphi_1 + \sin 2\varphi_2) \right]; \quad (5.7)$$

на уровне верхнего бьефа:

$$F_{wv} = 0,5\gamma_w r^2 l_w \left(\frac{\pi\varphi}{180^\circ} - \frac{\sin 2\varphi}{2} \right). \quad (5.8)$$

Собственный вес поверхностных сегментных затворов можно определить по графикам (рис. 5.7), построенным по типу аналогичных графиков для плоских затворов. Формула (5.5) действительна для графиков на рис. 5.7. Пример определения веса затворов на графиках показан пунктиром со стрелкой.

5.3. ОСНОВЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ЗАТВОРОВ

Конструкции затворов должны удовлетворять предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям и технической безопасности, быть надежными и, возможно, более простыми при маневрировании.

При проектировании затворов следует принимать все возможные меры к уменьшению трудоемкости и ускорению процессов изготовления и монтажа конструкций. Затворы необходимо защищать от коррозии, кавитации и износа. При разбивке затворов на отправочные марки учитывают грузоподъемность и габарит транспортных средств и удобство транспортирования. При этом следует стремиться к тому, чтобы максимум работ был выполнен на заводе.

Для несущих нагрузку элементов стальных конструкций затворов, за исключением настилов и перил, не допускается применение: листовой стали толщиной менее 6 мм; равнополочной угловой стали сечением менее $63 \times 63 \times 6$ мм; неравнополочной угловой стали сечением менее $75 \times 50 \times 6$ мм; швеллеров и прокатных двутавровых балок с толщиной стенки менее 5 мм; полосовой стали шириной менее 60 мм.

В затворах пролетом более 10 м толщина обшивки должна быть не менее 10 мм. Увеличение толщины металла в конструкциях затворов на коррозию не допускается. Катет расчетных угловых сварных швов должен быть не менее 6 мм, длина — не

менее 60 мм. Прерывистые сварные швы применять не следует.

Предельные относительные прогибы $[f/l]$ главных ригелей затворов от нагрузок, вычисленных без учета коэффициента перегрузки, принимают следующие:

Затворы:	
с верхним горизонтальным уплотнением (погруженные)	1/1000
основные, работающие в потоке	1/600
основные, работающие под статической нагрузкой, и аварийные	1/500
ремонтные	1/400
консольные	1/300
Вспомогательные элементы балочной клетки	1/250

Предельную гибкость сжатых и растянутых элементов продольных и поперечных связей затворов принимают $[\lambda] = 150$. Это вызвано возможной переменной направления усилия в элементах связей в процессе подъема и опускания затвора вследствие его скручивания.

Расчетный пролет плоского затвора — расстояние между осями опорно-ходовых частей (см. рис. 5.2):

$$l_{ef} = l_0 + 2c, \quad (5.9)$$

где l_0 — размер отверстия в свету (расстояние между бычками); c — расстояние от края бычка до оси опорно-ходовых частей (c должно обеспечить размещение в пазах неподвижных частей затвора, обычно $c = 250 \dots 300$ мм).

Нагруженный пролет (расстояние между вертикальными боковыми уплотнениями)

$$l_w = l_0 + (150 \dots 200) \text{ мм.} \quad (5.10)$$

Высота нагруженной части (для погруженных затворов) определяется расстоянием между верхним и нижним горизонтальными уплотнениями:

$$h_w = h_0 + (150 \dots 200) \text{ мм,} \quad (5.11)$$

где h_0 — высота отверстия в свету.

В поверхностных затворах $h_w = H$ (напору).

В сегментных затворах расчетный пролет (расстояние между осями опорных шарниров) зависит от того, располагается ли сегментный затвор в пролете с нишами, устроенными в теле устоев и бычков, где размещены его опорные шарниры (рис. 5.8, а), или последние расположены на выступающих из бычков и устоев консолях и ниши вообще отсутствуют (см. рис. 5.4 и 5.8, б).

В первом случае расчетный пролет

$$l_{ef} = l_0 + (600 \dots 1000) \text{ мм;} \quad (5.12)$$

во втором случае

$$l_{ef} = l_0 - (600 \dots 1000) \text{ мм.} \quad (5.13)$$

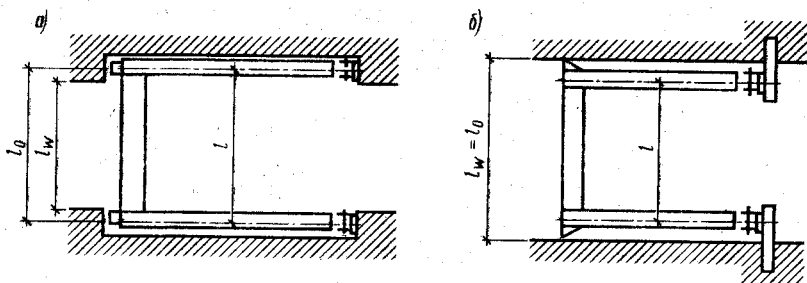


Рис. 5.8. Схемы к определению пролетов сегментного затвора

Нагруженный пролет в первом случае определяется по формуле (5.10), во втором случае он равен отверстию в свету, т. е. $l_w = l_0$.

● **Конструирование и расчет элементов плоского затвора.** Условием правильного размещения ригелей в плоских затворах является равномерность их загрузки давлением воды. При соблюдении этого условия ригели получают одинакового сечения. В двухригельном затворе ригели устанавливают на равном расстоянии от равнодействующей давления воды (см. рис. 5.2 и 5.5, а, б).

Расстояние a_2 от нижней точки затвора до оси нижнего ригеля должно обеспечивать размещение опорно-ходовых частей. При конструировании поперечного сечения затвора этим размером обычно задаются исходя из типа опорных частей. Для скользящих опор это расстояние равно 0,5...0,6 м, для колесных опор — 0,6...1,2 м.

Расстояние между ригелями $a = 2(z - a_2)$, где z определяют по формуле (5.4). Тогда вылет верхней консоли $a_1 = h_{tot} - (a + a_2)$, где h_{tot} — полная высота затвора;

$$\left. \begin{array}{l} \text{для поверхностного затвора } h_{tot} = H + a_3; \\ \text{для погруженного затвора } h_{tot} = h_0 + (0,3...0,35) \text{ м,} \end{array} \right\} \quad (5.14)$$

где a_3 — расстояние от уровня горизонта верхнего бьефа до верхней точки затвора (запас над УВБ), принимаемое равным 0,3...0,4 м.

Затвор по длине разбивают на шесть или восемь панелей (при пролетах до 12 м их может быть до четырех).

Количество панелей обязательно должно быть четным, что обеспечивает симметричность продольной связевой фермы. Длину панели l_m обычно назначают в пределах $h \leq l_m \leq 2h$ (h — высота ригеля). Допускается небольшое отличие длин крайних панелей от длин средних.

Расстояние между вспомогательными балками определяется конструктивными требованиями, согласно которым должны быть обеспечены пространственная жесткость затвора и устойчивость обшивки на участке между балками.

Указанные требования выполняются, если расстояние в свету

между соседними балками из двутавров или расстояние между наружными плоскостями стенок балок из швеллеров не более $70t_p$ (толщин обшивки). При расчете обшивки достаточность принятых расстояний проверяют.

Поперечные связи располагают в вертикальной плоскости перпендикулярно обшивке затворов; их выполняют сплошными (диафрагмы) или сквозными.

В случае сквозных связей образуется ряд вертикальных ферм, расположенных друг от друга на расстоянии, равном длине панели ригеля. На рис. 5.9, а, б представлены схемы ферм попереч-

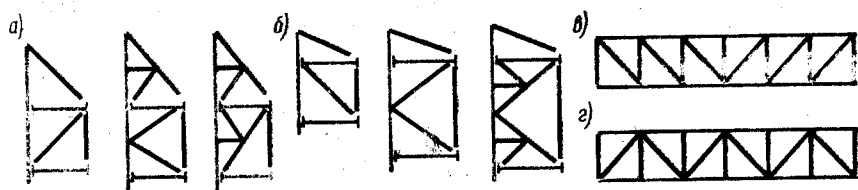


Рис. 5.9. Схемы связей плоских затворов:

а — поперечных поверхностного затвора; б — то же, погруженного затвора; в, г — продольных

ных связей поверхностных и погруженных плоских затворов. Выбор типа решетки ферм зависит от высоты затвора и высоты ригеля. Углы между направлениями раскосов и поясов следует назначать в пределах $30...60^\circ$. Продольные связи располагают в плоскости безнапорных поясов ригелей. Наиболее целесообразной является схема решетки с нисходящими раскосами (рис. 5.9, в), при которой наиболее длинные элементы (раскосы) работают на растяжение. Однако применяют решетки и с переменным направлением раскосов (рис. 5.9, г).

Стальная обшивка совместно с балочной клеткой образует жесткий диск, который надежно обеспечивает неизменное положение в пространстве сжатых поясов ригелей и их устойчивость в вертикальной плоскости.

Поэтому со стороны стальной обшивки, уложенной непосредственно на пояса ригелей, можно не устраивать продольных связей — роль их выполняет обшивка. Обычно толщина обшивки колеблется от 8 до 20 мм, а в погруженных высоконапорных затворах может достигать 40 мм. В затворах пролетом более 10 м толщину обшивки менее 10 мм не проектируют в целях придания жесткости всей конструкции и во избежание получения вмятин при случайных ударах по обшивке.

Расчетная схема обшивки представляет собой удлиненную пластинку, упруго защемленную по длинным сторонам.

Расчет таких пластинок производят, выделяя из нее полосу единичной ширины (обычно 1 см). В результате получим вертикально расположенную упруго защемленную балку пролетом l_p . При вспомогательных балках из прокатного двутавра l_p прини-

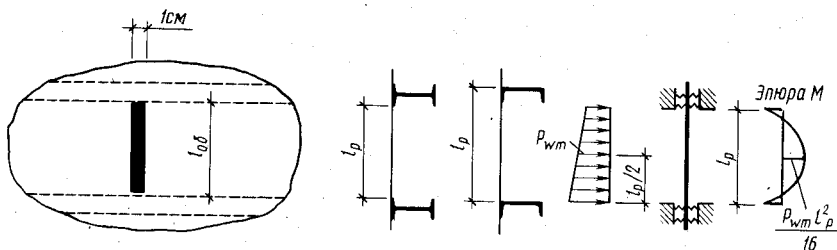


Рис. 5.10. Расчетная схема обшивки

мают равным расстоянию между швами, прикрепляющими обшивку к соседним опорам, а при вспомогательных балках из швеллеров — равным расстоянию между наружными плоскостями их стенок (рис. 5.10).

В расчетах обычно предварительно задаются толщиной обшивки (для пролетов более 10 м, как правило, $t_p = 10$ мм), а затем проверяют наибольшее допустимое расстояние $[l_p]$ при этой толщине, начиная с самого нижнего участка обшивки:

$$[l_p] = 1,63 t_p \sqrt{R_{y(u)} / p_{wm}} \geq l_p, \quad (5.15)$$

где p_{wm} — гидростатическое давление на единицу площади по середине пролета рассматриваемого участка обшивки; $R_{y(u)}$ — расчетное сопротивление при изгибе листовой стали толщиной 10 мм.

Полученное значение сравнивают с принятым при конструировании поперечного сечения затвора расстоянием между вспомогательными балками. Если расстояние $l_p > [l_p]$, то рекомендуется добавить вспомогательную балку, но не увеличивать толщину обшивки. Это связано с тем, что затраты металла на вспомогательные балки в затворе незначительны (не более 10% от общего веса затвора), а вес обшивки приближается к 30% последнего. Следовательно, даже небольшое увеличение толщины обшивки на 1...2 мм приведет к значительным дополнительным затратам металла.

Вспомогательные балки являются горизонтальными элементами балочной клетки и служат опорами для обшивки. Их изготавливают из прокатных двутавров, за исключением верхней и нижней обвязок. Это связано с большей жесткостью двутавра по сравнению с швеллером, хотя двутавры способствуют накоплению атмосферных осадков и грязи, ускоряющих коррозию металла. Из-за последнего обстоятельства в некоторых случаях вспомогательные балки изготавливают и из швеллеров.

Вспомогательные балки рассматривают на действие сплошной нагрузки, передаваемой обшивкой. В качестве расчетной схемы горизонтально расположенных балок, опирающихся на стойки, принимают многопролетную неразрезную балку, загруженную во всех пролетах равномерно распределенной нагрузкой.

Пролеты неразрезной балки равны длине панели l_m (рис. 5.11). Для расчета выбирают самую нагруженную балку (расположенную ниже остальных).

Давление на вспомогательную балку

$$q_b = p_{wm} a_b, \quad (5.16)$$

где p_{wm} — среднее гидростатическое давление по высоте рассматриваемой площадки;

$$a_b = \frac{l_{p1} + l_{p2}}{2} + b_f.$$

С некоторой долей погрешности можно принимать гидростатическое давление p_{wm} на уровне вспомогательной балки (при $l_{p1} \neq l_{p2}$).

Максимальный изгибающий момент в балке (у первой промежуточной опоры) $M = 0,107 q_b l_m^2$. Далее определяют требуемый момент сопротивления $W = M/R_{y(u)}$, где $R_{y(u)}$ — расчетное сопротивление при изгибе фасонной стали.

В расчетное сечение вспомогательных балок включают часть примыкающей обшивки a_t (рис. 5.11, в):

$$a_t = b_f + 1,3 t_p \sqrt{E/R_y}, \quad (5.17)$$

где b_f — ширина полки прокатного двутавра (если вспомогательная балка проектируется из швеллера, то $b_f = 0$); R_y — расчетное сопротивление по СНиП II-23—81 для листовой стали толщиной 10 мм; E — модуль упругости.

Следовательно, по W необходимо подобрать составное сечение (на рис. 5.11, в заштриховано). Для этого по сортаменту на прокатные двутавры принимают профиль с $W_x < W$ (приблизительно на один номер, например вместо № 18 принять № 16) и далее определяют момент инерции I и момент сопротивления W_{min} составного сечения, которое должно удовлетворять условию $W_{min} > W$.

Опорами для горизонтально расположенных вспомогательных балок служат стойки. Фактически стойки являются поясами поперечных связевых ферм, причем нагрузка на ферму от вспомогательных балок передается не в узлах, а в пролете, в результате чего пояса-стойки получают дополнительно изгиб. Расчет и подбор сечения стоек как внецентренно сжатого элемента производят одновременно с расчетом поперечных связей.

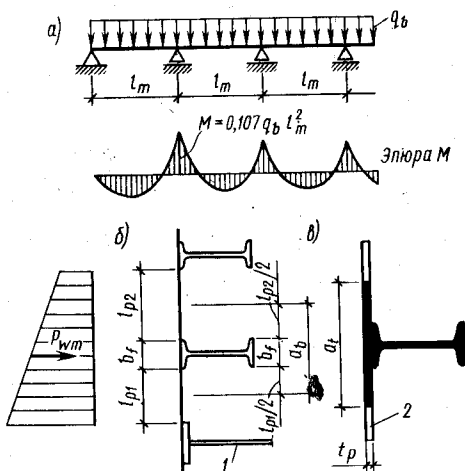


Рис. 5.11. К расчету вспомогательной балки: а — расчетная схема; б — определение размера a_b ; в — расчетное сечение; 1 — ригель; 2 — обшивка

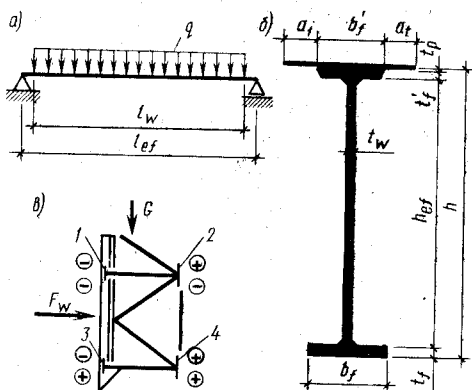


Рис. 5.12. К расчету ригеля плоского затвора

ная схема ригеля (рис. 5.12, а) — однопролетная шарнирно опертая балка (или ферма), нагруженная равномерно распределенной нагрузкой на длине l_w (нагруженный пролет).

Так как размещение ригелей по высоте затвора было осуществлено исходя из их равнонагруженности гидростатическим давлением, равномерно распределенную нагрузку на каждый ригель от этого давления определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \text{для поверхностного затвора } q &= \frac{1}{4} \gamma_w H^2; \\ \text{для погруженного затвора } \dot{q} &= \frac{1}{4} \gamma_w h_w (2H - h_w). \end{aligned} \right\} \quad (5.18)$$

При расчете и конструировании ригелей необходимо учитывать, что их пояса одновременно служат поясами продольных связевых ферм. Под давлением воды F_w напорные пояса 1 и 3 (рис. 5.12, в) сжимаются, а безнапорные 2 и 4 растягиваются. Под влиянием собственного веса всего затвора G эти же пояса, как пояса продольных связевых ферм, испытывают: 1 и 2 — сжатие, 3 и 4 — растяжение. Следовательно, сжатый пояс 1 верхнего ригеля и растянутый 4 нижнего ригеля под влиянием собственного веса будут дополнительно нагружены, а пояса 2 и 3 — разгружены. Пояса обоих ригелей проектируют одинаковыми с учетом наибольшего (суммарного) усилия. При подборе сечений двухригельных затворов ориентировочно оценивают влияние собственного веса затвора на усилия в поясах ригелей, увеличивая последние примерно на 10% усилий, вызываемых гидростатической нагрузкой.

Подбор сечения ригеля в виде составной балки дан ниже в гл. 6. Дополнительно следует учитывать, что в состав напорного пояса включается часть примыкающей к поясу обшивки со свесами a_t (рис. 5.12, б).

$$a_t = 0,65 t_p \sqrt{E/R_y}, \quad (5.19)$$

где R_y принимается по формуле (5.17).

Следовательно, площадь напорного пояса

$$A_f' = (t_p + t_f)b_f' + 1,3t_p^2\sqrt{E/R_g}. \quad (5.20)$$

Подобрав сечение ригеля в виде составной балки, проверяют угол α (см. рис. 5.2) между плоскостью водослива и нижней кромкой ригеля затвора. Если он меньше 30° , то при поднятии затвора вытекающая из-под него вода захлестывает нижний ригель и создает под ним вакуум, увеличивающий подъемное усилие. Особенно неблагоприятно неустановившееся протекание воды с прилипанием и отрывом струи от ригеля. В этом случае возникает значительная и резко меняющаяся динамическая нагрузка, создающая вибрацию затвора. Для устранения вакуума (при угле $\alpha < 30^\circ$) в стенке сплошного нижнего ригеля по линии нейтральной оси необходимо устраивать отверстия для прохода воздуха в зоне возможного вакуума. Суммарная площадь этих отверстий должна быть не менее 0,2 всей площади стенки ригеля (см. рис. 5.2).

Подбор сечения ригеля в виде фермы производят по рекомендациям гл. 8 (см. ниже). При этом необходимо учитывать, что в сечение напорного пояса включается часть обшивки и он работает на внецентренное сжатие.

Поперечные связи плоских затворов представляют собой вертикально расположенные фермы, поясами которых являются с одной стороны стойки балочной клетки, с другой — стойки продольной связевой фермы и подкос верхней консольной части затвора. Для определения усилий в стержнях ферм предполагают, что эти фермы опираются на узлы растянутых поясов ригелей (рис. 5.13, а). Нагрузка на фермы в виде сосредоточенных сил передается от вспомогательных балок и непосредственно через напорные пояса. Силы от вспомогательных балок $F_i = q_{bi}l_m$, где q_{bi} — давление на вспомогательные балки, определяемое по формуле (5.16). Давление воды на ферму через верхний (F_1) и нижний (F_6) напорные пояса определяют аналогично.

Расчетная высота фермы несколько меньше полной высоты ригеля. Оси ее поясов проходят посередине стойки балочной клетки и через безнапорные пояса ригелей. С малой долей погрешности высота фермы поперечных связей: $h_{fr} =$

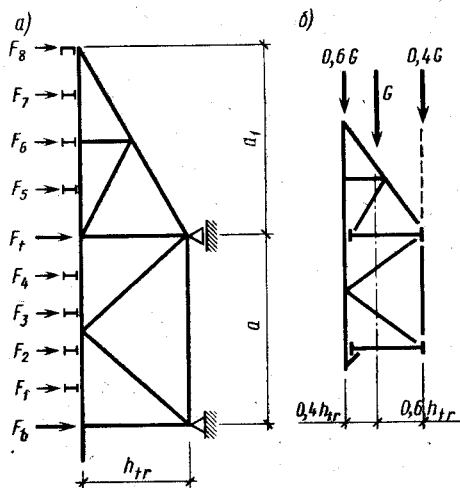


Рис. 5.13. К расчету связей плоского затвора

$= h - h_b - 0,5h_p$, где h_b — высота сечения вспомогательной балки; h_p — высота сечения стойки.

Усилия в стержнях поперечной связевой фермы определяют любым известным методом строительной механики (графически или аналитически).

Продольные связи вместе с безнапорными поясами ригелей образуют продольную связевую ферму.

Несколько упрощенно можно принять, что усилия в решетке продольной связевой фермы возникают только от действия собственного веса затвора G , считая его распределенным между связями с безнапорной и напорной стороны в зависимости от удаления центра тяжести затвора от каждой из этих систем связей (рис. 5.13, б). Также несколько условно можно предположить, что вся вертикальная нагрузка на продольную связевую ферму приложена в узлах ее верхнего пояса. Обычно принимают, что на эту ферму передается 40 % полного веса затвора. Вес затвора G определяют по графикам (см. рис. 5.6).

Зная собственный вес затвора G , можно вычислить нагрузку на каждый узел продольной связевой фермы:

$$G_i = 0,4 G l_m / l_{ef}. \quad (5.21)$$

Далее методами строительной механики определяют усилия в продольных связях. Подбор сечений элементов связей производят по рекомендациям гл. 8 (см. ниже).

Стойки продольных связевых ферм одновременно служат поясами поперечных связевых ферм. Напряжения в них суммируют. Однако чаще эти суммируемые напряжения разных знаков (в продольных связях стойки обычно сжаты, а в поперечных связях это растянутый пояс). С допущением, идущим в запас прочности, стойку подбирают только по сжимающему усилию.

● **Конструирование и расчет элементов поверхностного сегментного затвора.** Конструируя сегментный затвор, прежде всего определяют положение оси вращения затвора (выше, на уровне или ниже самого высокого положения свободной поверхности потока воды). Величина радиуса обшивки сегментного затвора существенно влияет на работу порталных рам и, следовательно, на вес затвора, который тем больше, чем длиннее ноги портала. Обычно радиус выбирают равным $(1,2...1,5)h_{tot}$. Высоту затвора h_{tot} принимают на $0,3...0,5$ м выше уровня верхнего бьефа:

$$h_{tot} = H + (0,3...0,5) \text{ м}. \quad (5.22)$$

Ригели в сегментных затворах, так же как и в плоских, стремятся расположить таким образом, чтобы каждый из них был нагружен примерно одинаковой нагрузкой.

Для этого их размещают на равном расстоянии от равнодействующей гидростатического давления.

Расстояние плоскости нижнего ригеля от порога a_2 должно быть таким, чтобы вода, вытекающая из-под затвора при его подъеме, не захлестывала нижний ригель. Направленный по

радиусу нижний ригель имеет благоприятные условия истечения воды из-под него, а поэтому он может быть опущен несколько ниже, чем этот же ригель в плоском затворе. Обычно принимают $a_2 \approx 0,12h_{tot}$. Желательные соотношения длин верхней консоли и средней панели: $a_1 \approx 0,48h_{tot}$; $a \approx 0,4h_{tot}$.

По конструкции пролетного строения сегментные затворы разделяют на следующие типы: с прямыми жесткими ногами (рис. 5.14, а); с прямыми гибкими

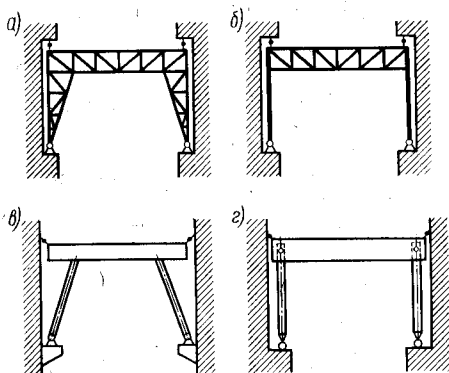


Рис. 5.14. Конструкция несущей части сегментных затворов

ногами (рис. 5.14, б); с наклонными гибкими ногами (рис. 5.14, в); с ногами, шарнирно заделанными в ригеле (рис. 5.14, г). Сегментные затворы с наклонными ногами имеют ряд положительных качеств. Наличие консолей снижает изгибающие моменты в главных ригелях, что приводит к уменьшению их сечения и высоты, а следовательно, веса. Уменьшение высоты главных ригелей дает возможность снизить вес поперечных ферм (диафрагм). В результате снижаются общий вес затвора и соответственно грузоподъемность обслуживающих механизмов.

Остальные принципы конструирования сегментного затвора (разбивка ригеля на панели, расстановка вспомогательных балок, выбор типа решетки поперечных и подъемных ферм) аналогичны тому же в плоских затворах.

Расчет и конструирование обшивки и вспомогательных балок сегментных затворов производят аналогично расчету тех же элементов в плоских затворах. Подобно расчету фермы поперечных связей плоских затворов, ведут расчет поперечных ферм сегментных затворов, только нагрузки, прикладываемые к этим фермам, направлены по радиусу к центру вращения затвора.

Чаще всего применяют жесткое соединение ног сегментных затворов с ригелями (см. рис. 5.14). В этом случае ноги и ригели представляют собой рамную конструкцию и работают как одна система (портал).

Порталы применяют следующих типов: П-образная рама (рис. 5.15, а); П-образная рама с консолями (рис. 5.15, б) и трапециевидная рама с консолями (рис. 5.15, в). Как правило, опирание ног рам — шарнирное. Вследствие такого закрепления концов опорных ног при изгибе ригелей изгибаются и ноги, и в шарнирах появляются горизонтальные силы распора.

Усилия и моменты, возникающие в элементах рам, определяют по формулам курса строительной механики. После того как все силовые воздействия в портале определены, приступают

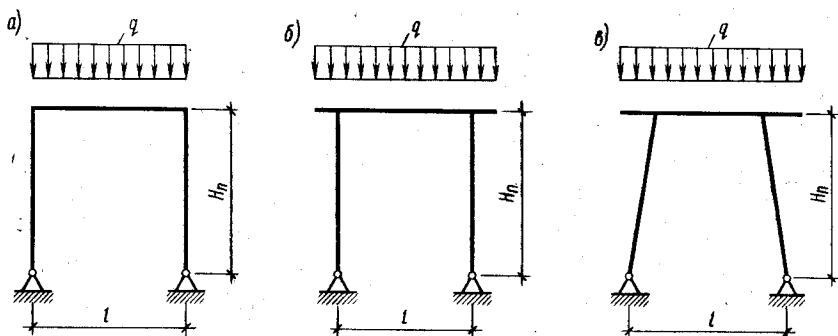


Рис. 5.15. Типы порталов сегментных затворов

к подбору сечений и проверке напряжений в характерных сечениях его элементов, используя рекомендации последующих глав настоящего раздела. Ригели проектируют в виде составных балок, ноги портала — из прокатного двутавра. Если мощности прокатного двутавра недостаточно, то переходят на составной сплошной стержень (типа составных сплошных колонн).

Характерными сечениями портала являются: сечение ригеля посередине пролета; сечение ригеля в месте примыкания ноги и консоли; сечение ноги в месте примыкания ее к ригелю.

Расчетную длину ноги в плоскости портала при расчете на продольный изгиб принимают равной ее теоретической длине — от оси шарнира до нейтральной оси ригеля, из плоскости портала — расстоянию между узлами опорной фермы. Усилия в элементах опорных ферм сегментного затвора определяют от действия собственного веса конструкции и от давления подъемной цепи или каната, которое приводит к равномерно распределенному давлению со стороны обшивки, направленному к центру ее кривизны. Как правило, эти усилия очень малы, и сечения элементов опорных ферм подбирают по допустимой гибкости $[\lambda] = 150$.

Подъемную ферму сегментного затвора рассчитывают аналогично продольной связевой ферме плоского затвора; единственное отличие состоит в том, что в сегментном затворе на подъемную ферму передают половину веса затвора.

? Что такое затворы, по каким признакам они различаются? Основные элементы подвижной части плоского затвора. Приведите схему. □ Основные элементы подвижной части сегментного затвора. Приведите схему. □ Основные элементы неподвижной части плоского и сегментного затвора. □ Какие нагрузки действуют на затвор, как определяется величина гидростатического давления? □ Укажите основной принцип размещения ригелей по высоте затвора. □ Каковы расчетные схемы и особенности расчетных сечений вспомогательной балки и ригеля? □ Особенности расчета сегментных затворов. Расчетные схемы.

ГЛАВА 6

БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

6.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БАЛОК И БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Стальные балки, работающие на изгиб, широко применяют в инженерных конструкциях для покрытий и междуэтажных перекрытий зданий разнообразного назначения, в рабочих площадках, в виде подкрановых балок производственных зданий, в мостах, эстакадах, в конструкциях гидротехнических затворов и шлюзов и в других сооружениях.

Основная форма поперечного сечения стальных балок — двутавр. Балки бывают прокатные (см. рис. 2.2, *г*) и составные (рис. 6.1).

Составные балки обычно применяют, если прокатные оказываются недостаточно мощными. Наиболее распространенными являются сварные балки (рис. 6.1, *а*), образуемые из трех листов: вертикального, называемого стенкой, и двух горизонтальных, называемых полками, которые привариваются к стенке. В редких случаях для конструкций, подвергающихся большому динамическому или вибрационным нагрузкам, применяют клепаные балки (рис. 6.1, *б*), а также с соединениями на высокопрочных болтах. В них для соединения стенки с полками применяют дополнительные уголки. Сварные балки значительно экономичнее клепаных.

В особых случаях, например в опорно-концевых стойках гидротехнических затворов, когда необходимо значительно увеличить жесткость балки в поперечном направлении, применяют двустенчатые составные балки (рис. 6.1, *в*).

В последние годы в строительстве широко применяют балки с перфорированной стенкой — развитым сечением (см. ниже § 6.7).

Систему несущих балок, образующих конструкцию, называют *балочной клеткой*. Применяют три типа балочных клеток: упрощенную, нормальную и усложненную (рис. 6.2).

В упрощенной балочной клетке (рис. 6.2, *а*) нагрузка передается через настил на балки настила, располагаемые обычно параллельно меньшей стороне на расстояниях a (шаг балок), и через них на стены или другие

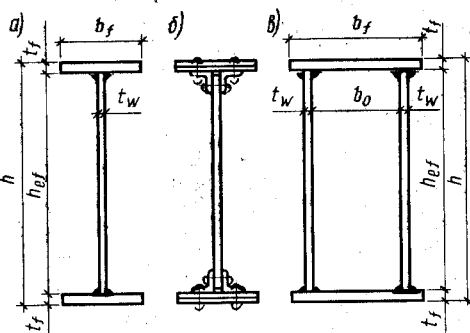


Рис. 6.1. Типы сечений составных балок

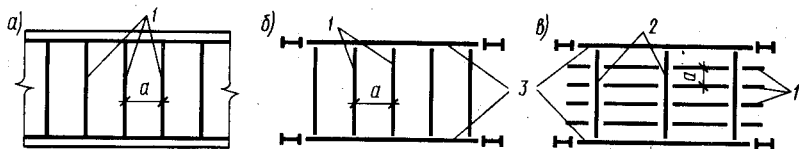


Рис. 6.2. Типы балочных клеток:
1 — балки настила; 2 — вспомогательные балки; 3 — главные балки

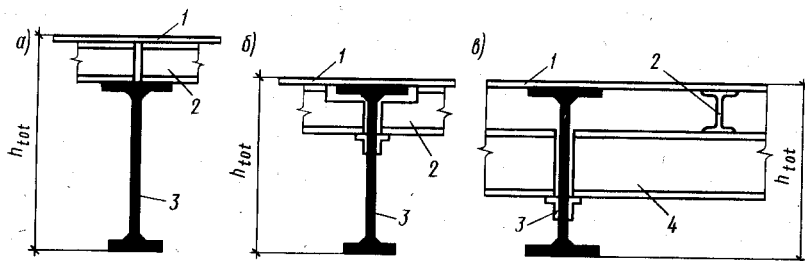


Рис. 6.3. Сопряжения балок:
1 — настил; 2 — балка настила; 3 — главная балка; 4 — вспомогательная балка

несущие конструкции. В нормальной балочной клетке (рис. 6.2,б) нагрузка с настила передается на балки настила, которые в свою очередь передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны, стены или другие несущие конструкции. В усложненной балочной клетке (рис. 6.2,в) вводятся еще дополнительные вспомогательные балки, располагаемые между балками настила и главными балками, передающими нагрузку на колонны.

Сопряжение балок по высоте может быть этажное, в одном уровне и пониженное (рис. 6.3).

Наиболее простое сопряжение — этажное (рис. 6.3, а), однако оно имеет наибольшую строительную высоту балочной клетки — h_{tot} . В этом сопряжении балки, непосредственно поддерживающие настил, укладываются на главные или вспомогательные балки. Сопряжение балок в одном уровне (рис. 6.3, б) позволяет увеличить высоту главной балки при заданной высоте h_{tot} , но значительно усложняет конструкцию опирания балок (необходимы дополнительные столики для опирания балок настила). Пониженное сопряжение (рис. 6.3, в) применяют только в балочных клетках усложненного типа

6.2. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ БАЛОК

До подбора сечения выбирают тип балки, определяют расчетный пролет и расчетную нагрузку, действующую на балку, вычисляют максимальный расчетный изгибающий момент M . За расчетный пролет l_{ef} принимают расстояние между центрами опорных частей, а в балочных клетках — расстояние между точками пересечения осей балок.

Прокатные балки используют двутаврового и швеллерного профиля. Применение двутавра более рационально ввиду его симметрии. Швеллер вследствие асимметрии и расположения центра изгиба за внешней гранью стенки подвержен скручиванию. Однако он удобен для прикрепления к другим элементам из-за совершенно свободной с одной стороны стенки и относительно более широкой, по сравнению с двутавром, полки. Кроме того, швеллер лучше работает на косой изгиб. По этим причинам он является основным профилем для прокатных прогонов скатных кровель.

Подбор сечения прокатной балки сводится к определению необходимого номера прокатного профиля, после чего проверяют прочность, устойчивость и жесткость балки.

По расчетному моменту определяют требуемый момент сопротивления:

$$W = M / (R_y \gamma_c). \quad (6.1)$$

Подбор сечения балки, работающей на косой изгиб, удобно производить, задаваясь соотношением моментов сопротивления: $W_x / W_y = k_w$. Эта величина для прокатных двутавров и швеллеров колеблется в пределах 7...9. В результате определяют требуемый момент сопротивления относительно оси наибольшей жесткости (обычно ось $x-x$):

$$W_x = (M_x + k_w M_y) / (R_y \gamma_c). \quad (6.2)$$

Подобранное сечение проверяют на прочность по нормальным напряжениям по формуле (3.12), а при косом изгибе — по формуле (3.20). Проверку на прочность по касательным напряжениям производят по формуле (3.13).

При приложении сосредоточенной нагрузки через полку балки в месте, не укрепленном ребром (рис. 5.4), стенку балки проверяют на прочность от местного давления:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.3)$$

где σ_{loc} — местное напряжение в стенке под грузом; F — расчетная сосредоточенная нагрузка; t_w — толщина стенки; $l_{ef} = b_f + 2t_f$ — условная длина распределения нагрузки на стенку; t_f — расстояние от наружной грани полки прокатной балки до начала закругления стенки (определяют из сортамента) или толщина полки в составных балках; b_f — длина нагружаемой части балки (см. рис. 6.4).

При недостаточном закреплении сжатого пояса балки от бокового выпучивания ее общую устойчивость проверяют по формуле (3.15). Проверка жесткости балки сводится к определению ее относительного прогиба от действия нормативных нагрузок, который не должен превышать допускаемого значения (см. § 3.3 и § 5.2).

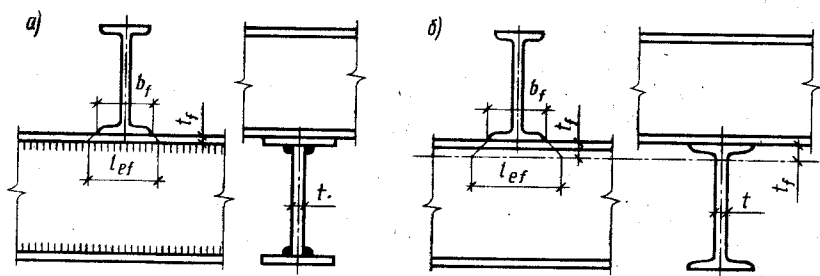


Рис. 6.4. Распространение местного давления на стенки балки:
а — сварной; б — прокатной

Составные балки применяют в случаях, когда прокатные не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости, т. е. при больших пролетах и изгибающих моментах.

Подбор или компоновку сечения следует начинать с определения высоты балки, от которой зависят ее остальные параметры. Высоту составной балки вычисляют из условий: а) обеспечения допустимого относительного прогиба (минимальная высота балки $h_{\min}$); б) минимальной стоимости балки с точки зрения расхода материала на нее (оптимальная высота h_{opt}).

Минимальную высоту балки, при которой даже в случае полного использования прочности материала упругий прогиб ее будет не больше допустимого, определяют по формуле

$$h_{\min} = \frac{5R_y l}{24E\gamma\sqrt{f/l}} \quad (6.4)$$

Из этой формулы видно, что высота балки тем больше, чем выше напряжения от учитываемых в расчете нагрузок и меньше допустимый прогиб. Оптимальную высоту балки определяют по формуле

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{1,5\lambda_w W} \quad (6.5)$$

Гибкость стенки $\lambda_w = h_{ef}/t_w$ при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки принимают: для балок без ребер жесткости $\lambda_w = 3,2\sqrt{E/R_y}$; для балок со стенкой, укрепленной поперечными ребрами жесткости $\lambda_w = 5\sqrt{E/R_y}$; при стенке, укрепленной поперечными и продольными ребрами жесткости $\lambda_w = 7,5\sqrt{E/R_y}$; W — определяют по формуле (6.1). Задав гибкость стенки и найдя в зависимости от нее оптимальную высоту балки, устанавливаем и наилучшее распределение материала по сечению. В симметричной двутавровой балке при оптимальной высоте материал распределяется приблизительно поровну между стенкой и поясами. Существуют и другие формулы для определения оптимальной высоты составной балки.

Закономерности изменения высоты балки показывают, что наиболее целесообразно принимать ее высоту близкой по значе-

нию к h_{opt} , но во всех случаях не менее h_{min} . Обычно принимают промежуточное значение между h_{opt} и h_{min} (при $h_{opt} > h_{min}$). Кроме того, такие балки в целях унификации конструкций рационально принимать высотой, кратной 100 мм. Высоту балки также следует согласовывать с размерами ширины листов по сортаменту.

После высоты толщина стенки является вторым основным параметром сечения составной балки.

Наименьшую толщину стенки из условия ее прочности на срез находят по формуле (3.13):

$$t_w = kQ / (LR_s). \quad (6.6)$$

где k — коэффициент; при опирании балки на опору всем сечением $k=1, 2$; при опирании балки с помощью опорного ребра, приваренного к торцу балки (в этом случае считают, что на касательные напряжения работает только стенка), $k=1,5$; Q — максимальная поперечная сила.

Часто стремятся обеспечить местную устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром жесткости. Тогда толщина стенки

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (6.7)$$

Толщина стенки должна быть согласована с имеющимися толщинами проката толстолистовой стали. Ее назначают при толщине до 12 мм кратной 1 мм, а более 12 мм — 2 мм. По конструктивным особенностям минимальная толщина стенки принимается 8 мм.

В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали, в связи с чем толщина t_f и ширина b_f поясных листов должны соответствовать сортаменту на эту сталь.

Толщину пояса при изготовлении балки из малоуглеродистых сталей назначают не более 40 мм, а для некоторых марок — не более 30 мм, потому что толстые листы имеют пониженные значения предела текучести и, следовательно, меньшие расчетные сопротивления. Кроме того, толщину поясных листов стремятся не принимать более $3t_w$ (толщина стенки), так как в поясных швах при приварке толстых поясных листов к стенке развиваются значительные усадочные растягивающие напряжения.

Ширину поясов обычно принимают равной $(1/3 \dots 1/5)h$ из условия обеспечения общей устойчивости балки. По конструктивным соображениям ширину пояса не рекомендуется принимать меньше 180 мм или $h/10$. Наибольшую ширину поясов определяют из условия обеспечения местной устойчивости. В сварных балках принимают ширину поясов

$$b_f \leq t_f \sqrt{E/R_g}. \quad (6.8)$$

Подбор сечения составной балки осуществляют в следующем порядке. Из двух условий по формулам (6.4) и (6.5) определяют минимальную и оптимальную высоту балки, исходя из которых назначают фактическую высоту h (для перекрытий эта высота должна быть кратна 100 мм в целях унификации конструкций). Высоту стенки h_{ef} предварительно принимают на 40...60 мм меньше высоты балки (т. е. предварительно назначают толщину пояса $t_f = 20...30$ мм). Затем по формулам (6.6) и (6.7) назначают необходимую толщину стенки t_w . Далее определяют размеры поясов. Для этого вычисляют требуемый момент инерции всего сечения балки:

$$I = Wh/2. \quad (6.9)$$

Поскольку сечение стенки уже известно, требуемый момент инерции поясов

$$I_f = I - I_w = I - t_w h_{ef}^3 / 12. \quad (6.10)$$

Момент инерции поясов относительно нейтральной оси всего сечения балки определяют без учета их момента инерции относительно собственных нейтральных осей, величина которого ничтожно мала, а поэтому

$$I_f = 2A_f(h_f/2)^2,$$

откуда требуемая площадь одного пояса

$$A_f = 2I_f/h_f^2, \quad (6.11)$$

где h_f — расстояние между центрами тяжести поясов.

Так как t_f предварительно задана, то требуемая ширина пояса

$$b_f = A_f/t_f. \quad (6.12)$$

Размеры пояса должны отвечать приведенным выше рекомендациям:

По полученным данным komponуют сечение составной балки, вычисляют для него геометрические характеристики (I , W , S), затем производят проверку прочности по формулам (3.12) и (3.13), а при необходимости общей устойчивости — по формуле (3.15).

Если требования СНиП П-23—81, табл. 8 не выполняются, то по формуле (3.17) определяют величину φ_1 , однако при этом значение параметра α должно быть найдено по формуле

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{b_f h} \right)^2 \left(1 + \frac{h t_w^3}{2 b_f t_f^3} \right). \quad (6.13)$$

Затем производят проверку общей устойчивости составной сварной балки. Проверку прогиба составной балки делать не нужно, так как принимаемая высота сечения всегда больше минимальной и регламентированный прогиб будет обеспечен.

6.3. ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ СОСТАВНОЙ БАЛКИ ПО ДЛИНЕ

Величина изгибающих моментов в балках не постоянна; например, в однопролетных балках без консолей моменты на опорах равны нулю; в многопролетных балках моменты на опорах больше, чем в пролетах. Поэтому сечение балки, подобранное по максимальному моменту, будет избыточно на значительной части ее длины.

Для экономии материала и облегчения веса целесообразно сечение длинных составных балок менять в соответствии с изменением величины моментов. Сечение меняют уменьшением высоты балки или площади поясов (рис. 6.5).

Изменение сечения балок путем уменьшения их высоты (рис. 6.5, а) в сварных балках осуществляется сравнительно легко. В однопролетных балках с равномерно распределенной нагрузкой начинают уменьшать высоту на расстоянии не более $\frac{1}{4}$ пролета от опор. Высоту балок на опоре назначают от 0,4 до 0,6 полной высоты.

Изменение сечения балки за счет уменьшения ее высоты часто применяют для ригелей поверхностных затворов.

В сварных балках из трех листов меняют ширину или толщину поясов. Изменение ширины (рис. 6.5, б, в) удобнее, чем изменение толщины, так как при этом сохраняется постоянная высота балок, что важно при расположении нагрузки по верхнему поясу (подкрановые балки), при укладке стальной обшивки или настила по поясам балок (в перекрытиях и затворах), при этажном расположении балок в балочной клетке и т. п. Плавное изменение ширины поясов (рис. 6.5, в) позволяет получить большую экономию стали (до 20 %), чем скачкообразное (рис. 6.5, б) изменение их ширины (в этом случае экономия стали 10...12 %), однако раскрой листа при плавном изменении ширины значительно сложнее и применяется редко.

Наивыгоднейшее по расходу материала место скачкообразного изменения сечения поясов однопролетной балки при равномерной нагрузке располагается на расстоянии примерно $\frac{1}{6}$ пролета балки от опоры.

При конструировании составной балки с изменением сечения по длине предварительно назначают координату «х» от опор до места

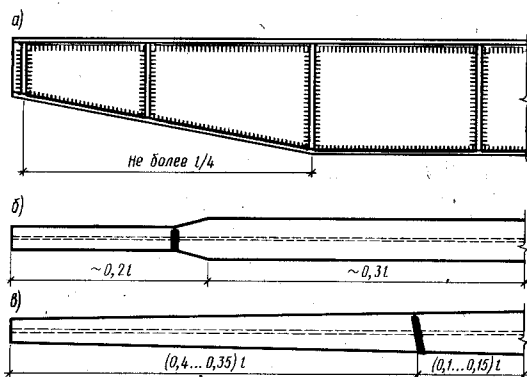


Рис. 6.5. Изменение сечения балок по длине

теоретического изменения сечения. Действующий в этом месте момент M_1 можно найти графически по эпюре моментов или по формуле

$$M_1 = qx(l - x)/2, \quad (6.14)$$

где q — равномерно распределенная нагрузка.

По моменту M_1 подбирают необходимый момент сопротивления и затем обычным способом подбирают новое сечение поясов. Ширина уменьшенных поясов при этом должна отвечать условиям:

$$b_{f1} \geq h/10; \quad b_{f1} \geq 180 \text{ мм}; \quad b_{f1} \geq b_f/2. \quad (6.15)$$

Изменение ширины поясов начинают у места «теоретического обрыва» с координатой x . Фактическое место изменения сечения поясов определяют плавные скосы (уклон 1 : 5) от более широкого поясного листа к меньшему по размеру (рис. 6.5, б).

У начала фактического перехода от меньшего поперечного сечения балки к большему при скачкообразном изменении сечения возникают нормальные напряжения, приближающиеся к расчетному сопротивлению, при одновременном действии значительных скальвающих напряжений. В этих местах необходимо проверить величину приведенных напряжений в стенке балки на уровне поясных швов.

Если имеются напряжения σ_y , перпендикулярные оси балки [чаще это местные напряжения, т. е. $\sigma_y = \sigma_{loc}$, см. формулу (6.3)], то проверку осуществляют по формуле (3.14).

При отсутствии напряжений σ_y приведенные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad (6.16)$$

где σ_x и τ_{xy} — расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов в рассматриваемом сечении балки;

$$\sigma_x = M_1 h_{ef} / (W_1 h) \quad \text{и} \quad \tau_{xy} = Q_1 / (t_w h_{ef}), \quad (6.17)$$

где M_1 и Q_1 — изгибающий момент и поперечная сила в месте фактического изменения сечения балки; W_1 — момент сопротивления меньшего поперечного сечения балки; h — полная высота балки в рассматриваемом сечении; h_{ef} и t_w — соответственно высота и толщина стенки.

По формулам (3.14) и (6.16) проверяют переход материала в данной точке в пластическое состояние от совместного действия нормальных и касательных напряжений.

Проверку приведенных напряжений делают и на опорах неразрезных балок, где также наблюдается неблагоприятное сочетание изгибающих моментов и поперечных сил.

6.4. МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называют *потерей местной устойчивости*. В составных балках потеря местной устойчивости одним из элементов (особенно стенкой) часто является основной причиной потери несущей способности.

Выпучивание любого элемента приводит к тому, что он полностью или частично выключается из работы балки, рабочее сечение балки уменьшается, часто становится несимметричным, центр изгиба смещается. Все это и приводит к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Сжатый пояс представляет собой длинную пластинку, прикрепленную к стенке балки и нагруженную равномерно распределенным нормальным напряжением σ , действующим вдоль длинной стороны пластинки. Потеря устойчивости такой пластинки выражается волнообразным выпучиванием ее свободных краев (рис. 6.6).

Устойчивость сжатого пояса обычно обеспечивается при подборе сечения составной балки. Для этого должно выполняться условие (6.8). В случае недонапряжения балки ширина пояса может быть увеличена умножением на $\sqrt{R_y/\sigma}$, но не более чем на 25 % (σ — максимальные краевые нормальные напряжения в балке).

Стенка балки представляет собой пластинку, подверженную воздействию нормальных и касательных напряжений. Для повышения устойчивости стенки ее укрепляют специальными ребрами жесткости, которые располагают с двух сторон стенки нормально к поверхности выпучивания листа.

Повышение устойчивости стенки за счет увеличения ее толщины нецелесообразно, так как оно ведет к перерасходу материала.

В зависимости от расположения различают поперечные и продольные ребра жесткости. Как правило, ограничиваются только поперечными ребрами, для чего необходимо при подборе сечения балки выполнить условие по формуле (6.7). Продольные ребра жесткости ставят только в балках большой высоты (обычно более 3 м).

Ребра жесткости разбивают стенку на ряд отсеков (панелей), которые теряют устойчивость независимо один от другого (рис. 6.7, а).

Согласно СНиП II-23—81 укреплять стенку составной балки поперечными реб-

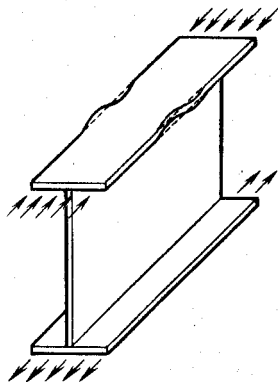


Рис. 6.6. Потеря местной устойчивости сжатым поясом балки

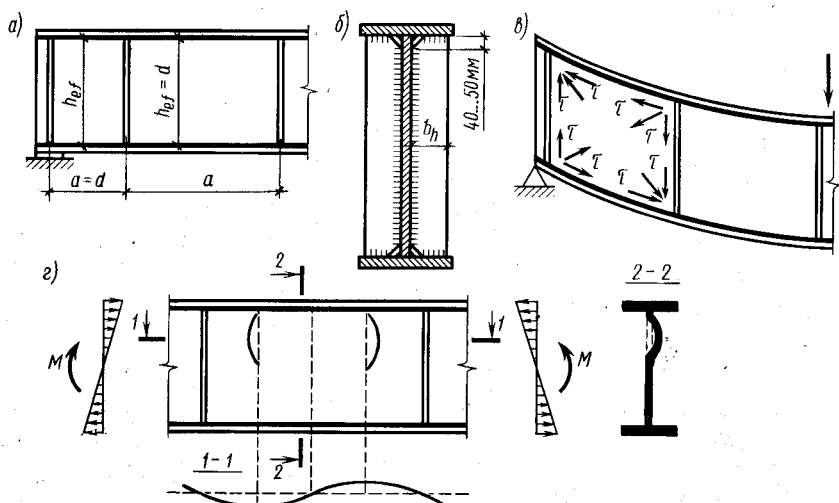


Рис. 6.7. Потеря местной устойчивости стенок балки:

a — размещение поперечных ребер жесткости по длине; *б* — поперечное сечение балки с ребрами жесткости; *в* — действие касательных напряжений; *г* — действие нормальных напряжений

рами жесткости необходимо, если условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \geq 3,2. \quad (6.18)$$

Если на пояс балки действует подвижная нагрузка, то условная гибкость стенки должна быть $\bar{\lambda}_w \geq 2,2$.

Расстояние между поперечными ребрами жесткости *a* не должно превышать:

$$\left. \begin{aligned} a &\leq 2h_{ef} \text{ при } \bar{\lambda}_w \geq 3,2; \\ a &\leq 2,5h_{ef} \text{ при } \bar{\lambda}_w \leq 3,2. \end{aligned} \right\} \quad (6.19)$$

Ребра жесткости принимают парными, симметричными по обе стороны стенки (рис. 6.7, б). Ширину выступающей части ребра *b_h*, которое выполняется из полосовой стали, определяют по эмпирической формуле

$$b_h = h_{ef}/30 + 40 \text{ мм}. \quad (6.20)$$

Толщина ребра *t_s* должна быть не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$. Приварку ребер жесткости к стенке осуществляют сплошными швами с минимальным катетом ($k_f = 4...6$ мм). На обоих концах внутренние углы ребра срезают для пропуска поясных швов (рис. 6.7, б); размеры катетов среза 40...50 мм.

Вблизи от опоры стенка балки подвергается воздействию преимущественно касательных напряжений, под влиянием которых

она перекашивается (рис. 6.7, в); в результате по линиям укороченных диагоналей стенка сжимается, а по линиям удлиненных — вытягивается. Под влиянием диагонального сжатия стенка может выпучиваться (терять устойчивость), образуя волны, наклоненные к оси балки под углом около 45°. Напряжения, при которых происходит потеря устойчивости, называют *критическими*.

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости, пересекающими возможные волны выпучивания, увеличивает критическое касательное напряжение, которое в этом случае определяется по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (6.21)$$

где μ — отношение большей стороны (a или h_{ef}) к меньшей d (см. рис. 6.7, а);

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{R_y/E};$$

где t_w — толщина стенки.

Из формулы (6.21) можно получить отношение h_{ef}/t_w , при котором стенка достигнет при нагружении балки предела текучести раньше, чем потеряет устойчивость. Учитывая это обстоятельство, СНиПом разрешается не проверять устойчивость стенки балки с поперечными ребрами жесткости при отсутствии местного напряжения, если

$$\bar{\lambda}_w \leq 3,5, \quad (6.22)$$

а при наличии местного напряжения, если

$$\bar{\lambda}_w \leq 2,5. \quad (6.23)$$

Ближе к середине балки влияние касательных напряжений на стенку невелико; здесь стенка подвергается воздействию главным образом нормальных напряжений, которые также могут вызвать потерю ее устойчивости. При выпучивании стенки образуются волны, перпендикулярные оси балки (рис. 6.7, г).

Величина критических нормальных напряжений зависит от закона распределения приложенных к кромкам прямоугольной пластинки-стенки нормальных напряжений. При изгибе стенки (что соответствует работе балки на изгиб) критическое напряжение

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \lambda_w^2, \quad (6.24)$$

где c_{cr} — коэффициент, принимаемый в зависимости от значения δ , учитывающего степень упругого защемления стенки в поясах;

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (6.25)$$

где β — коэффициент для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании на сжатый пояс балки жестких плит $\beta =$

$= \infty$; в прочих случаях $\beta = 0,8$; b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

δ	$\leq 0,8$	1	2	4	6	10	30
c_{cr}	30	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Фактически при изгибе балки в стенке возникает сложное напряженное состояние от совместного действия нормальных и касательных напряжений, которое может вызвать потерю местной устойчивости стенки.

Проверку местной устойчивости производят по отсекам, которые образуются между поясами балки и ребрами жесткости, в случаях, когда не выдерживается условие по формулам (6.22) и (6.23). При этом учитывается совместное влияние всех напряжений, действующих в стенке (нормальных, касательных и местных).

Наметив предварительную расстановку ребер жесткости с максимальными возможными расстояниями, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) проверяют устойчивость стенки по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (6.26)$$

где σ и τ — расчетные напряжения в стенке балки; σ_{cr} и τ_{cr} — критические значения нормальных и касательных напряжений при их раздельном действии, определяемые по формулам (6.24) и (6.21).

Расчетное краевое нормальное напряжение в стенке σ вычисляется по сечению брутто без введения коэффициента φ_b по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} \frac{h_{ef}}{h}. \quad (6.27)$$

Среднее касательное напряжение в стенке

$$\tau = Q/(t_w h_{ef}), \quad (6.28)$$

где M и Q — изгибающий момент и поперечная сила в середине отсека, если его длина не превосходит высоты ($a = d$, см. рис. 6.7, а); в противном случае (при $h_{ef} = d$) M и Q определяют посередине наиболее напряженного участка с длиной, равной высоте отсека.

Если в пределах рассматриваемого отсека расположено место изменения сечения балки, проверку устойчивости стенки производят для этого места по напряжениям, вычисленным для уменьшенного сечения.

При наличии местного напряжения, действующего на стенку, ее устойчивость проверяют по указаниям СНиП II-23—81, п. 7.6.

6.5. СОЕДИНЕНИЕ ПОЯСОВ СО СТЕНКОЙ, ОПОРНЫЕ КОНЦЫ БАЛОК

При изгибе составных балок между поясом и стенкой возникают сдвигающие силы, стремящиеся сместить один элемент относительно другого (рис. 6.8, а).

Для того чтобы все составляющие балку элементы работали монолитно, сдвигающие силы должны восприниматься связями, соединяющими пояса со стенкой. В качестве связей применяют сплошные сварные швы (рис. 6.8, б), обычно угловые (рис. 6.8, в), а при подвижных грузах — со сплошным проваром стенки, называемые *поясными швами*. Прерывистые сварные швы применять не следует из-за больших недостатков такого соединения.

В сварных балках касательное напряжение в стенке по линии соединения пояса со стенкой определяют по формуле

$$\tau = QS_f / (It_w), \quad (6.29)$$

где Q — поперечная сила в рассматриваемом сечении (обычно расчет ведется по сечению с максимальным значением поперечной силы); S_f — статический момент пояса (сдвигающейся части сечения) относительно нейтральной оси; I — момент инерции балки.

Значение сдвигающей силы T на единицу длины балки (на 1 см), возникающей между поясом и стенкой при изгибе балки, можно определить по формуле

$$T = \tau t_w = QS_f / I, \quad (6.30)$$

Если сила T воспринимается двумя угловыми швами с катетом k_f , то должны быть соблюдены условия:

при расчете по металлу шва $T \leq 2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$;

при расчете по металлу границы сплавления $T \leq 2\beta_z k_f R_{wz} \times \gamma_{wz} \gamma_c$,

откуда, используя формулу (6.30), можно определить необходимый катет сварного поясного шва:

$$k_f \geq \frac{QS_f}{2\beta_f I R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} \text{ и } k_f \geq \frac{QS_f}{2\beta_z I R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}, \quad (6.31)$$

обозначения см. в формулах (4.4) и (4.5).

При расчете для катета шва принимается большее из полученных двух значений k_f . Получаемый катет углового поясного шва обычно сохраняется по всей длине балки. Во всех случаях k_f должен быть не менее наименьшей допускаемой в зависимости от толщины более толстого из сое-

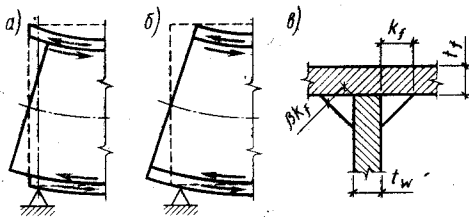
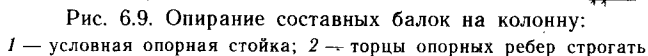


Рис. 6.8. Соединение поясов составной балки со стенкой



88

При опирании балки непосредственно нижним поясом стенки балки по оси опорной реакции укрепляют парными поперечными ребрами жесткости, которые должны быть плотно подогнаны к поясам. Размер этих ребер определяется по формуле (6.20).

Опорное ребро и поперечные ребра жесткости совместно с частью стенки проверяют на продольный изгиб из плоскости балки относительно оси $z - z$ как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение (площадь) этой условной опорной стойки включают: для первого случая — опорное ребро и часть стенки шириной $0,65t_w \sqrt{E/R_y}$, так что получается тавровое сечение (рис. 6.9, а); для второго случая — ребра жесткости и полосу стенки шириной до $0,65t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра, при этом получается крестообразное решение (рис. 6.9, б). Расчетную длину условной опорной стойки принимают равной высоте стенки.

Напряжения в стойке определяют по формуле

$$\sigma = F/(\varphi A_{fic}), \quad (6.34)$$

где A_{fic} — расчетное сечение (площадь) условной опорной стойки; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости условной опорной стойки λ относительно оси $z - z$ (рис. 6.9):

$$\lambda = h_{ef}/i = h_{ef}/\sqrt{I_z/A_{fic}}.$$

6.6. СТЫКИ БАЛОК

Необходимость в устройстве стыков элементов, составляющих балку, может возникнуть, во-первых, из-за недостаточной длины листов, прокатываемых на заводах, по сравнению с длиной балки и, во-вторых, вследствие того, что общий вес балки или общие размеры ее не позволяют транспортировать целые балки с завода на место монтажа. В первом случае стыки отдельных элементов устраивают при изготовлении балки на заводе (называют *заводскими*). Во втором случае стыки частей балок выполняют на укрупнительных монтажных площадках (*монтажные*).

Положение заводских стыков отдельных элементов зависит главным образом от длины этих элементов. Длина широких листов, употребляемых на стенку, и узких, идущих на пояса, различна, поэтому заводские стыки устраивают в разных местах балки в зависимости от конструктивной целесообразности, т. е. вразбежку (рис. 6.10, а).

В монтажных стыках соединяют все продольные элементы балки. Наиболее удобен монтажный стык, у которого все прокатные элементы стыкуются в одном сечении конструкции (рис. 6.10, б, в). Такой стык называют *универсальным*. Длина отдельного отправочного элемента при перевозке по железной дороге может быть от 9,1 до 27 м (в зависимости от типа железнодорожной

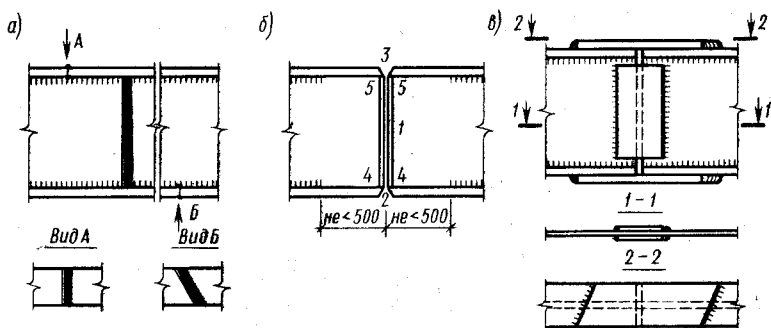


Рис. 6.10. Стыки сварных балок

платформы). Монтажные стыки значительно дороже заводских, поэтому число их должно быть по возможности минимальным.

При проектировании стыков необходимо учитывать порядок сварки элементов балки, т. е. должна обеспечиваться наибольшая свобода деформаций и перемещений отдельных соединяемых элементов, что уменьшит значения усадочных напряжений.

С этой целью заводскую сварку лент поясов и стенки (поперечные швы) производят до соединения поясов со стенкой (продольных швов), так как поперечные швы дают максимальную усадку. На рис. 6.10, б цифрами показан порядок сварки монтажного стыка. Сначала сваривают поперечные швы в стенке (цифра 1) и в поясах (цифры 2 и 3). Для свободной усадки швов 2 и 3, зависящих от возможной деформации поясных листов, участок поясных швов длиной около 500 мм с каждой стороны стыка оставляют незаваренным (рис. 6.10, б). Последними заваривают продольные поясные швы на участках 4 и 5, имеющих незначительную продольную усадку.

В балках переменного сечения стыки поясных листов обычно используют для изменения их ширины или толщины.

При изготовлении балок, предназначенных под статические нагрузки, в мастерских, не имеющих оборудования для точной обрезки листов и подготовки кромок под швы встык, а также при больших зазорах между стыкуемыми частями балок на монтаже, допустимо перекрывать стыки листов стенки и поясов только накладками (рис. 6.10, в).

Расчет стыка балки (рис. 6.10, б) производят как для целого сечения, состоящего из сварного шва встык. Так как на монтаже сварку производят без использования физических методов контроля качества швов, монтажные швы равнопрочны основному металлу только при сжатии.

В растянутом поясе расчетное сопротивление растяжению $R_{wy} = 0,85 R_y$ и поэтому, если стык приходится устраивать в сечении, где $M = M_{\max}$, для растянутого пояса принимают косой шов (см. рис. 4.2, а).

6.7. БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Балки с перфорированной стенкой получают в результате разрезания двутавровой прокатной балки ломаной линией в продольном направлении (рис. 6.11, а). Затем обе части стенки раздвигают, гребни соединяют впритык и по местам соединений сваривают стыковым швом (рис. 6.11, б).

В зависимости от формы ломаной линии можно получать различные отверстия и высоту балки с перфорированной стенкой. Для лучшего использования исходного двутавра при его роспуске желательно иметь следующие зависимости (рис. 6.11, а): $h_1 = (0,6...0,75)h$; $a \geq 90$ мм; $k \geq 250$ мм; $\alpha = 40...70^\circ$. При этом получается увеличение момента сопротивления в 1,3...1,5 раза, а момента инерции — в 1,5...2 (по сравнению с исходным двутавром) раза.

Благодаря автоматизации производства балки с перфорированной стенкой стали вполне конкурентоспособными с решетчатыми конструкциями, поэтому их широко применяют в качестве балок перекрытий и стропильных балок, в легких мостовых кранах. Исследования показали, что особенно экономично для верхней (сжатой) части балки использовать профиль большого сечения из малоуглеродистой стали, а для нижней (растянутой) — профиль меньшего сечения, но из более прочной низколегированной стали.

Расчет балок с перфорированной стенкой производят приближенным способом, рассматривая ее как безраскосную ферму (балку Виренделя), хотя имеются точные методы расчета с использованием ЭВМ. Основная особенность работы такой балки состоит в том, что максимальные напряжения возникают в ослабленном сечении не в краевых волокнах полков (точки 1 и 3 на рис. 6.11, б), а в стенке, у верхней и нижней границ отверстия (точки 2 и 4 на рис. 6.11, б). При этом напряжения в стенке сравнивают с расчетным сопротивлением по временному сопротивлению (т. е. допускается эксплуатация балок после достижения материала предела текучести).

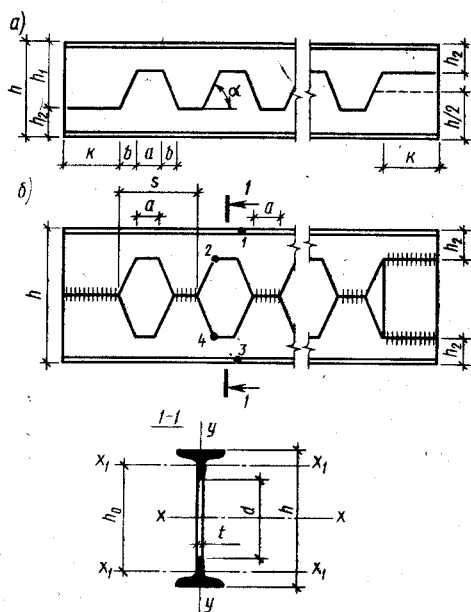


Рис. 6.11. Балка с перфорированной стенкой

В симметричных балках с перфорированной стенкой напряжения могут быть определены по формулам:

в точках 1 и 3 (см. рис. 6.11, б)

$$\sigma = \frac{Mh}{2I_x} + \frac{Qa}{4W_{\max}} \leq R_y \gamma_c; \quad (6.35)$$

в точках 2 и 4

$$\sigma = \frac{Md}{2I_x} + \frac{Qa}{4W_{\min}} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_u}; \quad (6.36)$$

в опорном сечении

$$\tau = \frac{Q_{1s}}{t a h_0} \leq R_s \gamma_c. \quad (6.37)$$

В формулах (6.35...6.37) M и Q соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки; I_x — момент инерции сечения балки с отверстием относительно оси x — x ; $W_{\max}$ и $W_{\min}$ — наибольший и наименьший моменты сопротивления таврового сечения; Q_1 — поперечная сила в сечении балки на расстоянии $(c + s - 0,5a)$ от опоры; h, a, d, t, s, c, h_0 — размеры по рис. 6.11; $\gamma_u = 1,3$ — коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению.

Проверка сварных стыковых швов стенок производится по формуле

$$\tau_w = \frac{Q_s}{t a h_0} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (6.38)$$

где Q — поперечная сила посередине ближайшего к опоре стыкового шва стенки; остальные размеры по рис. 6.11.

?

Основные типы балок и балочных клеток. Вычертите схемы сопряжений балок. □ Что такое строительная высота балочной клетки? □ Какой порядок подбора сечения прокатной балки? Как проверяют местные напряжения? □ Из каких условий определяют минимальную и оптимальную высоты составной балки? Как назначают окончательную ее высоту? □ Какие условия надо обеспечить при назначении толщины стенки и размера поясов составной балки? □ Когда и как изменяют сечение составной балки по ее длине? Какие напряжения определяют в месте фактического изменения сечения балки? □ Что такое потеря местной устойчивости элементами составной балки? В чем она проявляется? □ Для чего и как ставят ребра жесткости в составных балках? Какие они бывают? □ Как производится проверка местной устойчивости стенки составной балки? □ Как рассчитывают поясные швы в составных балках? □ Начертите схемы опирания балок на колонну. Что такое условная опорная стойка? Какую проверку необходимо для нее сделать? □ Какие бывают типы стыков в составных балках и как их устраивают? Вычертите их схемы. □ Балка с перфорированной стенкой и особенности ее расчета.

ГЛАВА 7 КОЛОННЫ

7.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КАРКАСОВ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Современные производства размещаются в одно- и многоэтажных зданиях, схемы и конструкции которых весьма разнообразны. В гидромелиоративном и гидротехническом строительстве, как правило, применяют одноэтажные производственные здания. По числу пролетов одноэтажные здания могут быть одно- и многопролетные.

Комплекс несущих конструкций, воспринимающих нагрузки от веса ограждающих конструкций здания (кровля, стеновые панели, переплеты остекления), атмосферные (снег, ветер) и крановые нагрузки называют *каркасом* здания.

Каркас может быть стальным, железобетонным и смешанным — из стали и железобетона. Выбор материала каркаса определяется технико-экономическим расчетом. Конструктивная схема стального каркаса одноэтажного промышленного здания показана на рис. 7.1. По виду внутрицехового транспорта производственные здания подразделяют на бескрановые, с мостовыми (рис. 7.2, а) и подвесными (рис. 7.1 и 7.2, б) кранами. Выбор типа транспорта определяется назначением здания. Краны перемещаются по подкрановым балкам, устанавливаемым на колонны или прикрепляемым к ригелям.

Основными элементами каркаса являются поперечные рамы (рис. 7.2), состоящие из колонн, обычно жестко заземленных в фундаменте, и ригелей, жестко или шарнирно соединенных с колоннами.

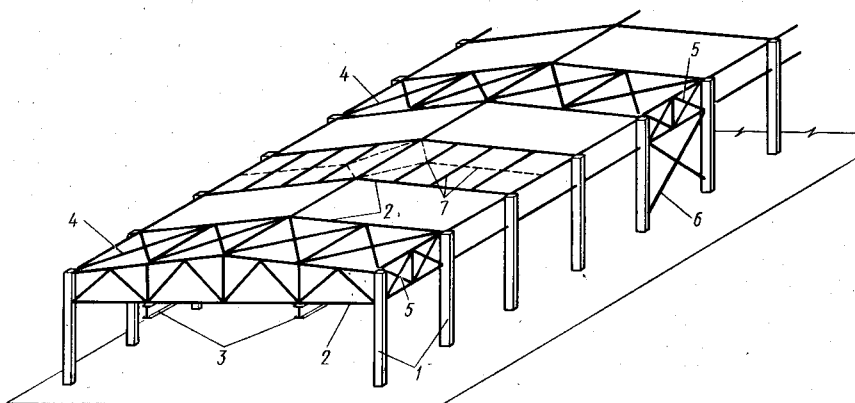


Рис. 7.1. Конструктивная схема каркаса производственного здания:

1 — колонны; 2 — стропильные фермы; 3 — балки монорельса (для подвешного крана); 4 — горизонтальные связи по верхним поясам ферм; 5 — вертикальные связи; 6 — связи по колоннам; 7 — прогоны с тяжами (показаны только на одном пролете)

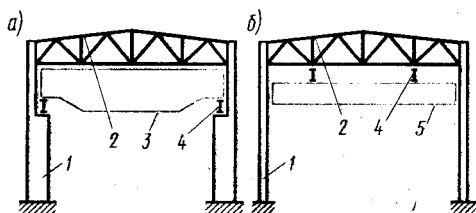


Рис. 7.2. Поперечные рамы каркаса производственного здания:

1 — колонны; 2 — ригели (стропильные фермы); 3 — мостовой кран; 4 — подкрановые балки; 5 — подвесной кран

производственных зданиях является стропильная ферма (см. ниже гл. 8). В необходимых случаях для освещения и вентиляции в зданиях предусматривают фонари.

Жесткость и устойчивость рамного каркаса обеспечиваются работой вертикальных и горизонтальных связей, устанавливаемых по шатру (фермам) здания и между колоннами. (Сведения о связях между фермами приводятся в гл. 8.)

Вертикальные связи между колоннами каркаса (см. рис. 7.1) обеспечивают пространственную жесткость и геометрическую неизменяемость стального каркаса здания в продольном направлении. Они воспринимают усилия от ветрового давления на торцы здания и продольного торможения кранов, а также повышают устойчивость из плоскости рамы. Простейшая и наиболее часто встречаемая конструкция связей — крестовая (см. рис. 7.1). Вертикальные связи между колоннами устраивают посередине здания, так как установленные у торцов здания эти связи препятствуют свободным температурным деформациям продольных элементов каркаса, что может привести к возникновению дополнительных температурных напряжений.

Расстояние между осями колонн (при ступенчатых колоннах — между осями надкрановой части

Ригели могут быть сплошные (балки) или сквозные (фермы). Сплошные ригели (балки — см. выше гл. 6) имеют меньшую строительную высоту по сравнению со сквозными, проще в изготовлении и удобнее при транспортировке, однако на них расходуетс больше металла. Поэтому основным типом ригеля в каркасных

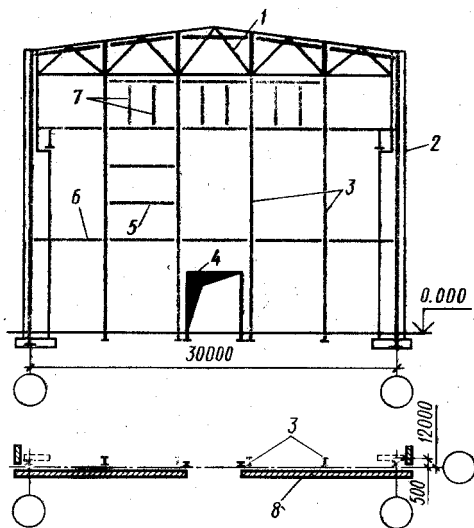


Рис. 7.3. Конструкция торцевого факверка:

1 — стропильная ферма; 2 — колонна каркаса здания; 3 — основные стойки факверка; 4 — воротный ригель; 5 — ригели факверка; 6 — распорка; 7 — промежуточные стойки факверка; 8 — стеновое ограждение

колонн) называется *пролетом* здания. Согласно требованиям унификации производственных зданий пролет назначают в соответствии с укрупненным модулем, кратным 6 м (редко 3 м). Принятые пролеты — 18, 24, 30, 36 м и более. Расстояние между колоннами в продольном направлении, называемое *шагом рам*, также принимают кратным 6 м (обычно 6 или 12 м). В многопролетных зданиях в средних рядах расстояние между колоннами может быть увеличено до 18 или 24 м, но в этом случае необходимо применение подстропильных ферм.

Для поддержания стенового ограждения, переплетов остекления, ворот и других элементов устанавливают торцевой (рис. 7.3) и, если необходимо, продольный фахверк, состоящий из стоек (колонн), ригелей и распорок. При самонесущих кирпичных стенах, а также при ограждающих конструкциях из стеновых сборных панелей и шаге колонн, равном длине панели, продольный фахверк отсутствует. Элементы фахверка воспринимают и горизонтальные ветровые нагрузки.

7.2. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ И ТИПЫ КОЛОНН

Колонны, одни из основных элементов каркаса производственного здания и других конструктивных комплексов, могут быть центрально- и внецентренно сжатыми (зависит от способа их загрузки). Центрально-сжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Внецентренно сжатые колонны устраивают в каркасах производственных зданий.

Колонны состоят из следующих основных элементов (рис. 7.4): стержень (ствол) 4 — основной несущий элемент;

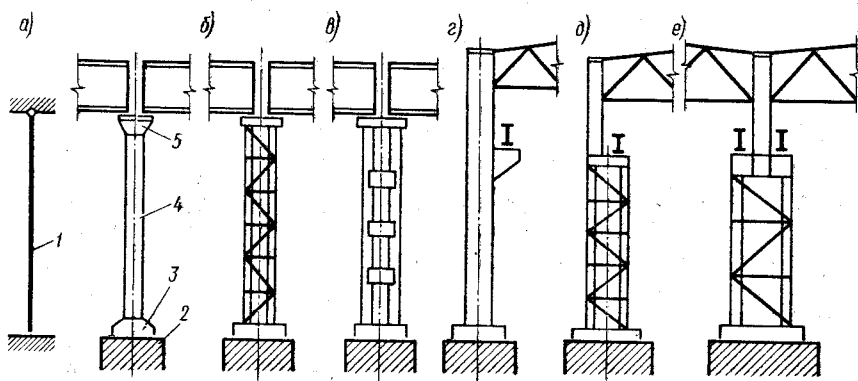


Рис. 7.4. Типы колонн:

а — сплошная постоянного сечения; б, в — то же, сквозные; г — сплошная постоянного сечения с консолью для подкрановой балки; д — сквозная ступенчатая для крайнего ряда; е — то же, для среднего ряда; 1 — расчетная схема; 2 — фундамент; 3 — база; 4 — стержень; 5 — оголовок

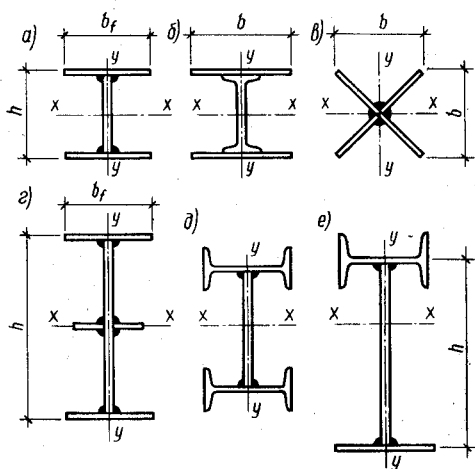


Рис. 7.5. Поперечные сечения сплошных колонн:

а, б, в — центрально-сжатых; г, д, е — внецентренно сжатых

чем нагрузка от кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки (рис. 7.4, г). При мостовых кранах значительной грузоподъемности устраивают ступенчатые колонны (рис. 7.4, д, е), в которых подкрановые балки опираются на уступ нижнего участка колонны и располагаются по оси подкрановой ветви.

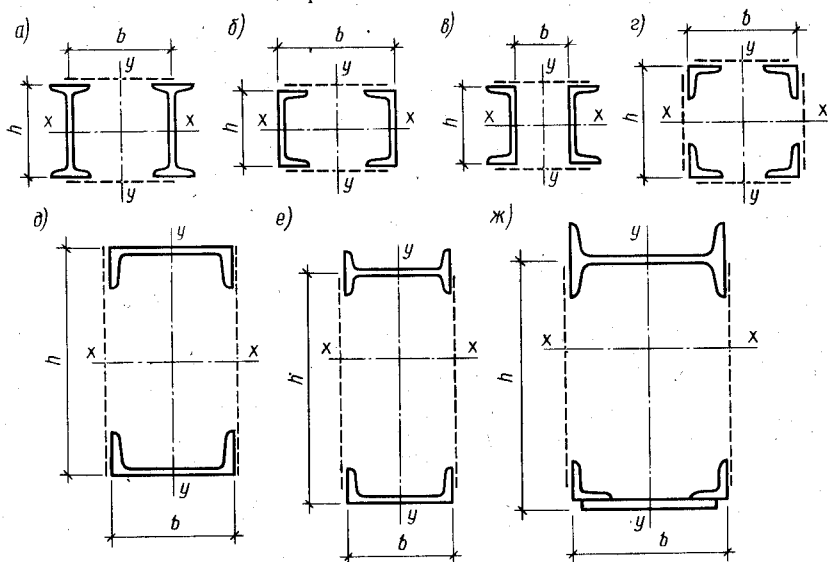


Рис. 7.6. Поперечные сечения сквозных колонн и стержней:

а ... г — центрально-сжатых; д ... ж — внецентренно сжатых

оголовка 5, на который опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну; база 3, передающая давление от стержня на фундамент 2 и закрепляющая колонну в фундаменте.

В бескрановых зданиях и зданиях, оборудованных подвесными кранами, колонны имеют постоянное по высоте сечение (рис. 7.4, а...в). При использовании в производственных зданиях мостовых кранов относительно небольшой грузоподъемности (до 15 т) также применяют колонны постоянного сечения, причем нагрузка от кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки (рис. 7.4, г).

По конструкции колонны могут быть *сплошные* (рис. 7.5) или *сквозные* (рис. 7.6). Преимущество сквозных колонн перед сплошными заключается в том, что, назначая соответствующее расстояние между ветвями, можно получить колонну, равноустойчивую относительно обеих главных осей как при одинаковых расчетных (приведенных) длинах $l_x = l_y$, так и при резко различных. Это обеспечивает более эффективное использование материала ветвей и, соответственно, меньший вес сквозных колонн. Однако изготовление сквозных колонн более сложно, трудоемко и поэтому дороже.

Составные стержни (сплошные и сквозные), аналогичные по конструкции и работе колоннам, также используют в гидротехнических затворах, для мачт, стрел, башенных опор, в качестве элементов тяжелых решетчатых ферм.

7.3. СПЛОШНЫЕ КОЛОННЫ

Сплошные колонны могут быть прокатными или составными, когда они образуются из нескольких прокатных профилей или листов, соединяемых обычно с помощью сварки.

Наиболее часто они имеют двутавровую (Н-образную) форму поперечного сечения (см. рис. 7.5, а), хотя в нем и не удается выполнить полностью условие равноустойчивости относительно двух главных осей. Для прокатных колонн, как правило, используют двутавры с параллельными гранями полок (нормальные, широкополочные и колонные), редко — обыкновенные с уклоном внутренних граней полок.

Достоинство сварных составных стержней из трех листов заключается в получении более широких полок и использовании для стенки более тонких листов, в результате чего достигается определенная экономия металла, так как материал стенки используется по сравнению с полками менее эффективно. Сварные двутавры могут изготавливаться с применением автоматической сварки, что снижает трудоемкость при их изготовлении; кроме того, доступность всех поверхностей стержня упрощает конструкцию сопряжений с примыкающими элементами.

В отдельных случаях (в основном для внецентренно сжатых стержней) применяют сечения, состоящие из прокатных профилей и листов (см. рис. 7.5, б, д, е).

● **Расчет центрально-сжатой колонны.** Расчет начинают с определения действующих на составную колонну нагрузок. Затем выбирают тип поперечного сечения и вычисляют приведенную длину l_{ef} . Для сжатых колонн (стержней) постоянного сечения с четко выраженными условиями закреплений (свободный верхний конец, неподвижные шарниры или полное неподвижное защемление) коэффициент приведения длины μ принимают по табл. 3.6. Затем подбирают сечения.

Сечение сжатой колонны подбирают, исходя из условия обеспечения его устойчивости.

Проверку общей устойчивости сжатого элемента производят по формуле (3.4). В этой формуле две взаимосвязанные неизвестные величины — A и φ . Поэтому сечения сжатых элементов приходится подбирать способом повторных приближений, исходя из величины расчетного сопротивления R_y (см. табл. 3.1) и максимальной допускаемой гибкости $[\lambda]$ (см. табл. 3.2).

Подбор сечения начинают с предварительного назначения гибкости колонны, принимая ее несколько меньше предельно допускаемой. Обычно эта величина лежит в пределах $\lambda = 60 \dots 100$. По назначенной гибкости λ находят по табл. 3.5 значение коэффициента φ и, используя формулу (3.4), требуемую площадь поперечного сечения:

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c). \quad (7.1)$$

Далее по принятой гибкости находят требуемый радиус инерции сечения:

$$i = l_{ef} / \lambda. \quad (7.2)$$

Прокатные колонны подбирают по сортаменту, используя полученные значения требуемых площади и радиуса инерции сечения.

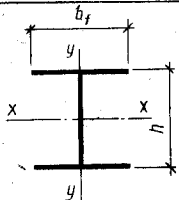
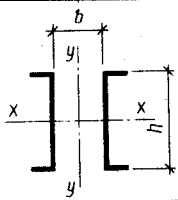
Между контурными размерами h и b составных сечений и их радиусами инерции существуют довольно устойчивые соотношения, называемые *коэффициентами формы*. Ориентировочные значения этих коэффициентов для наиболее употребляемых сечений приведены в табл. 7.1. Пользуясь коэффициентами, возможно вычислить требуемые контурные размеры подбираемого сечения h и b . Обычно (для сечения по рис. 7.5, а) определяют требуемый размер b_f , а h принимают по конструктивным и производственным соображениям ($h \geq b_f$), руководствуясь, например, возможностью использования приспособлений для автоматической сварки.

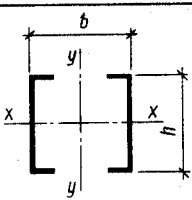
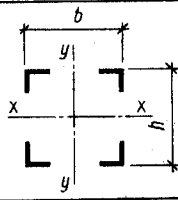
Размеры наиболее распространенных двутавровых сечений назначают исходя из следующих соображений. Для поясов применяют листы толщиной $t_f = 8 \dots 40$ мм, а для стенки толщиной $t_w = 6 \dots 16$ мм — в зависимости от мощности стержня.

Ширину поясных листов принимают такой, чтобы лист не мог потерять местную устойчивость от воздействия сжимающих напряжений, как и при подборе сечения сжатых поясов составных балок.

Однако в сжатых составных колоннах при потере местной устойчивости полок желательно иметь критические напряжения несколько выше, чем критические напряжения общей устойчивости всей колонны в целом, а эти напряжения, как известно, являются функцией гибкости колонны. Поэтому СНиП II-23—81 предусматривает, что наибольшие отношения свеса листа (пояса) к его толщине определяются в зависимости от условной гибкости сжатого стержня. Для некаймленных полок двутавровых сечений с условной гибкостью $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$, равной

Таблица 7.1. Приближенные значения радиусов инерции стержней

Сечение		
i_x	$0,43h$	$0,38h$
i_y	$0,24b_f$	$0,44b$

Сечение		
i_x	$0,38h$	$0,43h$
i_y	$0,6b$	$0,43b$

0,8...4, отношение ширины поясного листа (полки) b_f к толщине t_f следует принимать не более значений, определяемых по формуле

$$b_f/t_f = (0,72 + 0,2\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}. \quad (7.3)$$

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (7.3) следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$.

Стенка составной колонны, две стороны которой на всем протяжении частично защемлены в мощных поясах, по устойчивости находится в более благоприятных условиях, чем свободные с одной стороны края поясов. Поэтому ширина стенки в центрально-сжатых колоннах, при которой обеспечена местная устойчивость, значительно больше, чем свесы поясов. Она зависит от степени защемления ее в поясах, которая в свою очередь зависит от условной гибкости колонны в целом $\bar{\lambda}$. Наибольшее отношение высоты стенки h_{ef} к ее толщине t_w для сплошного сжатого элемента двутаврового сечения определяют по формуле

$$h_{ef}/t_w = \sqrt{E/R_y} \text{ при } \bar{\lambda} \leq 0,8; \quad (7.4)$$

$$h_{ef}/t_w = (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}, \text{ но не более } 2,9\sqrt{E/R_y} \text{ при } \bar{\lambda} > 0,8. \quad (7.5)$$

При назначении сечения элемента по предельной гибкости, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения h_{ef}/t_w следует умножить на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi} / \sigma$ (где $\sigma = N/A$), но не более чем на 1,25. Во всех случаях для двутавровых сечений значения h_{ef}/t_w не должны превышать величины $3,2\sqrt{E/R_y}$.

Если устойчивость стенки недостаточна, то ее усиливают парным продольным ребром жесткости (см. рис. 7.5, *г*), идущим по всей длине колонны без перерывов (как пояса). При этом значения h_{ef}/t_w , получаемые из формул (7.4) и (7.5), следует умножать на коэффициент β , определяемый по СНиП II-23-81 (п. 7.19). Площадь сечения парного продольного ребра жесткости следует включать в расчетное сечение колонны. Минимальные размеры ребра принимают по формуле (6.20).

Если $h_{ef}/t_w \geq 2,2\sqrt{E/R_y}$, то для укрепления контура сечения и стенки колонны ставятся поперечные ребра жесткости на расстоянии $(2,5...3) h_{ef}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Размер поперечных ребер жесткости принимают по формуле (6.20).

Установив окончательно размеры поперечного сечения, намечают размеры сварных швов, соединяющие между собой части колонны. В центрально-сжатых составных колоннах катет угловых швов назначают в зависимости от толщины свариваемых листов по табл. 4.2. Швы делают непрерывными.

● **Расчет внецентренно сжатой сплошной колонны:** Подбор и проверку сечения внецентренно сжатой сплошной составной колонны производят по продольной силе N , приложенной по оси, и моменту M , значения которых получены в результате статического расчета отдельно стоящей колонны, рамы здания или других конструкций. Выбор типа колонны, а также вида и высоты ее сечения обычно производят в процессе разработки схемы сооружения в целом.

Практически подбор сечения сплошных колонн удобно выполнять в следующем порядке. Так как коэффициент φ_e может изменяться в весьма больших пределах и к тому же зависит от двух факторов (условной гибкости λ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}), для ориентировочного определения требуемой площади сечения лучше воспользоваться не формулой (3.24), а приближенной двучленной формулой Ясинского:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{W} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.6)$$

Задаваясь гибкостью колонны $\lambda = 50...80$ или, что удобнее, средним значением $\varphi = 0,7...0,8$ и ядровым расстоянием $r = W/A \approx 0,45h$ (для двутаврового сечения), после преобразования формулы (7.6) получим

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e_x}{r} \right), \quad (7.7)$$

где $e_x = M/N$ — эксцентриситет продольной силы; h — высота сечения стержня (задается при разработке схемы сооружения).

Гибкость колонны определяют по приведенной длине. Отметим, что приведенную длину колонн, являющихся стойками поперечных рам зданий, определяют в зависимости от соотношения жесткостей ригеля и колонны по соответствующим рекомендациям СНиПа.

Определив A , по сортаменту на двутавры подбирают прокатную колонну или с учетом сортамента листового металла komponуют сечение составной колонны. Необходимо в составной колонне требуемую площадь распределить наилучшим образом, обеспечивая при этом местную устойчивость элементов сечения. Для обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости действия момента ширину пояса принимают $b_f = (1/20 — 1/30) l$ (длины колонны). Местную устойчивость пояса обеспечивают, выдерживая отношения ширины пояса к его толщине b_f/t_w не более значений, определяемых по формуле (7.3).

Толщину стенки при компоновке сечения определяют из условия, чтобы отношение h_{ef}/t_w было в пределах 60...120, при этом меньшие отношения принимают при больших продольных силах и малых изгибающих моментах, большие — в обратных случаях, тоньше 8 мм стенку принимать не рекомендуется. Окончательно местную устойчивость стенки проверяют только после подбора сечения колонны в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и относительного эксцентриситета m : при $m \leq 0,3$ — по формулам (7.4) и (7.5); при $m > 1$:

$$h_{ef}/t_w = \begin{cases} 1,3\sqrt{E/R_y} & \text{при } \bar{\lambda} \leq 0,8; \\ (0,9 + 0,5\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}, \text{ но не более } 3,1\sqrt{E/R_y} & \text{при } \bar{\lambda} > 0,8; \end{cases} \quad (7.8)$$

При значениях относительного эксцентриситета $0,3 < m < 1$ наибольшие отношения h_{ef}/t_w следует определять линейной интерполяцией между значениями h_{ef}/t_w , вычисленными при $m = 0,3$ и $m = 1$.

При расчете внецентренно сжатой составной колонны, усиленной продольными или поперечными ребрами жесткости, используют рекомендации для центрально-сжатых колонн, за исключением введения коэффициента β . В этом случае участок стенки между поясом и продольным ребром рассматривают как самостоятельную пластинку и проверяют ее устойчивость по формуле (7.8).

Для выбранного сечения внецентренно сжатой колонны вычисляют геометрические характеристики и по формулам (3.24) и (3.29) проверяют устойчивость в обеих плоскостях.

7.4. СКВОЗНЫЕ СОСТАВНЫЕ КОЛОННЫ

Сквозные составные колонны состоят из двух прокатных профилей, соединенных в плоскостях полок планками или решетками. Сечение сквозных центрально-сжатых колонн обычно

образуют из двух швеллеров, расположенных полками внутрь сечения (рис. 7.6, а). Такие стержни называют *двухветвевыми*. Расположение швеллеров полками наружу (рис. 7.6, б) при одних и тех же габаритных размерах сечения менее выгодно с точки зрения расхода материала, и такое сечение применяют редко. При значительных нагрузках применяют сечение, составленное из двутавров (рис. 7.6, в). Во внецентренно сжатых колоннах сечения могут быть симметричными (рис. 7.6, д) и несимметричными (рис. 7.6, е). Последние обычно применяют для крайних колонн зданий (для удобства примыкания стены). В колоннах под тяжелые крановые нагрузки из-за недостаточной мощности швеллера его заменяют составным сечением из двух уголков, соединенных листом (рис. 7.6, ж).

В составных сквозных сжатых стержнях, используемых для стрел, мачт и других подобных конструкций, применяют четырехветвевые стержни, образованные из четырех уголков, соединенных решеткой (рис. 7.6, з). В некоторых случаях применяют трехветвевые стержни.

Совместную работу ветвей обеспечивает соединительная решетка. Тип решетки существенно влияет на устойчивость

сквозного стержня в целом. Различают решетки безраскосные в виде листовых планок (рис. 7.7, а) и раскосные, обычно из одиночных уголков, показанные на рис. 7.7, б.

В безраскосной решетке меньше элементов и узлов, чем в раскосной. Безраскосная решетка проще в изготовлении и требует меньше металла. Однако безраскосная решетка более податлива и хуже сопротивляется воздействиям больших поперечных сил, чем раскосная. Колонны с безраскосной решеткой получили широкое распространение в инженерных конструкциях при малых и средних усилиях и при очень малых значениях реальных поперечных сил. При больших усилиях, особенно при больших поперечных силах (во внецентренно сжатых колоннах), а также при тяжелых условиях экс-

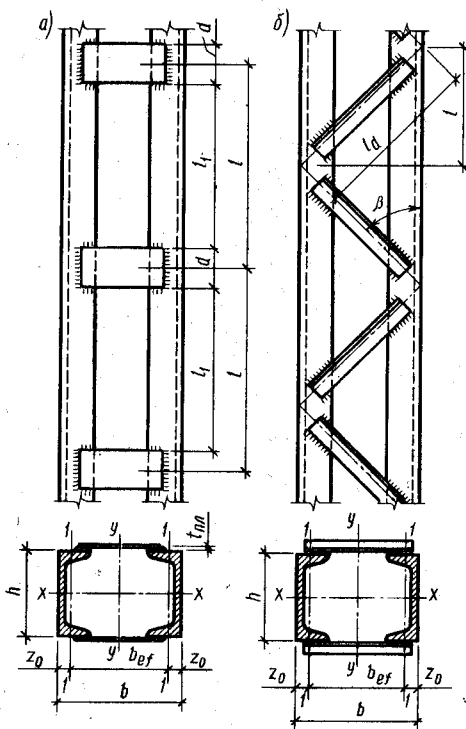


Рис. 7.7. Типы решеток сквозных стержней

плуатации следует применять колонны с раскосной решеткой.
 ● **Расчет центрально-сжатой сквозной колонны.** Работа сквозных колонн относительно оси $x-x$ (называемой *материальной*) (см. рис. 7.7) протекает почти в таких же условиях, как и сплошных колонн.

Поэтому гибкость таких колонн λ_x определяют так же, как и гибкость цельных стержней: $\lambda_x = l_{ef}/i_x$. Радиус инерции двухветвевой колонны относительно оси $x-x$ равен радиусу инерции одной ветви относительно той же оси, так как

$$i_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{2I'_x/2A'} = \sqrt{I'_x/A'}, \quad (7.9)$$

где I_x и A — момент инерции относительно оси $x-x$ и площадь сечения двух ветвей колонны; I'_x и A' — то же, одной ветви.

Относительно оси $y-y$, называемой *свободной*, сквозная колонна потеряет устойчивость при критических напряжениях меньших, чем у сплошных колонн, вследствие упругой податливости (деформативности) раскосов в колонне с раскосной решеткой или отдельной ветви относительно оси $I-I$ (рис. 7.8, а) на участке между планками в колонне на планках.

В практических методах расчета на устойчивость сквозных колонн вводят поправку, учитывающую снижение критических напряжений, к гибкости λ_y относительно оси $y-y$, вычисленной для сквозной колонны, как для сплошной. В результате относительно свободной оси вычисляют *приведенную* гибкость λ_{ef} , которая равна:

$$\text{для колонны с планками } \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}; \quad (7.10)$$

$$\text{для стержня с раскосной решеткой } \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha A/A_d}, \quad (7.11)$$

где $\lambda_y = l_y/i_y$ — гибкость колонны относительно свободной оси, рассматривая ее как сплошную (l_y — расчетная длина стержня относительно оси $y-y$; i_y — радиус инерции сечения стержня относительно той же оси); $\lambda_1 = l_1/i_1$ — гибкость отдельной ветви на участке между планками относительно оси $I-I$ (l_1 — расстояние между планками в свету, а не между центрами, так как учитывается частичное защемление ветви в узле решетки; i_1 — радиус инерции сечения ветви относительно оси $I-I$); $\alpha = 10l_d^3/(b_{ef}^2 l)$ — коэффициент, за-

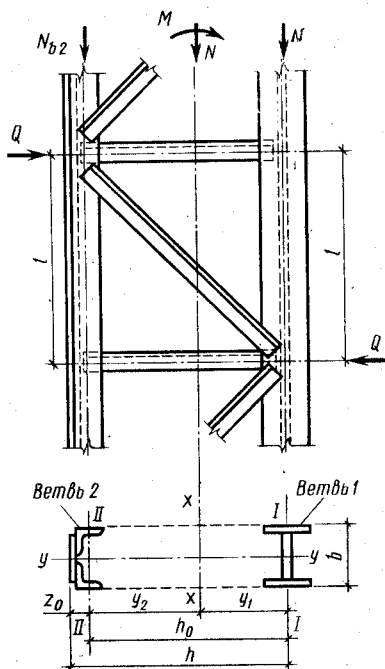


Рис. 7.8. К расчету сквозной внецентренно сжатой колонны

висящий от угла наклона раскоса (l_d — длина раскоса; b_{ef} — расстояние между осями ветвей; l — расстояние между ближайшими узлами решетки — см. рис. 7.7, б); A — площадь сечения всего стержня; A_d — площадь сечения раскосов решетки, лежащих в параллельных плоскостях и попадающих в одно поперечное сечение (практически площадь сечения двух раскосов).

Правый член в подкоренном выражении формул (7.10) и (7.11) учитывает податливость ветвей на участке между планками или раскосов и, таким образом, определяет необходимую установку планок и раскосов, поскольку с изменением их положения меняется и приведенная гибкость.

Расчетной гибкостью, по которой определяют коэффициент φ и, соответственно, проверяют устойчивость сквозной колонны по формуле (3.4), является наибольшая из двух гибкостей: λ_x или λ_{ef} . Для четырехветвевых составных стержней (см. рис. 7.6, з) приведенная гибкость определяется по формулам СНиП II-23—81 (табл. 7). Гибкость отдельных ветвей сквозных стержней с планками не должна быть более 40, а с решетками — не более 80 и величины λ_{ef} .

В формуле (7.10) не учтены деформации планок, поэтому они применимы при отношении погонных жесткостей планки и ветви ≥ 5 (что имеет место в большинстве случаев). При меньших отношениях учитывается влияние деформации планок на величину приведенной гибкости (см. СНиП II-23—81, п. 5.6).

Подбор сечения двухветвевой сквозной колонны начинают относительно материальной оси (оси $x-x$), для чего, как при подборе любого сжатого элемента, предварительно задаются гибкостью λ_x и по ней находят φ .

Ввиду более рационального распределения материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Обычно для мощных колонн с нагрузкой более 2500 кН задаются $\lambda_x = 40...60$, для менее мощных $\lambda_x = 60...90$. Затем определяют требуемые площадь A и радиус инерции i_x сечения стержня и по сортаменту подбирают соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Приняв сечение, проверяют его устойчивость по формуле (3.4), в которой φ_x определен по действительной гибкости:

$$\lambda_x = l_x / i_x.$$

Далее komponуют сечения относительно свободной оси $y-y$. Задача в этом случае сводится к определению расстояния между ветвями (размера b или b_{ef} — расстояние между осями ветвей; см. рис. 7.7), исходя из условия равноустойчивости:

$$\lambda_x = \lambda_{ef}. \quad (7.12)$$

Приведенную гибкость определяют по формулам (7.10) или (7.11) в зависимости от типа решетки.

Используя условие (7.12), по формулам (7.10) и (7.11) на-

ходим значение гибкости относительно свободной оси, рассматривая колонну как сплошную:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} \text{ и } \lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha A/A_d}. \quad (7.13)$$

В формулах (7.13) правой частью подкоренного выражения необходимо задаваться. В колонне на планках гибкость отдельной ветви принимают $\lambda_1 = 30 \dots 40$, в колонне с раскосной решеткой задаются сечением раскосов и углом наклона раскоса к ветви, что позволяет получить значения A_d и α . Следует иметь в виду, что λ_1 должно быть меньше λ_y ($\lambda_1 < \lambda_y$), так как в противном случае ветвь может потерять устойчивость раньше, чем колонна в целом.

Определив гибкость λ_y , находят соответствующий ей радиус инерции $i_y = l_y/\lambda_y$.

В свою очередь i_y можно выразить через расстояние между осями ветвей b_{ef} :

$$i_y = \sqrt{i_1^2 + (b_{ef}/2)^2} \quad (7.14)$$

Далее из формулы (7.14)

$$b_{ef} = 2\sqrt{i_y^2 - i_1^2}, \quad (7.15)$$

или, переходя к полной ширине колонны,

$$b = b_{ef} + 2z_0, \quad (7.16)$$

где z_0 — расстояние от нейтральной оси ветви до наружного края профиля.

После окончательного подбора сечения колонну проверяют на устойчивость относительно оси $y - y$.

В составных колоннах с раскосной решеткой следует проверить гибкость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки, которая не должна превышать приведенной гибкости всего стержня.

● **Расчет внецентренно сжатой сквозной колонны.** От действующих во внецентренно сжатой сквозной колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях возникают только продольные усилия (как в ферме с параллельными поясами). Поперечную силу воспринимает решетка. Несущая способность такой колонны может быть исчерпана или в результате потери устойчивости колонны в целом, или в результате потери устойчивости какой-либо ветви.

Усилия в отдельных ветвях колонны определяют по формуле (рис. 7.8):

$$N_1 = \frac{N y}{h_0} \pm \frac{M}{h_0}, \quad (7.17)$$

где h_0 — расстояние между центрами тяжести ветвей; y — расстояние от центра тяжести колонны до оси ветви, противоположной рассматриваемой.

После определения усилий в ветвях наиболее напряженную из них проверяют на устойчивость в обеих плоскостях как центрально сжатый элемент. За расчетную длину принимают: в плоскости действия момента — расстояние между узлами крепления решетки, из плоскости действия момента — длину ветви.

Устойчивость колонны в целом в плоскости действия момента проверяют по формуле (7.24), при этом коэффициент φ_e определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\lambda_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$ и относительного эксцентриситета m . Приведенную гибкость λ_{ef} вычисляют, как для центрально-сжатых колонн, по формуле (7.11).

Относительный эксцентриситет для сквозных колонн

$$m = \frac{M}{N} \frac{A_y}{I}, \quad (7.18)$$

где A — площадь сечения ветвей колонны; y — расстояние от центра тяжести сечения колонны до оси наиболее сжатой ветви; I — момент инерции сечения.

Устойчивость сквозной колонны как единого целого из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей.

● **Расчет и конструирование соединительных решеток в сквозных колоннах.** В сжатых колоннах всегда бывают некоторые неучитываемые расчетом случайные или конструктивные эксцентриситеты, под влиянием которых в центрально-сжатых колоннах возникают изгибающие моменты и перерезывающие силы. Интенсивность этих изгибающих моментов и поперечных сил неизвестна, так как неизвестна величина эксцентриситетов, возникающих в реальных колоннах.

Поэтому для определения расчетной поперечной силы в центрально-сжатых составных сквозных колоннах пользуются результатами исследований, которые показали, что поперечная сила зависит от геометрических размеров колонны и материала. По СНиП II-23—81 элементы соединительной решетки составных сжатых стержней (колонн) рассчитывают на условную поперечную силу Q_{fic} , принимаемую постоянной по всей длине стержня:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (7.19)$$

где N — продольное усилие в составном стержне; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Условную поперечную силу Q_{fic} прикладывают в каждом узле составного стержня. Она равномерно распределяется между плоскостями решеток. Таких плоскостей обычно две, в результате чего на каждую плоскость действует сила (рис. 7.9, а):

$$Q_s = Q_{fic}/2. \quad (7.20)$$

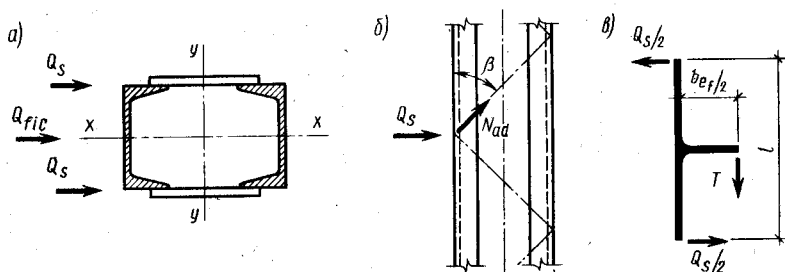


Рис. 7.9. Схемы для расчета соединительных решеток

Во внецентренно сжатых сквозных колоннах элементы решетки рассчитывают на поперечную силу, равную большему из значений, определенному при статическом расчете Q или условному Q_{fic} .

Сжимающие усилия в раскосе находят при раскосной решетке так же, как и в элементах фермы (рис. 7.9, б):

$$N_{ad} = Q_s / \sin \beta, \quad (7.21)$$

где β — угол между раскосом и ветвью.

Раскосы обычно выполняют из одиночного уголка, прикрепляемого к ветви одной полкой, в результате чего возникает конструктивный эксцентриситет и, соответственно, изгибающий момент. Это находит отражение при проверке устойчивости сжатого раскоса, напряжение в котором не должно превосходить расчетного сопротивления:

$$\sigma = \frac{N_{ad}}{\varphi A'_d} \leq \gamma_c R_y, \quad (7.22)$$

где $\gamma_c = 0,75$ — коэффициент условий работы, учитывающий одностороннее прикрепление раскоса из уголка; φ — коэффициент продольного изгиба (табл. 3.3), определяемый по гибкости раскоса $\lambda_d = l_d / i_{\min}$; l_d — длина раскоса; $i_{\min}$ — минимальный радиус инерции одиночного уголка; A'_d — площадь сечения одного раскоса.

Наименьший профиль элементов раскосной решетки, применяемый в сварных колоннах, равнополочный уголок 45×5 . Предельная гибкость элементов решетки $[\lambda] = 150$. Расчет прикреплений элементов решетки производят по формулам (4.10) и (4.11) (прикрепление несимметричных элементов).

В составных стержнях с безраскосной решеткой планки жестко связаны с ветвями. В результате такой стержень можно рассматривать как безраскосную ферму. Расчет планок заключается в определении их сечения и расчете прикрепления к ветвям. Расстояние между планками определяется принятой гиб-

костью ветви (при подборе сечения) и ее радиусом инерции относительно оси $I—I$ (см. рис. 7.7). В свету это расстояние равно:

$$l_1 = \lambda_1 i_1. \quad (7.23)$$

Планки работают на изгиб от перерезывающей силы F , которая возникает в результате действия условной поперечной силы. Значение F можно получить из условия равновесия вырезанного узла стержня (рис. 7.9, в):

$$F = Q_s l / b_{ef}, \quad (7.24)$$

где l — расстояние между центрами планок; b_{ef} — расстояние между осями ветвей.

Момент, изгибающий планку в месте ее крепления (там же действует и сила F как реактивная),

$$M = Q_s l / 2. \quad (7.25)$$

В сварных конструкциях планки крепят к ветвям внахлестку угловыми швами, причем значение нахлестки обычно составляет до 30 мм (см. рис. 7.7, а).

Ширину планок d назначают из условия ее прикрепления. Кроме того, она должна быть достаточно жесткой, поэтому обычно принимают $d = (0,5 \dots 0,75)b$, где b — ширина стержня. Толщину планок назначают конструктивно 6...10 мм в пределах $(1/10 \dots 1/25)d$.

Прочность угловых швов проверяют только по металлу шва (так как сварка — ручная) по равнодействующему напряжению от момента M и перерезывающей силы F по формуле (4.9).

7.5. ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ БАЗ КОЛОНН

База колонны служит для распределения сосредоточенного давления от стержня колонны по площади фундамента и обеспечивает закрепление нижнего конца колонны в соответствии с принятой расчетной схемой.

Различают два основных типа баз — шарнирные и жесткие. Шарнирные базы имеют наиболее простую конструкцию. Для центрально-сжатых колонн со значительным усилием может быть применена база, состоящая из толстой стальной опорной плиты, на которую опирается фрезерованный торец стержня (рис. 7.10, а). Для легких колонн фрезеровать торец нецелесообразно, так как все усилия могут передаваться на опорную плиту через сварные швы, с помощью которых колонна прикреплена к плите. Соединительная траверса (рис. 7.10, б, в) создает более равномерную передачу силового потока от колонны к плите. Особенность всех шарнирных баз состоит в том, что анкерные болты (их обычно два) крепят базу к фундаменту непосредственно за опорную плиту.

Жесткие базы центрально-сжатых колонн (рис. 7.10, г, д) имеют не менее четырех анкерных болтов, которые кре-

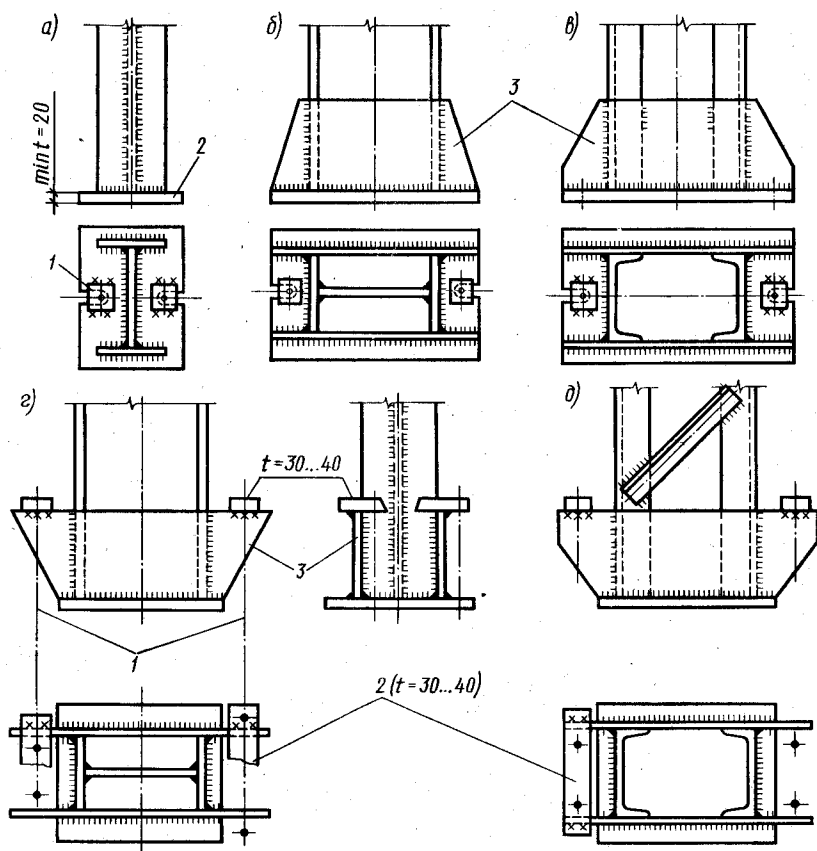


Рис. 7.10. Типы баз колонн:
1 — анкерные болты; 2 — опорные плиты; 3 — траверсы

пятся к траверсам. Благодаря этому после затяжки болтов исключается поворот колонны на опоре.

Во внецентренно сжатых колоннах устраивают жесткие базы, которые могут передавать изгибающие моменты. С этой целью траверсы приходится развивать в направлении действия момента. При относительно небольших опорных моментах траверсы делают из листов толщиной 10...12 мм (по типу рис. 7.10, г, д) или швеллеров.

Толщину опорной плиты базы определяют расчетом, однако из конструктивных соображений не принимают менее 20 мм.

Обычно базы колонн устанавливают на 500...1000 мм ниже отметки пола здания и обетонируют для защиты от коррозии.

Охарактеризуйте каркас промышленного здания, его основные элементы. Как обеспечивается жесткость каркаса? ☐ Основные элементы и типы сечений колонн, области их применения. ☐ Как подбирается сечение и какие производят проверки в центрально-сжатой сплошной колонне? ☐ Приведите типы сечений сквозных колонн и стержней и виды соединительной решетки. ☐ Основные положения расчета сквозных центрально-сжатых колонн. Расчетные условия. ☐ Как проверяется устойчивость внецентренно сжатой сквозной колонны? ☐ Как рассчитываются элементы соединительной решетки сквозных колонн? ☐ Назовите основные типы баз колонн. Как они конструируются?

Г Л А В А 8

ФЕРМЫ

8.1. ТИПЫ И ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ФЕРМ

Ферм а м и называют геометрически неизменяемые решетчатые конструкции, работающие преимущественно на изгиб. Жесткость узлов ферм незначительно влияет на работу стержней и поэтому допускается рассматривать эти конструкции как шарнирно-стержневые системы. При узловой передаче нагрузок стержни фермы подвергаются только осевым воздействиям растягивающих или сжимающих сил, что позволяет более целесообразно использовать материал, чем в сплошной балке.

Фермы особенно выгодны в таких конструкциях, где по условиям жесткости требуется большая высота. Поэтому с увеличением пролета конструкции и уменьшением нагрузок рациональнее применять решетчатые фермы.

Фермы условно делят на легкие и тяжелые. Легкие конструируют с помощью одной фасонки или совсем без фасонки, у тяжелых каждый узел образован с помощью двух или более параллельно расположенных фасонных вставок, а стержни, как правило, имеют двустенчатое сечение, чаще всего Н- или П-образное. В данной главе рассматриваются легкие фермы.

8.2. ОЧЕРТАНИЯ ФЕРМ, ИХ ВЫСОТА, СИСТЕМЫ РЕШЕТОК, ДЛИНА ПАНЕЛИ

● **Очертание ферм.** Оно зависит от назначения сооружения, статической схемы фермы, вида нагрузок, действующих на нее, и других факторов. Теоретически наивыгоднейшим является такое очертание контура фермы, при котором он соответствует очертанию эпюры моментов. Например, при равномерно распределенной нагрузке и горизонтальном нижнем поясе верхний пояс очерчен по дуге параболы (рис. 8.1, а), а при одном сосредоточенном грузе в пролете — треугольная ферма (рис. 8.1, б). В этом случае усилия будут возникать только в поясах; в стержнях решетки усилия теоретически равны нулю. Однако изготовление ферм с криволинейным поясом достаточно сложно и, кро-

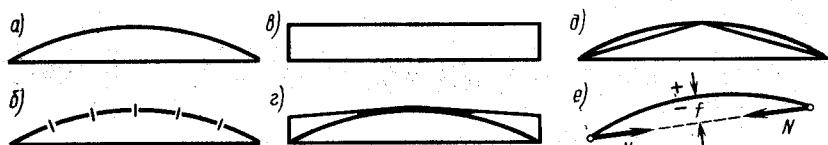


Рис. 8.1. Очертания пояса легких ферм

ме того, в элементах криволинейного пояса возникают значительные изгибающие моменты (рис. 8.1, е), существенно ухудшающие работу пояса.

Многоугольное очертание одного из поясов фермы с частью узлов, расположенных по дуге параболы (полигональная ферма, рис. 8.1, б), также обеспечивает малые усилия в стержнях решетки и относительно меньший вес ферм. Такие фермы не требуют изгиба элементов поясов и разметки по кривым. Однако необходимость в каждом узле с переломом пояса устраивать стыки и дополнительный расход материалов на стыковые накладки усложняют изготовление и увеличивают стоимость полигональных ферм. Поэтому в фермах относительно небольших пролетов (до 40 м) полигональные фермы используют редко. Наиболее часто в легких фермах применяют трапециевидные фермы (рис. 8.1, в) и фермы с параллельными поясами (рис. 8.1, г). Фермы трапециевидного очертания имеют небольшие уклоны верхнего пояса. Их стали применять вместо треугольных ферм при использовании рулонных кровельных материалов, не требующих больших уклонов кровли. В настоящее время такие фермы являются основным типом стропильных ферм (ферм покрытий).

Трапециевидное очертание ферм достаточно хорошо соответствует эпюре изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки — контур фермы как бы описан вокруг эпюры (см. рис. 8.1, в; пунктир — эпюра изгибающих моментов).

Треугольные фермы (рис. 8.1, д) вследствие весьма больших усилий в поясах всегда значительно тяжелее ферм остальных типов. Примером применения треугольных ферм по эксплуатационным требованиям могут служить шедовые покрытия (рис. 8.2), используемые в зданиях, где необходим большой и равномерный приток дневного света с одной стороны.

Высоту фермы назначают после решения вопроса об очертании ее контура. Наивыгоднейшая (оптимальная) высота фермы получается тогда, когда масса поясов равна массе решетки (с фасонками), что достигается при сравнительно большом отношении высо-

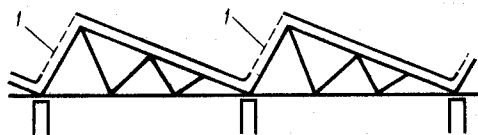


Рис. 8.2. Фермы треугольного очертания шедового покрытия:

1 — остекление

ты фермы к ее пролету ($h/l \geq 1/5$). На практике от такого соотношения отступают, и масса решетки вместе с фасонками часто составляет менее половины массы поясов (0,4...0,3 общей массы фермы). Это связано с тем, что при большой высоте ферму неудобно транспортировать и монтировать, так как ее пришлось бы перевозить отдельными элементами и собирать на месте монтажа, что требует много времени и больших затрат, не окупаемых экономией металла.

Для возможности перевозки по железной дороге наибольший габарит конструкции по вертикали не должен превышать 3,8 м. Поэтому высоту легкой фермы в середине пролета (при $l \leq 36$ м) обычно назначают не более этого размера. Наименьшая высота фермы определяется требованиями жесткости — величиной допускаемого прогиба. Чем меньше размер допускаемого прогиба, тем большей должна быть назначена высота фермы, кроме того, она должна быть увязана с желательным углом наклона раскосов к поясу и размером отдельной панели.

С учетом указанных выше обстоятельств, из которых важнейшими следует считать обеспечение допускаемого прогиба и выдерживание транспортных габаритов, высоту h легких ферм назначают в довольно широких пределах: от $1/5$ до $1/20$ пролета. Для стропильных ферм трапециевидного очертания и с параллельными поясами обычно назначают высоту в середине пролета $h = (1/7...1/9) l$.

Высоту на опоре фермы h_0 рационально принимать одинаковой для ферм различных пролетов. Это позволяет иметь единую стандартную геометрическую схему и обеспечивает стандартность деталей крепления. При уклоне верхнего пояса $1/8$ высота h_0 в типовых фермах пролетов 18...36 м принята 2,2 м (между обухами уголков). В фермах с параллельными поясами эта высота равна 3,15 м.

● **Системы решеток ферм.** В металлических фермах они весьма разнообразны. От системы решетки зависят масса фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Ее стремятся запроектировать таким образом, чтобы нагрузки на ферму передавались, как правило, в узлах (во избежание местного изгиба пояса). Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

Все виды решеток ферм можно разделить на три основные системы: треугольную, раскосную и специальную.

Треугольная система решетки с переменным направлением раскосов без стоек (рис. 8.3, а) имеет наименьшее число узлов и стержней и наименьшую суммарную длину их. Однако при такой решетке длина панелей сжатого пояса оказывается весьма значительной, что требует повышенного расхода материала для обеспечения его устойчивости в плоскости фермы. Чтобы уменьшить длину панелей сжатого пояса, к треугольной решетке добавляют дополнительные стойки (рис. 8.3, б). Иногда добавляют и подвески (рис. 8.3, в), позволяющие при необ-

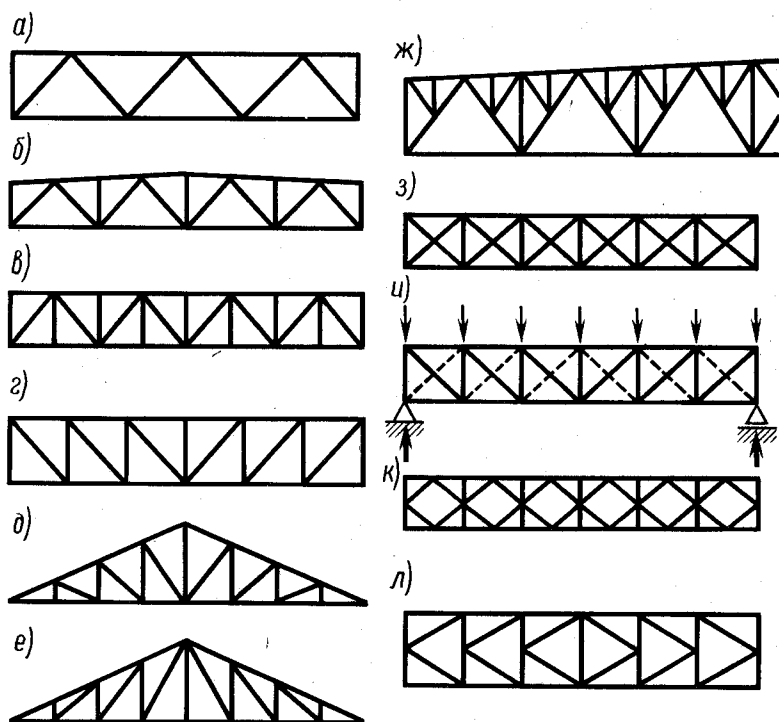


Рис. 8.3. Различные системы решеток ферм

ходимости уменьшать расстояние между узлами фермы (например, в козловых кранах). Дополнительные стойки и подвески ненормально увеличивают массу фермы, так как они работают только на местную нагрузку, не участвуя в передаче на опору поперечной силы, что позволяет принимать их сечение небольшим.

При раскосной системе решетки необходимо стремиться, чтобы более длинные элементы решетки (раскосы) работали на растяжение, а более короткие (стойки) — на сжатие, так как на работе коротких сжатых стержней меньше сказывается влияние продольного изгиба, чем на работе длинных. Это требование удовлетворяется при нисходящих раскосах в фермах трапециевидного очертания и с параллельными поясами (рис. 8.3, г) и восходящих — в треугольных фермах (рис. 8.3, е). Однако в последних восходящие раскосы образуют неудобные для конструирования узлы. Поэтому в треугольной ферме рациональнее применять нисходящие раскосы (рис. 8.3, д); они получают сжатыми, но их длина меньше и узлы фермы более компакты. Применять раскосную решетку целесообразно при малой высоте ферм, больших узловых нагрузках, а также когда конструктив-

ная схема сооружения точно фиксирует положение узлов фермы (например, в продольной связевой ферме гидротехнических заворов).

К специальным системам решетки относят шпренгельную, крестовую, ромбическую и полураскосную решетки.

Необходимость в шпренгельной решетке (рис. 8.3, ж) возникает в фермах с большой высотой, когда при соблюдении желательного угла наклона раскосов к поясу длина панелей получается чрезмерно большой, неудобной для расположения кровельного покрытия.

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, как правило, устраивают крестовую решетку (рис. 8.3, з). Такие решетки часто применяют в горизонтальных связевых фермах, которые служат для пространственной жесткости основных ферм (например, в производственных зданиях, мостах и других конструкциях). При этом раскосы в крестовой решетке конструируют из гибких элементов, способных нести только растягивающие усилия. Подобный способ конструирования превращает крестовую решетку из статически неопределимой в статически определимую. При любом возможном нагружении фермы в каждой панели один раскос будет растянут, а другой сжат. Вследствие большой гибкости сжатый раскос при незначительных усилиях теряет устойчивость и выключается из работы. В результате остается работоспособным только раскос, растянутый при данной комбинации нагрузок; ферма как бы приобретает систему решетки с нисходящими раскосами (рис. 8.3, и).

Ромбическая и полураскосная решетки (рис. 8.3, к, л) благодаря двум системам раскосов обладают большой жесткостью; они рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы, в связи с чем их применяют в мостах, башнях и других конструкциях.

Угол наклона раскосов к поясу ферм оказывает существенное влияние на величину усилий, а следовательно, на сечение и вес раскосов. Оптимальный угол наклона в треугольной решетке составляет 45° , в раскосной решетке — 35° . Во всех случаях для улучшения конструкции узлов углы между раскосами и поясами следует назначать в пределах $30...60^\circ$.

Длина панелей ферм, как правило, должна быть такой, чтобы обеспечивать передачу нагрузки на ферму в узлах. Кроме того, размер панелей должен соответствовать допустимому углу наклона раскосов к поясу. В стропильных фермах размер панелей зависит от системы кровельного покрытия. Обычно длина панелей в этих фермах 3 м, в редких случаях 1,5 м (в последнем случае часто применяют шпренгельную решетку для уменьшения стандартной панели длиной 3 м до 1,5 м).

8.3. СВЯЗИ МЕЖДУ ФЕРМАМИ

Отдельная стропильная ферма является балочной конструкцией, обладающей очень малой боковой жесткостью. Для того чтобы обеспечить пространственную жесткость сооружения из плоских ферм, они должны быть раскреплены связями, образующими совместно с фермами геометрически неизменяемые пространственные системы, обычно решетчатые параллелепипеды (рис. 8.4).

Кроме обеспечения пространственной неизменяемости, система связей должна обеспечивать устойчивость сжатых поясов в направлении, перпендикулярном плоскостям раскрепляемых ферм (из плоскости фермы), воспринимать горизонтальные нагрузки и создавать условия для высококачественного и удобного монтажа сооружения.

Связи по конструкциям покрытия здания располагают: а) в плоскости верхних поясов ферм — горизонтальные поперечные связевые фермы 1 и продольные элементы — распорки 2

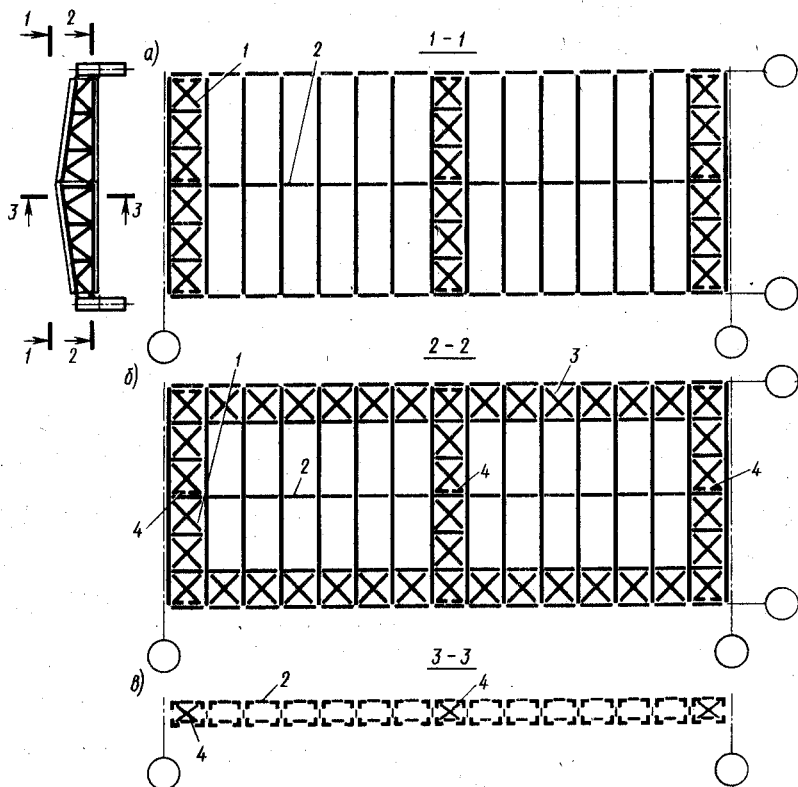


Рис. 8.4. Связи по покрытию

между ними (рис. 8.4, а); б) в плоскости нижних поясов ферм — горизонтальные поперечные и продольные связевые фермы 3 и распорки 2 (рис. 8.4, б); в) между фермами — вертикальные связи 4 (рис. 8.4, в).

Горизонтальные связи в плоскости верхних (сжатых) поясов ферм обязательны во всех случаях.

Они состоят из раскосов и стоек, образующих совместно с поясами стропильных ферм горизонтальные связевые фермы с крестовой решеткой. Горизонтальные связи располагают между крайними парами ферм в торцах здания (или в торцах температурного отсека), но не реже, чем через 60 м. Для связи между верхними поясами промежуточных стропильных ферм ставят специальные распорки над опорами и у конькового узла при пролете ферм до 30 м; при больших пролетах добавляют промежуточные распорки для того, чтобы расстояние между ними не превышало 12 м. Горизонтальные связи по верхним поясам ферм обеспечивают устойчивость сжатых поясов из плоскости фермы во время монтажа: в этот период расчетная длина таких поясов равна расстоянию между распорками. В процессе эксплуатации здания смещению верхних узлов из плоскости фермы препятствуют ребра кровельных плит или прогоны, но только при условии, что они закреплены от продольных смещений связями, расположенными в плоскости кровли.

Горизонтальные связи по нижним поясам ферм устанавливают в зданиях с крановым оборудованием.

Они состоят из поперечных и продольных связевых ферм и распорок. В зданиях с кранами легкого и среднего режима работы часто ограничиваются только поперечными связевыми фермами, располагаемыми между нижними поясами соседних ферм по торцам здания (или температурного отсека). Если длина здания или отсека велика, то устанавливают дополнительную поперечную связевую ферму, чтобы расстояние между такими фермами не превышало 60 м. Ширину продольной связевой фермы обычно принимают равной опорной панели нижнего пояса стропильной фермы.

Горизонтальные связевые фермы воспринимают горизонтальные нагрузки от ветра и торможения (поперечного и продольного) кранов.

Стропильные фермы обладают незначительной боковой жесткостью, поэтому процесс монтажа без их предварительного взаимного раскрепления невозможен. Эту функцию выполняют *вертикальные связи* между фермами, располагающиеся в плоскости опорных стоек ферм и в плоскости средних стоек (в фермах пролетом до 30 м) или стоек, ближайших к коньковому узлу, но не реже, чем через 12 м. Чаще всего вертикальные связи проектируют с крестовой решеткой, но при шаге ферм 12 м может быть применена и треугольная решетка. Средние стойки стропильных ферм, к которым прикрепляют вертикальные связи, проектируют крестового сечения (см. ниже рис. 8.9, в).

8.4. ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЙ ПО СТРОПИЛЬНЫМ ФЕРМАМ

Покрытие здания состоит из кровли (ограждающих конструкций), несущих элементов (прогонов, стропильных ферм), на которые опирается кровля, и связей по покрытию.

Кроме того, для освещения помещений верхним светом и их естественной вентиляции в системе покрытия многопролетных зданий устраивают фонари, опирающиеся на фермы. В зависимости от назначения помещений кровли могут быть теплыми или холодными. По конструкции различают покрытия с прогонами и без них.

Покрытие с прогонами состоит из стальных прогонов, устанавливаемых в узлы стропильных ферм, по которым укладывают для холодных кровель асбестоцементные волнистые листы, для теплых кровель — оцинкованный стальной профилированный настил (рис. 8.5, а). Отечественная промышленность выпускает настилы высотой 40, 60 и 80 мм из листов толщиной 0,8...1 мм. Размер поперечного сечения профилированных настилов (рис. 8.5, б) зависит от нагрузки на покрытие, ширина составляет 680...845 мм, длина до 12 м. Заводы могут выпускать настил неограниченной длины, но по условиям транспортировки и удобства монтажа длина ограничивается.

Профилированный настил укладывают по прогонам, расположенным обычно в узлах стропильной фермы через 3 м. Листы настила крепят к прогонам самонарезающими болтами диаметром 6 мм, между собой листы соединяют вдоль длинной стороны специальными комбинированными заклепками диаметром 5 мм (рис. 8.6). Оба вида соединений позволяют производить крепежные работы, находясь с одной стороны настила. Расход стали на 1 м² покрытия 10...16 кг (только от настила).

Основное достоинство профилированного стального настила — малая собственная масса кровли. Это достигается в соче-

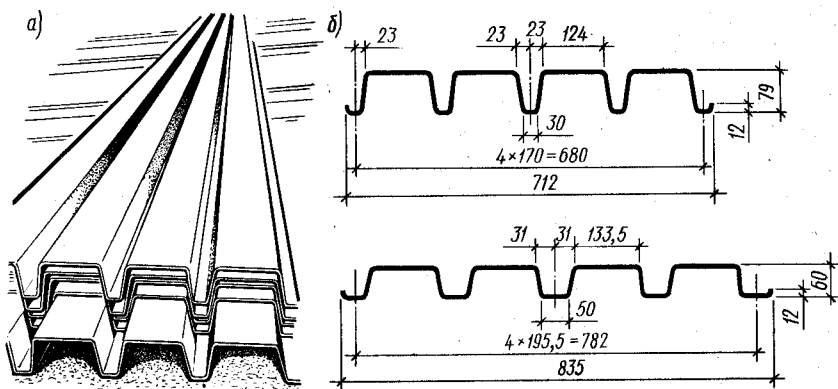
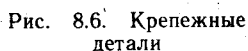


Рис. 8.5. Профилированный стальной настил в пакете (а) и поперечное сечение профилированного настила (б)

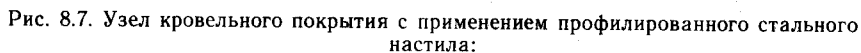


Беспрогонную теплую кровлю выполняют, как правило, из крупнопанельных железобетонных плит, непосредственно укладываемых на верхние пояса стропильных ферм.

Размер таких плит 3×6 или 3×12 м (редко $1,5 \times 6$ или $1,5 \times 12$ м). Он зависит от расстояния между фермами (шага ферм). Плиты имеют закладные детали, которые привариваются к поясам ферм.

По железобетонным плитам укладывают парозоляцию, утеплитель, выравнивающую асфальтовую стяжку и гидроизоляционный ковер из нескольких слоев рубероида на битумной мастике. Основной недостаток покрытия из крупнопанельных железобетонных плит — большая нагрузка от собственного веса (до 2,5 кПа), увеличивающая общий расход металла на несущие конструкции здания. При укладке железобетонных плит на поясные уголки стропильных ферм эти уголки при их малой толщине усиливают накладками $t = 12$ мм (см. далее рис. 8.13). Это необходимо делать, если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

Для стока воды кровле придают уклон, который зависит от материала кровли. Для рулонных материалов этот уклон равен



1 — профилированный настил; 2 — пароизоляция; 3 — утеплитель; 4 — гидроизоляционный ковер; 5 — комбинированные заклепки; 6 — самонарезающие болты

$1/8 \dots 1/12$; при условии защиты рулонной кровли слоем из битумной мастики с втопленным гравием уклон может быть равен 1,5% (практически плоская кровля). Холодные кровли из металлических листов обычно имеют уклон $1/5$, а из асбестоцементных листов — $1/3,5$.

Прогоны кровли бывают сплошные (прокатные и холодногнутые) или решетчатые. Прокатные прогоны из швеллеров или двутавров тяжелее решетчатых, но значительно проще и дешевле в производстве, чем и объясняется их преимущественное применение. Наиболее распространенные прогоны при шаге ферм 6 м выполняют из швеллеров, которые просто крепятся к поясам ферм (рис. 8.7). Они же лучше, чем двутавры, работают при косом изгибе. Недостаток швеллерного прогона — более узкая полка, чем у двутавра того же номера или той же несущей способности.

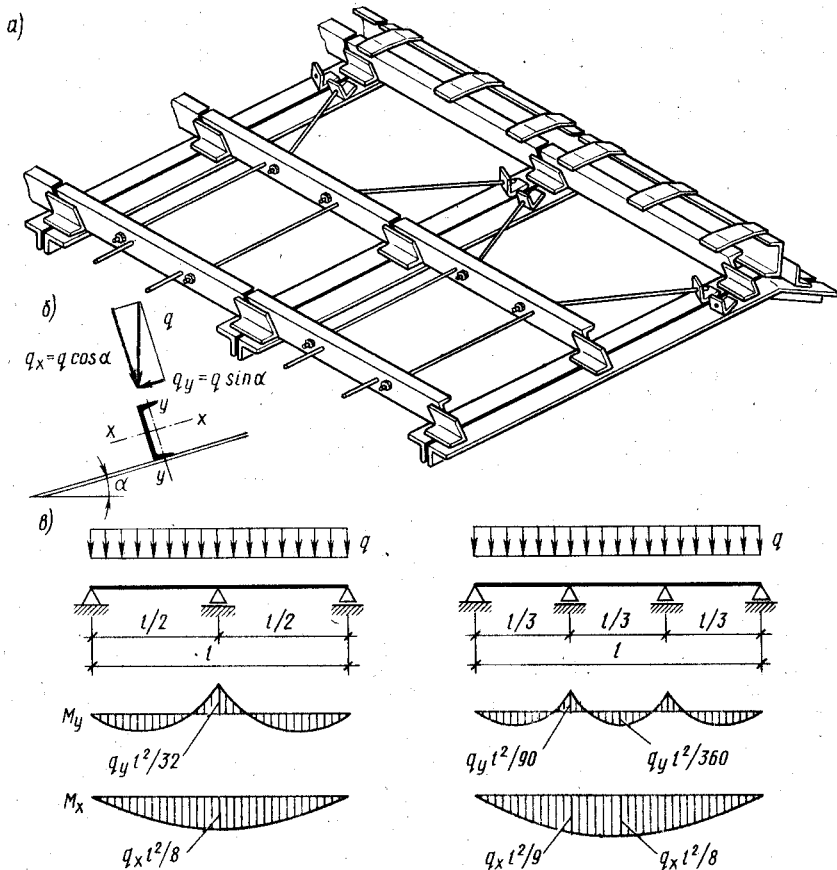


Рис. 8.8. К расчету прогонов:

а — общий вид; б — схема действия нагрузки; в — расчетные схемы

Прогонь, расположенные на наклонном верхнем поясе, от действия вертикальных нагрузок подвержены косому изгибу. Расчет их производят на нагрузку от веса кровли и снега. Эту нагрузку q раскладывают на составляющие по главным осям сечения прогона: $q_x = q \cos \alpha$ — перпендикулярно скату; $q_y = q \sin \alpha$ — вдоль ската (рис. 8.8, а). Из-за малой жесткости прогона относительно оси $y-y$ даже небольшой изгибающий момент вдоль ската M_y вызывает в нем большие напряжения и создает необходимость в значительном увеличении сечения прогона. Для уменьшения неблагоприятного влияния скатных составляющих (нагрузки q_y) между прогонами в плоскости ската ставят тяжи (рис. 8.8, б). При крутых скатах кровли или при тяжелых нагрузках, а также при шаге ферм 12 м обычно ставят два тяжа, а при пологих скатах и шаге ферм 6 м — один. Постановка тяжей превращает прогон в плоскости ската из однопролетной балки в двух- или трехпролетную неразрезную, что значительно уменьшает изгибающий момент M_y от скатных составляющих q_y . В вертикальной плоскости прогон работает как однопролетная балка.

Таким образом, расчетные изгибающие моменты в прогоне могут быть определены из следующих формул (рис. 8.8, в):

при одном тяже:

$$M_x = q_x l^2 / 8; M_y = q_y l^2 / 32; \quad (8.1)$$

при двух тяжах (в теоретически опасном сечении прогона, совпадающем с местом примыкания тяжей):

$$M_x = q_x l^2 / 9; M_y = q_y l^2 / 90, \quad (8.2)$$

где l — пролет прогона (равен шагу ферм).

Подбор сечения прогона производят по формуле (6.3). Подобранное сечение проверяют по формуле (3.20). Тяжи принимают из круглой стали конструктивно диаметром 18...22 мм.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости его наибольшей жесткости (относительно оси $x-x$), он не должен превышать $1/200$ пролета.

Прокатные прогоны прикрепляют к фермам на болтах нормальной точности с помощью уголковых коротышей, приваренных к поясу ферм (см. рис. 8.7).

8.5. РАСЧЕТ ФЕРМ, ТИПЫ СЕЧЕНИЯ СТЕРЖНЕЙ И ПОДБОР СЕЧЕНИЙ

Расчет ферм начинают с определения нагрузок, передающихся на ферму в виде сосредоточенных сил в узлах.

Постоянные нагрузки стропильных ферм состоят из собственного веса кровельных покрытий с настилами и паро-тепло-гидро-изоляцией, веса прогонов, фонарей (если они имеются) и собственного веса ферм и связей между ними. Временные нагрузки включают снеговую, ветровую, крановую и другие виды нагрузок.

Большинство нагрузок является равномерно распределенными. Их подсчитывают сначала на 1 м^2 , затем определяют грузовую площадь, приходящуюся на один узел, после чего определяют сосредоточенную силу, действующую на каждый узел фермы:

$$F = \sum q_{in} \gamma_f a l_m, \quad (8.3)$$

где $\sum q_{in}$ — сумма нормативных равномерно распределенных нагрузок на 1 м^2 горизонтальной проекции; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; a — расстояние между фермами (шаг ферм); l_m — длина панели верхнего пояса фермы.

При скатных кровлях нагрузку от собственного веса кровли принимают равной $q/\cos \alpha$. Собственный вес легких стропильных ферм, связей и прогонов, отнесенный к 1 м^2 , можно определить по табл. 8.1.

Т а б л и ц а 8.1. Ориентировочный нормативный расход стали на элементы стального каркаса производственного здания, кПа

Элемент каркаса	Стропильные фермы	Прогоны	Связи
Расход стали	0,2...0,4	0,05...0,08	0,04...0,1

Нагрузку от снега и кранов принимают по СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия». При определении усилий от снеговой нагрузки в фермах (за исключением треугольных) необходимо учитывать, что снег может лежать на всей кровле или только на одном скате (на половине пролета фермы). Также следует учитывать несимметричность воздействий на ферму подвесных кранов. Полное симметричное загрузке обычно вызывает наибольшие усилия в поясах и в элементах решетки, расположенных ближе к опорам. Несимметричное загрузке может создать существенное изменение усилий и даже перемену их направлений в элементах решетки, расположенных ближе к середине пролета.

Усилия в элементах ферм можно определять графически или аналитически. Удобнее использовать графический метод (диаграмма Кремоны). Аналитический метод (метод сечений или вырезания узлов) обычно применяют, если необходимо определить усилия в одном или нескольких элементах фермы.

При выборе типа (формы) сечений для элементов ферм следует останавливаться на таких, на которые расходуется меньше металла. Принятый тип сечений должен обеспечивать удобство изменения площади поперечного сечения поясов, возможность устройства их стыков, а также удобство конструирования узлов.

При этом необходимо иметь в виду не только узлы в плоскости основных ферм, но и узлы примыкания связей, прогонов, балок подъемно-транспортного оборудования и т. п. Примыкающие к фермам элементы обычно крепят к поясам или стойкам.

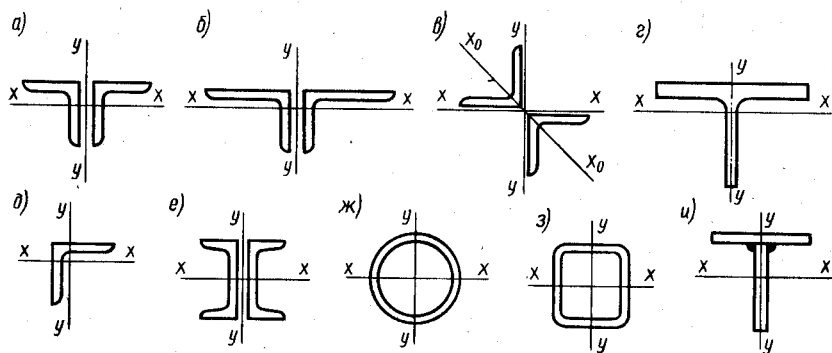


Рис. 8.9. Сечения элементов легких ферм

Сечения элементов ферм, как правило, принимают симметричными относительно плоскости фермы. Конструктивно наиболее удобным, а потому и наиболее распространенным в легких фермах является сечение, составленное из двух уголков в виде тавра (рис. 8.9, а, б).

Узлы ферм в этом случае образуют с помощью фасонки, к которым с двух сторон прикрепляют стержни поясов и решетки. Сечения могут быть скомпонованы из равно- и неравнополочных уголков, соединенных меньшими полками, расстояние между которыми должно быть достаточным для пропуска фасонки. Сечения из двух равнополочных уголков (рис. 8.9, а) применяют для сжатых поясов ферм в тех случаях, когда расчетные длины их в плоскости и из плоскости фермы равны ($l_x = l_y$), а также для растянутых поясов и элементов решетки. Сечение из двух неравнополочных уголков (рис. 8.9, б) целесообразно в сжатых поясах ферм при расчетной длине из плоскости фермы, значительно превосходящей расчетную длину в плоскости фермы ($l_y \geq 2l_x$).

Крестовые сечения из двух равнополочных уголков (рис. 8.9, в) применяют в центральных стойках, к которым примыкают вертикальные связи, чтобы обеспечить центрированное положение последних по отношению к стойкам, что не удастся сделать при тавровом сечении.

В последние годы для поясов стропильных ферм применяют тавры (рис. 8.9, г), получаемые путем продольной разрезки широкополочных двутавров.

Масса таких ферм на 10...15% меньше массы ферм из парных уголков, что объясняется небольшим числом фасонки и их малым размером, а также отсутствием соединительных деталей (прокладок) в поясах.

В пространственных фермах (башни, мачты), где пояс является общим для двух взаимно перпендикулярных ферм, применяют сечения из одиночных уголков (рис. 8.9, д). Такое же сечение целесообразно для малонагруженных элементов ферм.

Возможны и другие сечения из прокатных профилей. Например, сечение из двух швеллеров (рис. 8.9, *е*) целесообразно для элементов, воспринимающих изгибающие моменты от местной нагрузки.

Рациональным сечением для ферм является трубчатое сечение (рис. 8.9, *ж*), имеющее одинаковый во всех направлениях радиус инерции.

Сжатые трубчатые элементы требуют значительно меньше стали вследствие своей высокой устойчивости, что делает особенно целесообразным их применение при использовании сталей повышенной и высокой прочности (здесь экономия стали может составить до 25%). При герметизации внутренней полости элементов из труб менее подвержены коррозии. Ограниченность применения ферм из труб объясняется их дефицитом и высокой стоимостью. Близки по свойствам к трубчатым сечениям квадратные или прямоугольные замкнутые гнутосварные профили (рис. 8.9, *з*).

Стержни таврового сечения из двух полос (рис. 8.9, *и*) получают с помощью автоматической сварки. В таких элементах нет узких щелей, недоступных для осмотра, очистки и покраски; это увеличивает их коррозионную стойкость и упрощает эксплуатационное обслуживание. К недостаткам тавровых сечений следует отнести повышенную трудоемкость изготовления (по сравнению с сечением из прокатных уголков) и коробление при сварке.

К подбору сечений приступают после определения расчетных усилий в стержнях ферм и решения вопроса о типе сечений. До этого надо выбрать толщину фасонки, с помощью которых образуют узлы ферм. Толщину фасонки определяют в зависимости от значения наибольшего усилия в стержнях решетки, причем она обычно принимается одинаковой для всей фермы. В фермах больших пролетов допускается применять фасонки двух толщин (с разницей в 2 мм) — для крепления опорного раскоса и для крепления остальных раскосов и стоек. Рекомендуемые толщины фасонки приведены ниже.

Таблица 8.2

Наибольшее расчетное усилие в стержнях решетки, кН	До 150	150...250	250...400	400...600	600...1000	1000...1400	1400...1800	Более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Для подбора сечений сжатых элементов поясов необходимо знать их расчетную (приведенную) длину. Такие элементы фермы могут выпучиться (потерять устойчивость) как в плоскости, так и из плоскости фермы. Возможная деформация сжатого

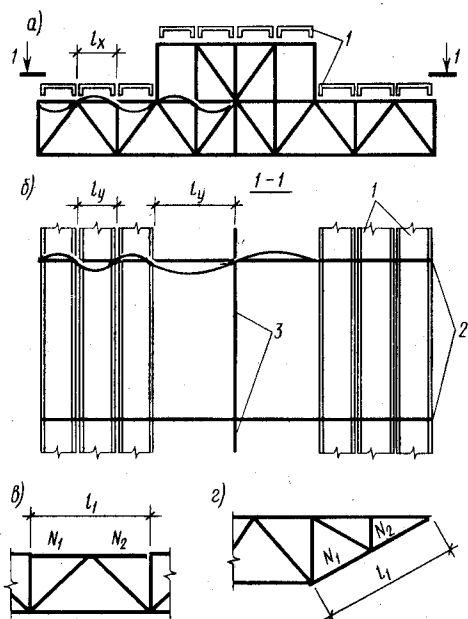


Рис. 8.10. Расчетные длины элементов фермы:

a — поясов в плоскости стропильной фермы;
б — то же; из плоскости фермы; *в, г* — схемы для определения расчетной длины элементов ферм с различными усилиями по его длине;
1 — плиты покрытия; *2* — стропильные фермы;
3 — распорки

верхнего пояса в плоскости фермы равна расстоянию между узлами, т. е. длине панели $l_x = l_m$ (рис. 8.10, *a*), а из плоскости фермы l_y — расстоянию между точками пояса, закрепленными от смещения в горизонтальном направлении. Препятствовать такому смещению будут связи между фермами, прогоны или ребра железобетонных плит. Поэтому при отсутствии фонарей $l_y = l_m$, а под фонарями $l_y = 2l_m$ (рис. 8.10, *б*). Если сжатый пояс фермы раскреплен связями из ее плоскости не в каждом узле, а через узел и усилия в соседних панелях пояса неодинаковы ($N_2 > N_1$), то устойчивость пояса из плоскости фермы на этом участке проверяют по большему усилию N_2 при расчетной длине:

$$l_{ef} = l_1(0,75 + 0,25N_1/N_2), \quad (8.4)$$

где l_1 — расстояние между узлами, раскрепленными связями (рис. 8.10, *в*).

Аналогично расчетную длину определяют для раскосов в фермах с шпренгельной решеткой и в поперечных связевых фермах гидротехнических затворов (рис. 8.10, *г*).

Для опорного раскоса, который можно рассматривать как продолжение верхнего пояса, расчетную длину в плоскости и из плоскости фермы принимают одинаковой и равной его геометрической длине. Аналогично принимают расчетную длину опорной стойки.

Расчетную длину сжатых промежуточных раскосов и стоек в плоскости фермы определяют с учетом частичного защемления их концов, вызванного жесткостью фасонки со стороны растянутого пояса. Здесь к ней примыкает несколько растянутых стержней, препятствующих изгибу фасонки в плоскости фермы. Приведенная длина указанных раскосов в плоскости фермы

$$l_x = 0,8l, \quad (8.5)$$

где l — геометрическая длина (расстояние между узлами).

Из плоскости фермы расчетная длина сжатых промежуточных раскосов и стоек равна их геометрической длине l .

Предельную допускаемую гибкость сжатых элементов принимают по § 3.2, растянутых — по табл. 3.2.

Подбор сечения сжатых стержней ферм начинают с предварительного назначения гибкости λ , несколько меньшей допускаемой.

Далее определяют соответствующее этой гибкости значение коэффициента продольного изгиба φ (см. табл. 3.3). Затем находят:

а) требуемую площадь поперечного сечения стержня:

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c), \quad (8.6)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый по § 3.1;

б) требуемый радиус инерции:

$$i = l_{ef} / \lambda. \quad (8.7)$$

Зная площадь и радиус инерции, по сортаменту подбирают уголок подходящего калибра или другой прокатный профиль. При этом необходимо учитывать, что уменьшение одной из требуемых величин (A или i) должно быть компенсировано увеличением второй.

При подборе сечений из уголков рекомендуется принимать тонкостенные уголки с широкими полками (желательно использовать первые три толщины в каждом номере уголка, при невозможности их применения — переходить на следующий номер).

Подобранное сечение проверяют по формуле (3.4) с введением, если это необходимо, соответствующего коэффициента условий работы γ_c . При больших запасах по напряжениям или при перенапряжении подбор следует повторить.

В стропильных фермах гибкость сжатых поясов из плоскости фермы во время монтажа не должна превышать $[\lambda_{ym}] = 220$. Однако расчетная длина l_{ym} в этом случае достаточно велика: она равна расстоянию между распорками связей, т. е. 12 м (или 15 м в фермах пролетом 30 м). Поэтому необходимо проверить сжатый пояс на гибкость при монтаже:

$$\lambda = l_{ym} / i_y \leq [\lambda_{ym}]. \quad (8.8)$$

Если условие (8.8) не соблюдается, то обычно не увеличивают сечение пояса (это ведет к значительному увеличению расхода стали), а предусматривают на время монтажа установку временных дополнительных распорок.

В гидротехнических затворах для элементов связей часто применяют сварные тавры (рис. 8.10, *а*) обычно из двух полос одинакового сечения. Подбор сечения такого сварного тавра производят относительно оси $y-y$ (так как $i_y < i_x$), используя коэффициент формы $k_f = i_y / b_f \approx 0,21$. Следовательно, определив по формуле (8.7) i_y , можно найти

$$b_f = i_y / 0,21. \quad (8.9)$$

Но в сварном тавре из двух одинаковых полос $A=2b_f t$, где t — толщина полосы. Отсюда требуемая толщина полос

$$t = A/(2b_f). \quad (8.10)$$

Следует использовать тонкие листы ($b_f/t = h_{ef}/t = 15 \dots 20$), но при этом необходимо обеспечить местную устойчивость свободного свеса (стенки). Она достигается, если отношение расчетной высоты стенки тавра h_{ef} к толщине t не превышает значений, определяемых по формуле

$$h_{ef}/t = (0,44 + 0,088\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}. \quad (8.11)$$

Формула (8.11) применима для элементов таврового сечения с условной гибкостью $\bar{\lambda} = 0,8 \dots 4$. При значениях $\bar{\lambda} \leq 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (8.11) следует принимать $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

Подобранное сечение сварного тавра проверяют по формуле (3.4) с учетом коэффициента условий работы γ_c , при этом для определения фактической гибкости λ_y находят точное значение радиуса инерции: $i_y = \sqrt{I_y/A}$, где I_y — момент инерции сварного тавра относительно оси $y-y$.

Некоторые сжатые стержни решетки легких ферм могут иметь незначительные усилия и, следовательно, очень маленькие напряжения. В таких случаях подбор сечения осуществляют по максимально допустимой гибкости $[\lambda]$ и определяют только требуемый радиус инерции

$$i = l_{ef}/[\lambda], \quad (8.12)$$

по которому в сортаменте выбирают сечение уголка, имеющего наименьшую площадь (или по формуле (8.9), определяют $b_f = h_{ef}$ для сварного тавра, а затем по формуле (8.11) необходимую толщину полосы, вычисляя условную гибкость $\bar{\lambda}$ по фактической $\bar{\lambda} = [\lambda]$).

Т а б л и ц а 8.3 Таблица подбора

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие, кН	Сечение	A, см ²	Расчетные длины, см	
					l_x	l_y
1	2	3	4	5	6	7
Верхний пояс	A-6 ...	-1212 ...	160×10 ...	62,8 ...	300 ...	300 ...
Нижний пояс	D-4 ...	1047 ...	125×9 ...	44 ...	600 ...	600 ...
Раскосы	1—2 ...	-708 ...	140×9 ...	54,6 ...	420 ...	420 ...
	4—5	-450	125×8	39,4	336	420
Стойки	...	...	...	...	...	...

Требуемую площадь сечения растянутого стержня сварной фермы определяют по формуле

$$A = N / (R_y \gamma_c). \quad (8.13)$$

По этой площади подбирают сечение; которое затем проверяют на гибкость: $\lambda = l_{ef} / i \leq [\lambda]$ — допускаемой гибкости для растянутых элементов. Расчетную длину растянутых элементов принимают, как и для сжатых.

При подборе сечений стержней ферм надо иметь в виду, что наименьший размер сечений элементов зависит от назначения конструкций и оговаривается в соответствующих технических условиях и инструкциях.

Например, толщина элементов в несущих конструкциях производственных зданий и сооружений должна быть не менее 4 мм, в стропильных фермах наименьший равнополочный уголок, который может быть применен, — 50×5 мм. В гидротехнических сооружениях не допускается применение листовой стали толщиной менее 6 мм, равнополочных уголков сечением менее 63×6 мм, полосовой стали шириной менее 60 мм.

Результаты работы по подбору сечений должны быть сведены в табл. 8.3 (образец).

После подбора сечений поясов и решетки для уменьшения количества заказываемых профилей и облегчения укомплектования ими проводят унификацию сечений, с тем чтобы число профилей, идущих на изготовление фермы, было не более 4...6 в зависимости от пролета фермы и ее назначения («принятое сечение» — см. в табл. 8.3, гр. 15).

При подборе сечений желательно учитывать реальные возможности получения тех или иных профилей заводом-изготовителем и с этой целью пользоваться рекомендуемыми сокращенными сортаментами.

сечений стержней фермы

Радиусы инерции, см		Гибкости		φ	γ_c	σ	Принятое сечение
i_x	i_y	λ_x	λ_y				
8	9	10	11	12	13	14	15
4,96	7,05	60	43	0,805	1	24	160×10
...	...	...	...	...	...	...	...
3,86	5,63	155	107	—	1	23,8	125×9
...	...	...	...	...	...	...	...
4,33	6,26	97	67	0,563	1	23	160×10
...	...	...	...	...	...	...	...
3,87	5,6	87	75	0,635	0,8	22,5	125×9
...	...	...	...	...	...	...	...

По длине составных элементов связей из уголков необходимо составить прокладки, обеспечивающие совместную работу уголков как единого сечения. Расстояние между прокладками должно быть не более $40 i_1$ в сжатых и $80 i_1$ в растянутых элементах, где i_1 — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной оси $y-y$ (см. рис. 8.9). Число прокладок по длине сжатого стержня должно быть не менее двух. Толщина прокладок равна толщине фасонки. Ширина прокладки принимается равной $1/2...2/3$ ширины уголка b , но не менее 60 мм, и длина — $b + 20$ мм. Прокладки соединяются с уголками сварными швами, катеты швов k_f назначают минимальными в зависимости от толщины соединяемых элементов.

8.6. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ УЗЛОВ ЛЕГКИХ ФЕРМ

На бумагу наносят схему узла: оси сходящихся в нем элементов, затем контуры элементов, начиная с пояса (рис. 8.11). С осевыми линиями схемы совмещают линии центров тяжести элементов. При центрировании для нанесения контуров уголков (в фермах со стержнями из парных уголков) от осевых линий откладывают в сторону обушка уголка округленное до 5 мм расстояние z_0 от центра тяжести до обушка, определенное из сортамента. В противоположном направлении от оси откладывают расстояние $(b - z_0)$. Аналогично поступают и при сечениях другой формы. После нанесения контура элементов показывают обрез уголков решетки так, чтобы в сварных узлах между краями пояса и элементов решетки оставался зазор 40...50 мм для уменьшения вредного влияния усадки швов в фасонках (рис. 8.11). Такое же расстояние желательно соблюдать между краями соседних элементов решетки в узлах и между краями (торцами) соседних швов, крепящих накладки в стыках пояса. Обрез уголка, как правило, производят перпендикулярно к оси. Допустимо срезать часть полки уголка, но не далее начала закругления, что позволяет несколько уменьшить размер фасонки.

Очертание и размер фасонки в узлах фермы зависят от размера

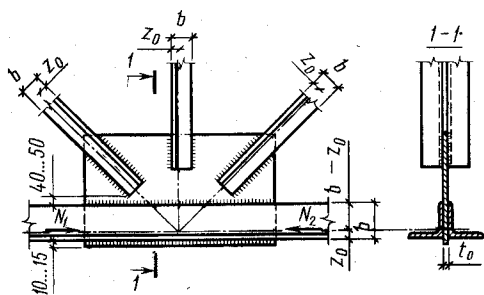


Рис. 8.11. Центрирование узлов легких ферм

сварных швов, прикрепляющих раскосы к фасонке, типа стыка и т. п. Расчет швов на усилие в элементах решетки производят в соответствии с рекомендациями гл. 4 (см. выше). Если предусматривается ручная сварка, то расчет достаточно произвести только по металлу шва.

Приварку раскосов ре-

комендуется делать лишь фланговыми швами по обушку и перу, конструктивно выводя их на торец стержня на длину 20 мм. Следует стремиться к наиболее простому очертанию фасонки (прямоугольник, прямоугольная трапеция, параллелограмм и т. п.). Прикрепление фасонки к поясу, если в узле не устраивают стык пояса, должно быть рассчитано на равнодействующую усилий N всех элементов решетки, примыкающих непосредственно к узловой фасонке. При прямолинейном поясе эта равнодействующая равна разности усилий в соседних панелях пояса ($N = N_2 - N_1$, рис. 8.11). Если к поясным уголкам в узле приложена сосредоточенная нагрузка F (что имеется в верхних узлах стропильных ферм), то швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитывают на равнодействующее усилие от сосредоточенной нагрузки и разности усилий в соседних панелях. При нагрузке F , перпендикулярной поясу, равнодействующая

$$N = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2}. \quad (8.14)$$

Сварные швы наносят с двух сторон — со стороны обушки и пера — по всей длине примыкания фасонки к поясу. С этой целью край фасонки выводят наружу на 10...15 мм (рис. 8.11). Однако не всегда конструктивно удобно выпускать всю фасонку за грань пояса, например, при установке по верхнему поясу прогонов, прикрепляемых к уголкам коротышам (см. рис. 8.7), или накладок, на которые опираются железобетонные плиты (см. рис. 8.12). В этом случае часть фасонки не доводят до обушки уголков на 10...15 мм. Таким образом, основными рабочими расчетными швами в этом случае будут швы, наложенные у пера. Обычная конструкция промежуточных сварных узлов (без стыка пояса) легких ферм со стержнями из парных уголков показана на рис. 8.7 (верхний пояс) и рис. 8.11 (нижний пояс).

При изменении сечений поясов необходимо осуществлять стык поясных уголков. Как правило, стык располагают в узле, при этом часть фасонки может быть использована в качестве стыкового элемента.

В случае применения в поясе ферм уголков с разной толщиной полок заводской стык поясов выполняют с помощью листовых накладок и фасонки (рис. 8.12). Считают, что через накладки передается 70% усилия в стыке, остальные 30% — через фасонку, при этом в работу включается часть фасонки на ширине

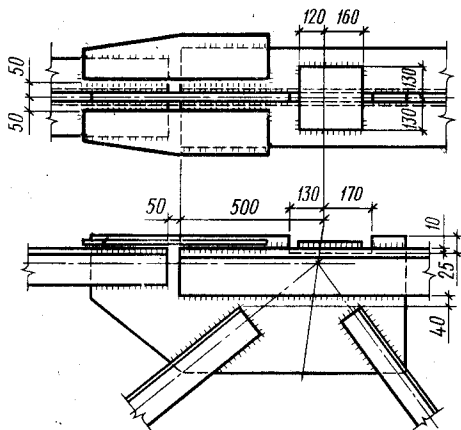


Рис. 8.12. Стык поясов с помощью листовых накладок

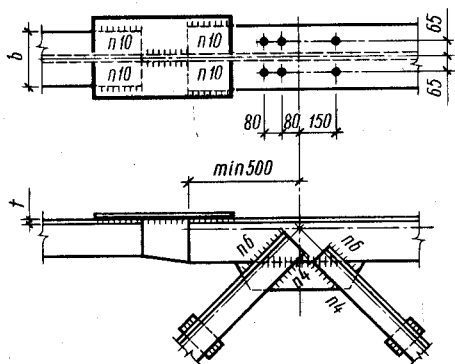


Рис. 8.13. Узел фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков

не более $2b$ (где b — ширина полки меньшего уголка). Для включения фасонки в работу стыка ее продолжают за узел. Обычно стык относят в сторону панели с меньшим усилием на 500 мм.

В фермах с поясами из тавров, полученных путем продольного распуска широкополочных двутавров, и стержнях решетки из парных уголков необходимо иметь узловые уширения, чтобы получить требуемую длину сварных швов. Для этого к стенке тавра стыковым швом прикрепляют фасонку (рис. 8.13). Стыковой шов рассчитывают на срез от суммы расчетных усилий в примыкающих раскосах, спроектированных на ось пояса. Заводские стыки, как и в ферме из уголков, относят в сторону панели с меньшим усилием на 500 мм. Их выполняют с введением вертикальных листовых вставок и горизонтальных накладок (рис. 8.13).

Стропильные фермы могут опираться на железобетонные колонны, кирпичные стены или элементы стального каркаса производственных зданий — стальные колонны. Пример конструирования опорного узла фермы при опирании его на железобетонную колонну сверху показан на рис. 8.14. Жесткое соединение стропильной фермы со стальной колонной каркаса здания показано на рис. 8.15.

По транспортным условиям фермы больших пролетов (более 18 м) разбивают на отдельные отправочные элементы, назначая укрупнительные (монтажные) стыки в середине пролета. Как правило, укрупнительные стыки осуществляют с помощью горизонтальных и вертикальных листовых накладок. Горизонталь-

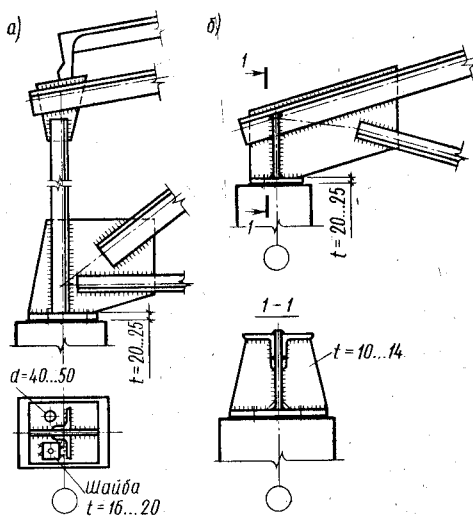


Рис. 8.14. Опирание стропильной фермы на железобетонную колонну:

а — трапециевидной; б — треугольной

ные накладки перекрывают поясные уголки и полку тавра, передавая 70% усилия в стыке, а вертикальные накладки стыкуют фасонки и стенки тавра, передавая 30% усилия в стыке. К вертикальным накладкам в фермах из уголков приваривают ребра для прикрепления связей. Аналогичные ребра в фермах с поясами из тавров прикрепляют к стойкам. В стыке верхнего пояса трапецевидной фермы горизонтальная накладка имеет перегиб. Примеры осуществления узлов легких ферм с укрупнительными стыками представлены на рис. 8.17.

Все стыки рассчитывают на усилие, которое на 20 % больше действительного. Это объясняется некоторой нечеткостью работы узлов со стыками.

В гидротехнических затворах элементы связевых ферм часто принимают из сварных тавров. Это приводит к некоторым особенностям конструирования узлов. В таких узлах для прикрепления стержней к фасонкам используют одновременно стыковые

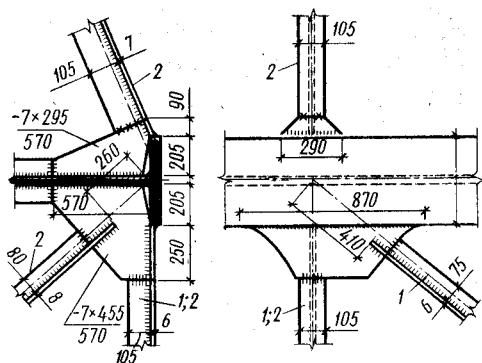


Рис. 8.16. Узел плоского гидротехнического затвора:

1, 2 — продольные и поперечные связи

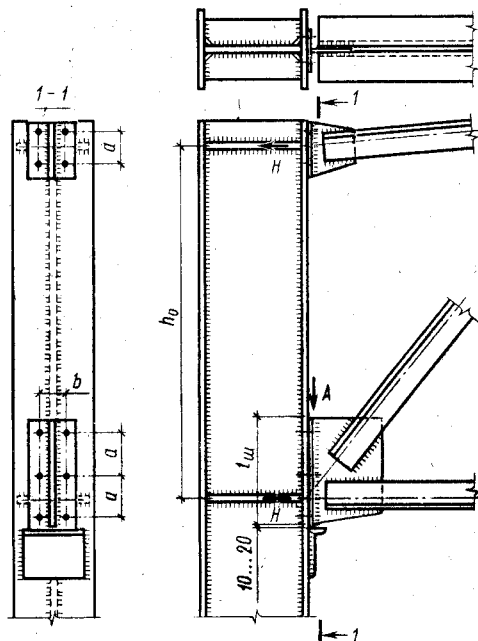


Рис. 8.15. Жесткое соединение фермы со стальной колонной:

a — торец опорного ребра строгать; H — распор

и угловые фланговые сварные швы или одни стыковые швы. Пример осуществления узла плоского затвора показан на рис. 8.16. В случае прикрепления стержней двумя типами сварных швов стенка сварного тавра прикрепляется с помощью стыкового шва, а полка — четырьмя фланговыми швами, для чего в полке предварительно делается прорез на длину шва и шириной на 1 мм больше толщины фасонки.

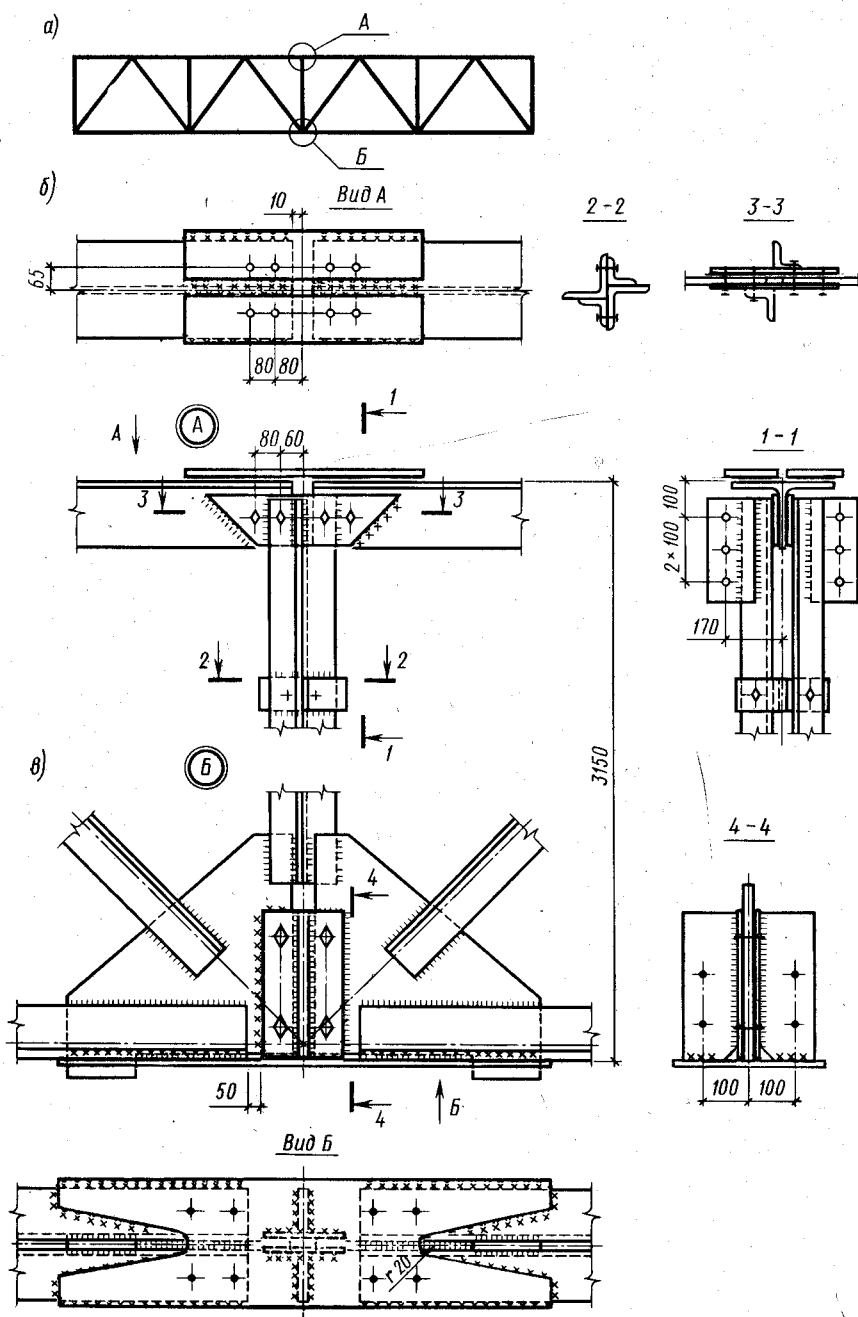


Рис. 8.17. Укрепительные узлы поясов легких ферм:
 а — схема фермы; б — верхнего из тавров; в — нижнего из парных уголков

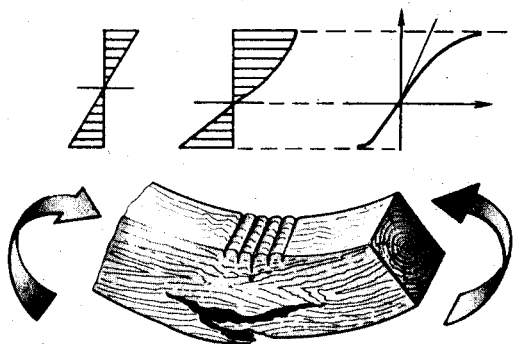
?

Начертите основные очертания поясов легких ферм и систем решеток. □ Как назначают высоту фермы и длину панелей? □ Начертите основные виды связей по фермам и расскажите о назначении каждого из них. □ Вычертите системы покрытий зданий. Как работают сплошные прогоны? □ Перечислите нагрузки, действующие на стропильные фермы. Как производится расчет ферм? □ Приведите типы сечений элементов легких ферм. □ Как определяется расчетная длина сжатых стержней стропильных ферм? □ Как производится подбор сечений сжатых элементов легких ферм из парных уголков и сварных тавров? □ Расскажите об основных принципах конструирования и расчета промежуточных узлов легких ферм. □ Опорные и укрупнительные узлы легких ферм и основные особенности их конструирования.

2

РАЗДЕЛ

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС



ГЛАВА 9 ДРЕВЕСИНА ДЛЯ ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДРЕВЕСИНЕ, ЕЕ СВОЙСТВАХ, СОРТАМЕНТ, ДРЕВЕСНЫЕ ЛИСТОВЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Инженерные конструкции выполняют обычно из хвойных пород древесины — сосны, ели, лиственницы, пихты, кедра.

Эти породы характеризуются прямолинейностью, лучшими, чем у лиственных пород, механическими свойствами и большей стойкостью против гниения в связи со смолистостью. Твердые лиственные породы (дуб, бук, граб и др.) применяют в конструкциях чаще всего для изготовления мелких ответственных деталей — нагелей, шпонок, прокладок и др. Березу используют в основном для изготовления строительной фанеры и слоистых пластиков. Мягкие лиственные породы (осина, ольха, тополь и др.) применяют для временных конструкций, вспомогательных сооружений и опалубки.

Достоинствами древесины как материала конструкций являются: требуемая прочность при малом весе, достаточная долговечность, относительная простота добывания материала и технологичность изготовления конструкций, малые величины коэффициентов температурного расширения (вдоль волокон) и теплопроводности, стойкость в некоторых химически агрессивных средах.

К основным недостаткам древесины можно отнести низкую огнестойкость, способность к загниванию и поражению древоточцами (низкую биостойкость), сильную зависимость физико-механических свойств от температурно-влажностных условий

эксплуатации и длительности действия нагрузок, значительную неоднородность.

● **Физические свойства древесины.** Их определяет волокнистое, ячеистое строение материала.

Свежесрубленная древесина имеет влажность (процентное содержание свободной воды в полостях и гигроскопической влаги в клеточных оболочках) до 100 %. В зависимости от условий эксплуатации сооружений влажность древесины не должна превышать для неклееных 20...25 %, для клееных конструкций — 9...15 %. При высыхании происходит сокращение размеров деревянных элементов (усушка), при увлажнении — их расширение (разбухание). Наибольшую величину усушка имеет поперек волокон (в тангенциальном направлении до 6...10 %, в радиальном — до 3...5 %). Вдоль волокон усушка значительно меньше — до 0,1...0,3 %.

Теплопроводность древесины благодаря ее трубчатому ячеистому строению, особенно поперек волокон, небольшая (коэффициент теплопроводности $\lambda_n \approx 0,14$ Вт/мк). Поэтому ее применяют для устройства каркаса и обшивки ограждающих конструкций зданий.

Древесина является легким конструкционным материалом. Ее плотность зависит от влажности и существенно колеблется в пределах одной породы и даже одного ствола дерева. При расчете конструкций, эксплуатируемых в помещениях с влажностью воздуха до 75 %, плотность древесины сосны, ели, кедра и пихты принимают равной 500, лиственницы — 650 кг/м³, в случае большей влажности воздуха помещений и на открытом воздухе — соответственно 600 и 800 кг/м³.

● **Механические свойства древесины.** Они существенно зависят от направления действия усилий по отношению к направлению волокон материала (т. е. как и другие свойства характеризуются анизотропией). При действии усилий вдоль волокон древесина показывает наибольшую прочность и наименьшую деформативность, если усилия действуют поперек волокон, ее прочность минимальна, а деформативность максимальна.

Характер работы и прочность древесины определяются также видом напряженного состояния. При растяжении древесина деформируется почти как линейно-упругий материал. Разрушение происходит хрупко от разрыва материала по неровной рваной поверхности. Пороки древесины оказывают особенно сильное влияние на прочность растянутых элементов. Поэтому для растянутых элементов, как правило, используют древесину первого сорта. При сжатии с ростом нагрузки деформация довольно быстро приобретает нелинейный характер. В этом проявляется упругопластическая работа древесины. Пороки древесины влияют на прочность материала значительно меньше, чем при растяжении. Поэтому для сжатых элементов можно использовать древесину второго сорта. Работа древесины при изгибе также характеризуется существенной нелинейностью зависимости про-

гиба от нагрузки за счет упругопластической работы материала в сжатой зоне. Разрушение начинается с образования складок волокон. При сдвиге (скалывании) древесины работает наиболее слабо и разрушается хрупко. Средние значения временного сопротивления чистой древесины (без пороков) сосны вдоль волокон составляют при растяжении 100 МПа, сжатии 44, изгибе 80 и скалывании 7 МПа. Сопротивление древесины смятию существенно зависит от размеров сминаемой части и отношения ее площади ко всей площади образца. Поэтому при расчете различают смятие по всей площади и местное. Увеличение влажности древесины от 0 до 30 % снижает, а уменьшение ее повышает прочность в 1,5...3 раза. При этом модуль упругости древесины соответственно увеличивается или уменьшается на 25...30 %. Повышение температуры до 50 °С примерно на 20 % снижает прочность и модуль упругости древесины, делает ее более хрупкой.

Значительное влияние на прочность и деформативность древесины оказывает характер нагрузок. При длительном нагружении ее прочность уменьшается примерно в два раза по сравнению с прочностью при кратковременном нагружении. Значительно снижают прочность вибрационные нагрузки. Деформация древесины при постоянной нагрузке со временем значительно возрастает. Это явление называют *ползучестью*.

Лесные материалы (лесоматериалы), применяемые в строительстве, разделяют на круглые и пиленные.

Круглые лесоматериалы (бревна) (рис. 9.1) имеют естественную усеченную коническую форму, т. е. сбеги. В среднем для сосны и ели сбеги составляют 0,8 см на 1 м длины. Толщину бревна определяют по диаметру его тонкого конца. Круглый лесоматериал по диаметру подразделяют на мелкий (8...13 см), средний (14...24 см) и крупный (26 см и более) с градацией через 2 см. В промышленном и гражданском строительстве используют в основном бревна среднего диаметра, в гидротехническом — крупного диаметра. Круглые лесоматериалы имеют стандартные длины 4,0...6,5 м с градацией через 0,5 м. Для конструкций гидросооружений и по специальному заказу поставляют бревна длиной до 9,5 м.

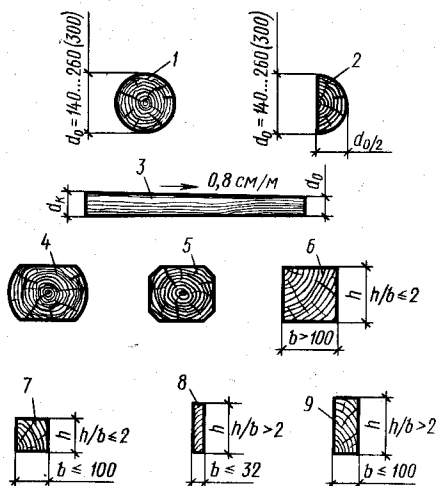


Рис. 9.1. Лесоматериалы:

1 — бревно; 2 — пластина; 3 — сбеги (уменьшение диаметра) бревна; 4 — лежень; 5 — полуобрезной брус; 6 — обрезной брус; 7 — брус; 8 — тонкая доска; 9 — толстая доска

Пиленные лесоматериалы (пиломатериалы) (рис. 9.1) подразделяют на доски, брусья и бруски. Доски, рекомендуемые для инженерных конструкций, имеют ширину 60...250 мм и толщину до 100 мм, при отношении ширины к толщине более 2. Брусья имеют ширину и толщину от 130 до 250 мм, бруски — не более 100 мм при отношении ширины к толщине менее 2. Длина пиломатериалов составляет 1,0...6,5 м, а для гидросооружений — до 9,5 м.

В конструкциях зданий и сооружений широко применяют **листовые материалы**, полученные на основе древесины — строительную и бакелизованную фанеру, древесноволокнистые, древесностружечные и цементностружечные плиты и др.

Для клееных фанерных конструкций используют строительную фанеру марки ФСФ (Ф — фанера, СФ — склеенная на смоляном фенолоформальдегидном клее) толщиной 6...12 мм и бакелизованную фанеру марки ФБС (Б — бакелизованная, С — с пропиткой внешних слоев и склеиванием средних слоев спирторастворимыми смолами) толщиной 5...16 мм. Бакелизованная фанера отличается от клееной строительной более высокой водостойкостью и прочностью.

9.2. ЗАЩИТА ДРЕВЕСИНЫ ОТ ГНИЕНИЯ, ПОВРЕЖДЕНИЯ НАСЕКОМЫМИ, ВОЗГОРАНИЯ, ХИМИЧЕСКОЙ АГРЕССИИ

Гниение — это разрушение древесины в результате жизнедеятельности грибов, разрушающих целлюлозу.

Необходимыми условиями для жизнедеятельности грибов являются невысокая положительная температура (0...50°C), повышенная влажность древесины и контакт ее с воздухом. Для защиты древесины от гниения применяют меры конструктивного характера и химическую защиту — антисептирование. Конструктивная защита включает: использование для конструкций только сухой древесины, стерилизацию древесины в процессе сушки прогревом ее при температуре выше 80°C, предохранение древесины конструкции от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, устройство наружного водоотвода в деревянных покрытиях, обеспечение достаточной тепло- и пароизоляции, расположение несущих деревянных конструкций целиком в отапливаемом помещении или вне его, защиту древесины лакокрасочными покрытиями (при влажности воздуха более 75%), например пентафталевой эмалью ПФ-115, и другие мероприятия. Химическую защиту древесины производят в тех случаях, когда конструктивными мерами нельзя устранить увлажнение древесины во время эксплуатации. Химическая защита состоит в пропитке или покрытии элементов конструкций антисептиками — веществами, ядовитыми для грибов. Они бывают водорастворимыми (фтористый и кремнефтористый

натрий, бура, соли цинка и др.) и масляными (каменноугольное, антраценовое, сланцевое, креозотовое, минеральные масла и др.).

Защита от древесных вредителей осуществляется пропиткой масляными антисептиками. Применяют также окулирование конструкций ядовитыми газами и впрыскивание в ходы, проделанные насекомыми, растворов ядовитых веществ, например гексахлорана или ДДТ.

Защита от возгорания также осуществляется конструктивными мерами и химическими способами. К конструктивным мерам относятся: применение элементов массивных сечений (клееных или неклееных — брусчатых и бревенчатых), отсутствие пустот и выступающих частей, острожка поверхностей, защита поверхностей обмазками (например, известково-глиносоляной), листами сухой гипсовой штукатурки или асбестоцемента и др. Химическая защита достигается: покрытием деревянных конструкций огнезащитными красками на основе жидкого стекла, суперфосфата, пентафталевыми (ПФ-115) и перхлорвиниловыми (ХВ-124) эмалями, совмещающими функции огне- и водозащитных покрытий, глубокой и поверхностной пропиткой древесины антипиренами (аммонийные соли фосфорной и серной кислот).

В химически агрессивных средах конструкции выполняют из смолистой хвойной древесины. Их элементы должны иметь крупные клееные или брусчатые сечения, минимум горизонтальных поверхностей, минимум узлов и металлических деталей. Долговечность деревянных конструкций в таких средах повышают защитой лакокрасочными покрытиями, стойкими в данной среде. Конструкции, эксплуатируемые в средних и сильных агрессивных средах, должны быть изолированы от соприкосновения с ними герметичными оболочками из химически стойких материалов.

?

Какие породы и лесоматериалы применяют в конструкциях? ☐ Основные достоинства и недостатки древесины как материала для инженерных конструкций. ☐ Основные физико-механические показатели древесины. ☐ Как влияет на древесину изменение ее влажности? ☐ Как влияет на прочность и деформативность древесины длительная нагрузка? ☐ Основные меры защиты древесины от гниения, возгорания, химической агрессии эксплуатационной среды.

Г Л А В А 10

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

10.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

Деревянные конструкции рассчитывают по первой группе предельных состояний на прочность и устойчивость и по второй группе предельных состояний на прогиб.

Особенности расчета деревянных конструкций состоят прежде всего в методике определения расчетных характеристик материала.

Нормативное сопротивление древесины и фанеры R_{ln} определяют при разных видах напряженного состояния (растяжении, сжатии, изгибе, скалывании) как величину временного сопротивления с обеспеченностью 0,95. При этом испытывают стандартные образцы чистой (без пороков) древесины и фанеры при нормальных температурных условиях и влажности материала 12%.

Расчетное сопротивление древесины и фанеры определяют как нормативное сопротивление, деленное на коэффициент надежности по материалу: $R_t = R_{ln} / \gamma_t$. Коэффициентом надежности по материалу учитывают факторы, снижающие прочность древесины в конструкциях: вид напряженного состояния, неоднородность структуры материала, наличие пороков и дефектов, масштабный фактор — переход от стандартных образцов малых размеров к реальным размерам элементов конструкций, длительность действия нагрузки. В зависимости от вида напряженного состояния он составляет 2,2...5,5. Основные расчетные сопротивления древесины сосны и ели приведены в табл. 10.1.

Таблица 10.1. Расчетные сопротивления древесины сосны и ели

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в» высотой до 50 см	R_t	14	13	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной более 11 до 13 см при высоте сечения более 11 до 50 см	R_t	15	14	10
в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 при высоте сечения более 13 до 50 см	R_t	16	15	11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	R_t	—	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) клеенные элементы	R_{tt}	10	7	—
б) клеенные элементы	R_{tt}	12	9	—
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	R_{t90}	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{t,loc 90}$	3	3	3
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°	$R_{t,loc 90}$	4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе клеенных элементов	R_{tsb}	1,8	1,6	1,6

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
б) при изгибе клееных элементов	R_{tsb}	1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	R_{ts}	2,4	2,1	2,1
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	R_{ts}	2,1	2,1	2,1
6. Скалывание поперек волокон				
а) в соединениях неклееных элементов	R_{ts90}	1	0,8	0,6
б) в соединениях клееных элементов	R_{ts90}	0,7	0,7	0,6

Расчетное сопротивление древесины под любым углом α к направлению волокон определяют по формулам:
при смятии

$$R_{t\alpha} = \frac{R_t}{1 + (R_t/R_{t90} - 1) \sin^3 \alpha}; \quad (10.1)$$

при скалывании

$$R_{ts\alpha} = \frac{R_{ts}}{1 + (R_{ts}/R_{ts90} - 1) \sin^3 \alpha}. \quad (10.2)$$

Древесина сосны и ели имеет близкие свойства, одинаковые расчетные сопротивления и наиболее часто применяется в инженерных конструкциях. Для получения расчетных сопротивлений других пород значения, приведенные в табл. 10.1, умножают на переходные коэффициенты γ_r , приведенные в табл. 10.2.

Таблица 10.2. Значения γ_r для перехода от расчетных сопротивлений древесины сосны и ели к расчетным сопротивлениям других хвойных пород и дуба

Породы древесины	При растяжении, изгибе, сжатии и смятии вдоль волокон	При сжатии и смятии поперек волокон	При скалывании
Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
Кедр сибирский	0,9	0,9	0,9
Кедр Красноярского края	0,65	0,65	0,65
Пихта	0,8	0,8	0,8
Дуб	1,3	2	1,3

В необходимых случаях расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы, учитывающие влажность воздуха (γ_{11}), повышенную температуру (γ_{12}), длительность (γ_{13}) и вид (γ_{14}) нагрузок, влияние высоты крупноразмерных сечений (γ_{15}), толщины слоев клееных конструкций (γ_{16}), радиуса кривизны гнутых элементов конструкций (γ_{17}), ослаблений и подрезок (γ_{18}), глубокой пропитки антипиренами под давлением (γ_{19}). Величины этих коэффициентов условий работы приведены в СНиП II-25—80. Таким образом, $R_t = (R_{lt}/\gamma_t)\gamma_{11}\gamma_{12}\gamma_{13}\dots$

Модули упругости при расчете конструкций по деформациям принимают по СНиП II-25—80 независимо от породы древесины. Величина модуля вдоль волокон для конструкций, защищенных от нагрева и увлажнения, равна $E = 10^4$ МПа. Влияние влажности, повышенной температуры и величины длительных нагрузок на модули упругости древесины и фанеры учитывают также, умножая их на коэффициенты γ_{11} , γ_{12} и γ_{13} .

Упругие характеристики и расчетные сопротивления стали и соединений стальных элементов деревянных конструкций принимают по СНиП II-23—81 (см. § 3.1), а арматурных сталей — по СНиП 2.03.01—84 (см. § 16.3). Расчетные сопротивления ослабленных нарезкой тяжей из арматурных сталей умножают на коэффициент $\gamma_{s1} = 0,8$, а из других сталей принимают по гл. СНиП II-23—81. Расчетные сопротивления двойных тяжей снижают умножением на коэффициент $\gamma_{s2} = 0,85$.

10.2. ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

На растяжение могут работать пояса, стержни решеток ферм, сквозных стоек и другие элементы деревянных конструкций.

Прочность центрально-растянутых элементов проверяют по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq R_{lt}, \quad (10.3)$$

где A_n — площадь поперечного сечения элемента за вычетом ослаблений.

При определении A_n ослабления, расположенные на участке длиной до 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении во избежание разрыва, проходящего зигзагом через эти ослабления. Прочность растянутых элементов, ослабленных отверстиями или врубками, дополнительно снижается в результате концентрации напряжений. Это учитывают снижением расчетного сопротивления материала коэффициентом условий работы $\gamma_{18} = 0,8$. При предварительном подборе растянутых элементов учитывают их возможное ослабление $A = k_w N/R_{lt}$, где A — требуемая площадь сечения брутто: $k_w = 1,25\dots 1,5$ — коэффициент ослабления сечения.

На сжатие работают стойки, верхние пояса, некоторые стержни решеток ферм и других сквозных конструкций.

Разрушение сжатых деревянных элементов обычно происходит в результате потери устойчивости в связи с характерной для них высокой гибкостью. Но в наиболее ослабленных сечениях или для коротких стержней (с отношением длины к минимальному размеру сечения не более 7) необходима проверка прочности.

Прочность центрально-сжатых элементов

$$\sigma = N/A_n \leq R_t. \quad (10.4)$$

Устойчивость центрально-сжатых элементов проверяют по формуле

$$\sigma = N/(\varphi A_{ef}) \leq R_t, \quad (10.5)$$

где A_{ef} — расчетная площадь поперечного сечения элемента; при отсутствии ослаблений или ослаблениях в опасных сечениях, не выходящих на кромки (рис. 10.1, а), если площадь ослаблений не превышает $0,25A$, $A_{ef} = A$, где A — площадь сечения брутто; при ослаблениях, не выходящих на кромки, если их площадь превышает $0,25A$, $A_{ef} = 4A_n/3$, при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки (рис. 10.1, б), $A_{ef} = A_n$; φ — коэффициент продольного изгиба:

при гибкости элемента $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - 0,8(\lambda/100)^2; \quad (10.6)$$

при гибкости элемента $\lambda > 70$

$$\varphi = 3000/\lambda^2. \quad (10.7)$$

При несимметричных ослаблениях, выходящих на кромку, элементы рассчитывают как внецентренно сжатые.

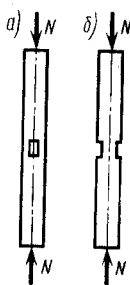


Рис. 10.1. Ослабления сжатых элементов

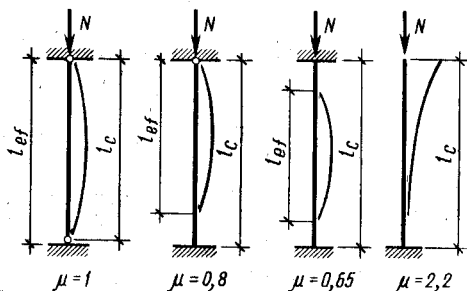


Рис. 10.2. Значения коэффициентов приведения длины μ в зависимости от условий закрепления концов деревянного стержня

Гибкость элементов цельного сечения

$$\lambda = l_{ef}/i, \quad (10.8)$$

где l_{ef} — расчетная приведенная длина элемента; $i = \sqrt{I/A}$ — радиус инерции сечения элемента; I и A — соответственно момент инерции и площадь поперечного сечения элемента брутто. Для прямоугольного сечения размером $b \times h$ $i_x = 0,289h$ и $i_y = 0,289b$; для круглого сечения диаметром d $i = 0,25d$.

Расчетная (приведенная) длина зависит от характера закрепления концов стержня. Ее определяют умножением конструктивной (свободной длины) l_c на коэффициент приведения длины μ . Значения μ для различно закрепленных стержней приведены на рис. 10.2. Во избежание провисания от собственного веса и для устранения возможной вибрации длинных элементов проверяют их гибкость:

$$\lambda \leq [\lambda], \quad (10.9)$$

где $[\lambda]$ — допускаемая гибкость, значения которой в зависимости от назначения элементов конструкций принимаются следующие: для поясов, опорных раскосов и стоек ферм, колонн — 120; для прочих элементов конструкций — 150; для связей — 200.

При подборе сечения сжатого элемента задаются гибкостью, несколько меньшей допустимой: $\lambda = 60 \dots 100$ при $[\lambda] = 120$; $\lambda = 100 \dots 120$ при $[\lambda] = 150$; $\lambda = 180$ при $[\lambda] = 200$. Определяют расчетную (приведенную) длину стержня $l_{ef} = \mu l_c$, коэффициент μ по формулам (10.6) или (10.7), требуемую площадь $A = N/(\varphi R_t)$, радиус инерции $i = l_{ef}/\lambda$ и размеры поперечного сечения $b = i/0,289$, $h = A/b$. Затем уточняют размеры выбранного сечения в соответствии с рекомендуемым сортаментом пиломатериалов и производят его проверку по формулам (10.4) и (10.5). Если несущая способность стержней цельного сечения недостаточна, то стержни делают составными из нескольких цельных элементов, соединен-

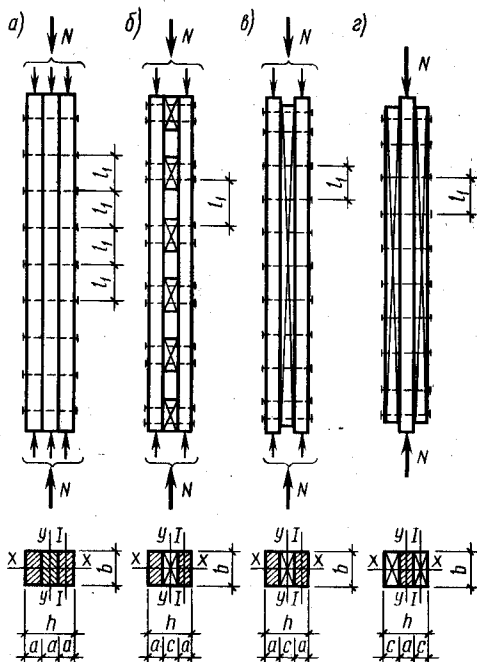


Рис. 10.3. Основные типы составных стержней на податливых связях

ных между собой различными связями (нагельми, клеем и т. п.).

Составные стержни по конструктивным признакам и схеме приложения нагрузки подразделяют на стержни — пакеты (рис. 10.3, а), стержни с короткими прокладками (рис. 10.3, б), стержни со сплошными прокладками и накладками (рис. 10.3, в, г).

Ветвями называют элементы стержней, к которым непосредственно приложена нагрузка; прокладками и накладками — элементы, к которым нагрузка непосредственно не приложена. Сжатые составные стержни рассчитывают на прочность, устойчивость и гибкость, так же как и стержни цельного сечения. Все виды соединений элементов деревянных конструкций (за исключением клеевых) имеют значительную податливость, которая существенно влияет на работу составных стержней, особенно относительно оси, параллельной швам (ось $y-y$).

Поэтому гибкость составных стержней относительно оси y определяют с учетом податливости связей и собственной гибкости ветвей на участках между связями по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(\mu_{red}\lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (10.10)$$

где λ_y — гибкость всего элемента относительно оси y , вычисленная по расчетной длине элемента l_{ef} без учета податливости связей; $\lambda_1 = l_1/i_1$ — гибкость отдельной ветви относительно собственной оси $I-I$ (рис. 10.3), вычисленная по расчетной длине ветви l_1 и радиусу инерции ветви $i_1 = 0,289a$, где a — толщина ветви, μ_{red} — коэффициент приведения гибкости:

$$\mu_{red} = \sqrt{1 + \delta \frac{b h n_f}{l_{ef}^2 n_q}}, \quad (10.11)$$

где δ — коэффициент податливости соединений (см. прилож. IV); n_f — количество швов в элементе; l_{ef} — расчетная длина элемента, n_q — расчетное количество срезов связей в одном шве на 1 пог. м элемента.

В стержнях — пакетах и стержнях со сплошными прокладками и накладками всегда соблюдают условие $l_1 \leq 7$. Тогда можно принять $\lambda_1 = 0$ и из формулы (10.10)

$$\lambda_{ef} = \mu_{red}\lambda_y. \quad (10.12)$$

Расчетную площадь сечения для стержней всех типов определяют как площадь сечения ветвей. Момент инерции сечения стержней с короткими прокладками определяют без учета прокладок, стержней — пакетов — с учетом всего сечения. Момент инерции стержней со сплошными прокладками и накладками относительно оси y принимают также для всего сечения, а при расчете относительно оси x , учитывая неполное включение в работу ветвей,

$$I_x = I_s + 0,5I_{ns}, \quad (10.13)$$

где I_s — момент инерции опертых ветвей; I_{ns} — момент инерции прокладок или накладок.

10.3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Изгибаемые элементы деревянных конструкций (шандоры, спицы, щиты затворов гидротехнических сооружений, балки различного назначения, прогоны, решетка покрытий и др.) рассчитывают, на прочность, устойчивость (первая группа предельных состояний) и на прогиб (вторая группа предельных состояний).

Прочность изгибаемых элементов проверяют: по нормальным напряжениям

$$\sigma = M/W_n \leq R_t, \quad (10.14)$$

где W_n — момент сопротивления поперечного сечения нетто; по касательным напряжениям

$$\tau = QS/Ib \leq R_{tsb}, \quad (10.15)$$

где S — статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси, b — ширина сечения на том уровне, где определяют напряжения.

Предварительный подбор сечения изгибаемого элемента производят обычно из условия прочности по нормальным напряжениям. Требуемый момент сопротивления получают из формулы (10.14) $W = M/R_t$, далее, задавшись шириной сечения b , определяют его высоту $h = \sqrt{6W/b}$, уточняют размеры с учетом сортамента и производят все проверки.

Общую устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых деревянных элементов прямоугольного сечения проверяют по формуле

$$\sigma = M/\varphi_b W \leq R_t. \quad (10.16)$$

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с переменной высотой, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях,

$$\varphi_b = 140 \frac{b^2}{l_c h} k_f, \quad (10.17)$$

где l_c — расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба — расстояние между этими точками; h — максимальная высота поперечного сечения на участке l_c ; k_f — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_c , определяемый по СНиП II-25—80.

Расчет изгибаемых элементов по деформациям состоит в определении относительного прогиба от нормативных нагрузок. Прогиб элементов цельного сечения или составных клееных определяют с учетом влияния сдвигающих напряжений, так как древесина является относительно низкомодульным ма-

териалом. Наибольший абсолютный прогиб шарнирно опертых и консольных изгибаемых элементов

$$f = \frac{f_0}{K} \left[1 + C \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right], \quad (10.18)$$

где f_0 — прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; h — наибольшая высота сечения; K — коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения (для балок постоянного сечения $K=1$); C — коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. Значения K и C для основных расчетных схем балок определяют по СНиП II-25—80.

Проверку прогиба изгибаемых элементов производят по его относительной величине $f/l \leq [f/l]$, где $[f/l]$ — предельные (допустимые) относительные прогибы элементов, значения которых приведены ниже:

Элементы конструкций	$[f/l]$ в долях пролета, не более
Балки междуэтажных перекрытий	1/250
Балки чердачных перекрытий	1/200
Покрытия:	
прогоны, стропильные ноги	1/200
балки консольные	1/150
фермы, клееные балки (кроме консольных)	1/300
плиты	1/250
обрешетки, настилы	1/150
Несущие элементы ендов	1/400
Панели и элементы факхверка	1/250

10.4. ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

На сжатие с изгибом работают деревянные элементы арок, рам, верхних поясов ферм при наличии межузловой нагрузки и др. Внецентренно растянутым элементом является, например, нижний пояс фермы с нецентрированными узлами.

Изгибающие моменты обычно создаются поперечной нагрузкой (рис. 10.4, б), внецентренно приложенными продольными силами или несимметричным ослаблением поперечного сечения (рис. 10.4, а, в, г). При расчете учитывают одновременное действие изгибающего момента и продольной силы. Так, внецентренно растянутые элементы проверяют на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_{KII}}{W_n R_t} \leq R_{II}, \quad (10.19)$$

где отношение R_{II}/R_t позволяет привести напряжения растяжения и изгиба к единому виду напряжений для сравнения их с расчетным сопротивлением растяжению.

Для внецентренно сжатых элементов условие прочности имеет вид:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_d}{W_n} \leq R_t, \quad (10.20)$$

где M_d — изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме. Для шарнирно опертых и консольных элементов $M_d = M/\xi$, где ξ — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента:

$$\xi = 1 - N/(\varphi R_t A), \quad (10.21)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (10.7).

Внецентренно сжатые элементы проверяют, кроме того, на устойчивость плоской формы деформирования:

$$\frac{N}{\varphi R_t A} + \left(\frac{M_d}{\varphi_b R_t W} \right)^n \leq 1, \quad (10.22)$$

где A — площадь брутто сечения элемента на участке l_c ; $n = 2$ — для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования и $n = 1$ — для элементов, имеющих такие закрепления; φ_b — коэффициент продольного изгиба, для участка элемента длиной l_c из плоскости деформирования; φ_b — коэффициент, определяемый по формуле (10.17).

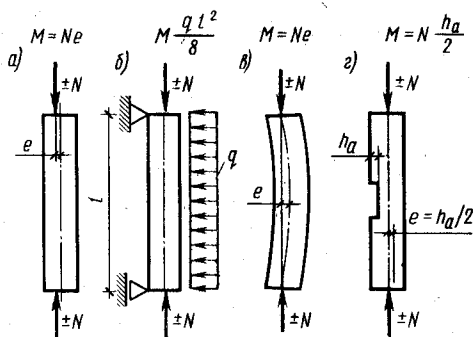


Рис. 10.4. Основные схемы сжатия (растяжения) с изгибом:

а — внецентренная продольная сила; б — продольная и поперечная нагрузки; в — наличие начальной погиби; г — эксцентричное ослабление

? Как определяют нормативное и расчетное сопротивление древесины?

☐ Как учитывают влияние конструктивных и эксплуатационных факторов при определении расчетных характеристик древесины? ☐ Как рассчитывают растянутые элементы? Как учитывают ослабления сечения? ☐ Какие проверки делают для сжатых элементов? Как учитывают ослабления сечения и определяют расчетную длину сжатых элементов? ☐ Как рассчитывают изгибаемые элементы на прочность и устойчивость плоской формы деформаций? ☐ Как рассчитывают изгибаемые элементы на прогиб? ☐ Какие проверки делают для внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов?

ГЛАВА 11

11.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СРЕДСТВ СОЕДИНЕНИЙ

Сортамент лесоматериалов ограничен по сечению и длине. Создание современных конструкций значительных пролетов и достаточно высокой несущей способности требует соединения элементов по длине (сращивания), сечению (сплачивания) и в узлах кон-

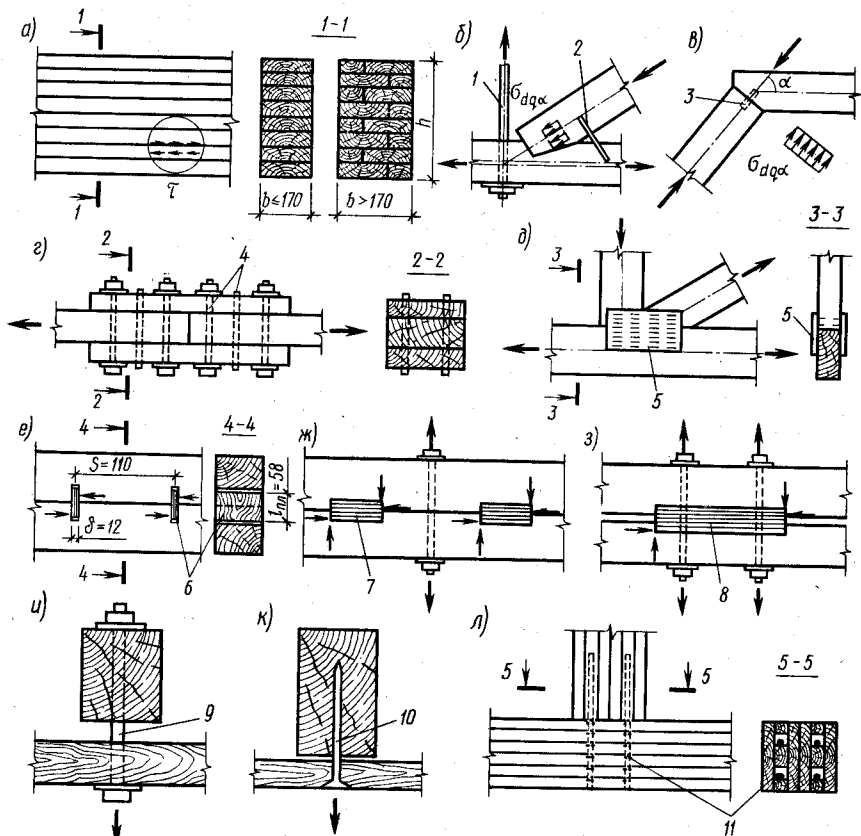


Рис. 11.1. Основные виды соединений элементов деревянных конструкций:

а — клеевые; *б* — врубка; *в* — лобовой упор; *г* — на цилиндрических нагелях; *д* — на металлических зубчатых пластинах; *е* — на пластинчатых нагелях; *ж* — на призматических деревянных шпонках; *з* — на колодах; *и* — растянутые связи; *к* — связи, работающие на выдергивание; *л* — на вклеенных стальных стержнях, работающих на выдергивание и продавливание; *1* — стальной тяж; *2* — стальная скоба; *3* — штырь; *4* — цилиндрические нагели; *5* — стальные зубчатые пластины; *6* — дубовые или березовые пластинчатые нагели; *7, 8* — призматические шпонки и колодки из древесины твердых пород; *9* — растянутый болт; *10* — гвоздь, работающий на выдергивание; *11* — вклеенные стальные стержни из арматуры периодического профиля диаметром 12...25 мм.

струкций под необходимым углом. Их выполняют: посредством клея; врубок и упоров; нагелей, шпонок и колодок, заложённых между соединяемыми элементами; связей, работающих на растяжение (болты, хомуты и др.), выдергивание (шурупы, гвозди), или выдергивание и продавливание (вклеенные стальные стержни) (рис. 11.1).

Клеевые соединения наиболее прогрессивны и технологичны и являются основными при заводском производстве конструкций. Врубки и упоры используют обычно в конструкциях построечного изготовления. Нагельные соединения и металлические растянутые связи являются универсальными и широко применяются при обоих основных методах изготовления конструкций. Соединения на вклеенных стержнях, разработанные недавно, находят все большее распространение. Шпонки и колодки применяют в настоящее время относительно редко, главным образом в открытых специальных конструкциях (деревянные мосты, башни и мачты). Связи, работающие на выдергивание, используют для соединения второстепенных элементов (настилы, подшивка потолков и т. п.).

Большое значение имеет характер разрушения соединения. Более благоприятным является соединение, отвечающее требованию вязкости, т. е. разрушающееся постепенно, с развитием пластических деформаций. Менее благоприятно хрупкое разрушение, которое может привести к мгновенной потере несущей способности конструкции и аварии сооружения. Вязко разрушаются соединения, прочность которых определяет смятие древесины. Хрупкое разрушение происходит при скалывании, раскалывании и разрыве древесины. Надежности работы и вязкому разрушению соединений способствует рассредоточение вязко-податливых связей, что обеспечивает перераспределение усилий в случае выхода из работы одной из них.

11.2. КЛЕЕВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Клеевые соединения имеют такие достоинства, как: практически отсутствующую податливость, позволяющую рассчитывать клееные элементы как цельные; возможность создания из маломерных пиломатериалов элементов крупных рациональной формы сечений, большой длины, различного очертания; возможность размещения по высоте сечения древесины различного сорта в соответствии с напряженным состоянием; отсутствие металлических элементов и ослаблений отверстиями; хорошую стойкость в некоторых химически агрессивных средах, технологичность, возможность высокой степени механизации и автоматизации процесса производства. Изготовление клееных деревянных конструкций допускается только в заводских условиях.

Для изготовления клееных конструкций применяют пиломатериалы хвойных пород влажностью 8...15%. Толщина склеиваемых досок с учетом острожки должна составлять не более 33 мм. В прямолинейных элементах допускают

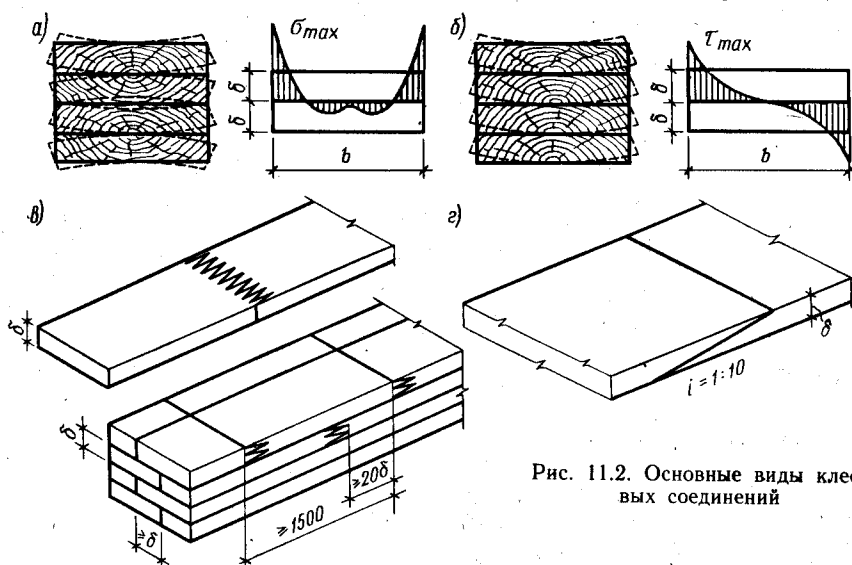


Рис. 11.2. Основные виды клеевых соединений

толщину 42 мм. При нарушении этих ограничений прочность клеевых швов может быть нарушена вследствие напряжений, возникающих от коробления досок при высыхании. Склеиваемые поверхности досок перед нанесением на них клея должны быть остроганы на толщину до 3 мм для обеспечения их плотного контакта.

Клеевые соединения выполняют на водостойких синтетических клеях, марки которых принимают в соответствии со СНиП II-25—80. В настоящее время для соединения деревянных элементов между собой и с фанерой наиболее распространены резорциноформальдегидные клеи (ФР-12 и др.) и фенолоформальдегидный клей КБ-3, а для соединений древесины с металлом — эпоксидный клей ЭПЦ-1.

Склеиванием получают прямолинейные и криволинейные элементы балок, арок, рам, стержней ферм и панельных конструкций. При компоновке клееного пакета доски располагают так, чтобы направление годовых слоев в них было согласовано. Это уменьшает отрывающие напряжения в клеевых швах (рис. 11.2, а), которым они сопротивляются значительно хуже, чем сдвигающим напряжениям (рис. 11.2, б). Толщина клеевого слоя должна составлять не более 0,2 мм. Поперечное сечение клееной конструкции формируют склеиванием досок по пласти (плоскости) и по кромкам. Основным видом соединений досок или клееных блоков по длине или под углом (например, ригеля и стойки рамы) является зубчатый стык (рис. 11.2, в, г). Зубчатая форма придается концам досок (или клееных блоков) специальной фрезой на станке. Длина зубьев обычно не превышает толщины доски. Зубчатое соединение считают равнопрочным с цельной древесиной. Расстояние между такими стыками в одной доске

принимают обычно не меньше 1500 мм, между стыками в соседних досках — двадцати толщин доски.

Фанерные листы часто стыкуют между собой усовым соединением (рис. 11.2, з), длину которого принимают не менее 10 толщин стыкуемых листов. Прочность такого стыка ниже, чем цельной фанеры. При расчете это учитывают коэффициентом условий работы $\lambda_p = 0,6$.

11.3. СОЕДИНЕНИЯ НА НАГЕЛЯХ

Нагели представляют собой металлические, стеклопластиковые или деревянные вкладыши, работающие в основном на изгиб и препятствующие взаимному сдвигу соединяемых элементов без их распора. По форме нагели бывают цилиндрическими (штыри, болты, гвозди, глухари и шурупы) и пластинчатыми. Наиболее широко применяют стальные цилиндрические нагели.

Болты и штыри диаметром обычно 12...24 мм устанавливают в подготовленные в пакете деревянных элементов отверстия того же диаметра. Это обеспечивает плотность соединения и уменьшает опасность раскалывания древесины. Расстройство соединения от усушки и коробления древесины предотвращают установкой стяжных болтов, составляющих около 25 % от общего числа нагелей, но не менее трех с каждой стороны стыка.

Гвозди диаметром до 6 мм забивают, а шурупы диаметром до 4 мм заворачивают в древесину без предварительной подготовки отверстия. Для гвоздей, шурупов и глухарей большого диаметра подготавливают отверстия не на полный диаметр и глубину.

Соединения на нагелях в зависимости от способа загрузки разделяют на симметричные и несимметричные, а по числу плоскостей сдвига — на одно-, двух- и многосрезные (рис. 11.3).

При сдвиге соединяемых элементов нагели работают на изгиб, а древесина — на смятие стенок отверстий, скалывание и раскалывание между отверстиями. Соединения рассчитывают по несущей способности на один срез нагеля из условия его изгиба и смятия древесины средних и крайних элементов.

Несущую способность цилиндрических нагелей на один срез (шов сплачива-

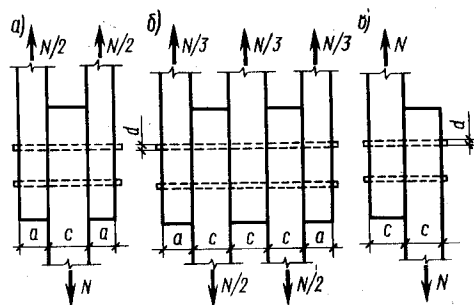


Рис. 11.3. Соединения на цилиндрических нагелях:

а — симметричное двухсрезное; б — то же, многосрезное; в — несимметричное

ния) в соединениях элементов из сосны и ели при направлении усилий, передаваемых нагелями вдоль волокон и гвоздями под любым углом, определяют по формулам, приведенным в табл. 11.1.

Таблица 11.1. Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля

Вид соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность на один срез T , кН				
		стально-го нагеля	алюмин. нагеля	гвоздя	дубового нагеля	нагеля из стеклопластика АГ-4С
Симметричные	Смятие: в средних элементах в крайних элементах	$0,5cd$ $0,8ad$	$0,5cd$ $0,8ad$	$0,5cd$ $0,8ad$	$0,3cd$ $0,5ad$	$0,5cd$ $0,8ad$
Несимметричные	Смятие: во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$ в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$ в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $a/c = 0,5$ $a/c = 0,7$ $a/c = 0,9$	$0,35cd$ $0,25cd$ $0,8ad$ $0,58ad$ $0,43ad$ $0,37ad$	$0,35cd$ $0,25cd$ $0,8ad$ $0,58ad$ $0,43ad$ $0,37ad$	$0,35cd$ $0,25cd$ $0,8ad$ $0,58ad$ $0,43ad$ $0,37ad$	$0,2cd$ $0,14cd$ $0,5ad$ $0,5ad$ $0,38ad$ $0,26ad$	$0,35cd$ $0,25cd$ $0,8ad$ $0,58ad$ $0,43ad$ $0,26ad$
Симметричные и несимметричные	Изгиб нагеля	$1,8d^2 + 0,02a^2$, но не более $2,5d^2$	$1,6d^2 + 0,02a^2$, но не более $2,2d^2$	$2,5d^2 + 0,01a^2$, но не более $4d^2$	$0,45d^2 + 0,02a^2$, но не более $0,65d^2$	$1,45d^2 + 0,02a^2$, но не более $1,8d^2$

Примечание. d — диаметр нагеля, a и c — толщины соответственно крайних и средних элементов.

Угол α между направлениями усилия и волокон древесины учитывают коэффициентом k_α (табл. 11.2).

Т а б л и ц а 11.2. Значения k_α

Угол, град	Для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				Для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

П р и м е ч а н и е. Значение k_α для промежуточных углов определяют интерполяцией.

Различные породы древесины и условия эксплуатации учитывают соответствующими коэффициентами условий работы так же, как при определении расчетных сопротивлений древесины ($k = \gamma_{11}\gamma_{12}\gamma_{13}\gamma_r$).

Расчетную несущую способность нагеля на один срез T умножают при расчете по смятию древесины на произведение $k_\alpha k$, а при расчете по изгибу нагеля, где влияние условий работы древесины меньше, — на $\sqrt{k_\alpha k}$. Например, для симметричного соединения по смятию древесины в средних элементах $T = 0,5cd k_\alpha k$, по смятию древесины в крайних элементах $T = 0,8ad k_\alpha k$, по изгибу нагеля $T = (1,8d^2 + 0,02a^2)\sqrt{k_\alpha k}$, но не более $T = 2,5d^2\sqrt{k_\alpha k}$.

Число нагелей в соединении

$$n \geq N / (T_{\min} n_f), \quad (11.1)$$

где $T_{\min}$ — наименьшая расчетная несущая способность на один срез; n_f — число срезов.

При назначении диаметра нагеля следует стремиться к тому, чтобы несущие способности по смятию древесины и изгибу нагеля были приблизительно равны. Это условие выполняется при

$$d \approx (1/4 - 1/5)c; \quad d \approx (1/3 - 1/4)a.$$

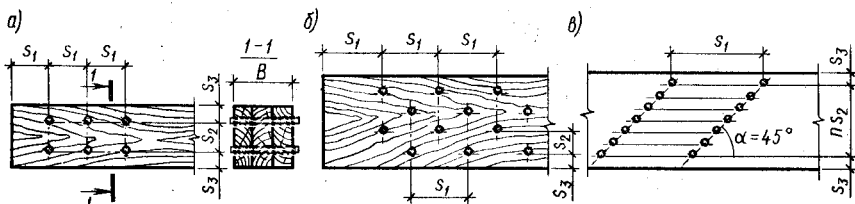


Рис. 11.4. Расстановка нагелей

Прочность соединения по скалыванию древесины расчетом не проверяется. Ее обеспечивают соответствующим размещением нагелей (болтов, штырей) и гвоздей.

Применяют прямую (рис. 11.4, а) и шахматную (рис. 11.4, б) расстановку нагелей. Гвозди ставят также косыми рядами под 45° (рис. 11.4, в). Количество продольных рядов нагелей и гвоздей принимают четным, чтобы они не попадали посередине ширины брусьев и досок, где обычно образуются усушечные трещины. Минимальные расстояния между осями нагелей приведены в табл. 11.3.

Таблица 11.3. Минимальные расстояния между нагелями (к рис. 11.4)

Расстояния	Болты, штыри			Гвозди		
	стальные	алюминиевые и стеклопластиковые	дубовые	для пробиваемых насквозь элементов		для непробиваемых насквозь элементов
				$c \geq 10d^*$	$c = 4d$	
s_1	$7d$ ($6d$)**	$6d$ ($6d$)	$5d$ ($4d$)	$15d$	$25d$	$15d$
s_2	$3,5d$ ($3d$)	$3,5d$ ($3d$)	$3d$ ($2,5d$)	$4d$	$4d$	$4d$
s_3	$3d$ ($2,5d$)	$3d$ ($2,5d$)	$2,5d$ ($2,5d$)	$4d$	$4d$	$4d$

* Для промежуточных значений $10d > c > 4d$ расстояние между осями гвоздей принимается по интерполяции.

** В скобках указаны расстояния, допускаемые при толщине пакета $b \leq 10$.

11.4. СОЕДИНЕНИЯ НА ВРУБКАХ

Врубki представляют собой соединения, в которых усилие передается от одного элемента на другой непосредственно без промежуточных связей. Являясь одним из старейших способов соединения элементов деревянных конструкций, врубки применяют и в настоящее время благодаря простоте образуемых с их помощью узлов. Наиболее часто для соединения под углом стержней ферм и подкосных систем, в основном построенного изготовления, применяют лобовые врубки с одним зубом (рис. 11.5).

При конструировании соединений на лобовых врубках соблюдают следующие условия: узел центрируют, причем растянутые элементы — по оси ослабленного сечения, чтобы в них не возникли дополнительные напряжения изгиба; площадку смятия располагают перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента и центрируют по ней; глубину врубки h_c принимают в опорных узлах не более $1/3$, в промежуточных — не более $1/4$ высоты h или диаметра D сечения элемента, но не менее 2 см в брусках и 3 см в бревнах; длину площадки скалывания прини-

мают в пределах $1,5h \leq l_s \leq 10h_c$. Соединяемые элементы стягивают аварийной связью — болтом, препятствующим их случайному смещению и предотвращающим обрушение конструкции при аварийном скалывании древесины.

Лобовую врубку в опорном узле фермы из брусев рассчитывают на смятие (по площадке смятия) от действия усилия в сжатом врубаемом стержне по формуле

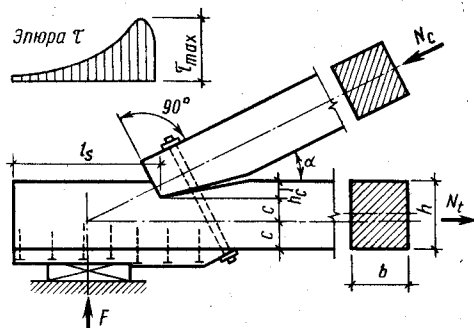


Рис. 11.5. Лобовая врубка с одним зубом

$$\sigma = N_c / A_c = N_c \cos \alpha / (b h_c) \leq R_{ta} \quad (11.2)$$

и на скалывание (по площадке скалывания) от действия горизонтальной проекции этого усилия, равной растягивающей силе в крайней панели нижнего пояса фермы по формуле

$$\sigma = N_c \cos \alpha / A_c = N_c \cos \alpha / (b l_s) \leq R_{tsm}, \quad (11.3)$$

где N_c — расчетное усилие в сжатом врубаемом элементе; b — ширина стержней фермы; α — угол между осями сжатого (верхнего) и растянутого (нижнего) элементов; A_c — площадь смятия; если соединяемые элементы имеют круглое сечение, то $A_c = A_s / \cos \alpha$, где $A_s = k_s a_s h_c$ — площадь сегмента, ограниченного окружностью вертикального сечения ослабленного элемента и хордой — линией вершины врубки; $a_s = 2\sqrt{r^2 - (r - h_c)^2}$ — длина хорды, ограничивающей сегмент; r — радиус сечения элемента; k — коэффициент, принимаемый равным 0,71; $R_{tsm} = R_{ts} / (1 - \beta \frac{l_s}{e})$ — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон; e — плечо сил скалывания; при несимметричной врезке принимается $e = 0,5h$; β — коэффициент для данной схемы приложения сил в узле, $\beta = 0,25$.

Помимо основной проверки врубки на смятие и скалывание, рассчитывают стяжной болт при аварийной схеме работы, гвоздевое соединение подбалки с нижним поясом и настенный брус на смятие под действием вертикальной реакции фермы.

? Каковы основные виды и области применения соединений деревянных конструкций? □ В чем главные достоинства клеевых соединений? Какие стыки применяют в клееных конструкциях? □ Как рассчитывают нагельные соединения? □ Почему прочность нагельных соединений не проверяют по скалыванию древесины? Как расставляют нагели? □ Как конструируют и рассчитывают лобовые врубки?

Г Л А В А 12

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

12.1. ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В связи с невысокой долговечностью деревянные конструкции в гидромелиоративном строительстве используют ограниченно, в основном во временных сооружениях и там, где древесина является местным материалом. Однако в условиях осуществляемой долговременной программы мелиорации, реконструкции и строительства небольших гидросооружений в сельской местности они могут получить более широкое распространение, особенно при индустриальных современных решениях.

Деревянные конструкции в виде балок, стоек, простейших подкосных систем и ферм из бревен, брусьев, досок цельного и составного сечения применяют в различных гидротехнических сооружениях при небольших напорах и пролетах. Их продолжают использовать особенно в лесных районах в деревянных плотинах, сооружаемых на малых реках при напорах обычно не более 6 м, сооружениях для регулирования поступления воды (открытых регуляторах) на каналах гидромелиоративных систем (рис. 12.1, а), в мостовых переходах и переездах малых пролетов (рис. 12.1, в), в водопроводящих сооружениях мостового типа — акведуках (рис. 12.1, б), лотках и трубах большого диаметра, противофильтрационных стенах.

Отверстия в водопропускных сооружениях при малых напорах и пролетах (до 3 м) часто перекрывают простейшими деревянными затворами, представляющими собой балочные системы. По конструктивным признакам их обычно разделяют на шандорные, спицевые и безригельные щитовые. Шандоры состоят из отдельных горизонтальных балок (брусьев, досок), уложенных друг на друга в пазы устоев (рис. 12.2, а). Деревянные брусья используют также в комбинированных металло-деревянных шандорных затворах. Спицевые затворы (рис. 12.2, б) образуют из ряда поставленных вплотную друг к другу деревянных брусьев, свободно опертых вверху на горизонтальную балку или ферму, а внизу — на порог сооружения. Для удобства установки и маневрирования спицы ставят наклонно. Такие затворы можно применять для перекрытия относительно больших пролетов при незначительном напоре. Безригельные щитовые затворы выполняют из досок толщиной 6...8 см, соединенных между собой по продольным кромкам в щит (рис. 12.2, в).

Элементы рассмотренных затворов рассчитывают с учетом ослаблений как свободно опертые балки цельного сечения на действие нагрузки от гидростатического давления.

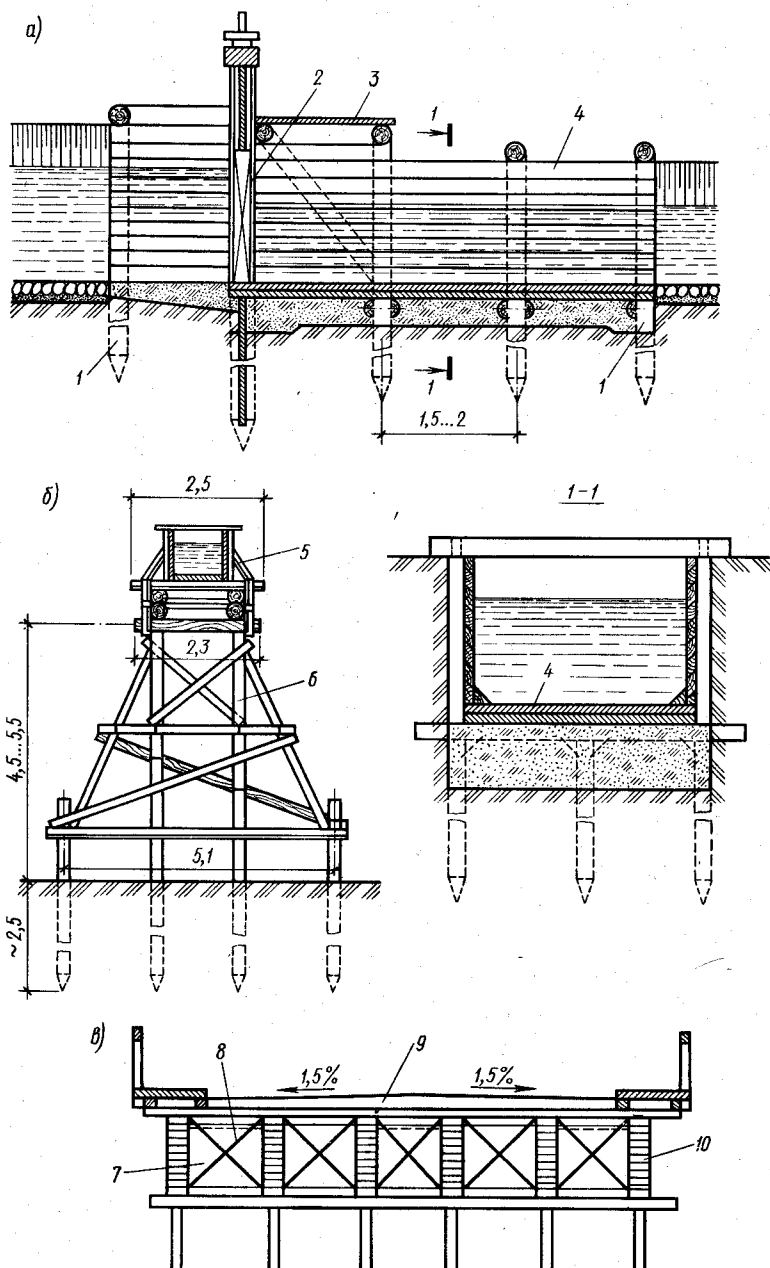


Рис. 12.1. Примеры применения деревянных конструкций в сооружениях гидромелиоративных систем:

1 — сваи; 2 — затвор и шпунтовая стенка; 3 — мост; 4 — обшивка; 5 — деревянный лоток и пролетное строение; 6 — опоры; 7 — поперечные вертикальные связи; 8 — продольные горизонтальные связи; 9 — проезжая часть; 10 — клееные дощатые балки

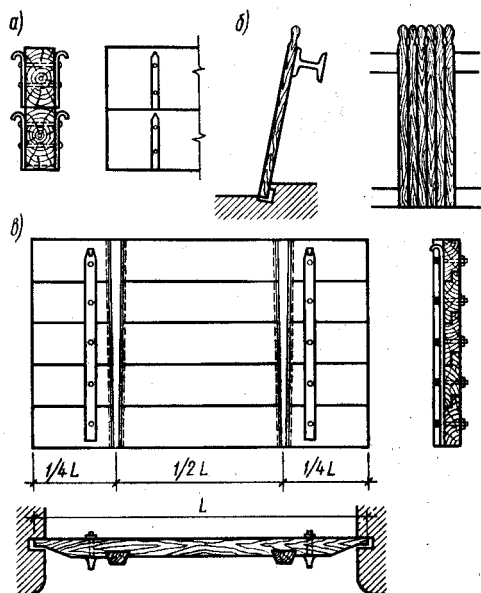


Рис. 12.2. Простейшие деревянные затворы

Широко применяют детали из древесины в стальном механическом оборудовании гидротехнических сооружений, например для полозьев скользящих опорно-ходовых устройств и уплотнений затворов. Чаще всего деревянными выполняют элементы вспомогательных конструкций — опалубки, подмостей лесов и др. Деревянные конструкции используют также во вспомогательных особенно временных производственных зданиях и сооружениях разного назначения. Расширяется применение инвентарных, в том числе контейнерных и передвижных зданий.

Деревянные конструкции используют главным

образом в покрытиях зданий, где особенно эффективен их малый вес.

Ограждающие конструкции холодных (неутепленных) покрытий выполняют обычно из волнистых асбестоцементных листов по обрешетке из деревянных брусков, дощатых настилов с рулонной кровлей. Для теплых (утепленных) покрытий применяют различные асбестоцементные плиты на деревянном каркасе, утепленные деревянные щитовые настилы под асбестоцементную или рулонную кровлю. Перспективными решениями являются ребристые клефанерные плиты, слоистые панели, выполненные с применением пластмасс (см. ниже § 13.2), и утепленные профилированные металлические настилы.

Используют древесину и для элементов каркаса легких панелей стен зданий. Ограждающие конструкции покрытий укладывают по деревянным прогонам, опирающимся на несущие конструкции, или при беспрогонной схеме непосредственно на верхние пояса (кромки) несущих конструкций.

Несущие конструкции покрытий производственных зданий при пролетах более 6 м обычно выполняют с применением деревянных составных клееных и неклееных балок, арок, трехшарнирных рам и ферм. Основными в современном строительстве являются индустриальные конструкции заводского изготовления, к которым относятся клееные балки, арки, рамы, крупнопанельные металлодеревянные фермы с клееным верхним поясом, некоторые типы брусчатых и дощатых ферм (рис. 12.3).

Тип конструкции	h/l	Тип конструкции	h/l	
а) $l = 9 \dots 24$ $l = 12 \dots 24$ $l = 9 \dots 18$ $l = 9 \dots 12$	$1/8 \dots 1/12$ $1/12 \dots 1/16$ $1/8 \dots 1/12$ $1/8 \dots 1/12$	б) $l \text{ до } 30$ $\frac{f}{l} = \frac{1}{4} \dots \frac{1}{6}$ $l \text{ до } 60$ $\frac{f}{l} = \frac{1}{4} \dots \frac{1}{6}$ $l \text{ до } 100$ $\frac{f}{l} = \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}$	$1/20 \dots 1/30$ $1/20 \dots 1/40$ $1/30 \dots 1/50$	в) $l = 15 \dots 24$ $s/l = 1/3$ $l = 24 \dots 36$ $s/l = 1/4$ $l = 18 \dots 24$

Рис. 12.3. Основные типы промышленных плоских деревянных и металлодеревянных конструкций:

а — балки (доштоклейная, армированная доштоклейная, клефанерные ребристые и с волнистой стенкой); б — арки (треугольная, кругового очертания, стрельчатая); в — доштоклейная рама (1 — из прямолинейных элементов, 2 — гнутоклейная); г — фермы (сегментные, пятиугольные, треугольные, шпренгельные, с параллельными поясами); из бревен или брусьев на врубках

12.2. КЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

В настоящее время наибольшее распространение имеют балки, склеенные из досок плашмя (дощато-клееные). Их применяют в качестве основных несущих конструкций в мостах, покрытиях зданий и балочных системах других сооружений обычно при пролетах от 6 до 15...18 м. Имеются примеры перекрытия пролетов 24 и 30 м.

Балки бывают прямолинейными постоянной высоты, двускатные или односкатные с нижней горизонтальной гранью, двускатные ломаного очертания или с гнутоклееным участком в коньке. Они могут иметь прямоугольное и двутавровое сечение (рис. 12.4, а).

Их ширину из цельных досок принимают обычно не более 17 см. При большей ширине каждый слой клееного пакета выполняют составным из досок, склеенных по кромке, с перевязкой швов в соседних рядах. С целью уменьшения влажностных напряжений доски в сечении балки должны иметь согласованное расположение годовых колец древесины. Высоту сечения принимают для балок двускатных, с параллельными кромками, гнутоклееных, соответственно, не меньше $h_{\max} = l/10$, $h = l/12$ и $h = l/15$, где $h_{\max}$ — максимальная высота в середине пролета; h — постоянная высота; l — пролет. При переменном сечении высота на опоре h_s должна быть не меньше $0,4h_{\max}$.

Общую устойчивость балок при изгибе обеспечивают, принимая при постоянной высоте $h/b \leq 6$, при переменной высоте

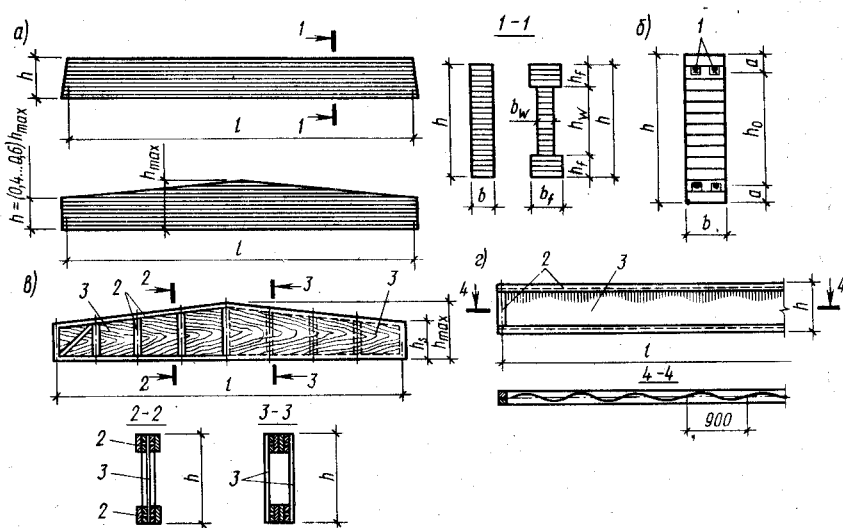


Рис. 12.4. Клееные деревянные балки:

а — дощато-клееные; б — армированная; в — клефанерная с плоскими стенками (двутаврового и коробчатого сечения); г — клефанерная с волнистой стенкой; 1 — стальная арматура; 2 — деревянные пояса и ребра жесткости; 3 — фанерная стенка

$h_{\max}/b \leq 8,5$, где b — ширина балки. Для балок двутаврового сечения, кроме того, соблюдают условия $h_w/b_w \leq 6$ и $b_w \geq 0,5b_f$ и не менее 80 мм. При изготовлении рекомендуется придавать балкам строительный подъем, равный $1/200$.

В тех случаях, когда требуется обеспечить минимальную высоту балки или с целью экономии высокоскоростной древесины применяют армированные балки (рис. 12.4, б). Они представляют собой конструкции прямоугольного сечения из досок, склеенных плашмя, в крайние наиболее напряженные зоны которых вклеены стержни стальной арматуры с площадью сечения $0,02...0,04$ от общей площади поперечного сечения.

Клеефанерные балки (рис. 12.4, в, г), применяемые при пролетах до 12...15 м, состоят из фанерных стенок, дощатых клееных поясов и ребер, склеенных между собой.

На них значительно меньше расходуется древесины, чем на дощатоклееные, благодаря тому, что их форма сечения более рациональна — древесина сконцентрирована в зоне максимальных нормальных напряжений. Фанерные стенки этих балок работают на срез надежнее, чем древесина на скалывание.

По типу конструкции клеефанерные балки разделяют на ребристые с плоской стенкой и с волнистой стенкой. Первые в свою очередь бывают двутавровые с одной стенкой и коробчатые с двумя стенками (рис. 12.4, в). Коробчатые балки отличаются от двутавровых повышенной жесткостью из плоскости изгиба и гладкими боковыми поверхностями, так как ребра жесткости расположены между стенками. Высоту балок в середине пролета принимают в пределах $1/8...1/12$ пролета. Толщина фанерной стенки должна составлять не менее 8 мм и не менее $1/130$ высоты стенки. Устойчивость тонкой фанерной стенки из плоскости обеспечивается ребрами жесткости, располагаемыми по длине балки на расстоянии $1/8...1/10$ длины.

Клеефанерные балки постоянной высоты с волнистой стенкой (рис. 12.4, г) применяют при пролетах до 12 м. Благодаря волнистой форме стенка лучше сопротивляется потере устойчивости, чем плоская, и не требует укрепления промежуточными ребрами жесткости. Однако волнистая стенка является податливой, что уменьшает несущую способность и увеличивает деформативность балки. В большинстве случаев клееные деревянные балки работают по однопролетной схеме со свободным опиранием.

Дощатоклееные балки рассчитывают на прочность, устойчивость и прогиб.

Прочность по нормальным напряжениям проверяют по формуле (10.14) с умножением расчетного сопротивления на следующие коэффициенты условий работы: γ_{15} , зависящий от высоты сечения балки, γ_{16} , зависящий от толщины слоев (толщины досок), γ_{110} , зависящий от формы сечения и принимаемый равным для балок прямоугольного сечения 1, для балок двутаврового сечения 0,9 и на другие коэффициенты, учитывающие различ-

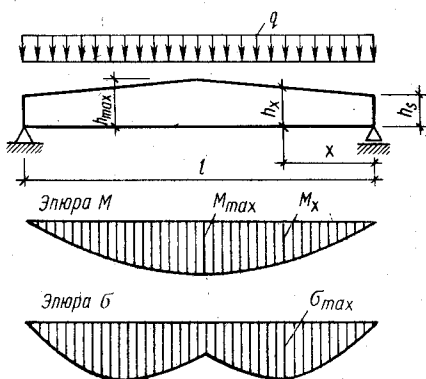


Рис. 12.5. Схема к расчету дощатоклееной балки переменной высоты

$= h_s + ix$, где i — уклон верхней кромки балки. Прочность по касательным напряжениям проверяют по формуле (10.15), которая для балок прямоугольного сечения принимает вид $\pi = 1,5Q/(h_s b) \leq \leq R_{tsb}$.

Общую устойчивость плоской формы деформирования балок проверяют по формуле (10.16) также с умножением расчетного сопротивления древесины на коэффициенты γ_{t5} , γ_{t6} , γ_{t10} и др. При расчете балок с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной поперечного сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента кромке, коэффициент φ_b (см. формулы 10.16 и 10.17) умножают на дополнительный коэффициент k_{fh} , который определяют по СНиП II-25—80.

Прогиб балок проверяют по формуле (10.18).

ные условия работы. В балках переменной высоты расчетное сечение не совпадает с местом действия максимального изгибающего момента, как в балках постоянной высоты, так как момент сопротивления от середины пролета к опоре уменьшается быстрее, чем изгибающий момент. Расстояние от опоры до расчетного сечения $x = = lh_s/(2h_{max})$ (рис. 12.5). В этом сечении изгибающий момент $M_x = \frac{qx}{2}(l - x)$. Вы-

сота расчетного сечения $h_x =$

12.3. ФЕРМЫ

Деревянные фермы используют в мостовых переездах и переходах, плотинах и других гидротехнических сооружениях, покрытиях зданий пролетом 9...36 м (в мостах до 50 м). Обычно их проектируют однопролетными шарнирно опретыми или консольными.

Фермы подразделяют по способу производства: заводского и построечного изготовления; по очертанию: треугольные, многоугольные, сегментные, с параллельными поясами; по виду материала: деревянные, металлодеревянные; выполненные из цельных и клееных деревянных элементов; по типу узловых соединений: на врубках, нагелях, клеаштыревых соединениях и т. д.

В металлодеревянных фермах (рис. 12.3, 12.6), являющихся одним из современных решений конструкций заводского изготовления, верхний пояс и сжатые элементы решетки выполняют из древесины, а растянутые стержни нижнего пояса

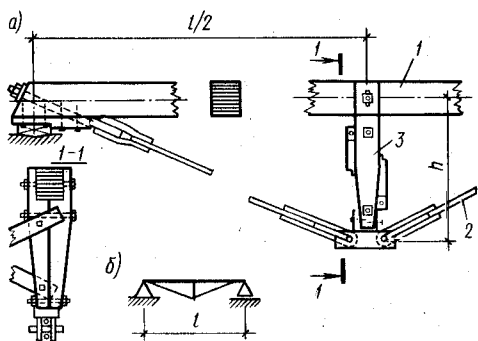


Рис. 12.7. Шпренгельная металлодеревянная ферма с неразрезным верхним поясом:

а — конструкция фермы; б — схема фермы; 1 — дощатоклееный деревянный верхний пояс; клееный деревянный верхний пояс; 2 — нижний пояс (подпружная цепь) из стали круглого сечения; 3 — деревянная стойка

начальный строительный подъем, составляющий обычно не менее $1/200$ пролета.

В мостовых переходах и переездах пролетом 9...18 м рационально применение простейших металлодеревянных шпренгельных систем, состоящих из неразрезного или разрезного клееного деревянного верхнего пояса, деревянных стоек и металлического обычно из круглой стали нижнего пояса (подпружной цепи) (рис. 12.7).

В последние годы в отечественном и зарубежном

строительстве расширяется применение для покрытий зданий легких *дощатых* ферм с соединениями на зубчатых пластинах, которые позволяют изготавливать конструкции относительно простыми и высокопроизводительными индустриальными методами.

Наряду с конструкциями заводского производства используют бревенчатые и брусчатые фермы, простейшие подвесные и подкосные системы построечного изготовления. Большие сжимающие усилия в узлах ферм обычно передают непосредственным лобовым упором элементов или через промежуточные стальные детали (опорные башмаки, вкладыши и т. д.). Брусчатые и бревенчатые элементы ферм соединяют часто на врубках. Для стыков растянутых поясов и присоединения стержней решеток используют также нагели.

Фермы рассчитывают на действие наименее благоприятного сочетания постоянной (собственный вес и вес опирающихся конструкций, гидростатическое давление и др.) и временной (снеговая, ветровая, подвижная — для мостов и др.), а в необходимых случаях и одной из особых нагрузок, которые определяют в зависимости от назначения и условий работы конструкции.

Усилия в стержнях находят обычными методами строительной механики в предположении шарниров в узлах. Продольные усилия в криволинейных элементах верхнего пояса определяют, заменяя дуги между узлами их хордами.

Элементы загружаемого (верхнего) пояса ферм, имеющих межузловую нагрузку, проверяют как сжато-изогнутые стержни на прочность и устойчивость плоской формы деформирования по формулам (10.20), (10.22), незагруженного (нижнего) пояса — на растяжение, или для гибких металлических элементов на растяжение с изгибом нагрузкой от собственного веса пояса

по формуле $\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M}{W_{n \min}} \leq R_y \gamma_c$, где R_y — расчетное сопротивление стали; γ_c — коэффициент условий работы.

Элементы решетки проверяют на центральное сжатие и растяжение по формулам (10.3), (10.5).

Изгибающий момент в *разрезном* верхнем поясе от распределенной межузловой нагрузки с учетом разгружающего действия эксцентрично приложенной продольной силы составляет: для ферм с прямолинейными панелями $M = M_q - Ne$, для ферм с криволинейными панелями $M = M_q - Nf_0$, где M_q — изгибающий момент от межузловой нагрузки; $e = 0,5(e_1 + e_2)$ — средний эксцентриситет приложения продольной силы; e_1, e_2 — эксцентриситеты узлов; $f_0 = l^2/(8r)$ — стрела подъема панели; r — радиус дуги панели.

В фермах с неразрезным прямолинейным верхним поясом, обычным, например, в системах шпренгельного типа, учитывая неопределенность величины осадки средней опоры (в промежуточном узле), изгибающие моменты в середине пролета панели M_b и на опорах M_s определяют по двум расчетным схемам — как для неразрезной балки и для разрезной однопролетной балки (рис. 12.8).

Сечение пояса подбирают по максимальным усилиям. Расчетную длину сжатых элементов ферм l_{ef} при расчете их на устойчивость принимают равной: в плоскости фермы для элементов разрезного пояса, неразрезного с узловым приложением нагрузки и для стержней решетки — растяжению между центрами узлов l , для неразрезного пояса с межузловой нагрузкой при проверке напряжений в пролете крайней (опорной) панели $l_{ef} = 0,8l$, средней панели $l_{ef} = 0,6l$, в опорном сечении (по узлу) $l_{ef} = 0,2l$; из плоскости фермы для элементов поясов — расстоянию между точками их закрепления из плоскости (горизонтальными, сжатыми связями и т. п.), для стержня решетки, соответствующему

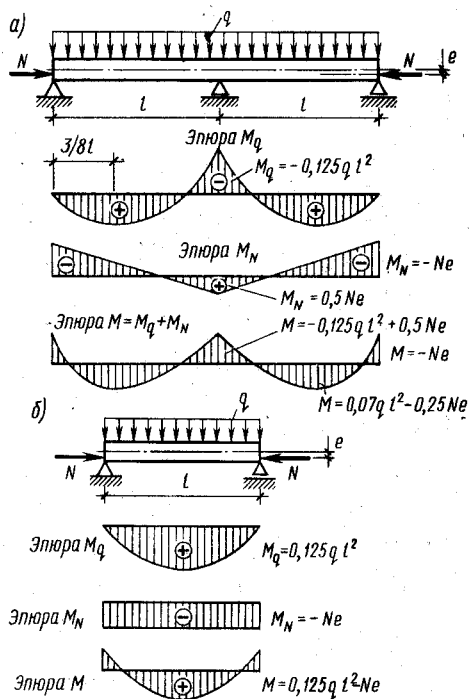


Рис. 12.8. Расчетные схемы неразрезного верхнего пояса ферм с межузловой нагрузкой:

а — неразрезная двухпролетная балка; б — однопролетная балка

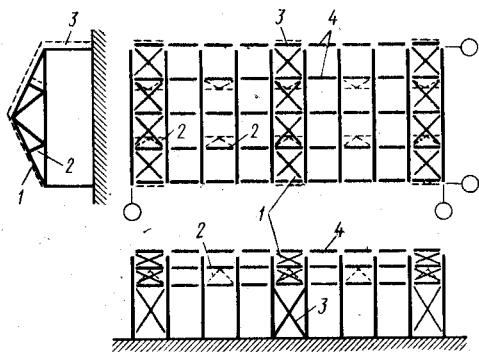


Рис. 12.9. Связи по деревянному каркасу здания:

1 — поперечные скатные; 2 — продольные вертикальные; 3 — между колоннами; 4 — распорки

конструкциями (балками, фермами и др.), обеспечивающих пространственную жесткость и устойчивость несущих систем, зависит от вида сооружения (здания), характера конструкций и условий их работы.

Так в мостовых переходах и переездах небольшого пролета обычно устраивают систему продольных горизонтальных связей вдоль верхних сжатых кромок главных балок и поперечные вертикальные связи через 3...8 м (см. рис. 12.1, з). При больших пролетах, кроме того, ставят продольные горизонтальные связи вдоль нижнего пояса основных ферм.

В покрытиях зданий у их торцов и через 20...30 м по длине в уровне верхнего пояса стропильных ферм (верхних кромок балок) устанавливают поперечные скатные связи и продольные вертикальные связи, соединяющие фермы (балки) попарно через шаг (рис. 12.9). При горизонтальных нагрузках вдоль здания в уровне нижнего пояса (например, от подвесного кранового оборудования) устраивают поперечные горизонтальные связи и в его уровне.

обычно их конструктивной длине, — расстоянию между узлами. Прогиб ферм обычно не проверяют, так как при рекомендуемых отношениях их высоты к пролету (см. рис. 12.3) его значение не превышает допустимого. Расчет узлов ферм зависит от их конструктивных схем и принятого типа соединения элементов (например, см. рис. 12.6, 12.7).

Расстановка и тип связей между плоскими деревянными

? Каковы основные направления применения деревянных конструкций в гидромелиоративном строительстве? □ Какие конструкции простейших деревянных затворов используют в сооружениях гидромелиоративных систем? □ Каковы рекомендации по конструированию дощатоклееных балок? □ Какую конструкцию имеют клефанерные балки с плоской и волнистой стенками?

□ Как проверяют прочность и общую устойчивость дощатоклееных балок? Особенности расчета балок переменной высоты.

□ Какое конструктивное решение имеют основные типы деревянных и металлодеревянных ферм промышленного изготовления?

□ Особенности работы и расчета стержней крупнопанельных ферм с клееным верхним поясом. □ Как ставят связи, обеспечивающие пространственную жесткость и устойчивость несущих конструкций покрытий зданий и сооружений?

ГЛАВА 13

ПЛАСТМАССЫ В ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

13.1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ПЛАСТМАССАХ

Пластическими массами (пластмассами) называют материалы, основным компонентом которых является синтетический полимер обычно в виде отвержденной смолы.

Смолы выполняют функцию связующего и в большой мере определяют технологические и физико-механические свойства пластмасс. Их подразделяют на две группы: *термореактивные* (необратимые), которые после отверждения не размягчаются и не плавятся (эпоксидные, полиэфирные, фенолоформальдегидные, полиуретановые, кремнийорганические, фурановые и др.) и *термопластичные* (обратимые), размягчающиеся и плавящиеся при нагреве, а после остывания снова отверждающиеся (полиэтиленовые, поливинилхлоридные, полипропиленовые и др.).

В состав пластмасс, представляющих собой композиционные материалы, кроме смол могут входить: отвердители; инициаторы, активизирующие отверждение; наполнители (стеклянное, синтетическое, асбестовое волокно, древесные шпоны и др.) — для целенаправленного изменения свойств материала, уменьшения усадки при отверждении, уменьшения расхода смолы; пластификаторы, улучшающие технологические свойства и долговечность материала; стабилизаторы, уменьшающие старение; порообразователи; красители и др.

Пластмассы обычно разделяют: по назначению и характеру использования — конструкционные, гидро- и теплоизоляционные, отделочные; по деформационным свойствам — жесткие, эластичные; по способу производства — контактного формования, экструзионные, пресс-материалы и т. п.; по виду смол; по виду материала, характеру наполнителя, армирования (хаотическое, направленное и т. п.).

Применение элементов из полимерных материалов позволяет снизить вес конструкций, сократить трудозатраты на их изготовление за счет повышения механизации и автоматизации, при правильных инженерных решениях повысить качество конструкций, сократить сроки строительства, расход металла, дерева, цемента и других материалов, повысить долговечность конструкций в условиях химически агрессивных сред.

Основными достоинствами пластмасс как конструкционных материалов являются: возможность варьирования свойств в широком диапазоне в зависимости от назначения и условий эксплуатации; получение материалов высокой прочности или минимального веса с хорошей теплоизолирующей способностью, требуемой жесткости и эластичности, с низкой водопроницаемостью;

необычным для других материалов сочетанием этих свойств; технологичность и простота формообразования; хорошая биологическая и химическая стойкость; легкая обрабатываемость и т. д. К недостаткам относятся сравнительно низкий модуль упругости, определяющий большую деформативность элементов; ползучесть и уменьшение прочности при длительных нагрузках; старение (ухудшение свойств во времени под действием повышенных и пониженных температур, солнечной радиации, влаги); сгораемость; часто высокая стоимость и др.

Основными пластмассами, используемыми в конструкциях гидромелиоративного строительства, являются: полиэтилен, поливинилхлорид, полипропилен для труб и пленок; мастики (тиоколовые, бутилкаучуковые, кремнийорганические, полиизобутиленовые) и эластичные пористые профилированные прокладки (пороизол, гернит, пористая резина) для герметизации и уплотнения деформационных швов; водо-воздухонепроницаемые синтетические ткани (на основе капрона, лавсана и т. п.) с герметизирующими полимерными покрытиями для мягких конструкций. стеклопластики — материалы, состоящие из отвержденных термореактивных синтетических смол и армирующего их стекловолоконного наполнителя (в виде направленных нитей, ткани или хаотически расположенного рубленого волокна, стекломатов и стеклохолста) для различных конструктивных элементов; газонаполненные пластмассы (пенопласты) для конструкционных утеплителей; синтетические клеи для соединения элементов конструкций из пластмасс.

Физико-механические и эксплуатационные свойства пластмасс значительно различаются в зависимости от вида материалов, условий их работы и предъявляемых требований.

Материалы, используемые для несущих элементов конструкций, имеют высокую прочность и относительно высокую жесткость. Так, у стеклопластиков с хаотическим армированием временное сопротивление $\sigma_{ut} = 50...200$ МПа и модуль упругости $E = 3000...5000$ МПа, а при направленном армировании — соответственно до 1000 МПа и 30 000...40 000 МПа; у древесностеклястого пластика — $\sigma_{ut} = 90...260$ МПа, $E = 10 \cdot 10^3...20 \times 10^3$ МПа.

Материалы, применяемые для труб и пленок, — полиэтилен, поливинилхлорид и полипропилен характеризуются низкими водопроницаемостью и водопоглощением (0,1...0,5 % по массе за 24 ч), высокой ударной вязкостью, хорошей эластичностью и значительным предельным удлинением (150...180 %). Недостатком поливинилхлорида является его хрупкость при отрицательных температурах.

Материалы для мягких конструкций (водо-воздухонепроницаемые ткани) имеют высокую прочность при растяжении (300...2000 МПа) и значительные величины предельных деформаций при разрушении (20...50 %). Мастики для герметизации швов обладают низким водопоглощением (0,1...0,3 %), большим

удлинением при разрыве (100...700 %), прочностью на отрыв от бетона (0,4...2,5 МПа).

Пенопласты, являющиеся конструкционными утеплителями, характеризуются низким коэффициентом теплопроводности (0,03...0,065 Вт/м·К), малой плотностью (0,03...0,1 кг/м³) и достаточной для их работы в конструкции прочностью при сжатии (0,2...1,1 МПа).

При таком разнообразии свойств конструкционных пластмасс им присущи общие черты. У них относительно невысокая плотность (0,03...2 г/см³), значительные температурные деформации, коэффициент линейного расширения в 5...10 раз больше, чем у стали (достигает $100 \cdot 10^{-6}$), что необходимо учитывать при расчете конструкций. Большинство применяемых в конструкциях пластмасс имеет небольшое водо- и влагопоглощение. Из перечисленных материалов оно значительное только у фенолоформальдегидных пенопластов главным образом за счет большого числа сообщающихся ячеек структуры. Действие повышенных температур и длительное увлажнение существенно снижают прочность и увеличивают деформативность материалов. Для стеклопластиков с ориентированным армированием, древесно-слоистых пластиков и многих других конструкционных пластмасс характерна анизотропия механических и прочих свойств. Прочность пластмасс при длительном действии напряжений уменьшается, деформация при постоянной нагрузке обычно значительно растет (большая ползучесть), напряжения в элементе, имеющем постоянную деформацию, падают — релаксируют (рис. 13.1), т. е. на работу материала большое влияние оказывают механические процессы, происходящие во времени (реологические).

Нормативные сопротивления пластмасс R_{pn} определяют как временные сопротивления, полученные с требуемой обеспеченностью (0,95...0,997 в зависимости от вида материала и его назначения) по результатам

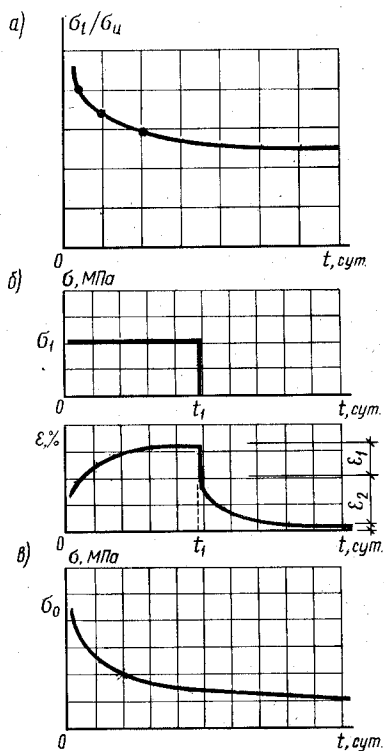


Рис. 13.1. Влияние длительной нагрузки на прочность, деформативность и напряженное состояние конструкционных пластмасс:

а — уменьшение прочности под нагрузкой во времени; б — характерная кривая ползучести; в — релаксация напряжений; ε_1 — мгновенные; ε_2 — вязкоупругие; ε_3 — остаточные деформации

массовых испытаний стандартных образцов материалов заводского изготовления, выдержанных в течение 24 ч в воздушной среде при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ и влажности $65 \pm 5\%$.

Расчетные сопротивления R_p конструкционных пластмасс определяют, как и других материалов, делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалам, учитывающие разброс результатов испытаний, масштабный и другие факторы, равный для разных пластмасс примерно 1,3...1,7. Влияние времени действия нагрузок и воздействий на прочность и деформативность (модуль упругости) материалов при нормальных температурно-влажностных условиях учитывают коэффициентом γ_t — длительного сопротивления, находящегося в пределах 0,2...0,8. Влияние повышенных температур и влажности учитывают коэффициентами условий работы γ_t и γ_w , составляющих обычно для возможных эксплуатационных условий в зависимости от материала и вида напряженного состояния 0,4...1,0.

Модули упругости и сдвига материалов определяют из кратковременных статических испытаний стандартных образцов, а длительные деформационные характеристики — умножением модулей упругости и сдвига на коэффициенты γ_t .

13.2. КОНСТРУКЦИИ ИЗ ПЛАСТМАСС В МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Полимерные трубы наружным диаметром 10...630 мм со стенками толщиной 1,8...15,4 мм применяют при напорах 0,25...1,0 МПа для строительства закрытых оросительных и осушительных систем.

Для осушительных дренажных систем используют трубы с перфорированными гладкими и гофрированными стенками. Последние выпускают диаметром 55...125 мм при толщине стенок 0,6...1,6 мм и поставляют в бухтах длиной 60...200 м. Основными достоинствами пластмассовых труб являются: легкость и удобство при монтаже, повышающие производительность труда и сокращающие стоимость работ, хорошая транспортабельность, стойкость против коррозии, в том числе электрохимической, надежность работы в просадочных грунтах вследствие эластичности материала и большой длины труб. К недостаткам таких труб относятся: уменьшение прочности и значительный рост деформаций (ползучесть) под нагрузкой во времени, особенно при повышенных температурах; старение материалов; высокий коэффициент линейного температурного расширения, а для поливинилхлоридных труб также резкое уменьшение ударной вязкости при отрицательных температурах.

Применяют неразъемные и разъемные соединения пластмассовых труб. Неразъемные соединения полиэтиленовых и полипропиленовых труб встык или внахлест выполняют на сварке с контактным нагревом при $170\text{--}230^\circ\text{C}$ или склеиванием (поливинил-

хлоридные трубы). Разъемные соединения применяют для присоединения труб к арматуре и металлическим фасонным элементам.

Расчет подземных пластмассовых трубопроводов производят на прочность, устойчивость круглой формы поперечного сечения и предельно допустимую деформацию сплющивания (овализацию).

Элементы конструкций гидротехнических сооружений, выполненные из стеклопластиков (в основном на полиэфирных смолах и древесных слоистых пластиках), применяют пока в экспериментальном порядке. Имеются примеры изготовления из стеклопластика лотков взамен железобетонных, небольших затворов, решеток. Слоистый пластик используют для обшивки затворов при малых напорах.

Все эти конструкции имеют значительно меньшую массу, чем аналогичные им металлические или железобетонные, но пока более дороги, характеризуются недостаточно изученной долговечностью в тяжелых условиях комплексного воздействия воды, солнечной радиации и других эксплуатационных факторов.

Древесно-слоистый пластик ДСП-Б относительно широко используют для устройства полозьев скользящих опор плоских стальных затворов (см. выше § 5.4).

Перспективным направлением в строительстве являются мягкие оболочки. Это инженерные конструкции, выполненные из синтетических тканей и работающие в основном на растяжение, не воспринимая напряжений сжатия, изгиба и сдвига.

Их основными достоинствами являются: небольшая масса и компактность в условиях транспортирования; малые трудоемкость и сроки возведения сооружения; сейсмостойкость, значительно меньшая стоимость, чем у аналогичных конструкций из традиционных материалов. В то же время им присущи и недостатки: малоизученная, а в некоторых случаях невысокая долговечность — 10...30 лет; необходимость специального компрессорного или насосного оборудования (для наполняемых конструкций), чувствительность к местным повреждениям гидросооружения (льдом и т. д.) и поэтому обычно временный сезонный характер применения.

Гидротехнические мягкие конструкции подразделяют: по форме и конструктивным особенностям на наполняемые, мембранные и комбинированные. В наполняемых конструкциях проектной формы (воздух, вода, грунт) (рис. 13.2, а), в мембранных конструкциях — посредством мягких открытых оболочек и тросов (рис. 13.2, б), в комбинированных конструкциях с помощью замкнутых или незамкнутых оболочек и тросов в сочетании с жесткими элементами типа балок или пластинок (рис. 13.2, в). Мягкие гидротехнические конструкции применяют обычно в низконапорных сооружениях ($H \leq 2...3$ м). Использование силового

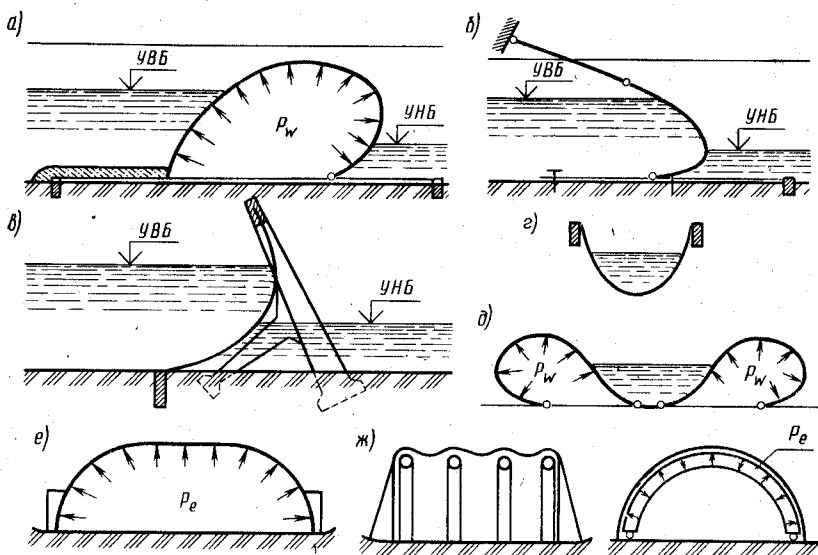


Рис. 13.2. Мягкие оболочки:

а — плотина наполняемого типа; б — плотина мембранного типа; в — плотина комбинированного типа; г — лоток мембранного типа; д — лоток наполняемого типа; е — здание воздухоопорной конструкции; ж — здание воздуонесомой (пневмокаркасной) конструкции

пояса — несущего троса и развитой системы оттяжек разной длины, соединяющих трос с мембраной, позволяет уменьшить усилия в мембране, равномерно передать их к береговым анкерам. В таких системах, называемых гидровантавыми, возможно увеличить напор до 10...15 м.

С помощью мягких конструкций можно создавать: временную оросительную сеть, используя их как водопроводящие элементы закрытого (трубчатого) или открытого (лоткового) профиля (рис. 13.2, г, д); временные водосбросы; регуляторы глубинных систем; сопрягающие сооружения в рыбопропускниках; ограждения подземных тоннелей. Мягкие оболочки применяют также во вспомогательных производственных зданиях (склады, мастерские и т. п.). По способу обеспечения несущей способности их разделяют на пневматические и тентовые. Несущую способность первых создают избыточным давлением воздуха, вторых — механическим преднапряжением оболочек. Пневматические конструкции в свою очередь делят на воздухоопорные, воздуонесущие (пневмокаркасные) и комбинированные. Наибольшее применение находят воздухоопорные конструкции с небольшим, практически не ощущаемым человеком избыточным давлением 0,001...0,01 МПа, создаваемым в объеме помещения. Они относительно просты и позволяют перекрывать пролеты до 60 м (рис. 13.2, е).

Воздуонесущие (пневмокаркасные) конструкции состоят из отдельных пневмоэлементов, представляющих собой герметически

замкнутые баллоны круглого сечения диаметром обычно 0,2...0,5 м прямолинейного или криволинейного очертания, образующих стойки, балки, арки или рамы несущего каркаса здания. Избыточное давление в пневмоэлементах составляет 0,5...3 МПа, т. е. значительно выше, чем в воздухоопорных сооружениях, но они имеют невысокую несущую способность и применяются обычно при пролетах до 15 м (рис. 13.2, ж).

Расчет мягких конструкций ввиду малой толщины и большой гибкости образующих их тканей и пленок можно производить в соответствии с безмоментной теорией оболочек. Деформаций оболочек велики, их форма и размер взаимно связаны с величиной усилий, т. е. задача расчета является геометрически нелинейной. При расчете обычно проверяют прочность и перемещения конструкции, определяют ее очертание при действии эксплуатационных нагрузок.

Легкие слоистые панели, выполненные с применением пластмасс, используют для ограждающих конструкций промышленных и гражданских зданий. Панели имеют внешние слои (обшивки) из прочных плоских или профилированных тонколистовых материалов — стали, алюминия, асбестоцемента, цементно-стружечных плит, фанеры, стеклопластика и других, конструкционно-теплоизоляционный средний слой обычно из пенопласта плотностью 0,03...0,1 г/см³ (легкий наполнитель) и в необходимых случаях обрамляющие ребра в виде профилей или плоских элементов (рис. 13.3).

Обшивки со средним слоем соединяют на синтетических клеях, а с обрамляющими ребрами также клеевыми, механическими

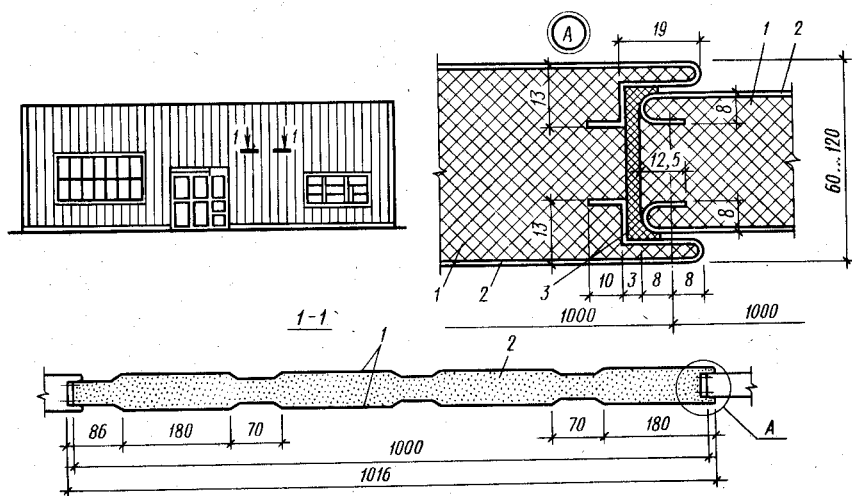


Рис. 13.3. Легкие ограждения стен из слоистых панелей с применением пластмасс: 1 — пенопласт; 2 — обшивка из профилированной защищенной стали или алюминиевых сплавов; 3 — эластичное уплотнение стыка

(заклепками, точечной сваркой, шурупами) или клеємеханическими соединениями. Средний слой обеспечивает тепло- и звукоизоляцию, а обрамление защищает торцы панелей и служит для их крепления к несущим конструкциям.

Основными достоинствами слоистых панелей являются: малая масса ($10...70 \text{ кг/м}^2$); высокая теплоизолирующая способность при малой толщине; высокая технологичность, т. е. возможность высокомеханизированного и автоматизированного производства. В мелиоративном строительстве такие панели рационально применять для ограждающих конструкций, быстро возводимых, в том числе сборно-разборных вспомогательных производственных и малоэтажных жилых зданий, общественных зданий разного назначения, особенно в удаленных и труднодоступных районах.

При статическом расчете трехслойных бескаркасных панелей с легким заполнителем на поперечный изгиб принимают, что нормальные напряжения воспринимают обшивки, а сдвигающие напряжения — средний слой; проверку производят на одновременное действие нагрузок и температурно-влажностных воздействий; в связи с податливостью заполнителя учитывают влияние касательных напряжений на прогиб, а при проверке местной устойчивости сжатой обшивки — ее подкрепление пенопластом.

Пластмассы все шире стали применять для гидроизоляции, защиты и ремонта гидротехнических сооружений.

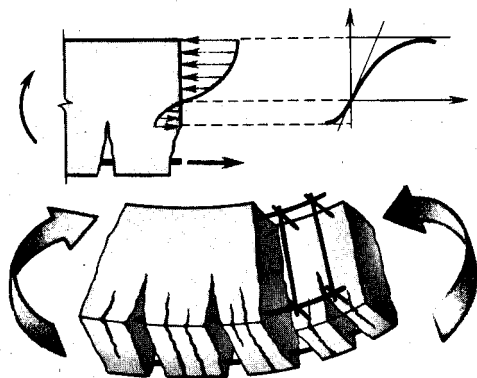
Пленочные противофилтратционные экраны с повышенной водоизолирующей способностью используют на каналах, водохранилищах и в плотинах. Посредством эластичных полимерных и битумно-полимерных мастик, профилированных упругих прокладок (из пороизола, гернита, пенорезины) уплотняют и герметизируют деформационные швы, обеспечивая требуемую свободу усадочных, температурно-влажностных деформаций и неравномерной осадки конструкций.

? Что такое пластмассы, их состав и подразделение? □ Какие основные конструкционные пластмассы используют в гидромелиоративном строительстве? Их достоинства и недостатки. □ Какое влияние оказывают повышенные температуры, влажность и длительная нагрузка на прочность и деформативность пластмасс? □ В чем основные достоинства и недостатки пластмассовых труб для оросительных и осушительных систем? □ Для каких целей применяют мягкие оболочки в мелиоративном строительстве и каковы их основные типы? □ Каковы конструкция и назначение слоистых панелей с применением пластмасс? Особенности их расчета.

3

РАЗДЕЛ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ



ГЛАВА 14 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

14.1. СУЩНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Железобетон представляет собой комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стали, которые работают совместно как одно целое при силовых воздействиях.

Бетон, как любой каменный материал, характеризуется высоким сопротивлением при сжатии и низким (в 10...20 раз меньше) — при растяжении. Сталь одинаково хорошо сопротивляется как растяжению, так и сжатию. Эти особенности материалов и используются в железобетоне.

Бетонная балка (рис. 14.1, а), испытывающая при изгибе растяжение ниже нейтральной оси и сжатие выше нее, имеет низкую несущую способность вследствие слабого сопротивления бетона растяжению. При этом прочность бетона в сжатой зоне используется не полностью. В связи с этим неармированный бетон не рекомендуется применять в конструкциях, предназначенных для работы на изгиб или растяжение, так как размеры таких элементов были бы непомерно большими. Бетонные конструкции применяют преимущественно при их работе на сжатие (стены, фундаменты, подпорные сооружения, устои и др.) и только иногда при работе на изгиб при малых растягивающих напряжениях, не превышающих предела прочности бетона при растяжении.

Железобетонные конструкции, усиленные в растянутой зоне арматурой, обладают значительно более высокой несущей способностью. Так, несущая способность железобетонной балки (рис. 14.1, б) с уложенной внизу арматурой в 10...20 раз больше,

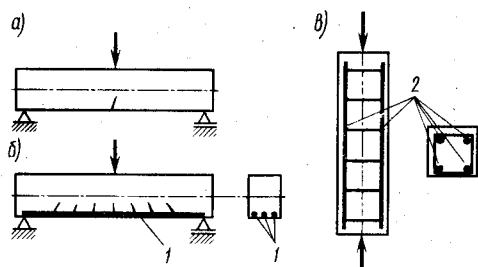


Рис. 14.1. Схемы элементов под нагрузкой:
1 — растянутая арматура; 2 — сжатая арматура

чем несущая способность бетонной балки таких же размеров. При этом прочность бетона в сжатой зоне балки используется полностью.

В качестве арматуры применяют стальные стержни, проволоки, прокатные профили, а также стекловолокно, синтетические материалы, деревянные бруски, бамбуковые стволы.

Конструкции армируют не только при их ра-

боте на растяжение и изгиб, но и на сжатие (рис. 14.1, в). Поскольку сталь имеет высокое сопротивление растяжению и сжатию, включение ее в сжатые элементы значительно повышает их несущую способность. Совместная работа таких различных по свойствам материалов, как бетон и сталь, обеспечивается следующими факторами: 1) сцеплением арматуры с бетоном, возникающим при твердении бетонной смеси; благодаря сцеплению оба материала деформируются совместно; 2) близкими по значению коэффициентами линейных температурных деформаций (для бетона $7 \cdot 10^{-6} \dots 10 \cdot 10^{-6}$ 1/град, для стали $12 \cdot 10^{-6}$ 1/град), что исключает появление начальных напряжений в материалах и проскальзывание арматуры в бетоне при изменении температуры до 100°C ; 3) надежной защитой стали, заключенной в плотный бетон, от коррозии, непосредственного действия огня и механических повреждений.

Особенностью железобетонных конструкций является возможность образования трещин в растянутой зоне при действии внешних нагрузок. Раскрытие этих трещин во многих конструкциях в стадии эксплуатации невелико (0,1...0,4 мм) и не вызывает коррозии арматуры или нарушения нормальной работы конструкции. Однако имеются конструкции и сооружения, в которых по эксплуатационным условиям образование трещин недопустимо (например, напорные трубопроводы, лотки, резервуары и т. п.) или ширина раскрытия должна быть уменьшена. В этом случае зоны элемента, в которых под действием эксплуатационных нагрузок появляются растягивающие усилия, заранее (до приложения внешних нагрузок) подвергают интенсивному обжатию путем предварительного натяжения арматуры. Такие конструкции называют *предварительно напряженными*. Предварительное обжатие конструкций выполняют в основном двумя способами: натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) и на бетон (после бетонирования).

В первом случае перед бетонированием конструкции арматуру натягивают и закрепляют на упорах или торцах формы

(рис. 14.2, а). Затем бетоннируют элемент. После приобретения бетоном необходимой прочности для восприятия сил предварительного обжатия (передаточная прочность) арматуру освобождают от упоров и она, стремясь укоротиться, сжимает бетон. Передача усилия на бетон происходит благодаря сцеплению между арматурой и бетоном, а также посредством специальных анкерных устройств, находящихся в бетоне конструкции, если сцепления недостаточно. Во вто-

ром случае сначала изготавливают бетонный или слабоармированный элемент с каналами или пазами (рис. 14.2, б). При достижении бетоном требуемой передаточной прочности в каналы (пазы) заводят арматуру, натягивают ее с упором натяжного приспособления на торец элемента и заанкеривают. Таким образом бетон оказывается обжатым. Для создания сцепления арматуры с бетоном в каналы инъецируют цементный или цементно-песчаный раствор. Если напрягаемая арматура располагается на наружной поверхности элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров и т. п.), то навивка ее с одновременным обжатием бетона производится специальными навивочными машинами. После натяжения арматуры на поверхность элемента наносят торкретированием защитный слой бетона. Натяжение арматуры может производиться механическим, электротермическим, комбинированным и физико-химическим способами.

При механическом способе арматуру натягивают гидравлическими или винтовыми домкратами, намоточными машинами и другими механизмами. При электротермическом способе арматуру нагревают электрическим током до 300...350 °С, заводят в форму и закрепляют на упорах. В процессе остывания арматура укорачивается и получает предварительные растягивающие напряжения. Комбинированный способ натяжения сочетает электротермический и механический способы натяжения арматуры, осуществляемые одновременно. При физико-химическом способе натяжение арматуры достигается в результате расширения бетона, приготовленного на специальном напрягающем цементе (НЦ), в процессе его гидротермической обработки. Арматура, заложенная в бетоне, препятствует увеличению его объема и растягивается, а в бетоне возникают сжимающие напряжения.

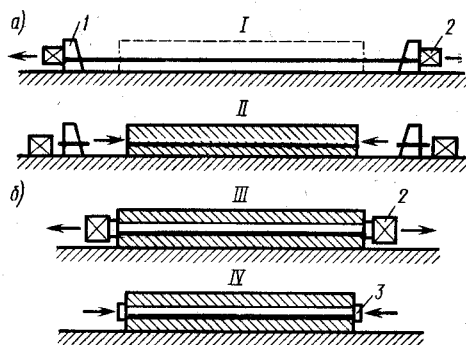


Рис. 14.2. Способы создания предварительного напряжения:

а — натяжение на упоры; б — натяжение на бетон; I — натяжение арматуры и бетонирование элемента; II, IV — готовый элемент; III — элемент во время натяжения арматуры; 1 — упор; 2 — домкрат; 3 — анкер

Натяжение арматуры на упоры производится механическим, электротермическим или комбинированным способами, а на бетон — только механическим способом.

Основное достоинство предварительно напряженных конструкций — высокая трещиностойкость. При загрузении предварительно напряженного элемента внешней нагрузкой в бетоне растянутой зоны погашаются предварительно созданные сжимающие напряжения и только после этого возникают растягивающие напряжения. Чем выше прочность бетона и стали, тем большее предварительное обжатие можно создать в элементе. Применение высокопрочных материалов позволяет сократить расход арматуры на 30...70 % по сравнению с ненапрягаемым железобетоном. Расход бетона и масса конструкции при этом также снижаются. Кроме того, высокая трещиностойкость предварительно напряженных конструкций повышает их жесткость, водонепроницаемость, морозостойкость, сопротивление динамическим нагрузкам, долговечность.

К недостаткам предварительно напряженного железобетона следует отнести значительную трудоемкость изготовления конструкций, необходимость в специальном оборудовании и высокой квалификации рабочих.

14.2. ВИДЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Железобетонные конструкции в зависимости от способов выполнения бывают сборными, монолитными и сборно-монолитными.

Сборные конструкции получили наибольшее распространение, так как их применение дает возможность индустриализации и максимальной механизации строительства. Особенно эффективен сборный железобетон при возможности членения сооружений на небольшое количество различных типов повторяющихся элементов. При изготовлении сборных конструкций в заводских условиях можно широко применять наиболее прогрессивную технологию приготовления, укладки и обработки бетонной смеси, автоматизировать производство.

Монолитные конструкции широко применяют в сооружениях, трудно поддающихся членению и унификации (некоторые гидротехнические сооружения, тяжелые фундаменты, оболочки покрытий и т. п.), а также при строительстве в отдаленных районах.

Сборно-монолитные конструкции представляют собой сочетание сборных элементов и монолитного бетона, укладываемого на месте строительства. Сборные элементы выполняют функцию опалубки для монолитного бетона, отдельных несущих или армирующих элементов. Сборно-монолитные конструкции по сравнению со сборными отличаются большей монолитностью и более простым устройством стыков, но уступают им в индустриальности и трудоемкости. Они особенно целесообраз-

ны для массивных гидротехнических сооружений, а также в случае если конструкции необходимо придать неразрезность и жесткость.

По виду применяемой арматуры различают железобетон с гибкой арматурой в виде стальных стержней сравнительно небольших диаметров (до 40 мм) и с несущей арматурой.

Несущей арматурой служит профильный прокат (жесткая арматура) или пространственные сварные каркасы из круглых стержней и уголков, воспринимающие нагрузки от подвесной опалубки, веса свежесложенного бетона и технологического оборудования на стадии строительства. Такая арматура наиболее часто применяется при возведении массивных гидротехнических сооружений.

Особая разновидность железобетона — армоцемент. Армоцементные конструкции — это тонкостенные конструкции (толщиной 15...30 мм) из мелкозернистого бетона, армированные равномерно по всей толщине сетками из стальной проволоки (размер ячеек сеток до 10 мм, диаметр 0,5...2 мм). Армоцемент хорошо сопротивляется растяжению и изгибу, отличается высокой трещиностойкостью, упругостью. Из армоцемента изготавливают пространственные конструкции (оболочки, волнистые своды, складки и т. п.) для перекрытия сооружений с большими пролетами. В мелиоративном строительстве исследуется возможность применения армоцемента при изготовлении низконапорных труб и лотков.

В целях экономии металла и повышения коррозионной стойкости конструкций проводятся исследования по замене стальной арматуры стеклопластиковой, которую получают из тонких стекловолокон (диаметром 3...20 мкм), склеенных синтетическими смолами в стержни, ленты. Стеклопластиковая арматура характеризуется хорошим сцеплением с бетоном, высокой прочностью на разрыв (до 1800 МПа) и низким модулем упругости (45 000 МПа). Высокая прочность и низкий модуль упругости определяют целесообразность ее применения для предварительно напряженных конструкций (например, напорных труб).

В последние годы начаты исследования и опытное внедрение фибробетона, который представляет собой бетон, армированный короткими (10...30 мм) волокнами (фибрами) из стальной проволоки, асбеста, полипропилена, нейлона и других материалов диаметром 0,2...1,0 мм. Фибробетон имеет более однородную структуру, повышенную прочность и трещиностойкость. Его целесообразно применять в конструкциях, к трещиностойкости которых предъявляются повышенные требования.

Из всех видов железобетона в строительстве наиболее распространен тяжелый железобетон с гибкой стальной арматурой.

? В чем состоит идея железобетона? □ Что обеспечивает совместную работу бетона и стали? □ Сущность и достоинства предварительно напряженных конструкций. □ Способы создания предварительно напряженных конструкций и натяжения арматуры. □ Способы изготовления и возведения конструкций. □ Разновидности железобетона по виду применяемой арматуры, в том числе перспективные.

ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА, АРМАТУРЫ, ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

15.1. ТЯЖЕЛЫЙ БЕТОН

● **Классификация бетонов.** Бетон классифицируют по следующим признакам: по основному назначению — конструкционные и специальные; по виду вяжущего — цементные (в том числе на напрягающем цементе), силикатные, шлаковые, гипсовые; по виду заполнителей — на плотных, пористых и специальных заполнителях; по структуре — плотные, крупнопористые, поризованные, ячеистые. В зависимости от совокупности рассмотренных признаков приняты следующие сокращенные названия основных видов бетонов: тяжелый, легкий, мелкозернистый, напрягающий, ячеистый и др.

Тяжелый бетон — это бетон плотной структуры, на цементном вяжущем и плотных крупных и мелких заполнителях. Он является наиболее распространенным в строительстве и в основном применяется для несущих железобетонных конструкций. В гидротехнических сооружениях используют только тяжелый (гидротехнический) бетон. В качестве плотных заполнителей применяют щебень из дробленых горных пород (песчаник, гранит, диабаз и др.) и природный кварцевый песок. *Легкий бетон* (на цементном вяжущем и пористых заполнителях) применяют в несущих конструкциях зданий, мостов при сравнительно небольших нагрузках и в ограждающих конструкциях. *Ячеистые бетоны* используют в ограждающих конструкциях, *крупнопористые* — только в бетонных конструкциях (например, дренажи и фильтры гидротехнических сооружений), *мелкозернистые* — для заполнения швов сборных конструкций и в армоцементных конструкциях.

В последние годы получили распространение новые виды бетонов: *бетонополимеры*, представляющие собой обычные бетоны, пропитанные полимерами или мономерами с их последующей полимеризацией, и *полимербетоны*, в которых в качестве вяжущего используют полимеры. Эти бетоны обладают повышенной плотностью и прочностью, особенно на растяжение (в 2...4 раза), высокой коррозионной стойкостью, однако имеют пока относительно высокую стоимость. Эти бетоны целесообразно применять в гидротехнических конструкциях, которые должны быть водонепроницаемы (трубопроводы, каналы, лотки и т. п.), а также в ремонтных и восстановительных работах.

● **Прочность бетона.** Бетон имеет капиллярно-пористую неоднородную структуру, образованную зернами заполнителя (песок, щебень или гравий), скрепленными цементным камнем в монолитный твердый материал. По данным исследований, поры и капилляры занимают около трети объема цементного камня. В та-

ком неоднородном материале внешняя нагрузка создает сложное напряженное состояние.

В сжатом бетонном образце напряжения концентрируются на более твердых частицах и около пор и пустот. При этом растягивающие напряжения действуют по площадкам, параллельным направлению силы (рис. 15.1, а). Так как в бетоне много хаотически расположенных пор и пустот, то растягивающие напряжения накладываются друг на друга. Поскольку сопротивление бетона растяжению значительно меньше, чем сжатию, то разрушение сжимаемого образца происходит в результате разрыва бетона в поперечном направлении (рис. 15.1, б). Отсутствие закономерности в расположении твердых частиц и пор приводит к существенному разбросу показателей прочности при испытании образцов из одного и того же бетона.

К бетону неприменимы классические теории прочности, так как они справедливы для материалов с идеальными свойствами. Поэтому данные о его прочности и деформативности основываются на большом числе экспериментов.

Прочность бетона зависит от многих факторов, основными из которых являются: время и условия твердения, вид напряженного состояния, форма и размеры образцов, длительность нагружения.

Опытами установлено, что прочность бетона нарастает в течение длительного времени, но наиболее интенсивный ее рост происходит в начальный период твердения (28 сут при применении

портландцемента, 90 сут при пуццолановом и шлаковом портландцементе). В дальнейшем нарастание прочности значительно замедляется, но при положительной температуре и влажной среде продолжается еще годами (рис. 15.2).

На прочность бетона большое влияние оказывает скорость нагружения образцов. При замедленном нагруже-

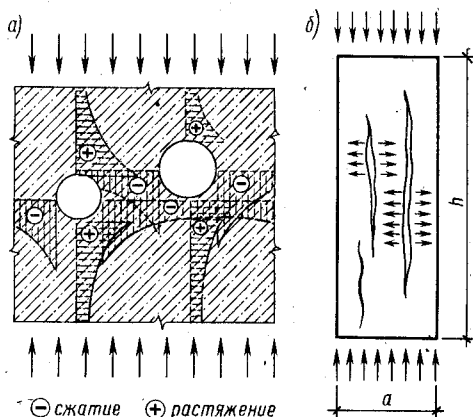


Рис. 15.1. Схемы напряженного состояния и разрушения сжатого бетонного образца

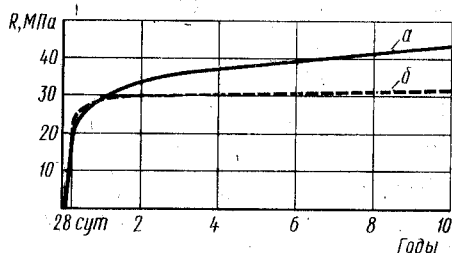


Рис. 15.2. Нарастание прочности бетона во времени при хранении во влажной (а) и сухой (б) средах

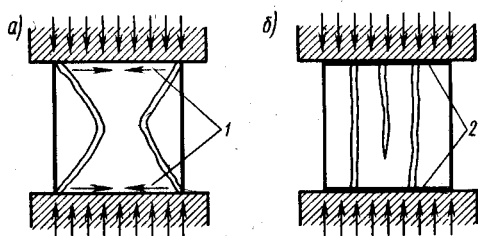


Рис. 15.3. Характер разрушения бетонных кубов при сжатии:

1 — силы трения; 2 — смазка

нии прочность бетона оказывается меньше на 10...15%, чем при кратковременном. При быстром нагружении (0,2 с и менее) прочность бетона, наоборот, возрастает до 20%.

Бетон имеет различную прочность при разных силовых воздействиях: сжатии, растяжении, изгибе, срезе. В связи с этим различают несколько характеристик прочности бетона.

Кубиковая прочность бетона при сжатии является основной механической характеристикой (эталон прочности) материала. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Однако силы трения, возникающие на опорных гранях, препятствуют поперечным деформациям куба вблизи торцов и создают эффект обоймы (рис. 15.3, а). Если устранить влияние сил трения смазкой контактных поверхностей, то поперечные деформации проявляются свободно и куб раскалывается по трещинам, параллельным направлению действия сжимающей силы (рис. 15.3, б), а его прочность уменьшается примерно вдвое. По ГОСТу кубы испытывают без смазки контактных поверхностей. Силы трения влияют на прочность кубов в зависимости от их размеров: чем меньше размер куба, тем больше его прочность. Так, если прочность куба с ребром 15 см равна R , то для куба с ребром 10 см она равна $1,12R$, а с ребром 20 см $\sim 0,93R$. Кубиковая прочность бетона при сжатии необходима для производственного контроля и при проектировании не применяется, так как реальные конструкции по форме отличаются от куба и приближаются к форме призм. Поэтому за основную характеристику прочности бетона сжатых элементов принята *призменная прочность* — временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм с квадратным основанием a и высотой h .

Опыты показали, что с увеличением h/a влияние сил трения на торцах уменьшается, и прочность призм снижается. Разрушение наступает от поперечного растяжения и образования продольных трещин (см. рис. 15.1, б). При $h/a \geq 4$ прочность призм становится постоянной и равной $R_b \simeq (0,7...0,8)R$. Призменную прочность используют при расчете сжатых и изгибаемых элементов.

Прочность бетона при местном сжатии (смятии) учитывают при передаче давления только на часть площади (опирание балок, ферм, колонн и т. д.). Как показывают опыты, в этом случае загруженная часть площади обладает большей прочностью, чем R_b , так как в работе участвует также бетон

окружающий площадку смятия и создающий эффект обоймы. Прочность бетона на местное сжатие

$$R_{b, loc} = R_b \sqrt{A_{loc2}/A_{loc1}}, \quad (15.1)$$

где A_{loc1} — площадь смятия; A_{loc2} — расчетная площадь, включающая площадку смятия и дополнительный участок, как правило, симметричный по отношению к площади смятия.

Прочность бетона при растяжении и зависит от прочности цементного камня, силы его сцепления с заполнителем и значительно меньше прочности при сжатии. При осевом растяжении прочность бетона $R_{bt} = (0,1...0,05)R$.

Причем с увеличением кубиковой прочности относительная прочность бетона при растяжении уменьшается. Опытным путем R_{bt} определяют испытаниями на разрыв восьмерок или на раскалывание образцов в виде цилиндров и кубов.

Прочность бетона при срезе и скалывании в железобетонных конструкциях встречается редко. Обычно срез сопровождается действием нормальных сил. Под чистым срезом понимается разделение элемента на две части по сечению, в плоскости которого действуют перерезывающие силы. Прочность бетона при срезе можно определять по эмпирической зависимости

$$R_{b, sh} = 0,7\sqrt{R_b R_{bt}} \text{ или } R_{b, sh} \simeq 2R_{bt}. \quad (15.2)$$

Значительно чаще бетон в железобетонных конструкциях работает на скалывание, например в балках под действием поперечных сил. Скалывающие (касательные) напряжения при изгибе изменяются по высоте сечения по квадратной параболе. Сопротивление бетона скалыванию по опытным данным в 1,5...2 раза больше прочности при осевом растяжении.

Прочность бетона при длительных, быстрых и многократно повторяющихся нагрузках. При длительном действии статической нагрузки бетон разрушается при меньших напряжениях, чем временное сопротивление кратковременной нагрузке. Это вызвано развитием значительных неупругих деформаций и структурных изменений в бетоне. Предел длительного сопротивления бетона при осевом сжатии по опытным данным составляет $0,9R_b$. Если конструкция эксплуатируется в благоприятных для нарастания прочности бетона условиях (например, гидротехнические сооружения, эксплуатируемые во влажной среде), то уровень напряжений σ_b/R_b постепенно уменьшается в связи с ростом R_b и отрицательное влияние длительного нагружения будет со временем проявляться меньше. При нагрузках малой продолжительности (порыв ветра, транспортные средства, краны, удар и т. д.) бетон разрушается при больших напряжениях (1,1...1,2) R_b .

Многократно повторяющиеся нагрузки снижают сопротивление бетона сжатию под влиянием развития микротрещин. Предел выносливости бетона зависит от числа циклов нагрузки, характеристики цикла $\rho_b = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ и принимается не менее $0,5R_b$.

Его используют при расчете на выносливость железобетонных конструкций, испытывающих динамические нагрузки (подкрановые балки, пролетные строения мостов и т. д.).

● **Деформации бетона под нагрузкой.** В бетоне различают деформации двух основных видов: силовые, развивающиеся под действием внешних сил, и температурно-влажностные.

Бетон является материалом с ярко выраженными упругопластичными свойствами. Уже при небольших напряжениях в нем кроме упругих (восстанавливающихся) деформаций развиваются пластические (остаточные) деформации, которые в основном зависят от характера приложения и длительности действия нагрузки. Поэтому силовые деформации различают при однократном кратковременном, длительном и многократно повторяющихся нагружениях.

При однократном действии кратковременной нагрузки деформации бетона оценивают путем испытания бетонных призм на сжатие. Если призму загружать ступенями и замерять деформации на каждой ступени дважды (после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой), то диаграмма $\sigma - \varepsilon$ будет ступенчатой (рис. 15.4). Деформации ε_{el} , замеренные сразу после приложения нагрузки, — упругие и прямо пропорциональны напряжениям, а деформации ε_{pl} , развивающиеся за время выдержки под нагрузкой, — пластические. Упругие деформации соответствуют мгновенной скорости нагружения образца. Пластические деформации с уменьшением скорости нагружения или увеличением времени выдержки образца под нагрузкой возрастают, а зависимость $\sigma - \varepsilon$ становится более полой. Таким образом, полная

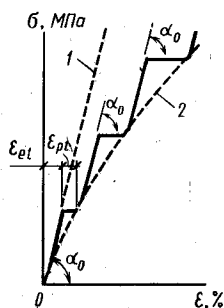


Рис. 15.4. Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ при испытании бетонных призм на сжатие:
1 — упругие деформации;
2 — полные деформации

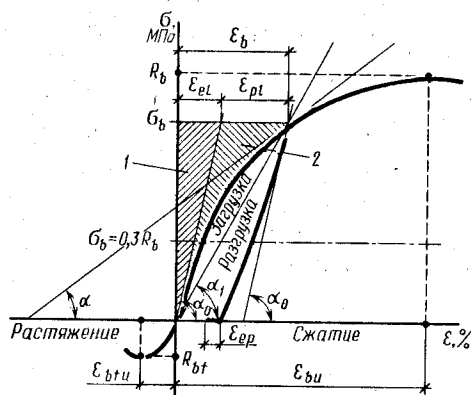


Рис. 15.5. Общая диаграмма «напряжения — деформации» бетона:

1 и 2 — соответственно области упругих и пластических деформаций

деформация бетона $\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$. При большом количестве ступеней загрузки график $\sigma - \epsilon$ становится криволинейным (пунктир на рис. 15.4). В общем случае диаграмма «напряжения — деформации» для бетона изображена на рис. 15.5. Если в какой-то момент загрузки, соответствующий напряжению σ_b , нагрузку с бетонного образца быстро снять, то кривая $\sigma - \epsilon$ будет обращена выпуклостью в противоположную сторону. В процессе разгрузки восстанавливается часть неупругих деформаций (рис. 15.5). После полной разгрузки в образце сохраняются остаточные деформации, которые с течением времени частично восстанавливаются (*деформации упругого последствия* ϵ_{ep}).

Связь между напряжениями и деформациями для бетона как упругопластичного материала характеризуется *модулем деформации* и является переменной величиной, определяемой как тангенс угла наклона касательной к кривой $\sigma - \epsilon$, т. е. $E_b = \operatorname{tg} \alpha = d\sigma/d\epsilon$. Использование такого определения модуля деформаций сложно и затруднительно.

Поэтому для практических расчетов при небольших напряжениях ($\sigma_b \leq 0,3R_b$) связь $\sigma - \epsilon$ принимается линейной (соответствует закону Гука) и называется *начальным (или мгновенным) модулем упругости* $E_b = \operatorname{tg} \alpha_0 = \sigma_b/\epsilon_{el}$. При $\sigma_b > 0,3R_b$ влияние пластических деформаций становится существенным и в расчетах используют средний модуль, или *модуль упругопластичности*, представляющий собой тангенс угла наклона секущей $E_{b, pl} = \operatorname{tg} \alpha_1 = \sigma_b/\epsilon_b$.

Выразив одно и то же напряжение в бетоне через упругие и полные деформации, получим $\sigma_b = \epsilon_{el}E_b = \epsilon_bE_{b, pl}$. Отсюда

$$E_{b, pl} = \epsilon_{el}E_b/\epsilon_b = \nu E_b, \quad (15.3)$$

где $\nu = \epsilon_{el}/\epsilon_b$ — коэффициент, характеризующий упругопластичное состояние бетона при сжатии; он изменяется от 1 (при упругой работе) до 0,1 и зависит от величины напряжений и длительности нагрузки.

При осевом растяжении диаграмма $\sigma - \epsilon$ имеет тот же характер, что и при сжатии. Начальные модули упругости бетона при растяжении и сжатии отличаются незначительно и могут быть приняты одинаковыми. Тогда модуль упругопластичности бетона при растяжении

$$E_{bt, pl} = \nu_t E_b, \quad (15.4)$$

где ν_t — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона при растяжении. При $\sigma_{bt} \rightarrow R_{bt}$ по опытным данным $\nu_t = 0,5$.

При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Эти деформации интенсивно нарастают в первые 3—4 месяца, затем их рост постепенно замедляется и прекращается через несколько лет.

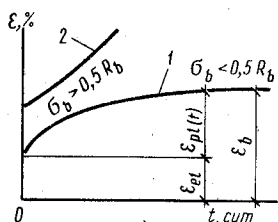


Рис. 15.6. Деформации ползучести бетона

Нарастание неупругих деформаций во времени при длительном действии нагрузки или напряжений (температурных, влажностных и т. п.) называют *ползучестью* бетона. Деформации ползучести могут в 3...4 раза превышать упругие деформации.

Деформации ползучести бетона и скорость их нарастания во времени зависят от очень многих факторов. Так, с ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается; загруженный в раннем возрасте

бетон характеризуется большей ползучестью, чем старый бетон. Ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной. На ползучесть бетона также влияют технологические факторы: увеличение количества цемента и В/Ц, применение цемента низких марок повышают ползучесть; хорошо фракционированный заполнитель, тщательное уплотнение бетонной смеси уменьшают деформации ползучести.

Различают ползучесть линейную и нелинейную. *Линейная* ползучесть возможна при $\sigma_b < 0,5 R_b$, когда увеличение деформаций примерно пропорционально увеличению напряжений (рис. 15.6, кривая 1). При напряжениях $\sigma_b > 0,5 R_b$ в бетоне появляются микротрещины, начинаются ускоренное нарастание неупругих деформаций и *нелинейная* ползучесть (рис. 15.6, кривая 2). Так как граница между этими двумя видами ползучести (граница развития микротрещин) выше напряжений при эксплуатационных нагрузках, наибольшее практическое значение имеет линейная ползучесть.

Для количественной оценки деформаций ползучести пользуются величинами: *характеристика* ползучести φ_t и *мера* ползучести $C(t)$:

$$\varphi(t) = \varepsilon_{pl(t)} / \varepsilon_{el}; \quad C(t) = \varepsilon_{pl(t)} / \sigma_b, \quad (15.5)$$

где $\varepsilon_{pl(t)}$ — деформация ползучести к моменту времени t ; ε_{el} — упругая деформация в момент загрузки (рис. 15.6 $t = 0$); σ_b — длительно действующие напряжения.

При многократно повторяющейся нагрузке происходит постепенное накопление неупругих деформаций. После определенного числа циклов загрузки и разгрузки неупругие деформации выбираются, и бетон начинает работать упруго. Такой характер деформирования наблюдается при напряжениях, не превышающих предела выносливости. При большем значении напряжений после некоторого числа циклов неупругие деформации начинают неограниченно расти и происходит разрушение образца, т. е. наступает усталость бетона.

Предельные деформации бетона. Предельными называют деформации бетона перед его разрушением. Различают предельную сжимаемость ε_{bu} и растяжимость

ϵ_{btu} , которые зависят от прочности бетона, его состава и длительности приложения нагрузки.

С увеличением прочности бетона они уменьшаются, а с ростом длительности нагрузки увеличиваются. По данным опытов предельная сжимаемость бетона $\epsilon_{bu} = (0,8...3) \cdot 10^{-3}$. В расчетах принимают $\epsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$, а при длительном действии нагрузки $\epsilon_{bul} = 2,5 \cdot 10^{-3}$.

Предельная растяжимость бетона в 10...20 раз меньше предельной сжимаемости и в среднем принимают $\epsilon_{btu} = 1,5 \cdot 10^{-4}$. Величину ϵ_{btu} можно определить в зависимости от прочности бетона при растяжении с учетом модуля упругопластичности бетона (см. формулу 15.4):

$$\epsilon_{btu} = R_{bt, ser} / E_{b, pl} = 2R_{bt, ser} / E_b. \quad (15.6)$$

Предельная растяжимость бетона существенно влияет на сопротивление образованию трещин в растянутых зонах железобетонных конструкций.

● **Температурные и влажностные деформации бетона.** Температурные деформации бетона неизбежны в массивных гидротехнических сооружениях при их бетонировании. Твердение бетона сопровождается выделением теплоты (экзотермический разогрев) и при последующем неравномерном остывании конструкции появляются значительные температурные деформации. Они возникают также в сооружениях, подверженных атмосферным воздействиям или изменениям технологических температур. Температурные деформации при ограничении перемещений конструкций (статически неопределимые) или при неравномерном их распределении по объему (в массивных сооружениях) вызывают растягивающие напряжения, которые могут привести к появлению трещин. Для расчета температурных деформаций и напряжений пользуются коэффициентом линейного расширения бетона, величина которого по опытным данным при температуре от -50 до $+50^\circ\text{C}$ в среднем составляет $1 \cdot 10^{-5}$ 1/град.

Влажностные деформации бетона вызваны свойством бетона уменьшаться в объеме при твердении в воздушной среде (*усадка*) и увеличиваться в объеме при увлажнении (*набухание*). Усадку бетона можно представить как сумму деформаций двух видов: собственно усадки и влажностной усадки.

Собственно усадка происходит в результате уменьшения истинного объема системы цемент — вода в процессе гидратации цемента и необратима. Влажностная усадка связана с испарением свободной влаги в бетоне; она частично обратима: при твердении на воздухе происходит усадка бетона, а при достаточном притоке влаги — набухание. Деформации влажностной усадки бетона в 10...20 раз больше деформаций собственно усадки.

Усадка бетона происходит наиболее интенсивно в начальный период твердения и в течение первого года. В дальнейшем она

постепенно затухает. Величина и скорость усадки зависят от влажности окружающей среды (чем меньше влажность, тем больше усадочные деформации и выше скорость их роста), вида цемента, состава бетона, способов его укладки и т. д. Неравномерное высыхание бетона по объему в массивных гидротехнических сооружениях приводит к неравномерной усадке. Открытые поверхностные слои бетона теряют влагу быстрее и усадка их больше, чем внутренних, более влажных зон. В результате такой неравномерности во внутренних слоях бетонного тела возникают сжимающие, а в наружных — растягивающие напряжения, приводящие к образованию поверхностных трещин.

Величина усадки (набухания) зависит от многих факторов и колеблется в широких пределах. По опытным данным средние деформации могут быть приняты равными: усадки — $2 \cdot 10^{-4}$, набухания — $1 \cdot 10^{-4}$. Уменьшение усадочных деформаций и напряжений в бетоне достигается как технологическими (уменьшение расхода цемента и отношения В/Ц, повышение плотности бетона, увлажнение открытых поверхностей и т. д.), так и конструктивными мерами, например устройством усадочных швов, постановкой противоусадочной арматуры. Наиболее радикальным средством устранения усадки является применение безусадочных цемента.

● **Классы и марки бетона.** Классом или маркой бетона называют величину контрольной характеристики качества бетона, задаваемую при проектировании. В зависимости от характера и назначения конструкции классы и марки бетона устанавливают по следующим признакам.

Класс по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность) представляет собой временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 15 см, испытанных через 28 сут хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ и относительной влажности воздуха 90...100 %. Обозначается буквой В со следующим за ней числом, характеризующим сопротивление сжатию эталонного куба (в МПа) с обеспеченностью 0,95.

Нормами установлены следующие классы для тяжелого бетона: В3,5, В5, В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60. Класс по прочности на сжатие является основной характеристикой бетона и должен указываться в проектах во всех случаях.

Класс по прочности на осевое растяжение (сопротивление бетона контрольных образцов осевому растяжению (в МПа) с обеспеченностью 0,95, испытанных в соответствии со стандартами). Обозначается буквой В_т. Эта характеристика назначается для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, если она контролируется на производстве. Нормами установлены классы В_т0,8; В_т1,2; В_т1,6; В_т2; В_т2,4; В_т2,8; В_т3,2.

Проектные марки по морозостойкости (F) указывают количество циклов попеременного замораживания и

оттаивания, выдерживаемое контрольными образцами в насыщенном водой состоянии без снижения прочности более чем на 15 %. Для тяжелых бетонов эти марки назначают от F50 до F500.

Марки по водонепроницаемости (W) назначают для конструкций, работающих под напором воды (элементы гидротехнических сооружений, напорные трубы, резервуары и т. д.). За характеристику принимается предельное давление воды (в кг/см²), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемый образец, или величина коэффициента фильтрации воды. Нормы предусматривают марки от W2 до W12.

Марки по средней плотности (D800...D2000) назначают для легких, ячеистых и поризованных бетонов, если к ним предъявляются требования теплоизоляции. Цифра обозначает плотность (в кг/м³).

Марки по самонапряжению ($S_{p0,6}...S_{p4}$) устанавливают только для бетонов на напрягающем цементе. Численно они равны предварительному обжатию бетона (в МПа), создаваемому в результате его расширения.

Для железобетонных конструкций применяют бетоны класса B7,5 и выше. Оптимальные класс и марку бетона выбирают на основе технико-экономического анализа в зависимости от назначения конструкции, ее эксплуатации, напряженного состояния, способа изготовления и др. Для элементов, работающих на сжатие, принимают класс не ниже B15, а для сильно нагруженных — не ниже B25. В предварительно напряженных конструкциях выгодно применять бетоны высокой прочности (B25...B50), а в изгибаемых элементах без предварительного напряжения — B15...B25. Проектные марки по морозостойкости и водонепроницаемости принимаются в зависимости от режима эксплуатации конструкций, расчетной зимней температуры и класса сооружения по таблицам, приведенным в нормах.

● **Особенности гидротехнического бетона.** Для возведения конструкций или частей гидротехнических сооружений, постоянно или периодически подверженных воздействию водной среды, применяют гидротехнический бетон (ГОСТ 26633—85). В зависимости от места укладки в сооружении и условий эксплуатации гидротехнический бетон подразделяется: на подводный, находящийся постоянно в воде; бетон зоны переменного уровня воды; надводный, находящийся выше зоны переменного уровня воды; бетон массивный* и немассивный; бетон напорных и безнапорных конструкций; бетон наружной и внутренней зон. Срок твердения гидротехнического бетона, отвечающий его классам по прочности на сжатие и растяжение, маркам по водонепроницаемости, принимается 180 сут. Проектные марки по морозостойкости определяются в возрасте 28 сут.

Для предварительного назначения классов и марок бетона можно пользоваться данными табл. 15.1. Кроме того, марки гидротехнического бетона по водонепроницаемости устанавливают в зависимости от напорного градиента.

В отличие от обычного бетона к гидротехническому предъявляют дополнительные требования: по предельной растяжимости и допускаемым влажностным деформациям; стойкости против агрессивного воздействия воды; отсутствию

* К массивному относят бетон таких конструкций, которые вследствие своих размеров требуют принятия специальных мер для регулирования температурных деформаций, возникающих от выделения теплоты при твердении бетона.

Т а б л и ц а 15.1. Классы и марки гидротехнического бетона

Для зон переменного уровня водосливных частей плотин			Для внутренних зон массивных конструкций		Для подводных и наружных зон	
по водо- непрони- цаемости	по морозо- стойкости	по проч- ности	по водо- непроница- емости	по проч- ности	по водо- непроница- емости	по проч- ности
4	100	B12,5	2	B7,5	6	B12,5
6	150	B15	4	B12,5	8	B15
8	200	B20	—	—	12	B25
10	300	B25	—	—	—	—
12	400	B30	—	—	—	—

вредного взаимодействия щелочей цемента с заполнителем; сопротивляемости истиранию донными и взвешенными наносами; стойкости против кавитации; тепловыделению при твердении бетона.

15.2. АРМАТУРА И АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ

Железобетонные конструкции армируют рабочей, конструктивной и монтажной арматурой.

Рабочую арматуру устанавливают по расчету на действующие усилия для восприятия растягивающих напряжений и усиления сжатых зон конструкции. В зависимости от воспринимаемых усилий ее подразделяют на *продольную 1* и *поперечную*, включающую хомуты 2 (поперечные стержни) и отогнутые стержни 3 (рис. 15.7). Конструктивную и монтажную арматуру устанавливают по конструктивным и технологическим соображениям: *конструктивная* — воспринимает неучитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры, равномерно распре-

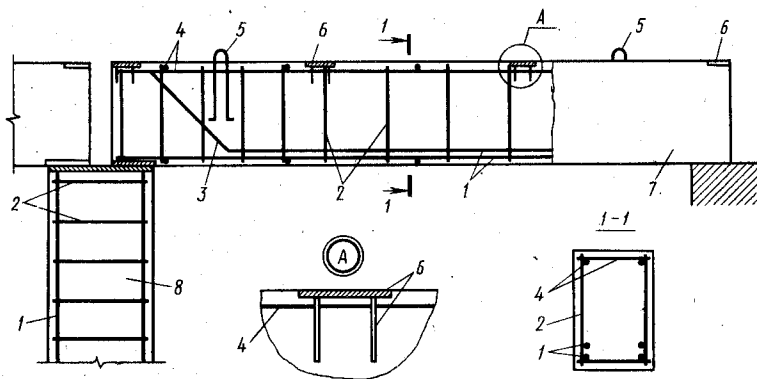


Рис. 15.7. Арматура железобетонных элементов:

1 — продольная арматура; 2 — хомуты; 3 — отогнутые стержни; 4 — монтажная арматура; 5 — монтажные петли; 6 — закладные детали; 7 — балка; 8 — колонна

деляет усилия между отдельными стержнями и т. д.; *монтажная* — обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, объединяет ее в каркасы и т. п. В сборных конструкциях для подъема и транспортирования элемента устанавливают монтажные (строповочные) петли 5, трубки и др. Для сопряжения и стыкования сборных конструкций применяют стальные закладные детали 6. Всю арматуру объединяют в арматурные изделия — сварные или вязаные сетки и каркасы.

● **Механические свойства арматурных сталей.** Арматурные стали по механическим свойствам подразделяют на мягкие, сопротивление которых характеризуется физическим пределом текучести σ_y , и твердые, для которых основным показателем прочности является временное сопротивление разрыву σ_u (рис. 15.8).

Мягкая сталь пластична и обладает значительным удлинением после разрыва (до 25%, кривая 2). За нормативное сопротивление таких сталей принимают браковочный минимум предела текучести, который меньше, чем предел прочности. Повышение прочности арматурной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигается механическим или термическим упрочнением, а также введением в ее состав углерода и различных легирующих добавок.

Механическое упрочнение стали (вытяжка в холодном состоянии) основано на явлении наклепа — повышении предела пропорциональности в результате загрузки стали до напряжений σ_k , превышающих σ_y , и последующей разгрузки. При повторной вытяжке напряжения σ_k становятся новым искусственно поднятым пределом текучести (кривая 1). Другим видом механического упрочнения стали является волочение (многократная протяжка проволоки через несколько последовательно уменьшающихся отверстий), после которого зависимость $\sigma — \epsilon$ становится линейной почти до разрыва, а предел прочности значительно увеличивается (кривая 3) и принимается за нормативное сопротивление.

Термическое упрочнение стали заключается в закалке (нагрев до 800 °С и быстрое охлаждение в масле) и частичном отпуске (нагрев до 300...400 °С и постепенное охлаждение). Термически упрочненная сталь переходит в пластическую область работы постепенно (кривая 4).

Для таких сталей устанавливают условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ — напряжение, при котором остаточные деформации составляют 0,2%.

В зависимости от способов упрочнения стали в большей

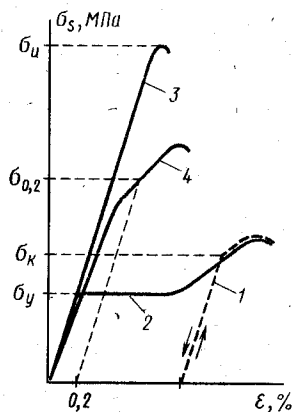


Рис. 15.8. Диаграммы $\sigma_s — \epsilon_s$ для разных видов стали

или меньшей степени приближаются по своим свойствам к твердым сталям, разрывающимся хрупко (при удлинении 3...4%). К твердым относятся также стали, в состав которых введены углерод и легирующие добавки (марганец, хром, кремний и др.).

Для работы железобетонных конструкций под нагрузкой, механизации арматурных работ большое значение имеют такие свойства арматурных сталей, как пластичность, свариваемость, усталостное разрушение, ползучесть, релаксация и др. Так, снижение пластических свойств стали может явиться причиной хрупкого разрыва арматуры в конструкциях под нагрузкой, излома напрягаемой арматуры в анкерах и т. п. Нельзя сваривать арматурные стали, упрочненные термической обработкой, кроме специальных «свариваемых», или вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения. Поэтому их применяют только в вязаных каркасах.

● **Классификация арматуры и ее применение в конструкциях.** Все виды стальной арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях, различают по следующим признакам: по технологии изготовления — горячекатаная стержневая и холоднокатаная проволочная; по форме поверхности — гладкая и периодического профиля; по поперечному сечению — гибкая (проволока, стержни) и жесткая (фасонный прокат); по условиям применения — предварительно напрягаемая и ненапрягаемая.

Стержневая арматура обозначается буквой А и римской цифрой (чем больше цифра, тем выше прочность). В зависимости от основных механических характеристик и способов упрочнения она подразделяется на следующие классы: А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI — горячекатаная, не подвергаемая после проката упрочняющей обработке; А-IIв, А-IIIв — упрочненная вытяжкой; Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI — термически и термомеханически упрочненная. Для дополнительной характеристики арматуры к обозначениям классов вводятся индексы: С — указывает на возможность сварки стержней (Ат-IIIС, Ат-IVС); К — на повышенную стойкость к коррозии (Ат-IVК, Ат-VIK); СК — на возможность сварки и повышенную коррозионную стойкость (Ат-VСК); с (специальная) — на возможность использования при низких температурах (Ас-II) и т. п.

Каждому классу арматуры соответствуют стали с одинаковыми прочностными и деформативными свойствами, но различным химическим составом. Например, арматуру класса А-II изготавливают из сталей марок ВСт5, 18Г2С и 10ГТ, класса — А-III — из сталей марок 25Г2С, 35ГС и т. д. Стержневая арматура выпускается заводами диаметром 6...80 мм и длиной 6...12 м.

Периодический профиль имеет арматура всех классов, за исключением круглой (гладкой) арматуры класса А-I.

Холоднокатаная проволочная арматура обозначается буквой В (от слова «волочение») и подразделяется:

на обыкновенную гладкую арматурную проволоку класса В-I и рифленую (периодического профиля) класса Вр-I; высокопрочную гладкую класса В-II и рифленую класса Вр-II; витую проволочную арматуру: семипроволочные канаты класса К-7; 19-проволочные класса К-19 и др. Класс арматуры для железобетонных конструкций выбирают с учетом назначения арматуры, класса и вида бетона, условий изготовления арматурных изделий (сварка, вязка) и конструкций, условий эксплуатации (опасность коррозии, воздействие низких или высоких температур и т. п.).

В качестве ненапрягаемой работы арматуры преимущественно применяют стержневую арматуру класса А-III и проволочную классов В-I и Вр-I в сварных сетках и каркасах. Арматурную сталь классов А-I и А-II в основном используют для поперечной и монтажной (конструктивной) арматуры, а также в качестве рабочей в конструкциях, эксплуатируемых под давлением воды или газов. В предварительно напряженных конструкциях в качестве напрягаемой арматуры применяют преимущественно сталь классов Ат-VI, Ат-V в элементах длиной до 12 м, а при большей длине — сталь классов В-II, Вр-II, К-7. Эту же арматуру рекомендуется применять в конструкциях, находящихся под давлением воды. Для монтажных (строповочных) петель сборных элементов рекомендуется применять арматурную сталь класса А-I марок ВСтЗкп2 и ВСтЗпсб.

● **Арматурные изделия.** Для армирования железобетонных конструкций используют различные арматурные изделия.

В целях индустриализации и механизации арматурных работ ненапрягаемую арматуру преимущественно применяют в виде сварных сеток и каркасов.

Их изготавливают контактной точечной сваркой из арматуры классов А-I, А-II, А-III, В-I и Вр-I на многоэлектронных или однотоочечных сварочных машинах, а также с помощью сварочных клещей.

При конструировании сварных сеток и каркасов необходимо учитывать технологические возможности контактной точечной сварки (недопущение пережога тонких стержней, беспрепятственное размещение электродов и т. п.).

Требования к соотношению диаметров свариваемых стержней приведены в табл. 15.2.

Т а б л и ц а 15.2. Соотношения между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

Диаметры продольных стержней	3...10	12...16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

Сварные сетки применяют главным образом для армирования плитных конструкций.

В зависимости от направления рабочих стержней они бывают трех типов: 1) с продольной рабочей арматурой; 2) с поперечной рабочей арматурой; 3) с рабочей арматурой в обоих направлениях. Стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, являются распределительными (монтажными). Сетки могут быть стандартными и индивидуального проектирования.

Стандартные сетки по ГОСТ 8478—81 изготавливают из арматуры класса Вр-I диаметром 4...5 мм и класса А-III диаметром 6...8 мм, а по ГОСТ 23279—85, кроме того, из стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III диаметром до 40 мм. Сетки бывают плоскими (рис. 15.9, а) и рулонными (рис. 15.9, б). В рулонных сетках наибольший диаметр продольных стержней 5 мм, а их длина зависит от массы рулона (100...500 кг); длина плоских сеток до 9 м.

Нестандартные сварные сетки конструируют, ориентируясь на технологические возможности главным образом многоэлектродных сварочных машин. В зависимости от диаметра продольных стержней такие сетки подразделяют на легкие (при $d \leq 12$ мм) и тяжелые (при $d \geq 14$ мм). В нестандартных сетках рабочие стержни могут не доходить до конца (рис. 15.9, в) или иметь петли на концах (рис. 15.9, г).

Сварные каркасы применяют для армирования линейных элементов (балок, колонн и т. п.). Они могут быть плоскими и пространственными.

Плоские каркасы состоят из продольных рабочих и монтажных стержней и приваренных к ним поперечных стержней (рис. 15.10). В сварных каркасах для армирования изгибаемых элементов продольные рабочие стержни могут быть расположены в один ряд (рис. 15.10, а...в) и в два ряда (рис. 15.10, д, е), а по отношению к поперечным стержням иметь одностороннее

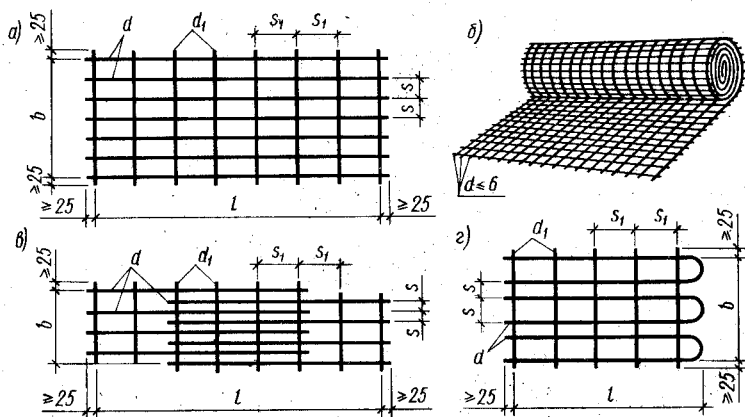


Рис. 15.9. Сварные сетки

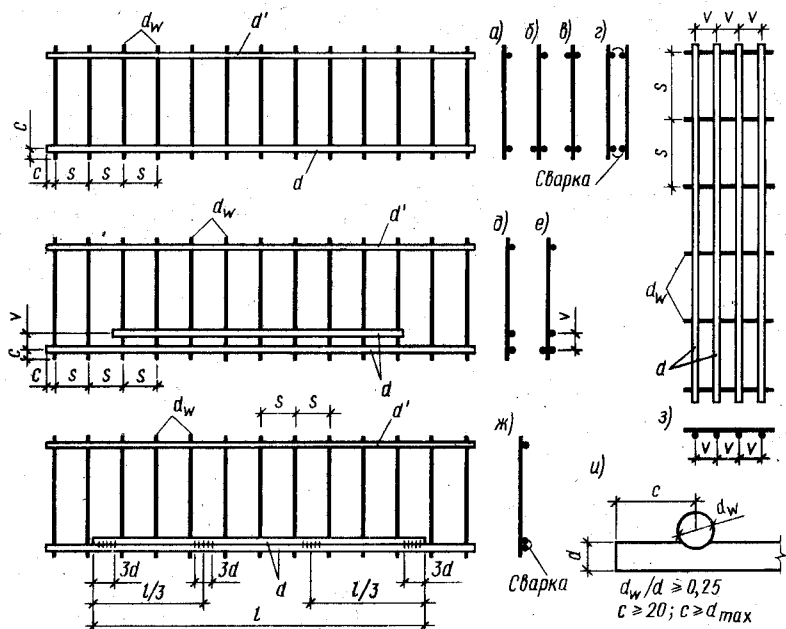


Рис. 15.10. Плоские сварные каркасы

(рис. 15.10, а, д) и двустороннее (рис. 15.10, б, в, е) расположение. Рекомендуется применять каркасы с односторонним размещением продольных стержней, так как при этом улучшаются условия контактной точечной сварки и достигается лучшее сцепление арматуры с бетоном. В отдельных случаях применяют двусторонние каркасы (рис. 15.10, г) или каркасы, в которых к рабочему стержню приваривают дуговой сваркой дополнительный рабочий стержень (рис. 15.10, ж). Плоские каркасы для армирования колонн имеют, как правило, одностороннее расположение продольных стержней (рис. 15.10, з). Проектирование плоских сварных каркасов производят с учетом требований табл. 15.2 (при одностороннем расположении продольных стержней) и табл. 15.3. При двустороннем расположении продольных стержней (рис. 15.10, б, в, е) диаметр поперечных стержней $d_w \geq 0,5d$. Минимальная длина концов выступающих стержней в сварных каркасах приведена на рис. 15.10.

Арматуру железобетонных элементов проектируют преимущественно в виде пространственных каркасов целиком на все изделие или в виде крупных блоков с последующей их сборкой у места формовки.

Вязанные сетки и каркасы применяют в основном в монолитных конструкциях сложной конфигурации при малой повторяемости арматурных изделий, а также в конструкциях, подверженных воздействию динамических или многократно пов-

Таблица 15.3. Минимальные расстояния между стержнями в сварных каркасах (см. рис. 15.10)

Диаметры продольных стержней, мм	3...5	6	8; 10	12...16	18	20; 22	25	28	32	36; 40
Наименьшие расстояния между продольными стержнями a , мм	—	30	30	40	40	50	50	60	70	80
То же, между поперечными стержнями s , мм	50	50	75	75	100	100	150	150	150	200

торящихся нагрузок, либо эксплуатируемых при отрицательных температурах (ниже -30°C). Кроме того, вязанные каркасы применяют, если в качестве ненапрягаемой рабочей арматуры используется арматура классов А-IV, А-V и термически упрочненная (кроме «свариваемых»).

Вязанные сетки и каркасы образуют перевязкой стержней в местах их пересечения мягкой вязальной проволокой (диаметром 0,8...1 мм). Этот способ образования сеток и каркасов требует больших затрат ручного труда. Однако он позволяет изготавливать арматурные изделия из стержней любой формы (прямых, ломаных и др.) и при любом их расположении (рис. 15.11).

Проволочные изделия применяют для напрягаемой арматуры в предварительно напряженных конструкциях в виде канатов, пучков и пучков.

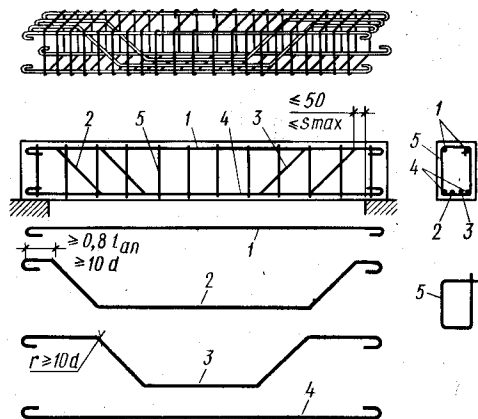


Рис. 15.11. Армирование балки вязаным каркасом:

1 — монтажная арматура; 2...4 — рабочая арматура; 5 — хомуты

Арматурные канаты свиты из трех (К-3), семи (К-7) или девятнадцати (К-19) высокопрочных проволок (рис. 15.12, а) диаметром 2...5 мм. Периодический профиль канатов обеспечивает их надежное сцепление с бетоном, что позволяет применять их при натяжении арматуры на упоры (до бетонирования).

Для проволочной арматуры класса Вр-II, натягиваемой на упоры в ви-

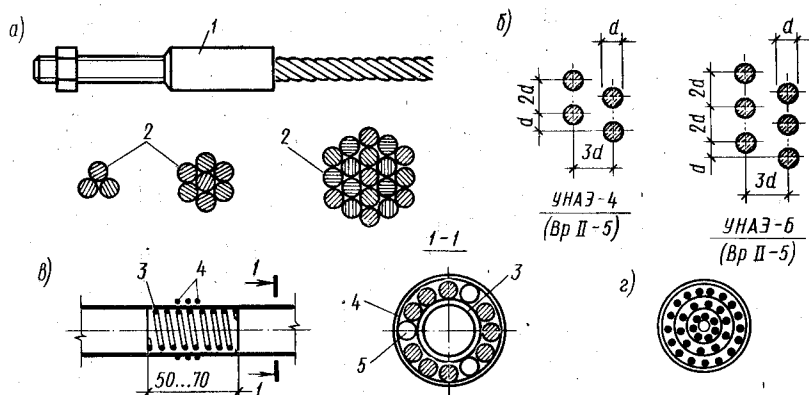


Рис. 15.12. Арматурные проволочные изделия:

1 — гильзовый анкер; 2 — сечения канатов К-3, К-7, К-19; 3 — спираль; 4 — скрутка; 5 — коротыш

де пакетов, используют унифицированные ненапрягаемые арматурные элементы (УНАЭ). Они состоят из анкерных прямоугольных колодок, в которых закреплены проволоки диаметром 5 мм с высаженными головками. Арматурные элементы унифицированы по маркам в зависимости от количества проволок в поперечном сечении (3, 4, 6, 8, 12 и 14 проволок) и обозначаются УНАЭ- n /Вр-II-5, где n — число проволок (рис. 15.12, б).

При натяжении арматуры на бетон (после бетонирования) применяют пучки, состоящие из параллельно расположенных высокопрочных проволок. Пучки бывают однорядные из проволоки диаметром 5 мм класса В-II (рис. 15.12, в) или канатов $\varnothing$ 12 К-7 и многорядные из проволок (рис. 15.12, г). Для образования однорядного пучка применяют спирали длиной 60 мм из проволоки диаметром 2 мм. По внешнему контуру спиралей располагают проволоки и закрепляют их скрутками из мягкой проволоки (см. далее рис. 15.20). Спирали и скрутки устанавливают при сборке пучка через 1 м и более. Для последующего заполнения раствором пространства между проволоками пучка и каналом вместо отдельных проволок устанавливают коротыши длиной 200 мм, благодаря чему образуются зазоры.

Арматурные конструкции гидротехнических сооружений.

Массивные железобетонные конструкции гидротехнических сооружений армируют несущими и ненесущими армоконструкциями.

Ненесущие арматурные конструкции применяют в тех частях сооружения, где опалубка подвергается лишь боковому давлению бетонной смеси и не требуется устройства лесов и других поддерживающих конструкций, т.е. в массивах, плитах и балках оснований, в быках, устоях, водосливах и т. п. Они подразделяются на пакеты, сетки и армокаркасы.

Пакеты представляют собой конструкции из рабочих стержней, объединенных монтажными элементами (рис. 15.13). Расстояние между рабочими стержнями назначают (2...4) d , между монтажными элементами — 2...4 м, длина пакетов принимается не более 400 d и 20 м. Пакеты бывают плоские — одноярусные (рис. 15.3, а, б) и пространственные — многоярусные (рис. 15.13, в).

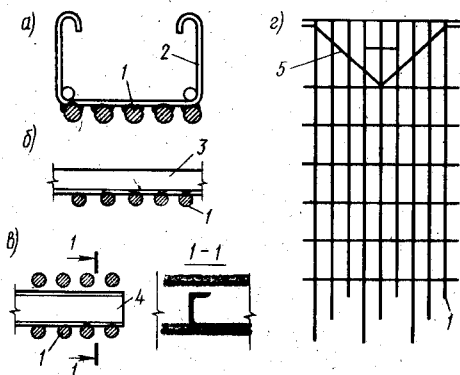


Рис. 15.13. Конструкции пакетов и вертикальных сеток:

1 — рабочие стержни; 2 — монтажный элемент из стержня; 3, 4 — то же, из уголка и швеллера; 5 — шпренгель

являют собой решетчатые сварные элементы, обладающие достаточной прочностью и жесткостью для восприятия в процессе возведения сооружения технологических нагрузок (собственного веса, веса опалубки и бетонной смеси, монтажных нагрузок при бетонировании, давления ветра на опалубку и др.). Их применяют для армирования отдельных балок, плит тяжелых перекрытий, колонн, рамных конструкций, подпорных стен и других массивных сооружений и подразделяют на вертикальные и горизонтальные армофермы. Несущая способность армоферм обеспечивается их конструированием и расчетом как металлических ферм с геометрически неизменяемой решеткой. При этом все растянутые элементы ферм выполняют из круглой арматурной стали, а сжатые — из профильной.

● **Соединения арматуры.** Ненапрягаемую арматуру соединяют стыковой или дуговой сваркой и внахлестку (без сварки).

В заводских условиях для соединения арматурных стержней диаметром 10 мм и более при $d_2 \geq 0,85d_1$ применяют контактную *стыковую сварку* (рис. 15.15, а). Для соединения встык в построечных условиях стержней диаметром 20 мм и более применяют *дуговую ванную сварку* (рис. 15.15, б), а меньшего диаметра —

Сетки, как правило, проектируют сварными. Если сетки навешивают в вертикальной плоскости на другие армоконструкции, то они должны быть обеспечены от прогиба гнутыми стержнями, образующими шпренгель совместно с верхним горизонтальным стержнем (рис. 15.13, г). *Армокаркасы* конструируют из рабочих стержней, расположенных в сжатой и растянутой зонах и связанной между собой косыми или поперечными стержнями через всю толщу бетона. Косые и поперечные стержни могут быть расчетными или заменить опалубочные тяжи и монтажные стойки, поддерживающие арматуру. На рис. 15.14 показана схема размещения пакетов, сеток и армокаркасов в сооружении.

Несущие арматурные конструкции — *армофермы* представ-

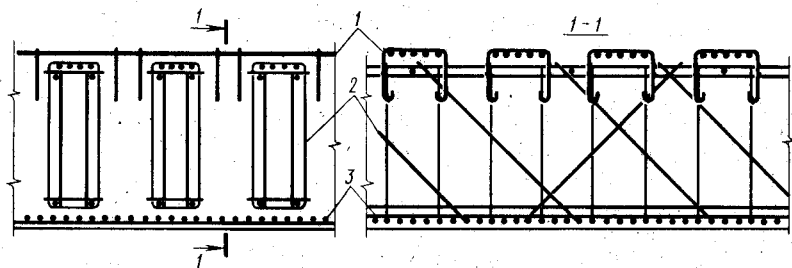


Рис. 15.14. Схема расположения армоконструкций в сооружении:

1 — пакеты, 2 — армокаркасы; 3 — сетки

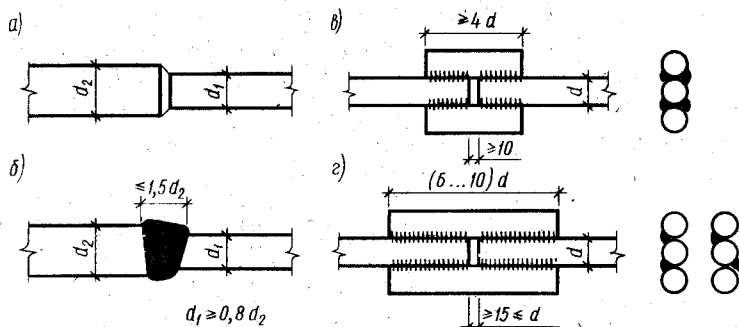


Рис. 15.15. Стыковые сварные соединения арматуры

дуговую сварку с накладками с четырьмя фланговыми швами (рис. 15.15, в). Допускается также сварка двумя удлиненными фланговыми швами (рис. 15.15, г).

Соединение арматурных стержней *внахлестку* без сварки при $d \leq 36$ мм применяют в тех местах, где прочность арматуры используется не полностью. Так стыкуют стержни сварных и вязаных сеток и каркасов. Длину перепуска (нахлестку) стержней определяют по формуле (15.8) (см. далее) в зависимости от классов бетона и арматуры. Стыкуемые стержни располагают вплотную друг к другу или с расстоянием в свету не более $4d$. В местах стыка обязательно устанавливают дополнительные хомуты. Во всех случаях стыки следует делать вразбежку по длине элемента.

Стыкование предварительно напрягаемой арматуры допускается, как исключение, с помощью соединительных муфт или сращиванием канатов и высокопрочных проволок.

Закладные детали. Это стальные детали, выходящие обычно на поверхность железобетонного элемента и надежно заанкеренные в нем. Они служат для соединения сборных деталей между собой, а также для крепления стальных конструкций, технологического и другого оборудования к железобетонным элементам. Закладные детали могут быть расчетными, т. е. воспринимать действующие на них усилия, и нерасчетными (конструктивными).

Наибольшее распространение получили закладные детали в виде листового или фасонного проката из стали марки ВСтЗкп2, с приваренными анкерами из стержневой арматуры классов А-II,

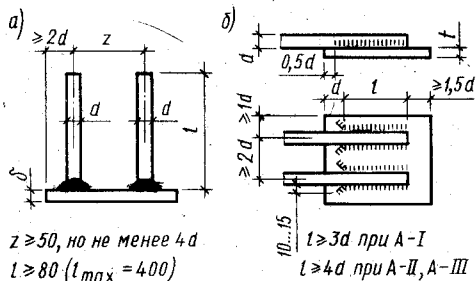


Рис. 15.16. Сварные закладные детали с анкерами, приваренными:
а — втавр; б — внахлестку

А-III. Анкерные стержни соединяют с прокатом (например, пластинами) сваркой втавр или внахлестку (рис. 15.16). Диаметр анкера принимается не менее 8 мм, а длина (15...65) d в зависимости от условий анкеровки, классов бетона и стали. Толщину пластин принимают не менее 6 мм, а толщину полок фасонного проката — не менее 5 мм. При проектировании закладных деталей необходимо учитывать технологические требования по размещению сварных швов (рис. 15.16).

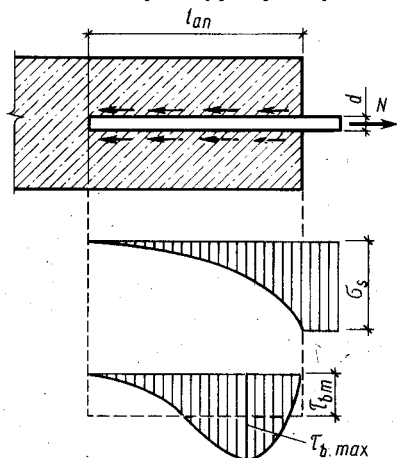
15.3. ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Свойства железобетона в основном зависят от свойств и характеристик бетона и арматуры. Однако благодаря их совместной работе (главным образом, сцеплению) такие свойства, как температурно-влажностные деформации и деформации под нагрузкой, проявляются в железобетоне несколько иначе, чем в бетоне.

● **Сцепление арматуры с бетоном.** Оно является основным свойством железобетона, обеспечивающим его существование как строительного материала.

Прочность сцепления определяется путем выдергивания или продавливания стержней, заделанных в бетоне (рис. 15.17), и обеспечивается: склеиванием арматуры с бетоном; трением, возникающим в результате зажатия стержней при усадке бетона; зацепление за бетон выступов на поверхности арматуры периодического профиля. Наибольшее влияние на прочность сцепления оказывает механическое зацепление арматуры в бетоне (до 70...75% от общего сопротивления сдвигу).

Напряжения сцепления арматуры с бетоном, а также напряжения в арматуре распределяются по длине заделки неравномерно.



Наибольшие напряжения $\tau_{b, \max}$ действуют вблизи начала заделки и не зависят от ее длины l_{an} . Для оценки сцепления используют средние напряжения по длине $\tau_{bm} = N/(\pi d l_{an})$, которые для обычных бетонов и гладкой арматуры составляют 2...4 МПа, а для арматуры периодического профиля ~ 7 МПа. Выражая продольное усилие через напряжения в арматуре ($N = \sigma_s \pi d^2 / 4$), получим

$$l_{an} = N/(\tau_{bm} \pi d) = \sigma_s d / (4 \tau_{bm}).$$

(15.7)

Рис. 15.17. Сцепление арматуры с бетоном

Из формулы видно, что с увеличением диаметра стержня

и напряжения в нем (прочности арматуры) длина заделки возрастает. Ее можно уменьшить, если повысить прочность бетона (τ_{bm}) или применить арматуру периодического профиля. Опыты показывают, что длина заделки, при которой обеспечивается сцепление, для гладкой арматуры составляет $(30...40)d$, периодического профиля $(15...20)d$. При этом в случае продавливания сцепление стержня больше, чем при выдергивании, что связано с сопротивлением бетона поперечному расширению сжатого стержня. Поэтому длина заделки растянутых стержней принимается больше, чем сжатых, а их диаметр для лучшего сцепления с бетоном следует ограничивать.

● **Анкеровка арматуры.** В железобетонных конструкциях анкеровка арматуры достигается ее заделкой за рассматриваемое сечение на длину, обусловленную достаточным сцеплением с бетоном.

Ненапрягаемую арматуру заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором она учитывается с полным расчетным сопротивлением на длину анкеровки

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) d, \quad (15.8)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d$, где ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$, λ_{an} , а также допускаемые минимальные величины определяют по табл. 15.4.

Т а б л и ц а 15.4. Коэффициенты для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры

Условия работы арматуры	Периодического профиля				Гладкой			
	ω_{an}	$\Delta \lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , мм	ω_{an}	$\Delta \lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , мм
			не менее				не менее	
Заделка арматуры:								
растянутой в растяну-	0,70	11	20	250	1,20	11	20	250
том бетоне								
растянутой или сжатой	0,50	8	12	200	0,80	8	15	200
в сжатом бетоне								
Стыки арматуры внахлест-								
ку:								
в растянутом бетоне	0,90	11	20	250	1,55	11	20	250
в сжатом бетоне	0,65	8	12	200	1,00	8	15	200

Гладкие арматурные стержни класса А-I в вязаных каркасах должны оканчиваться на концах анкерами в виде крючков (рис. 15.18, а). В сварных сетках и каркасах анкерами гладких стержней служат крайние поперечные стержни, что позволяет не устраивать крючков (рис. 15.18, г). Арматурные стержни периодического профиля не требуют на концах крючков или анкерующих поперечных стержней.

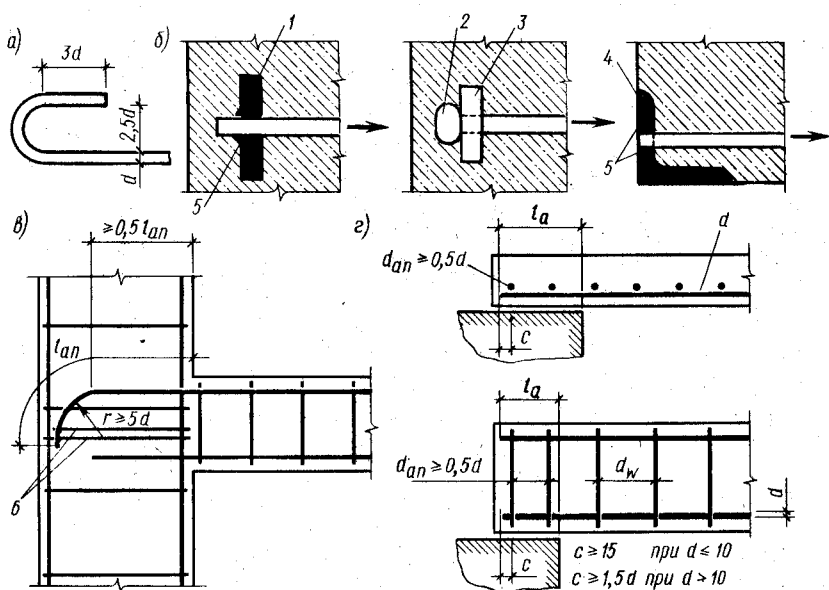


Рис. 15.18. Анкеровка ненапрягаемой арматуры:

а — круглых гладких стержней в вязаных каркасах; б — специальными анкерами на концах стержней; в — отгибание стержня; г — на крайних свободных опорах; 1 — пластина; 2 — высаженная головка; 3 — шайба; 4 — уголок; 5 — сварка; 6 — дополнительные хомуты, препятствующие разгибанию стержня

Если невозможно разместить в элементе длину анкеровки, определенную по формуле (15.8), то на концах стержней устраивают специальные анкеры в виде пластин, гаек, уголков, высаженных головок и т. п. (рис. 15.8, б) или отгибают анкеруемый стержень на 90° (рис. 15.8, в).

Размеры анкеров определяют из условия прочности бетона на смятие. Так, площадь контакта анкера с бетоном должна быть не менее $N_{an}/2,5R_b$, где N_{an} — усилие в анкеруемом стержне. При применении специальных анкеров длину заделки стержней можно уменьшить до $10d$.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов продольные растянутые стержни заводят для анкеровки за внутреннюю грань опоры на длину $l_{an} \geq 5d$, если наклонные трещины не образуются, или на $l_{an} \geq 10d$, если трещины образуются (рис. 15.18, г).

Предварительно напрягаемая арматура в зависимости от способа натяжения анкеруется в бетоне либо за счет сил сцепления, либо с помощью специальных анкеров, расположенных в теле бетона или на торце конструкции.

При натяжении на упоры (до бетонирования) высокопрочной рифленой проволоки (Вр-II), канатов однократной свивки (К-3, К-7) стержней периодического профиля анкеровка арма-

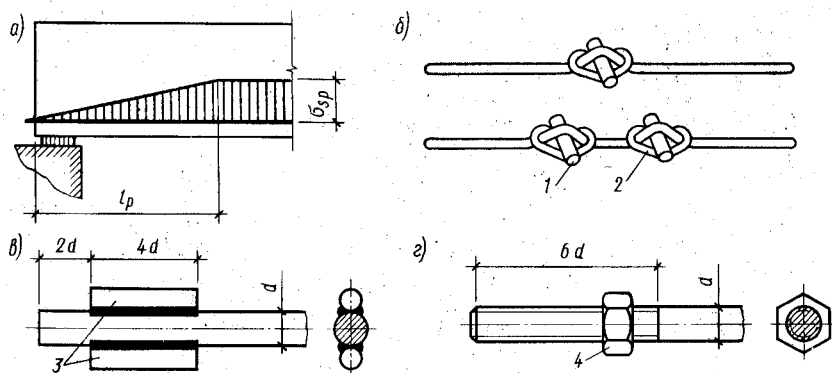


Рис. 15.19. Анкеровка напрягаемой арматуры
1 — коротыш; 2 — кольцо; 3 — коротыши; 4 — гайка

туры обеспечивается ее сцеплением с бетоном, и установка анкеров у концов элемента не требуется (рис. 15.19, а). Длина анкерования арматуры в этом случае принимается равной длине зоны передачи напряжений с арматуры на бетон и определяется по формуле

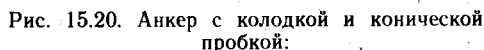
$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) d, \quad (15.9)$$

где ω_p и λ_p определяют по табл. 15.5; R_{bp} — передаточная прочность бетона, т. е. его кубиковая прочность к моменту обжатия; σ_{sp} — принимается равной большому из значений R_s и σ_{sp} с учетом первых потерь (см. ниже гл. 16). При недостаточном сцеплении с бетоном арматуры, натягиваемой на упоры (гладкая проволока класса В-II), устраивают внутренние анкеры, располагаемые у конца элемента, например в виде колец с коротышами (рис. 15.19, б).

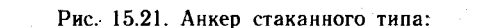
Для анкеровки арматуры, натягиваемой на бетон (после бетонирования), а также для захвата, натяжения и закрепления

Таблица 15.5. Значения ω_p и λ_p

Вид и класс арматуры	Диаметр, мм	ω_p	λ_p
Стержневая периодического профиля независимо от класса	Любой	0,25	10
Высокопрочная проволока периодического профиля класса Вр-II	5	1,40	40
	4	1,40	50
	3	1,40	60
Арматурные канаты классов К-7	15	1,00	25
	12	1,10	25
	9	1,25	30
	6	1,40	40
К-19	14	1,00	25



1 — колодка; 2 — коническая пробка; 3 — отверстие в пробке для инъекции раствора; 4 — местное усиление конца элемента сетками; 5 — каналобразователь; 6 — спираль; 7 — скрутка; 8 — пучок; 9 — патрубок; 10 — стальная плита



1 — стальной стакан; 2 — крюки на концах проволоки; 3 — вставная шайба; 4 — вилкообразные шайбы; 5 — визальная проволока; 6 — обжимное кольцо; 7 — конический сердечник; 8 — заполнение стакана (бетоном, свинцом)

Типы анкеров весьма разнообразны и зависят от вида арматуры и арматурных изделий. Для стержневой арматуры применяют анкеры в виде высаженных головок, приваренных коротышей (рис. 15.19, а) или шайб, гаёк, навинчиваемых на нарезанный конец стержня (см. рис. 15.19, з), и т. п.

Проволочные арматурные изделия (пакеты, канаты, пучки), натягиваемые на бетон, закрепляют на торце конструкции с помощью гильзового анкера, анкера с колодкой и пробкой, стаканного типа и другими анкерными устройствами. Пакеты из высокопрочных проволок (УНАЭ), натягиваемые до бетонирования, анкеруют на упорах с помощью стальных колодок с отверстиями, в которых закрепляют проволоки с высаженными головками. Для закрепления однорядных пучков применяют анкеры, состоящие из круглой колодки и конической пробки (рис. 15.20). Мощные арматурные пучки, состоящие из нескольких концентрических рядов проволок или нескольких канатов, закрепляют на конструкции анкерами стаканного типа (рис. 15.21).

● **Усадка, набухание, ползучесть железобетона.** Арматура благодаря сцеп-

лению с бетоном препятствует свободным деформациям усадки, набухания и ползучести бетона. Опыты показывают, что усадка и набухание железобетонных образцов в ряде случаев вдвое меньше, чем бетонных.

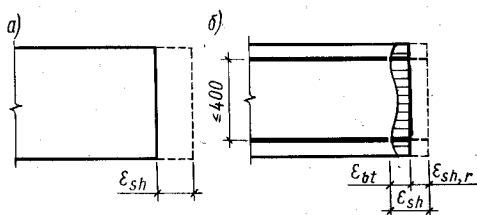


Рис. 15.22. Деформации усадки бетонных (а) и железобетонных (б) образцов

Стеснение арматурой деформаций усадки бетона приводит к появлению в железобетонном элементе начальных напряжений — растягивающих в бетоне и сжимающих в арматуре. Причем равнодействующие этих усилий будут уравновешены. Бетонный образец при усадке укорачивается на относительную величину ϵ_{sh} (рис. 15.22, а). Аналогичный железобетонный образец укоротится на меньшую величину $\epsilon_{sh,r}$ (рис. 15.22, б). Разность этих деформаций можно рассматривать как удлинение бетона $\epsilon_{bt} = \epsilon_{sh} - \epsilon_{sh,r}$. Величина деформаций растяжения (соответственно и растягивающих напряжений) в бетоне зависит от свободной усадки бетона, коэффициента армирования, класса бетона. При большом содержании арматуры растягивающие напряжения могут возрасти настолько, что в бетоне образуются трещины.

Наибольшие растягивающие напряжения действуют в зоне контакта с арматурой (рис. 15.22). При большом расстоянии между стержнями (более 400 мм) эта неравномерность оказывается значительной и приводит к образованию усадочных трещин. В этом случае при конструировании железобетонных элементов устанавливают специальную противоусадочную арматуру, чтобы расстояние между любыми стержнями не превышало 400 мм.

В статически неопределимых конструкциях лишние связи препятствуют усадке железобетона, что приводит к появлению дополнительных внутренних усилий (подобно температурному воздействию). Поэтому при проектировании сооружений большой протяженности предусматривают усадочные швы.

При набухании бетона происходят обратные явления: в арматуре появляются растягивающие, а в бетоне сжимающие напряжения. Величины этих напряжений значительно меньше усадочных напряжений, так как свободные деформации набухания в 2...3 раза ниже деформаций усадки.

Ползучесть железобетона является следствием ползучести бетона. Стальная арматура, как и при усадке, препятствует свободным деформациям ползучести, что приводит к перераспределению усилий между арматурой и бетоном.

Усадка и ползучесть в железобетонных элементах протекают одновременно и совместно влияют на работу конструкции. В коротких сжатых элементах они оказывают положительное

влияние, уменьшая напряжения в бетоне и увеличивая их в арматуре, что способствует полному использованию прочности стали. В гибких стойках ползучесть вызывает увеличение эксцентриситета, в изгибаемых элементах возрастает прогиб, в предварительно напряженных конструкциях происходят потери предварительных напряжений.

? Классификация и виды бетонов (в том числе перспективные). □ Какие факторы влияют на прочность бетона? Виды прочности бетона. Какие прочностные характеристики бетона используют в расчетах? □ Нарисуйте диаграмму $\sigma - \epsilon$, укажите характерные участки и величины, определяемые по ней. Какая существует связь между E_b и E_{bpl} ? □ Что такое ползучесть бетона, от каких факторов она зависит, какими величинами характеризуется? □ Что такое усадка бетона, от каких факторов она зависит? Чем достигается ее уменьшение? □ Какие установлены для бетона классы и марки? Что они характеризуют? □ Каковы особенности гидротехнического бетона? □ Нарисуйте диаграммы $\sigma - \epsilon$ для арматурных сталей и укажите на них характерные точки. □ По каким признакам классифицируют арматурные стали? Как обозначают классы сталей? Что обозначают индексы: т, в, С, К, с, р? □ Виды арматурных изделий. □ Чем обеспечивается сцепление арматуры с бетоном? Как определяют напряжения сцепления и длину анкеровки арматуры? □ Приведите примеры (чертеж) анкеров для стержневой и проволочной напрягаемой арматуры. □ Как происходит усадка и ползучесть в железобетоне? Как они влияют на напряженное состояние?

ГЛАВА 16

ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

16.1. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДО ПРИЛОЖЕНИЯ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ

Расчет предварительно напряженных элементов имеет некоторые особенности по сравнению с расчетом конструкций с ненапрягаемой арматурой, обусловленные предварительным натяжением арматуры и обжатием бетона. Эти особенности необходимо рассмотреть до изучения расчета элементов на действие внешних нагрузок.

● **Работа элементов при создании предварительного напряжения.** Рассмотрим характер изменения напряженного состояния изгибаемого элемента при создании предварительного напряжения путем натяжения арматуры на упоры. В растянутой от внешней нагрузки зоне элемента располагается напрягаемая арматура с площадью сечения A_{sp} , а в сжатой — напрягаемая арматура с площадью сечения A'_{sp} , причем $A_{sp} > A'_{sp}$. Нижнюю и верхнюю арматуру натягивают с напряжением σ_{sp} и σ'_{sp} и закрепляют на жестких упорах (рис. 16.1, а).

При проектировании конструкций величины σ_{sp} и σ'_{sp} обычно принимают одинаковыми и назначают в пределах:

при механическом способе натяжения арматуры

$$0,32 R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,95 R_{s,ser}, \quad (16.1)$$

при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры

$$0,3 R_{s,ser} + p \leq \sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p, \quad (16.2)$$

где $p = 30 + 360/l$ — отклонения предварительного напряжения арматуры, МПа; l — расстояние между наружными гранями упоров (длина стержня), м.

Максимальное предварительное напряжение арматуры ограничено в связи с опасностью ее обрыва при натяжении и возможным развитием значительных остаточных деформаций. Минимальные напряжения приняты из условия обеспечения проектного положения натягиваемой арматуры (исключение провисания и т. п.) и ограничения чрезмерного раскрытия трещин конструкции в случае их образования.

После натяжения арматуры производят бетонирование элемента и выдерживание его в форме до приобретения бетоном прочности, необходимой для восприятия усилия предварительного обжатия — передаточной прочности R_{bp} . Передаточную прочность бетона назначают не менее 11 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона (рекомендуется принимать $R_{bp} \geq 0,7 B$).

За время бетонирования элемента и твердения бетона (рис. 16.1, б) предварительные напряжения в арматуре необратимо уменьшаются за счет обжатия анкеров, деформации упоров, релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада по длине арматуры (при пропаривании изделия) и других факторов, т. е. происходят первые потери напряжений σ_{los1} . Напряжения в арматуре становятся равными $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1}$.

После приобретения бетоном передаточной прочности арматуру освобождают с упоров (например, перерезают) и она, стремясь укоротиться, обжимает элемент благодаря сцеплению с бетоном (рис. 16.1, в). В зависимости от места положения равнодействующей предварительного обжатия (в пределах ядра сечения или за ним) все сечение может быть сжато (рис. 16.1, в, поз. 1) или частично растянуто в верхней зоне (рис. 16.1, в, поз. 2).

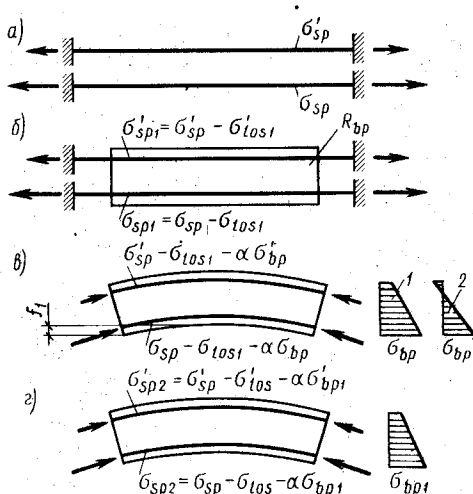


Рис. 16.1. Напряженное состояние изгибаемого элемента при создании предварительного напряжения натяжением арматуры на упоры

В процессе обжатия элемента в бетоне происходят деформации быстرونатекающей ползучести, которые приводят к увеличению первых потерь. Кроме того, в арматуре произойдет снижение напряжений за счет упругого обжатия бетона (укорочения элемента под действием силы обжатия). Из условия совместной деформации арматуры и бетона $\Delta \varepsilon_s = \varepsilon_b$ (где $\Delta \varepsilon_s = \Delta \sigma_s / E_s$, $\varepsilon_b = \sigma_{bp} / E_b$, σ_{bp} — напряжение в бетоне от силы обжатия) получим величину снижения напряжений $\Delta \sigma_s = E_s \sigma_{bp} / E_b = \alpha \sigma_{bp}$, где $\alpha = E_s / E_b$. Напряжения в арматуре в конце обжатия элемента составят $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \alpha \sigma_{bp}$. Напряжения $\alpha \sigma_{bp}$ не относят к необратимым потерям, так как при положении внешней нагрузки, вызывающей растягивающие напряжения $\sigma_t = \sigma_{bp}$, напряжения в арматуре возрастут на величину $\alpha \sigma_t = \alpha \sigma_{bp}$ и составят $\sigma_{sp} - \sigma_{los1}$. В случае несимметричного армирования ($A_{sp} > A'_{sp}$) и внецентренного обжатия элемент получит выгиб f_i .

С течением времени вследствие усадки и ползучести бетона арматура, следуя за укорочением элемента, продолжает терять предварительные напряжения, т. е. происходят вторые потери σ_{los2} .

Упругие напряжения в бетоне также снижаются и достигают величины σ_{bp1} . С учетом проявления всех потерь и упругого обжатия бетона установившиеся напряжения в напрягаемой арматуре составят $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \sigma_{los2} - \alpha \sigma_{bp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} - \alpha \sigma_{bp1}$ (рис. 16.1, 2). С таким напряженным состоянием элемент поступает в стадию эксплуатации.

При натяжении арматуры на бетон последовательность и общая картина изменения напряженного состояния элемента остаются те же, что и при натяжении арматуры на упоры. Некоторые отличия состоят в назначении величин контролируемых при натяжении арматуры напряжений, определении потерь напряжений и их распределение между первыми и вторыми.

● **Потери предварительных напряжений в арматуре.** Виды потерь предварительных напряжений в арматуре и их значения зависят от способа изготовления конструкций, свойств применяемых материалов, температурно-влажностных условий и т. п.

Потери подразделяют на два вида: 1) происходящие при изготовлении элемента и во время его обжатия и 2) происходящие после обжатия бетона.

При натяжении арматуры на упоры учитывают: первые потери — от релаксации напряжений в арматуре σ_1 , температурного перепада σ_2 , деформации анкеров σ_3 , трения арматуры об огибающие приспособления σ_4 , деформации форм σ_5 , быстرونатекающей ползучести σ_6 , т. е.

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6;$$

вторые потери — от усадки σ_8 и ползучести σ_9 бетона, т. е.

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9.$$

При натяжении арматуры на бетон учитывают: первые

потери — от деформации анкеров σ_3 , трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона σ_4 , т. е.

$$\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4;$$

вторые потери — от релаксации напряжений в арматуре σ_7 , усадки σ_8 и ползучести σ_9 бетона, смятия бетона под витками арматуры σ_{10} , деформации стыков между блоками σ_{11} , т. е.

$$\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

Величины потерь предварительного напряжения арматуры определяют следующим образом.

Первые потери. 1. Потери от *релаксации напряжений* в арматуре при натяжении на упоры зависят от вида арматуры, способа ее натяжения, величины σ_{sp} и определяются по формулам табл. 16.1.

Таблица 16.1. Потери от релаксации напряжений в арматуре, МПа

Вид арматуры	Способ натяжения арматуры	
	механический	электротермический и электротермомеханический
Проволочная	$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}$	$\sigma_1 = 0,05 \sigma_{sp}$
Стержневая	$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20$	$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}$

Если по расчету $\sigma_1 < 0$, то их принимают равными нулю.

2. Потери от *температурного перепада* учитывают при пропаривании или прогреве бетона, когда имеется разность между температурами натянутой арматуры и упоров (Δt , °С). Поскольку расстояние между упорами неизменно, то удлинение арматуры от нагрева ведет к снижению напряжений: для бетонов классов В40 и ниже $\sigma_2 = 1,25 \Delta t$ (МПа), классов В45 и выше $\sigma_2 = 1,0 \Delta t$ (МПа). При отсутствии точных данных принимают $\Delta t = 65^\circ \text{С}$.

3. Потери от *деформации анкеров*, расположенных у натяжных устройств, происходят в результате обжатия шайб, прокладок, смятия и деформаций самих анкеров, что приводит к укорочению арматуры, а следовательно, и к потерям предварительного напряжения. Их определяют только при механическом способе натяжения арматуры, как $\sigma_3 = \Delta l E_s / l$, где $\Delta l = 2$ мм — при обжатии прокладок, гаек, шайб, смятии высаженных головок или деформации анкеров; l — расстояние между наружными гранями упоров, мм. При электротермическом способе натяжения $\sigma_3 = 0$, так как эти потери учитывают при определении величины полного удлинения арматуры.

4. Потери σ_4 от *трения арматуры* об огибающие приспособления (при натяжении на упоры), о стенки криволинейных каналов или поверхностей конструкций (при натяжении на бетон) определяют, если арматура изменяет направление, в результате чего часть усилия будет затрачена на преодоление сил трения.

5. Потери от *деформации стальных форм* при натяжении арматуры домкратами на упоры форм

$$\sigma_5 = \frac{n-1}{2n} \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (16.3)$$

где n — число групп стержней или пакетов, натягиваемых одновременно; Δl — сближение упоров по линии действия усилия обжатия, определяемое из расчета деформаций форм, мм; l — расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции форм принимают $\sigma_5 = 30$ МПа. При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы не учитывают, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры.

6. Потери от *быстронатекающей ползучести* бетона происходят в процессе обжатия элемента усилиями арматуры, натягиваемой на упоры. Они зависят от условий твердения, величины напряжений обжатия, передаточной прочности бетона. При натяжении арматуры на бетон потери от быстронатекающей ползучести не учитывают, так как они выбираются в процессе натяжения арматуры, совпадающим по времени с обжатием бетона. При тепловой обработке бетона

$$\sigma_6 = 40 \sigma_{bp} / R_{bp}, \text{ если } \sigma_{bp} / R_{bp} \leq \alpha; \quad (16.4)$$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta (\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha), \text{ если } \sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha,$$

где σ_{bp} — напряжение обжатия в бетоне на уровне центра тяжести арматуры с учетом потерь $\sigma_1, \dots, \sigma_5$; α и β — коэффициенты, принимаемые равными: $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$, но не более 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1.

Для бетона естественного твердения потери вычисляют аналогично с делением полученного результата на коэффициент 0,85.

Вторые потери. 7. Потери от *релаксации напряжений* в арматуре при ее натяжении на бетон принимаются такими же, как и при натяжении на упоры, т. е. $\sigma_7 = \sigma_1$.

8. Потери от *усадки бетона* связаны с укорочением элемента. Так как арматура и бетон деформируются совместно ($\epsilon_s = \epsilon_{sh}$), то потери напряжений в арматуре от усадки бетона составляют $\sigma_8 = \epsilon_s E_s = \epsilon_{sh} E_s$. Принимая по опытным данным деформации усадки бетона ϵ_{sh} , зависящие от его прочности, условий твердения и других факторов, в табл. 16.2 приводятся установленные потери от усадки тяжелого бетона. При натяжении арматуры на бетон обжатие элемента производится в возрасте, когда усадочные деформации в бетоне уже частично произошли. Поэтому и

Т а б л и ц а 16.2. Потери напряжений в арматуре от усадки бетона σ_8 , МПа

Класс тяжелого бетона	Натяжение арматуры на		
	упоры		бетон
	бетон естественного твердения	бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	независимо от условий твердения
В35 и ниже	40	35	30
В40	50	40	35
В45 и выше	60	50	40

потери напряжений σ_8 ниже, чем при натяжении арматуры на упоры.

9. Потери от *ползучести бетона* обусловлены укорочением элемента от длительно действующей силы предварительного обжатия и составляют, МПа:

$$\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp}/R_{bp}, \text{ если } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75; \quad (16.5)$$

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375), \text{ если } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75,$$

где $\alpha=1$ — при естественном твердении бетона; $\alpha=0,85$ — при тепловой обработке и атмосферном давлении; σ_{bp} — определяют как при вычислении потерь от быстронатекающей ползучести σ_6 .

Потери от усадки σ_8 и ползучести σ_9 бетона существенно зависят от времени загрузки конструкции и влажности среды. Если заранее известен фактический срок загрузки конструкции, то эти потери умножают на коэффициент

$$\varphi_t = 4t/(100 + 3t), \text{ но не более } 1, \quad (16.6)$$

где t — время, отсчитываемое при определении σ_8 со дня окончания бетонирования, σ_9 со дня обжатия бетона, сут.

Для конструкций, эксплуатируемых при влажности среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона увеличивают на 25 %, а предназначенных для эксплуатации в районах с сухим и жарким климатом (например, Средняя Азия) — на 50 %.

10. Потери от *смятия бетона* под витками спиральной или кольцевой арматуры учитывают только в конструкциях цилиндрической формы (трубы, резервуары), подвергаемых обжатию навивкой арматуры на затвердевший бетон, $\sigma_{10} = 70 - 0,22d_{ext}$, где d_{ext} — наружный диаметр конструкции, см. При диаметрах более 3 м местные напряжения смятия невелики и их не учитывают.

11. Потери от *деформаций обжатия стыков* между блоками происходят в сборных конструкциях, состоящих из нескольких блоков, которые обжаты арматурой, натягиваемой на бетон.

$\sigma_{11} = n\Delta l E_s / l$, где n — число швов; Δl — деформация стыка, при заполнении стыков бетоном $\Delta l = 0,3$ мм; при стыковании насухо $\Delta l = 0,5$ мм; l — длина натягиваемой арматуры, мм. Полные потери предварительного напряжения при любом способе натяжения составляют $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$ и принимаются не менее 100 МПа.

● **Предварительные напряжения в арматуре и бетоне.** При расчете предварительно напряженных конструкций возникает необходимость определить напряжения в бетоне и арматуре от усилия предварительного обжатия и внешней нагрузки на различных стадиях работы элемента. Например, определяют наибольшие сжимающие напряжения в бетоне в стадии обжатия; напряжения в бетоне при определении потерь от ползучести; сжимающие напряжения в бетоне при расчете закрытия трещин и т. п. В этих расчетах под величиной σ_{sp} понимают предварительные напряжения в арматуре с учетом части или всех потерь.

Так, в стадии изготовления элемента предварительные напряжения в арматуре принимают с учетом первых потерь ($\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1}$), а в стадии эксплуатации — с учетом всех потерь ($\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los}$).

Возможные производственные отклонения от заданной величины предварительного напряжения арматуры (погрешности натяжных устройств, измерительных приборов и т. п.) учитывают в расчетах коэффициентом точности натяжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \quad (16.7)$$

где $\Delta\gamma_{sp}$ — предельное отклонение предварительного напряжения в арматуре; при механическом способе натяжения арматуры $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$; при электротермическом способе натяжения

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5p(1 + 1/\sqrt{n_p})/\sigma_{sp}, \quad (16.8)$$

но не менее 0,1, где p и σ_{sp} см. в формуле (16.2); n_p — число натягаемых стержней в сечении элемента. Знак «плюс» принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (например, при расчете элементов от действия силы предварительного обжатия по прочности); знак «минус» — при благоприятном (например, при действии внешних нагрузок расчет по образованию и закрытию трещин).

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям допускается принимать $\Delta\gamma_{sp} = 0$ ($\gamma_{sp} = 1$).

Предварительные напряжения в бетоне определяют как для упругого тела по формулам сопротивления материалов с учетом приведенных геометрических характеристик сечения. Приведенное сечение включает сечение бетона и всей продольной арматуры, замененной эквивалентной площадью сечения бетона (рис. 16.2). Исходя из равенства деформаций арматуры и бетона, приведение выполняют с помощью отношений модулей упругости $\alpha = E_s/E_b$. Если площадь сечения всей продольной арматуры ме-

нее $0,008A$, то ее можно не учитывать при определении геометрических характеристик сечения.

Геометрические характеристики приведенного сечения (рис. 16.2) определяют следующим образом: площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s, \quad (16.9)$$

где A — площадь сечения бетона за вычетом ослаблений пазами, каналами и арматурой. Если площадь ослаблений не более $0,03A$, то их можно не учитывать;

статический момент площади приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p) + \alpha A_s a + \alpha A'_s (h - a'); \quad (16.10)$$

расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = S_{red} / A_{red}; \quad (16.11)$$

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} (y'_{sp})^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s (y'_s)^2. \quad (16.12)$$

Усилия предварительного обжатия бетона принимают как равнодействующую усилий в арматуре

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (16.13)$$

а эксцентриситет его приложения относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P}. \quad (16.14)$$

Напряжения в бетоне от усилия обжатия в общем случае определяются как для внецентренно сжатого сечения:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P e_{op}}{I_{red}} y_0 \mp \frac{M}{I_{red}} y_0, \quad (16.15)$$

где y_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяют напряжения (рис. 16.2, в); M —

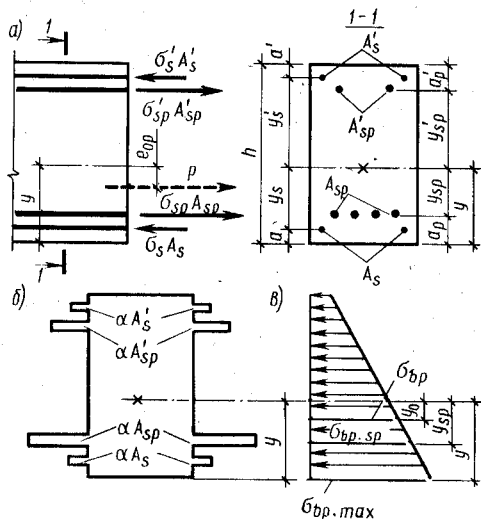


Рис. 16.2. Предварительно напряженный элемент:

а — распределение усилий в сечении; б — приведенное сечение; в — эпюра напряжений обжатия

изгибающий момент на рассматриваемой стадии работы элемента. Сжимающие напряжения учитываются со знаком (+), а растягивающие — со знаком (—).

Максимальные сжимающие напряжения при обжатии элемента определяют на уровне крайнего сжатого волокна (рис. 16.2) с учетом первых потерь по позициям 1...5 и $\gamma_{sp}=1$:

$$\sigma_{bp, \max} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y - \frac{M}{I_{red}} y. \quad (16.16)$$

Наибольшие сжимающие напряжения необходимо ограничить, чтобы уменьшить деформации ползучести и связанные с ними потери напряжений. С этой целью значения $\sigma_{bp, \max}$ не должны превышать величин (в долях от передаточной прочности бетона R_{bp}), указанных в табл. 16.3.

Таблица 16.3. Предельные сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от R_{bp} , не более (при расчетной зимней температуре воздуха выше -40°C)

Напряженное состояние сечения	Натяжение арматуры	при обжатии	
		центральном	внецентренном
Напряжение σ_{bp} уменьшается при действии внешних нагрузок	На упоры На бетон	0,85 0,70	0,95 0,85
Напряжение σ_{bp} увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры На бетон	0,65 0,60	0,70 0,65

При изготовлении предварительно напряженных конструкций необходимо знать контролируемые по приборам усилия натяжения (или напряжения) в натягаемой арматуре.

Эта величина обычно указывается в рабочих чертежах. Натяжения в арматуре, контролируемые по окончании натяжения на упоры, принимают

$$\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4. \quad (16.17)$$

Контролируемое напряжение при натяжении арматуры на бетон с учетом того, что часть усилия тратится на упругое обжатие бетона, составляет

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \sigma_{bp}, \quad (16.18)$$

где σ_{bp} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} от действия усилия обжатия P_1 , определенного с учетом первых потерь: σ_{sp} — принимается без учета потерь.

Контролируемое усилие в арматурном элементе (стержне, канате, пучке площадью A_{sp1})

$$P_{con} = \sigma_{con} A_{sp1}. \quad (16.19)$$

16.2. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

Железобетон как упругопластичный материал, пронизанный к тому же трещинами, не обладает линейной зависимостью между напряжениями и деформациями (закон Гука). Поэтому формулы сопротивления упругих материалов для него часто оказываются неприемлемыми.

В связи с этим теория сопротивления железобетона строится на основе опытных данных и законов механики твердых тел и исходит из действительного напряженно-деформированного состояния элементов под нагрузкой.

Чтобы понять работу и характер разрушения железобетонных элементов, рассмотрим напряженное состояние балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами (рис. 16.3, а). От действия изгибающего момента в зоне чистого изгиба возникают только нормальные напряжения σ . На участках, где действует поперечная сила, появляются касательные напряжения τ , которые вместе с нормальными образуют главные растягивающие и сжимающие напряжения:

$$\sigma_m = 0,5 (\sigma \pm \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}).$$

Опасными для железобетонных балок являются главные растягивающие напряжения σ_{mt} , так как бетон плохо сопротивляется растяжению.

В зависимости от соотношения σ и τ главные растягивающие напряжения будут иметь переменное направление по длине балки (рис. 16.3, б). В тех случаях, когда главные растягивающие напряжения превосходят предел прочности бетона на растяжение, по направлениям, перпендикулярным к растягивающим усилиям, образуются трещины.

Для восприятия растягивающих напряжений, в соответствии с их траекторией, в балке ставят продольную и поперечную арматуру (наклонные стержни и хомуты, рис. 16.3, в).

Если в элементе продольная рабочая арматура расположена только в растянутой зоне, то поперечное сечение такого эле-

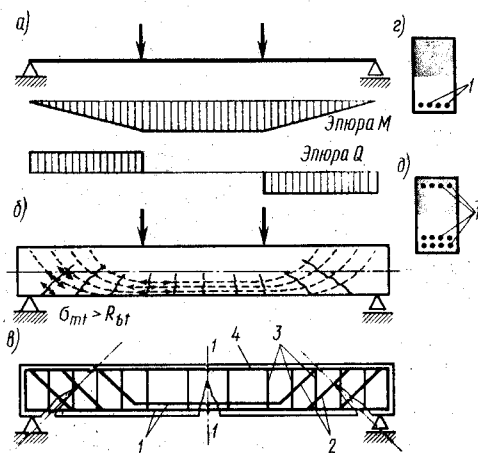


Рис. 16.3. Напряженное состояние и армирование балки:

1 — продольная арматура; 2 — наклонная арматура (отгибы); 3 — хомуты; 4 — монтажная арматура

мента называют сечением с *одиночным армированием* (рис. 16.3, *г*, сжатая зона заштрихована). В случае усиления сжатой зоны элемента продольной арматурой сечение называют с *двойным армированием* (рис. 16.3, *д*). Опыты показывают, что с увеличением нагрузки изгибаемый элемент может разрушаться как по сечению, нормальному к оси балки (от действия M), так и по наклонному (от совместного действия M и Q) (рис. 16.3, *е*). В соответствии с этим и расчет прочности элементов производится по обоим сечениям.

Рассмотрим работу нормальных сечений $I—I$ (рис. 16.3, *в*) в двух одинаковых железобетонных балках с двойной арматурой, поставленной в одной балке без предварительного напряжения, а в другой — с предварительным натяжением на упоры. При последовательном возрастании внешней нагрузки от нуля до разрушающего значения сечения $I—I$ (в зоне чистого изгиба) испытывает различные напряженно-деформированные состояния, которые можно объединить в три стадии.

● **Стадия I** характеризуется преимущественно упругой работой бетона.

В элементе с ненапрягаемой арматурой зависимость между напряжениями и деформациями линейная, и эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон треугольные (рис. 16.4, *1, з*). Арматура деформируется вместе с бетоном и воспринимает напряжения $\sigma_s = \alpha \sigma_{bt}$.

В предварительно напряженной балке растягивающие напряжения σ_t , вызванные внешней нагрузкой (рис. 16.4, *2, б*), будут суммироваться с сжимающими предварительными напряжениями σ_{br1} (рис. 16.4, *2, а*). Постепенно возрастающая нагрузка полностью погашает предварительное обжатие растянутой зоны (рис. 16.4, *2, в*), и напряжение в арматуре составит $\sigma_{sp} - \sigma_{los} = \sigma_{sp2}$. С этого момента работа предварительно напряженной балки качественно не отличается от работы изгибаемого элемента с ненапрягаемой арматурой. В дальнейшем в бетоне предварительно напряженной балки появляются растягивающие напряжения (рис. 16.4, *2, е*).

С увеличением нагрузки в обеих балках растягивающие напряжения в бетоне быстро приближаются к его пределу прочности при растяжении ($R_{bt, ser}$). При этом в растянутой зоне проявляются пластические деформации бетона и эпюра напряжений искривляется, а в сжатой зоне бетон испытывает еще преимущественно упругие деформации (рис. 16.4, *д*). Этот конечный этап называют стадией *I, а*.

Исходя из совместности деформаций двух материалов ($\epsilon_s = \epsilon_{bt}$) и предельной растяжимости бетона $\epsilon_{btu} = 2R_{bt, ser}/E_b$ (см. формулу 15.6), напряжения в арматуре, не имеющей предварительного напряжения, будут равны

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{btu} E_s = 2R_{bt, ser} E_s / E_b = 2\alpha R_{bt, ser}, \quad (16.20)$$

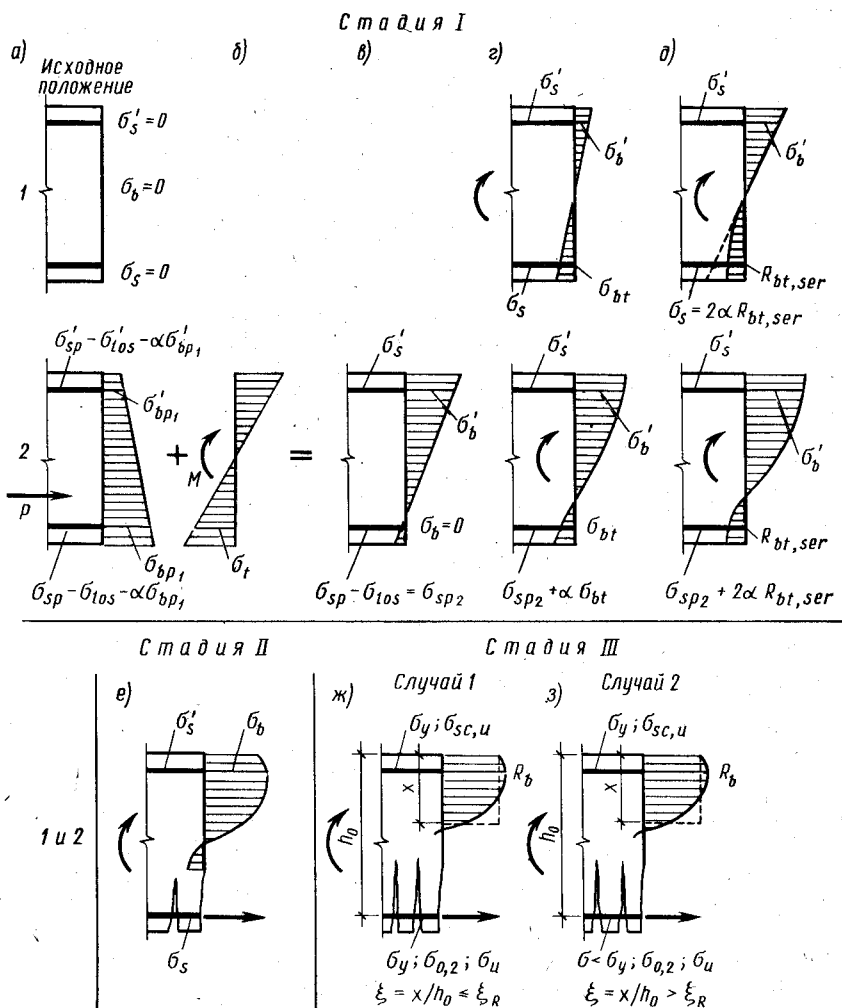


Рис. 16.4. Стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения в изгибаемом элементе с ненапряженной (1) и предварительно напряженной (2) арматурой

а в предварительно напряженной возрастут на эту величину и составят $\sigma_{sp2} + 2\alpha R_{bt,ser}$ (рис. 16.4, д).

● Стадия II наступает после появления трещин в растянутой зоне. Бетон в местах образования трещин выключается из работы и внутреннее растягивающее усилие воспринимается арматурой и бетоном растянутой зоны над трещиной (рис. 16.4, е).

На участках между трещинами сцепление арматуры с бетоном сохраняется и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. В сжатой зоне бетона с увеличением момента развиваются пластические деформации бетона (ползучесть) и эпюра нормальных напряжений постепенно искривляется. В элементах с ненапрягаемой арматурой эта стадия наиболее продолжительна, так как начинается при малых нагрузках и заканчивается перед разрушением. Конец стадии II характеризуется началом неупругих деформаций в арматуре.

● Стадия III отражает характер разрушения сечения. Пластические деформации бетона распространяются на значительную часть высоты сжатой зоны и эпюра напряжений резко искривляется, приближаясь к прямоугольной.

В предварительно напряженной балке в стадии разрушения предварительные напряжения полностью утрачены, разрыв арматуры происходит при ее пределе прочности, а предельное состояние нормального сечения оказывается таким же, как и в элементе без предварительного напряжения (рис. 16.4, ж, з).

Ненапрягаемая арматура в сжатой зоне сечения в стадии III испытывает сжимающие напряжения, обусловленные совместной деформацией с бетоном. Если предельная сжимаемость бетона при кратковременном действии нагрузки $\epsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$, а при длительном действии нагрузки $\epsilon_{bul} = 2,5 \cdot 10^{-3}$, то максимальные напряжения в сжатой арматуре соответственно достигнут величин

$$\begin{aligned}\sigma_{sc,u} &= \epsilon_{bu} E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 400 \text{ МПа или} \\ \sigma_{sc,u} &= \epsilon_{bul} E_s = 500 \text{ МПа.}\end{aligned}\quad (16.21)$$

Арматура классов А-I, А-II, А-III, у которых $\sigma_y < \sigma_{sc,u}$, испытывает сжимающие напряжения, равные пределу текучести.

В зависимости от количества растянутой арматуры в сечении возможны два случая разрушения.

Случай I. В нормально армированных балках разрушение начинается в растянутой арматуре и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны (рис. 16.4, ж).

В арматуре из мягких сталей напряжения достигают физического (σ_y) или условного ($\sigma_{0,2}$) предела текучести, что приводит к интенсивному увеличению ширины и длины трещин, высота сжатой зоны бетона сокращается, и напряжения быстро достигают предела прочности на сжатие. Такое разрушение носит пластический характер. Если элемент армирован арматурой из твердых сталей (с относительным удлинением при разрыве $\sim 4\%$), то одновременно с ее разрывом раздавливается бетон сжатой зоны, т. е. происходит хрупкое разрушение. Таким образом, разрушение элемента по случаю I происходит при одновременном исчерпании несущей способности сжатой и растянутой зон сечения.

Случай 2. В сечениях с чрезмерно большим количеством арматуры (переармированные сечения) разрушение начинается в бетоне сжатой зоны, а напряжения в растянутой арматуре не достигают предельных значений (рис. 16.4, з).

Независимо от свойств арматурных сталей разрушение по этому случаю всегда происходит внезапно и носит хрупкий характер. На основании многочисленных опытов установлено, что напряжение в растянутой арматуре при разрушении сечения по случаю 2 можно определять по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp}, \quad (16.22)$$

где $\xi = x/h_0$ — относительная высота сжатой зоны сечения.

Выражение (16.22) можно использовать для определения граничного условия между первым и вторым случаями разрушения. Принимая $\sigma_s = R_s$, что соответствует первому случаю разрушения, найдем граничную относительную высоту сжатой зоны ξ_R , при которой растягивающие напряжения в арматуре достигают предельных значений:

$$\xi_R = \omega / \left[1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]. \quad (16.23)$$

В формулах (16.22) и (16.23) принято: $\sigma_{sr} = R_s$ — условные предельные напряжения в арматуре с физическим пределом текучести (арматура классов А-I, А-II, А-III, А-IIIв и Вр-I); $\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$ — то же, в арматуре с условным пределом текучести (А-IV и выше, а также В-II, Вр-II, К-7 и К-19), МПа; $\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \sigma_{sp2}$ — предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} < 1,0$; $\sigma_{sc,u}$ — максимальные напряжения в сжатой арматуре, соответствующие предельной сжимаемости бетона; принимаются по выражениям (16.21) в зависимости от длительности действия нагрузки; $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$ — характеристика деформативных свойств тяжелого бетона сжатой зоны.

Опыты показывают, что при $\xi \leq \xi_R$ разрушение сечения происходит по случаю 1, а при $\xi > \xi_R$ — по случаю 2.

Таким образом, в предварительно напряженных и ненапряженных элементах напряженно-деформированные состояния после образования трещин и характер разрушения сходны. Это позволяет производить расчет нормальных сечений по прочности на основе единой методики, независимо от напряженного состояния арматуры. При этом за расчетное напряженное состояние принимается стадия III. Выигрыш от предварительного напряжения арматуры заключается в удлинении упругой стадии работы (стадии I). Если в элементе без предварительного напряжения трещины появляются при внешнем моменте, составляющем 10...15% от разрушающего, то в предварительно напряженной балке они образуются незадолго перед разрушением при нагрузке в 70...80% от разрушающей.

16.3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

● **Методы расчета железобетонных конструкций.** Процесс развития и совершенствования теории железобетона характеризуется тремя основными этапами. На первом этапе расчет железобетонных элементов производили по методу допускаемых напряжений. Этот метод основан на стадии II напряженно-деформированного состояния и при расчете прочности приняты следующие допущения: в сжатой зоне принимается треугольная эпюра напряжений; в растянутой зоне работа не учитывается, а все растягивающее усилие воспринимается арматурой; принимается гипотеза плоских сечений и закон Гука, а модуль упругости бетона сжатой зоны считается постоянным, независимо от величины напряжения. Сечения подбираются из условия, чтобы полученные расчетом напряжения в арматуре и бетоне не превосходили допускаемых напряжений. Таким образом, расчет по допускаемым напряжениям основан на предположении упругой работы железобетона, что является основным недостатком этого метода и не подтверждается экспериментальными исследованиями.

По предложению А. Р. Лолейта с 1931 г. начат пересмотр теории упругого железобетона. Проведенные в 1934—1936 гг. под руководством А. А. Гвоздева экспериментальные и теоретические исследования позволили разработать метод расчета сечений по разрушающим усилиям (1938). Этот метод исходит из стадии III напряженно-деформированного состояния. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводятся предел прочности бетона и предел текучести арматуры, эпюра напряжений в сжатой зоне принята прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяется делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса. Недостаток метода расчета по разрушающим усилиям — невозможность учета изменчивости нагрузок и прочностных характеристик материалов при едином коэффициенте запаса.

Дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям является разработанный советскими учеными (А. А. Гвоздев, В. И. Мурашов, П. Л. Пастернак, О. Я. Берг, Я. В. Столяров, М. С. Боришанский и др.) метод расчета конструкций по предельным состояниям (1955), основные положения которого изложены в § 1.2.

● **Особенности расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям.**

При расчете железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний (по прочности) в основу положена стадия III напряженно-деформированного состояния, а изменчивость различных факторов учитывается системой расчетных коэффициентов [см. формулу (1.2)].

По второй группе предельных состояний железобетонные кон-

струкции рассчитывают по трещиностойкости и деформациям. К трещиностойкости конструкции или ее частей предъявляют различные требования, которые подразделяются на три категории (см. ниже гл. 20). В зависимости от категории требований к трещиностойкости конструкций их рассчитывают на образование, раскрытие или закрытие трещин.

Расчет на образование трещин производят по стадии I, на раскрытие трещин — по стадии II, на закрытие трещин — по стадиям II и I. Расчет по деформациям производят, исходя из стадии II, если в процессе эксплуатации допускается образование и раскрытие трещин, либо исходя из стадии I, если трещины отсутствуют.

Виды нагрузок и их сочетания, а также коэффициенты надежности по нагрузке приведены в § 1.2. При этом для железобетонных конструкций при расчете по предельным состояниям второй группы предельных состояний следует учитывать влияние длительности действия нагрузок на деформации и трещиностойкость элементов. С этой целью к длительным временным нагрузкам относят следующие нагрузки с пониженным нормативным значением: вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов, определяемые умножением полного нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана на коэффициент: 0,5 — для групп режимов работы крана 4К...6К, 0,6 — для группы режима работы крана 7К, 0,7 — для группы режима работы крана 8К (группы режимов работы кранов принимают по ГОСТ 25546—82); снеговые нагрузки, определяемые умножением полного нормативного значения на коэффициент: 0,3 — для III снегового района, 0,5 — для IV района, 0,6 — для V и VI районов; часть нагрузки на перекрытия зданий от людей и оборудования, принимаемая по СНиП 2.01.07—86. Эти же нагрузки учитывают как кратковременные с полным нормативным значением.

При расчете элементов сборных конструкций на усилия, возникающие при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от собственного веса вводят в расчет с коэффициентом динамичности: при транспортировании — 1,6, при подъеме и монтаже — 1,4; для массивных сборных блоков гидротехнических сооружений — 1,3. В этом случае коэффициент надежности по нагрузке не учитывают.

Расчет железобетонных конструкций гидротехнических сооружений по предельным состояниям имеет особенности, обусловленные массивностью поперечных сечений элементов и воздействием на них водной среды. Так, массивные бетонные и железобетонные конструкции (гравитационные и арочные плотины, контрфорсы, толстые плиты, балки-стенки и др.), в которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении, разрешается нормами рассчитывать по методу допускаемых напряжений. При этом напряжения в сечениях следует определять методами механики сплошных сред с учетом в необходимых случаях неупругих деформаций и

трещин в бетоне или методами сопротивления материалов. Полученные напряжения не должны превышать соответствующих расчетных сопротивлений бетона. При расчете гидротехнических конструкций учитывают противодавление воды (фильтрационное давление) как внешнюю растягивающую силу.

● **Нормативные и расчетные характеристики бетона.** Нормативные сопротивления тяжелого бетона устанавливаются с учетом статистической изменчивости прочности и принимаются равными наименьшему контролируемому значению временного сопротивления бетона с доверительной вероятностью не ниже 0,95. Ими являются:

а) нормативная кубиковая прочность, или класс бетона B по прочности на сжатие*, определяемый по формуле (1.1) при коэффициенте вариации прочности $v = 0,135$ и числе стандартов

$$k = 1,64, \text{ т. е. } B = R_m(1 - 1,64 \cdot 0,135) = 0,779R_m;$$

б) нормативная призмная прочность, определяемая по эмпирической формуле $R_{b, \text{сер}} = B(0,77 - 0,00125B) \geq 0,72B$;

в) нормативное сопротивление осевому растяжению, определяемое по выражению $R_{bt, \text{сер}} = 0,5K\sqrt{B^2}$, где $K = 0,8$ для бетонов класса В35 и ниже, $K = 0,7$ для бетонов класса В40 и выше. При контроле прочности бетона на растяжение на производстве нормативное сопротивление $R_{bt, \text{сер}} = 0,779R_{btm}$ и характеризует класс бетона по прочности на растяжение (B_t).

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы (R_b и R_{bt}) определяют делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности бетона, принимаемые равными: при сжатии $\gamma_{bc} = 1,3$, при растяжении $\gamma_{bt} = 1,5$, при контроле прочности бетона на растяжение $\gamma_{bt} = 1,3$.

Расчетные сопротивления бетона для второй группы предельных состояний ($R_{b, \text{сер}}$ и $R_{bt, \text{сер}}$) устанавливают при коэффициенте безопасности по бетону $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$, т. е. принимают равными нормативным сопротивлениям. Значения нормативных и расчетных сопротивлений бетона приведены в табл. 16.4.

Если прочность бетона контролируется на производстве и устанавливается класс по прочности на растяжение, то нормативное сопротивление растяжению принимают равным его гарантированной прочности (классу), т. е. $R_{bt, \text{сер}} = B_t$, а расчетное — по табл. 16.5.

При расчете железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} умножают на коэффициенты условий работы: $\gamma_{b1} = 0,5 \dots 1,0$ — учитывает многократно повторяющуюся нагрузку;

γ_{b2} — учитывает длительность действия нагрузок и условия

* До 1986 г. основной характеристикой прочности бетона являлась его марка, которая определялась как среднее значение временного сопротивления бетонных кубов с ребром 15 см сжатию, R_m , кгс/см².

Т а б л и ц а 16.4. Нормативные и расчетные сопротивления тяжелого бетона, МПа

Класс бетона по прочности на сжатие	Вид сопротивления бетона			
	нормативные сопротивления, расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы		расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы	
	сжатие осевое (призмная прочность) $R_{b,ser}$	растяжение осевое $R_{bt,ser}$	сжатие осевое (призмная прочность) R_b	растяжение осевое R_{bt}
B7,5	5,5	0,70	4,5	0,48
B10	7,5	0,85	6,0	0,57
B12,5	9,5	1,00	7,5	0,66
B15	11,0	1,15	8,5	0,75
B20	15,0	1,40	11,5	0,90
B25	18,5	1,60	14,5	1,05
B30	22,0	1,80	17,0	1,20
B35	25,5	1,95	19,5	1,30
B40	29,0	2,10	22,0	1,40
B45	32,0	2,20	25,0	1,45
B50	36,0	2,30	27,5	1,55
B55	39,5	2,40	30,0	1,60
B60	43,0	2,50	33,0	1,65

Т а б л и ц а 16.5. Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы, МПа

Класс бетона	B _{0,8}	B _{1,2}	B _{1,6}	B _{2,0}	B _{2,4}	B _{2,8}	B _{3,2}
Растяжение осевое R_{bt}	0,62	0,93	1,25	1,55	1,85	2,15	2,45

нарастания прочности бетона во времени. При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок кроме нагрузок, суммарная длительность действия которых мала (ветровые, крановые нагрузки и т. п.), $\gamma_{b2} = 0,9$. В случае действия этих же нагрузок, но при эксплуатации конструкции в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте, при влажности окружающего воздуха выше 75%), $\gamma_{b2} = 1$. При действии всех нагрузок, включая кратковременные, суммарная длительность действия которых мала, $\gamma_{b2} = 1,1$. При расчете прочности в стадии изготовления $\gamma_{b2} = 1$; $\gamma_{b3} = 0,85$ — учитывает снижение прочности верхних слоев бетона при укладке его за один прием на высоту более 1,5 м; $\gamma_{b5} = 0,85$ — вводят в расчет монолитных колонн с наибольшим размером поперечного сечения менее 30 см и др. коэффициенты.

Коэффициенты условий работы γ_{b1} , γ_{b2} , γ_{b6} и γ_{b7} вводят к расчетным сопротивлениям R_b и R_{bt} , остальные — только к R_b . При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводят произведение соответствующих коэффициентов, которое принимается не менее 0,45.

В расчетах железобетонных конструкций по второй группе предельных состояний принимают коэффициент условий работы $\gamma_b = 1$, за исключением расчета по образованию наклонных трещин ($\gamma_{b4} \leq 1$).

Начальный модуль упругости бетона зависит от класса бетона и условий его твердения (табл. 16.6).

Т а б л и ц а 16.6. Начальные модули упругости тяжелого бетона E_b , МПа

Класс бетона по прочности на сжатие	Условия твердения бетона		
	естественного твердения	тепловая обработка при атмосферном давлении	автоклавная обработка
B7,5	16000	14500	12000
B10	18000	16000	13500
B12,5	21000	19000	16000
B15	23000	20500	17000
B20	27000	24000	20000
B25	30000	27000	22500
B30	32500	29000	24500
B35	34500	31000	26000
B40	36000	32500	27000
B45	37500	34000	28000
B50	39000	35000	29000
B55	39500	35500	29500
B60	40000	36000	30000

Плотность железобетона при содержании арматуры 3% и менее принимается равной 2500 кг/м^3 . При большем содержании арматуры она принимается как сумма масс бетона (2400 кг/м^3) и арматуры.

● **Нормативные и расчетные характеристики арматуры.** Нормативные сопротивления арматуры $R_{s, \text{ser}}$ принимают равными наименьшим контролируемым значениям (с обеспеченностью не ниже 0,95): для стержневой арматуры — предела текучести (физическому σ_y или условному $\sigma_{0,2}$), для проволоочной арматуры — временного сопротивления разрыву σ_u .

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s для первой группы предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по арматуре, которые в зависимости от ее класса составляют $\gamma_s = 1,05 \dots 1,20$.

При назначении расчетных сопротивлений арматуры сжатию R_{sc} учитывают не только класс стали, но и предельную

сжимаемость бетона, от которой зависят наибольшие напряжения сжатия $\sigma_{sc, u} = 400$ МПа [см. формулу (16.21)] из условия совместных деформаций бетона и арматуры.

Поэтому принимают $R_{sc} = R_s$, но не более 400 МПа. При длительном действии нагрузки ползучесть бетона приводит к повышению напряжений сжатия в арматуре. Поэтому если в расчетах используют коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$, то допус-

Т а б л и ц а 16.7. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры, МПа

Класс арматуры	Диаметр d , мм	Нормативные сопротивле- ния растя- жению, рас- четные со- противления для предель- ных состоя- ний второй группы $R_{s, ser}$	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы		
			растяжению		сжатию R_{sc}
			продоль- ной R_s	поперечной (хомутов и отгибов) R_{sw}	
A-I	6...40	235	225	175	225
A-II	10...80	295	280	225	280
A-III	6...8	390	355	285(255)*	355
	10...40	390	365	290(255)*	365
A-IIIв с контролем: удлинения и напря- жения	20...40	540	490	390	200
только удлинения	20...40	540	450	360	200
A-IV	10...28	590	510	405	400
A-V	10...32	785	680	545	400
A-VI	10...28	980	815	650	400
Bp-I	3	410	375	270(300)**	375
	4	405	365	265(295)**	365
	5	395	360	260(290)**	360
B-II	3	1490	1240	990	400
	4	1410	1180	940	400
	5	1335	1110	890	400
	6	1255	1050	835	400
	7	1175	980	785	400
	8	1100	915	730	400
Bp-II	3	1460	1215	970	400
	4	1370	1145	915	400
	5	1255	1045	835	400
	6	1175	980	785	400
	7	1100	915	730	400
	8	1020	850	680	400
K-7	6	1450	1210	965	400
	9	1370	1145	915	400
	12	1335	1110	890	400
	15	1295	1080	865	400
K-19	14	1410	1175	940	400

* Для хомутов диаметром менее $1/3$ диаметра продольных стержней в сварных каркасах;

** Для вязаных каркасов.

кается увеличивать R_{sc} до значения $\sigma_{sc, ul} = 500$ МПа [см. формулу (16.21)].

Расчетные сопротивления арматуры для второй группы предельных состояний установлены при $\gamma_s = 1$. Значения нормативных и расчетных сопротивлений арматуры приведены в табл. 16.7. При этом сопротивления термически упрочненной арматуры принимают такими же, как для основного класса (например, под классом А-V подразумеваются все виды арматуры, т. е. А-V, Ат-V, Ат-УСК и т. п.). Приведенные в табл. 16.7 расчетные сопротивления поперечной арматуры снижены введением коэффициента условий работы $\gamma_{s1} = 0,8 (R_{sw} = \gamma_{s1} R_s)$, учитывающего неравномерность распределения усилий в хомутах и отгибах по длине наклонного сечения. Для сварной поперечной арматуры классов Вр-I и А-III введен коэффициент $\gamma_{s2} = 0,9$, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соединения хомутов.

При расчетах по предельным состояниям первой группы, кроме того, расчетные сопротивления арматуры в необходимых случаях умножают на коэффициенты условий работы, учитывающие: многократное действие нагрузки ($\gamma_{s3} = 0,3 \dots 1,0$), наличие сварных соединений при многократном повторении нагрузки ($\gamma_{s4} = 0,2 \dots 1,0$) и т. п.

Опыты показывают, что в элементах, армированных высокопрочной арматурой и разрушающихся по случаю I ($\xi \leq \xi_R$), напряжения в арматуре в момент разрушения сечения превышают условный предел текучести ($\sigma_{0,2}$) и приближаются к временному сопротивлению разрыву σ_u . Поэтому при расчете прочности железобетонных элементов с арматурой классов А-IV и выше и при соблюдении условия $\xi \leq \xi_R$ вводят коэффициент условий работы

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta, \quad (16.24)$$

где η — максимальное значение коэффициента γ_{s6} ; для арматуры класса А-IV $\eta = 1,2$; для классов А-V, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 $\eta = 1,15$; для класса А-VI $\eta = 1,1$.

Значения модулей упругости, МПа, принимают следующие:

Класс арматуры	E_s
А-I, А-II	210000
А-III, В-II, Вр-II	200000
А-IV, А-V, А-VI	190000
А-IIIв, К-7, К-19	180000
Вр-I	170000

? Как изменяются напряжения в арматуре при изготовлении предварительно напряженного элемента? Как назначают σ_{sp} ? ☐ Виды потерь предварительного напряжения. Первые и вторые потери (привести примеры). ☐ Как определяют напряжения в бетоне от силы обжатия? ☐ Как определить контролируемую на производстве силу натяжения арматуры? ☐ Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов (приведите эпюры и охарактеризуйте их). ☐ Чему равны напряжения в растянутой и сжатой

арматурах в момент разрушения бетона в соответствующих зонах? □ Особенности напряженно-деформированного состояния предварительно напряженного элемента. □ Случаи разрушения изгибаемых элементов по нормальным сечениям (приведите схемы). Граничное условие между случаями разрушения. Как влияет предварительное напряжение на несущую способность сечения? □ Каков вклад советских ученых в развитие методов расчета? □ Какие производят расчеты железобетонных конструкций и какие стадии положены в основу каждого расчета? □ Как учитывают влияние длительного действия нагрузок при расчете по первой и второй группам предельных состояний? □ Каковы особенности расчета массивных гидротехнических конструкций? □ Как установлены нормативные и расчетные сопротивления бетона? Коэффициенты надежности, условий работы (приведите примеры). □ То же, по арматуре.

ГЛАВА 17

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

17.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Железобетонные изгибаемые элементы применяют в виде плит и балок, которые могут быть самостоятельными конструкциями или входить в состав сложных конструкций и сооружений: например, ребристые перекрытия (рис. 17.1), каркасы сооружений, подпорные стены, шлюзы и т. д. *Плитами* называют плоские элементы, толщина которых h_s значительно меньше длины l_s и ширины b_s , а *балками* — линейные элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров h и b . По способу изготовления плиты и балки бывают сборные, монолитные и сборно-монолитные, с предварительно напряженной и ненапряженной арматурой.

● **Балочные плиты.** В статическом и конструктивном отношении различают плиты балочные и опертые по контуру.

Если плита опирается четырьмя сторонами и имеет отношение сторон меньше 2, то она изгибается в двух направлениях и является опертой по контуру. При отношении сторон больше 2

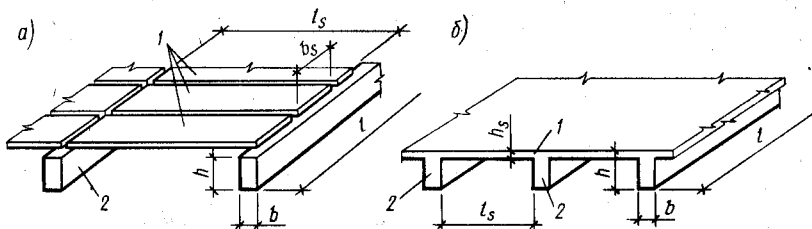


Рис. 17.1. Изгибаемые железобетонные элементы:
а — сборное перекрытие; б — монолитное перекрытие; 1 — плиты; 2 — балки

плита, изгибается в направлении вдоль короткой стороны. Таковую плиту, а также плиту, опертую только двумя противоположными сторонами, называют *балочной*. Толщину плит назначают возможно меньше, так как вес плиты составляет значительную долю нагрузки на конструкцию или сооружение.

Наименьшая толщина плит должна удовлетворять требованиям прочности и жесткости. В монолитных конструкциях толщину плит при свободном опирании принимают: в зданиях не менее $\frac{1}{35}$ пролета, в гидротехнических и транспортных сооружениях не менее $\frac{1}{25}$ пролета, а при упругой заделке — соответственно не менее $\frac{1}{40}$ и $\frac{1}{30}$ пролета. Толщину монолитных плит принимают кратной 10 мм, но не менее: для покрытий — 40 мм; для междуэтажных перекрытий гражданских и промышленных зданий — соответственно 50 и 60 мм; для плит гидротехнических и транспортных сооружений — 100 мм. При полезных нагрузках более 10 кН/м^2 независимо от назначения плит рекомендуется принимать их толщину не менее 100 мм. Минимальная толщина сборных плит может быть уменьшена по сравнению с монолитными и должна определяться расположением арматуры по толщине плиты с соблюдением защитных слоев бетона.

Монолитные плиты имеют сплошное поперечное сечение и армируют, как правило, ненапрягаемой арматурой в виде сеток, состоящих из рабочих и монтажных (распределительных) стержней. Предварительно напрягаемую арматуру ввиду сложности производства работ применяют в монолитных плитах редко, за исключением особо ответственных сооружений (покрытия аэродромов, автомобильных дорог и т. д.).

Рабочую арматуру укладывают в растянутых зонах плиты вдоль пролета в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 17.2). В однопролетных плитах ее размещают только внизу (рис. 17.2, а). Часть стержней рабочей арматуры в целях экономии стали может заканчиваться в пролете (рис. 17.2, а, вариант 2). При этом до опоры доводят столько стержней, чтобы площадь их сечения на 1 м ширины плиты составляла не менее $\frac{1}{3}$ площади сечения стержней в пролете. Диаметр рабочих стержней обычно составляет 3...12, а в сильно нагруженных плитах — 16...20 мм. Расстояние между осями стержней на участках с максимальными моментами принимают $s \leq 200 \text{ мм}$ при толщине плиты $h_s \leq 150 \text{ мм}$ и $s \leq 1,5h_s$ при $h_s > 150 \text{ мм}$. На остальных участках это расстояние независимо от толщины плиты должно быть не более 400 мм (рис. 17.2, а). В плитах толщиной более 350 мм расстояние между осями рабочих стержней диаметром более 20 мм разрешается увеличивать до 600 мм.

Распределительная (монтажная) арматура диаметром 3...8 мм располагается поперек пролета обычно с шагом $s_1 = 250...350 \text{ мм}$, но не реже чем через 500 мм, и служит для обеспечения проектного положения рабочих стержней, восприятия усадочных и температурных деформаций бетона и распределения действующих на плиту сосредоточенных нагрузок на большую площадь.

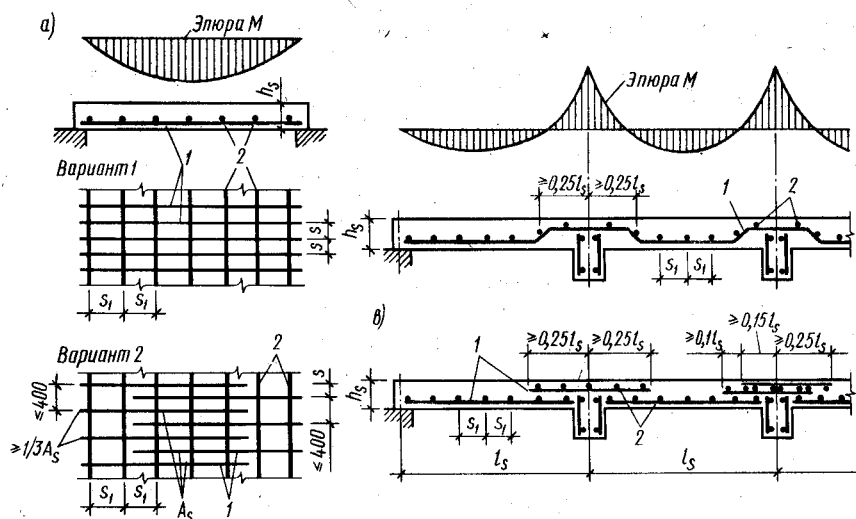


Рис. 17.2. Армирование плит:

а — однопролетной; б — многопролетной с непрерывным армированием; в — то же, с раздельным армированием; 1 — рабочие стержни; 2 — монтажные (распределительные) стержни

Сечение распределительной арматуры должно составлять не менее 10% от сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. При армировании плит толщиной $h_s \geq 120$ мм и при содержании рабочей арматуры до 1,5% расстояние между стержнями распределительной арматуры допускается увеличивать до 600 мм. На всех участках плиты расстояния между стержнями как рабочей, так и распределительной арматуры независимо от их расположения должны быть не менее 50 мм.

Для армирования плит используют сварные сетки или отдельные стержни (вязанные сетки). Сварные сетки конструируют с учетом технологических требований, изложенных выше в § 15.2.

Различают два вида армирования монолитных плит сварными сетками: непрерывное (рулонными сетками) и раздельное.

Непрерывное армирование применяют при диаметре рабочих стержней до 10 мм. В этом случае рулонные сетки с продольным расположением рабочих стержней раскатывают по опалубке вдоль пролета плиты (рис. 17.2, б). На опорах сетку укладывают на арматурные каркасы балки, а в пролете крепят к опалубке через специальные прокладки для обеспечения защитного слоя бетона.

Раздельное армирование применяется при диаметре рабочей арматуры 6 мм и более. Рулонные сетки с поперечными рабочими стержнями раскатывают поперек пролета плиты (рис. 17.2, в). Вместо рулонных сеток в этом случае можно применить и плоские сетки. В плитах толщиной более 100 мм и с большими пролетами в целях экономии металла надопорную арматуру рекомендуется выполнять из двух сеток, каждая шири-

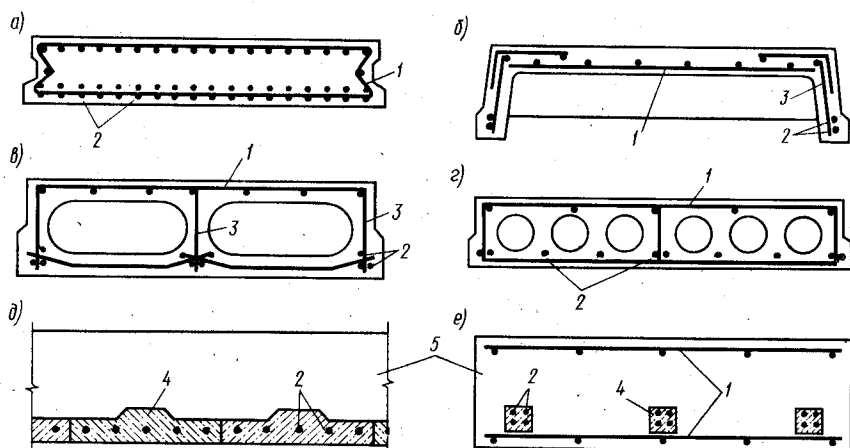


Рис. 17.3. Поперечные сечения сборных и сборно-монолитных плит:
1 — сварные сетки; 2 — рабочая арматура; 3 — плоские каркасы; 4 — сборные элементы (армоэлементы); 5 — монолитный бетон

ной $0,4l_s$ с взаимным перепуском на $0,1l_s$, или из одной по типу, приведенному на рис. 15.9, в.

Армирование плит отдельными стержнями, как неиндустриальный способ, следует допускать только при отсутствии сварных сеток и небольших объемах работ, а также в плитах, когда использование сварных сеток нецелесообразно (например, в плитах с большим количеством отверстий, сложной конфигурации, в местах, где требуется укладка стержней сложной формы, и т. д.).

Сборные плиты применяют разных видов и размеров в зависимости от их назначения.

Крупноразмерные сборные плиты называют *панелями*. В поперечном сечении они могут быть сплошными, ребристыми (рис. 17.3, б) и пустотными (рис. 17.3, в, г).

Пустоты в плитах бывают прямоугольные с закругленными углами, круглые и овальные с плоской или сводчатой верхней поверхностью. По сравнению со сплошными плитами ребристые и пустотные экономичнее по расходу материалов и характеризуются меньшим весом. Минимальная толщина полок и ребер плит составляет 25..35 мм и определяется расположением и диаметром арматуры, а также толщиной защитных слоев. Полная высота плит назначается из условия их прочности и жесткости и составляет $1/15...1/30$ пролета, а размеры в плане определяются компоновкой конструктивной схемы сооружения.

Сборные плиты (панели) армируют плоскими сварными сетками и каркасами, которые объединяют в один пространственный каркас, удобный для установки в форму.

В многупустотных плитах продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения, а в ребрис-

тых — в ребрах. В качестве напрягаемой продольной арматуры применяют стержни классов А-IV, А-V, высокопрочную проволоку и канаты. Плиты, армированные высокопрочной проволокой диаметром 3...4 мм, называют *струнобетонными* (рис. 17.3, а).

Сборно-монолитные плиты состоят из сборных элементов и монолитных частей, бетонируемых на строительной площадке. Затвердевший бетон связывает конструкцию в единую совместно работающую систему. Сборные элементы обычно служат опалубкой для монолитного бетона и в то же время в них размещается основная арматура (рис. 17.3, б). Другой разновидностью сборно-монолитных плит является сочетание струнобетонных предварительно напряженных элементов, выполняющих роль арматуры, с монолитным бетоном (рис. 17.3, в). Сборные элементы изготовляют из бетона высоких классов, а для монолитных участков применяют бетон обычных классов. Сборно-монолитные конструкции широко применяют в гидротехническом строительстве.

Продольная рабочая ненапрягаемая арматура в балочных плитах должна быть надежно заанкерена на крайних свободных опорах в соответствии с требованиями, изложенными в § 15.3 (см. рис. 15.18, г). Для удобства укладки в форму или опалубку стержней, сеток, каркасов их концы должны отстоять от торца элемента при его длине до 9 м — на 10 мм, до 12 м — на 15 мм, более 18 м — на 20 мм.

Толщину защитного слоя бетона в плитах назначают не менее диаметра стержня, проволоки или каната и не менее: 10 мм — в плитах толщиной до 100 мм включительно и 15 мм — в плитах толщиной более 100 мм.

В массивных плитах гидротехнических сооружений толщину защитного слоя бетона принимают: не менее 30 мм — в плитах высотой до 1 м, 60 мм — в плитах высотой более 1 м.

● **Балки.** Поперечные сечения железобетонных балок могут быть любой формы. В монолитном железобетоне наиболее распространены прямоугольные и тавровые сечения (рис. 17.4, а, б, в), причем балки таврового сечения встречаются как самостоятельные элементы, так и в составе ребристых конструкций. Сборные железобетонные балки имеют поперечные сечения, изображенные на рис. 17.4. В предварительно напряженных балках из условий размещения напрягаемой арматуры и передачи усилия обжатия на бетон растянутую зону обычно

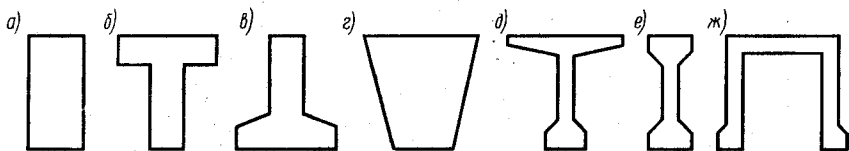


Рис. 17.4. Поперечные сечения балок

уширяют. Характерными сечениями предварительно напряженных балок являются тавровое (рис. 17.4, в), двутавровое (рис. 17.4, д), рельсовидное (рис. 17.4, е), П-образное (рис. 17.4, ж), трапециевидное (рис. 17.4, з) и др.

Высота балок колеблется в широких пределах и в зависимости от нагрузок и назначения конструкции составляет $1/8 \dots 1/20$ пролета. В предварительно напряженных балках она может быть уменьшена до $1/25$ пролета. В целях типизации элементов и стандартизации опалубки высоту сечения h назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм при большей высоте. Ширину прямоугольных балок назначают в пределах $(0,25 \dots 0,5) h$, а именно: 100, 120, 150, 180, 200, 220, 250 и далее через 50 мм. Ширину ребра тавровых и двутавровых балок рекомендуется назначать минимальной из условия размещения арматуры и удобства бетонирования, но не менее 120 мм в монолитных балках и 80 мм в сборных. Для снижения расхода бетона ширину балок назначают по возможности наименьшей.

Арматура и ее назначение в железобетонных балках показаны на рис. 16.3. Ненапрягаемые стержни объединяют в сварные или вязанные каркасы (см. рис. 15.10 и 15.11).

Продольную рабочую арматуру укладывают по эпюре изгибающих моментов в растянутых зонах.

Ее располагают по возможности равномерно по ширине балки и ближе к растянутой грани с соблюдением минимальных толщин защитного слоя бетона, что увеличивает несущую способность элемента.

Для продольной ненапрягаемой арматуры балок применяют стержни диаметром 12...32 мм, а в гидротехнических сооружениях — до 100 мм. Арматура диаметром более 32 мм затрудняет производство работ и поэтому используется реже. Применение стержней различных диаметров усложняет производство работ, поэтому в одной балке рекомендуется назначать не более двух разных диаметров рабочей арматуры, разница между ними должна составлять более 2 мм. При этом более толстые стержни размещают в углах.

Ненапрягаемая арматура располагается по высоте в один или два ряда во избежание большой разницы между напряжениями в отдельных стержнях, а для предварительно напряженной количество рядов не ограничивается.

В балках шириной более 150 мм число рабочих стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее двух, а при ширине 150 мм и менее допускается установка одного стержня.

Расстояния в свету между стержнями, канатами, пучками назначают с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, а в предварительно напряженных конструкциях, кроме того, учитывают габариты натяжного оборудования и концевых анкеров.

Минимальные расстояния в свету и толщины защитных слоев бетона в элементах с ненапрягаемой арматурой и предвари-

тельно напряженной, натягнуваемой до бетонирования (на упоры), показаны на рис. 17.5, в зависимости от расположения стержней при бетонировании внизу — рис. 17.5, а и вверх — рис. 17.5, б. Если нижняя арматура располагается по высоте более чем в два ряда, то расстояния в свету по горизонтали между стержнями в верхних рядах (кроме двух нижних) должно быть не менее 50 мм. При назначении расстояний между стержнями в сварных каркасах следует также учитывать технологические требования по их конструированию (см. табл. 15.4).

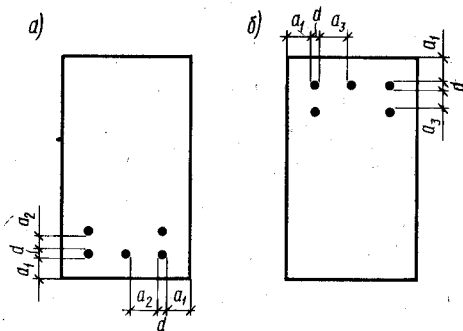


Рис. 17.5. Размещение рабочей арматуры в поперечном сечении балок:

$a_1 \geq d$, $a_1 \geq 15$ мм при $h < 250$ мм, $a_1 \geq 20$ мм при $h \geq 250$ мм; $a_2 \geq d$, $a_2 \geq 25$ мм; $a_3 \geq d$, $a_3 \geq 30$ мм

В стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними). Такие пары стержней при назначении расстояний между ними рассматривают как условный стержень диаметром $d_{red} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$, где d_1 и d_2 — диаметры сближенных стержней.

Поперечную арматуру ставят в соответствии с эпюрой поперечных сил и конструируют в зависимости от типа каркаса. В железобетонных балках целесообразно применять сварные каркасы, обеспечивающие промышленность производства работ.

Прямоугольные и тавровые балки шириной 150 мм и менее можно армировать одним плоским сварным каркасом (рис. 17.6, а). Такой тип армирования применяют обычно для второстепенных балок монолитных ребристых перекрытий или небольших сборных балок. При ширине балок более 150 мм устанавливают два или больше сварных каркасов, которые объединяют в пространственный путем приварки поперечных соединительных стержней диаметром 5...6 мм через 1...1,5 м (рис. 17.6, б, в). Поперечные соединительные стержни можно использовать для укладки на них дополнительного рабочего стержня (рис. 17.6, г). Диаметр поперечных стержней (хомутов) и их шаг вдоль балок определяется расчетом.

Минимальный диаметр хомутов в сварных каркасах назначается по условию свариваемости с продольной арматурой (см. табл. 15.2) и обычно принимается равным 6...10 мм.

При армировании балок отдельными ненапрягаемыми стержнями их объединяют с помощью хомутов и монтажных стержней в вязанные каркасы (см. рис. 15.11). При этом рабочие стержни стремятся располагать равномерно по ширине балки. Если ширина балки менее 350 мм или в одном ряду не более пяти рабочих

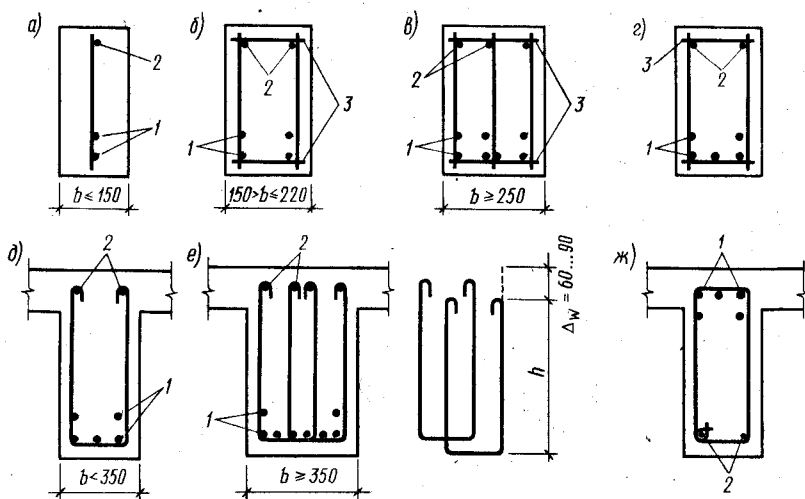


Рис. 17.6. Армирование балок сварными и вязаными каркасами:
1 — рабочая арматура; 2 — монтажная арматура; 3 — поперечные соединительные стержни

стержней, то ставят двухветвенный хомут (рис. 17.6, д). При большем количестве стержней или при $b \geq 350$ мм рекомендуется ставить четырехветвенные хомуты (рис. 17.6, е). Хомуты конструируют так, чтобы в местах их перегиба и загиба концевых крюков обязательно располагались продольные стержни.

Различают хомуты открытые и замкнутые. В тавровых балках, соединенных монолитно с плитой, при продольной арматуре в ребре ставят открытые хомуты (рис. 17.6, д, е). В прямоугольных балках, а также в тавровых с продольной рабочей арматурой в плите (например, на опорах неразрезных балок) применяют замкнутые хомуты (см. рис. 15.11 и 17.6, ж). Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 5 мм при высоте балок $h \leq 800$ мм и не менее 8 мм при $h > 800$ мм.

В дополнение к хомутам в балках применяют наклонные или отогнутые стержни. Они работают эффективнее поперечных стержней, поскольку располагаются ближе к траектории главных растягивающих напряжений (см. рис. 16.3). Отогнутые стержни целесообразно применять в вязаных каркасах (см. рис. 15.11), так как они дают экономию стали и повышают жесткость арматурного изделия.

Монтажная арматура (рис. 17.6) служит для объединения всех стержней в каркас, устойчивый при транспортировке и бетонировании, и принимается диаметром 10...12 мм, но не менее диаметра поперечных стержней ($d_w + 2$ мм). В сборных элементах при их транспортировании и подъеме монтажные стержни используют как рабочие.

Конструктивную арматуру устанавливают в балке для восприятия внутренних усилий, не учитываемых расче-

том, а также для объединения стержней в плоские и пространственные каркасы (например, монтажная арматура, поперечные соединительные стержни) и т. п.

Постановка конструктивной арматуры должна быть в каждом случае обоснована анализом работы элемента и технологии его изготовления или монтажа. Так, у всех поверхностей элемента, вблизи которых ставится продольная нена-

прягаемая и напрягаемая арматура, для улучшения ее совместной работы с бетоном необходимо ставить поперечную арматуру в виде сварных сеток (рис. 17.7, а) или хомутов (замкнутых, П-образных, в виде шпилек и др., рис. 17.7, б, 17.9), или в виде прямых стержней, привариваемых к продольным ненапрягаемым стержням. При этом расстояние между поперечными стержнями назначают не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента, вблизи которой ставят продольную арматуру. Роль этих стержней могут выполнять хомуты в вязаных каркасах или поперечные соединительные стержни в сварных каркасах, если расстояния между ними не превышают указанных величин.

При высоте балок более 700 мм у боковых граней ставят конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними $a_1 \leq 400$ мм и площадью сечения не менее $0,001a_1b_1$, где $b_1 = 0,5b$, но не более 200 мм (рис. 17.7, в). Эти стержни служат для восприятия усилий от неравномерной усадки бетона по высоте сечения (см. рис. 15.22), температурных деформаций, а также сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях.

Толщину защитного слоя бетона для хомутов, монтажной и конструктивной арматуры принимают не менее диаметра стержня и не менее: 10 мм при $h < 250$ мм, 15 мм при $h \geq 250$ мм.

● Особенности конструирования предварительно напряженных элементов.

Предварительно напрягаемая арматура не входит в состав каркасов и размещается отдельно в соответствии с эпюрой моментов и поперечных сил.

В однопролетных балках небольшой высоты предварительно напрягаемую арматуру располагают в растянутой зоне прямолинейно по всей длине элемента (рис. 17.8, а). От силы предварительного обжатия P , если она приложена вне ядра сечения, балка выгибается и в верхних волокнах появляются растяги-

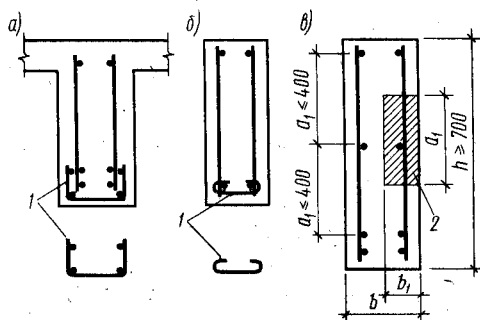


Рис. 17.7. Конструктивная арматура в балках:
1 — поперечные стержни (сетки), охватывающие продольную арматуру; 2 — противоусадочная арматура

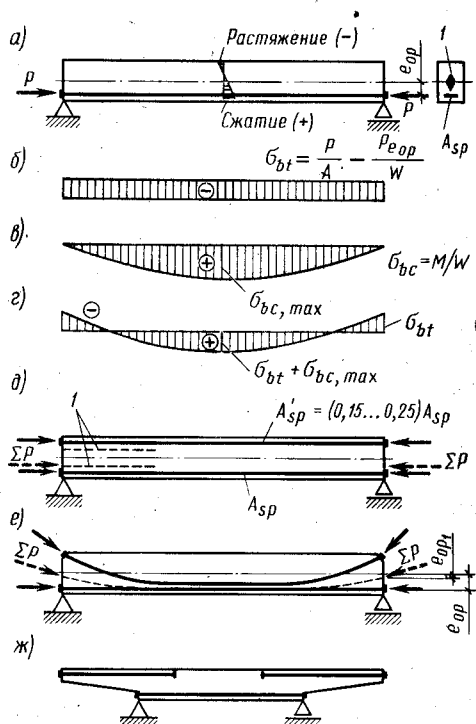


Рис. 17.8. Схемы армирования балок предварительно напрягаемой арматурой:
I — ядро сечения

ΣP в этом случае должна находиться вблизи границы ядра сечения:

В балках большой высоты часть напрягаемой арматуры располагают прямолинейно, а часть отгибают кверху (рис. 17.8, е). Это улучшает работу приопорных участков балки на скалывающие и главные растягивающие напряжения, а также снижает растягивающие напряжения σ_{bt} в верхних волокнах вблизи опор в результате уменьшения эксцентриситета равнодействующей сил предварительного обжатия.

Консольные и неразрезные предварительно напряженные балки армируют криволинейной арматурой по траектории главных растягивающих напряжений, или прямолинейными участками (рис. 17.8, ж).

В поперечном сечении балки напрягаемую арматуру размещают в растянутой зоне в несколько рядов по высоте. Для ее размещения предусматривают уширение, которое одновременно служит для обеспечения прочности этой части сечения при обжатии элемента (рис. 17.9).

При этом толщину защитного слоя бетона и расстояние в свету между арматурой, натягиваемой до бетонирования, прини-

вающие напряжения (σ_{bt}), постоянные по всей длине балки (рис. 17.8, б). При действии эксплуатационной нагрузки (например, равномерно распределенной) в верхней зоне возникают сжимающие напряжения (σ_{bc}), изменяющиеся по длине элемента по параболе (рис. 17.8, в).

Суммируя эпюры напряжений (рис. 17.8, г), видим, что в верхних волокнах балки вблизи опор неизбежно появление растягивающих напряжений, которые могут вызвать образование трещин.

Для погашения этих напряжений, если они достигают опасного значения, в балках большой высоты укладывают верхнюю напрягаемую арматуру в количестве 15...25 % от нижней (рис. 17.8, д). Равнодействующая усилий напрягаемых арматур

мают согласно рис. 17.5. Исключение составляют унифицированные арматурные элементы (УНАЭ), в которых расстояние между проволоками принимается меньшим (см. рис. 15.12). В балках с арматурой, натягиваемой после бетонирования и располагаемой в каналах, минимальные толщины стенок каналов назначают согласно рис. 17.9. При этом диаметр канала принимается не менее $d_1 = d_p + 15$ мм, где d_p — диаметр пучка. При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи элемента толщину защитного слоя бетона, наносимого последующим торкретированием или другим способом, принимают не менее 20 мм.

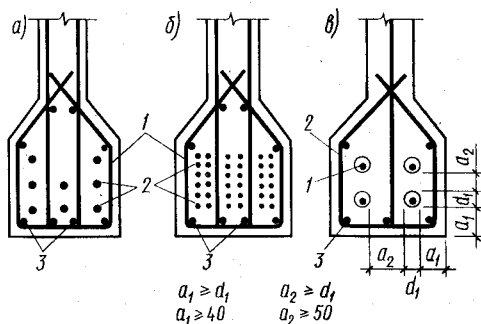


Рис. 17.9. Армирование растянутой зоны предварительно напряженных балок:

а — стержнями; *б* — высокопрочной проволокой; *в* — пучками в каналах; 1 — хомуты; 2 — напрягаемая арматура; 3 — ненапрягаемая продольная арматура

В предварительно напряженной балке кроме напрягаемой арматуры укладывают и ненапрягаемую (расчетную или конструктивную), располагая ее ближе к наружным поверхностям элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала всю продольную (рис. 17.9). Расстояние между хомутами назначают не более удвоенной ширины нижнего пояса.

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование концов элементов. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон, в результате чего возникают местные напряжения.

На рис. 17.10 показано напряженное состояние концевого участка балки при ее обжатии через торцевые анкеры (при натяжении арматуры на бетон). Большие продольные сжимающие напряжения у анкера постепенно распределяются по сечению балки и на расстоянии от торца, равном примерно ее высоте (сеч. 1—1), могут уже определяться обычными способами расчета. В продольных сечениях балки появляются поперечные нормальные напряжения. В сечениях, проходящих через анкер (сеч. 3—3), поперечные напряжения у торца балки оказываются сжимающими, затем переходят в растягивающие и на расстоянии h постепенно исчезают. Растягивающие напряжения в сеч. 3—3 могут вызвать образование продольных трещин в стенках канала. В сеч. 2—2, не пересекающем анкер, у торца возникают наибольшие поперечные растягивающие напряжения, которые затем переходят в сжимающие. Нулевая точка в эпюрах поперечных напряжений по опытным данным отстоит от торца элемента примерно на расстоянии $h/4$.

Таким образом, при сосредоточенном приложении силы обжатия

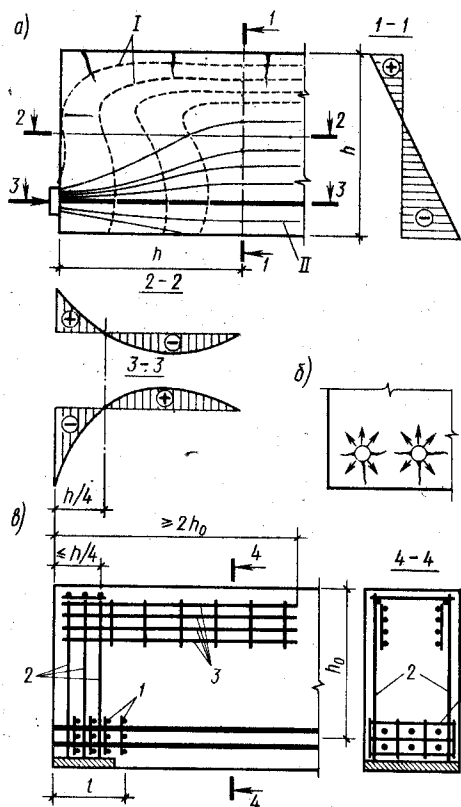


Рис. 17.10. Напряженное состояние (а, б) и армирование (в) конца предварительно напряженной балки:

I — траектории главных растягивающих напряжений; II — то же, сжимающих

на торце и по верху элемента, а также вдоль напрягаемой арматуры могут образоваться трещины (перпендикулярно траектории растягивающих напряжений на рис. 17.10, а).

В элементах с напрягаемой арматурой без анкеров (при натяжении на упоры) сила обжатия приложена не к торцу балки, а распределяется по длине анкеровки (см. рис. 15.19, а). Напряженное состояние концевого участка балки аналогично рассмотренному выше. Кроме того, на длине анкеровки (особенно вблизи торцов) после отпуска арматуры ее диаметр стремится увеличиться до первоначального значения, что может привести к раскалыванию бетона и появлению продольных (радиальных) трещин (рис. 17.10, б).

Местное усиление концов предварительно напряженных элементов производят с помощью закладных деталей, дополнительной поперечной и продольной арматуры, а также увеличением размеров сечения (рис. 17.10, в).

Для обеспечения надежной анкеровки напрягаемой арматуры и с целью ограничения развития возможных трещин вдоль нее (радиальных трещин) у концов элементов устанавливают дополнительные сварные сетки I (рис. 17.10, в) или замкнутые хомуты (см. рис. 17.9) с шагом 5...10 см, охватывающие все продольные стержни. Длину участка усиления принимают не менее $0,6l_p$ [см. формулу (15.9)] и не менее 20 см. Диаметр хомутов или стержней сеток принимают не менее 5 мм (для проволоки класса Вр-I — 4 мм) и не менее $0,25d_p$, где d_p — диаметр напрягаемой продольной арматуры.

Для предотвращения образования продольных трещин у торцов балок целесообразно часть продольной арматуры располагать криволинейно, выводя ее на торец элемента равномерно по высоте. Если продольную арматуру не отгибают, то на участ-

ке $h/4$ устанавливают дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру 2 (рис. 17.10, в). Поперечные ненапрягаемые стержни должны быть надежно заанкерены по концам приваркой к закладным деталям или анкерным стержням. Сечение этой арматуры назначают по условию $A_s \geq \geq 0,2A_{sp}R_{sp}/R_s$, т. е. оно должно воспринять не менее 20% усилия в продольной напрягаемой арматуре.

В предварительно напряженных элементах с напрягаемой арматурой без анкеров при длине ее анкеровки $l_p \leq 2h_0$ с целью ограничения раскрытия вертикальных трещин в верхней зоне концевых участков (выше центра тяжести сечения) на длине не менее $2h_0$ устанавливают дополнительную ненапрягаемую продольную арматуру 3 (рис. 17.10, в) с площадью сечения не менее $0,002A$ (где A — площадь сечения балки на опоре). Если в стадии обжатия трещины не образуются, то эту арматуру можно не устанавливать.

В сборных предварительно напряженных элементах строповочных устройства (петли, трубки и др.) размещают как можно ближе к концам с целью недопущения образования или чрезмерного раскрытия трещин в верхней зоне балки в процессе ее подъема от совместного действия силы предварительного обжатия и опорного момента от собственного веса. При подъеме балка работает от собственного веса по двухконсольной схеме. Чем ближе расположены строповочные устройства к концам балки, тем меньше опорный момент на консоли, вызывающий растяжение в верхней зоне.

С этой же целью при хранении и перевозке элемента предусматривают места его опирания на расстоянии не более 20...30 см от торцов.

17.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

Основной целью инженерных расчетов является получение гарантии того, что за время эксплуатации рассчитываемая конструкция не будет разрушена, т. е. должно соблюдаться условие прочности (см. § 1.2). Методика расчета нормальных сечений по прочности определяется случаем их разрушения (см. рис. 16.4, ж, з) и сводится в основном к решению двух типов задач:

а) подбор такого поперечного сечения, которое соответствует требуемой прочности, что на практике сводится к определению требуемой площади сечения арматуры при заданных внешних усилиях, классах бетона и стали, предварительно назначенных размерах поперечного сечения;

б) проверка прочности заданного сечения элемента, заключающаяся в сопоставлении внешнего момента, действующего в рассматриваемом сечении, с внутренним, соответствующим предельному состоянию сечения.

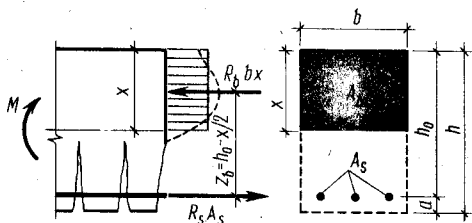


Рис. 17.11. Расчетное предельное состояние прямоугольного сечения с одиночной арматурой

растянутой и сжатой зонах сечения одновременно наступает предельное состояние. Для составления условия прочности нормального сечения (сеч. $I-I$, рис. 16.3, в) отбросим правую часть балки и заменим ее действие внутренними усилиями, обеспечивающими равновесие оставшейся части балки.

Так как сечение проходит через трещину, то работа бетона в растянутой зоне не учитывается и внутренние усилия действуют в сжатой зоне бетона и в растянутой арматуре (рис. 17.11). Действительная эпюра напряжений в сжатом бетоне в стадии разрушения имеет криволинейное очертание по параболе третьей степени (пунктир на рис. 17.11).

Однако для упрощения расчетов ее заменяют укороченной прямоугольной эпюрой напряжений с ординатой, равной R_b . На результаты расчетов такая замена не оказывает существенного влияния. Растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению R_s . В необходимых случаях величины R_b и R_s умножают на соответствующие коэффициенты условий работы γ_{bi} и γ_{si} (см. § 16.3).

Для предварительно напряженных элементов с одиночной арматурой предельное состояние нормального сечения не отличается от предельного состояния элементов с ненапряженной арматурой, так как к моменту разрушения предварительные напряжения в арматуре полностью погашены.

Усилия, воспринимаемые в расчетном предельном состоянии: сжатой зоной бетона — $R_b A_b = R_b b x$, растянутой арматурой — $R_s A_s$. В целях унификации расчетов и сокращения записей расчетных формул под величиной $R_s A_s$ понимают обобщенное усилие в арматуре. При наличии в элементе арматуры из сталей разных видов и классов (в том числе и предварительно напряженной) каждый вид арматуры вводится в расчет во всех формулах, содержащих выражение $R_s A_s$, как слагаемое этого выражения со своим расчетным сопротивлением, т. е. $R_s A_s = R_{s1} A_{s1} + R_{s2} A_{s2} + \dots$. Плечо внутренних сил $z_b = h_0 - x/2$.

В расчетном предельном состоянии, соответствующем разрушению элемента по случаю 1, могут быть составлены два условия прочности, а именно: внешний расчетный момент M должен быть меньше или равен расчетному моменту внутренних

● **Элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой.** В инженерных конструкциях наиболее часто встречаются изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой (балки, плиты, см. рис. 16.3, г). Рассмотрим расчет элементов, разрушающихся по случаю 1 (см. рис. 16.4, ж), когда в

сил относительно центра тяжести растянутой арматуры, т. е.

$$M \leq M_b = R_b b x (h_0 - x/2), \quad (17.1)$$

или относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$M \leq M_s = R_s A_s (h_0 - x/2). \quad (17.2)$$

Из уравнений очевидно, что $M_b = M_s$, т. е. предельные внутренние усилия в обеих зонах сечения одинаковы:

$$R_b b x = R_s A_s. \quad (17.3)$$

Условие равновесия (17.3) характеризует первый случай разрушения и справедливо только при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ или $x \leq \xi_R h_0$. Граничную относительную высоту сжатой зоны ξ_R определяют по формуле (16.23). При этом если в расчетах используют коэффициент условий работы $\gamma_{b2} \geq 1$, то в выражении (16.23) принимают $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа, а при $\gamma_{b2} = 0,9$ $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа. Для некоторых классов бетона и арматуры значения ξ_R приведены в табл. 17.1.

Таблица 17.1. Значения граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R

Класс арматуры	γ_{b2}	Класс бетона							
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
A-I	0,9	0,721	0,708	0,700	0,675	0,652	0,632	0,612	0,593
	1,0	0,696	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553
	1,1	0,690	0,675	0,665	0,635	0,605	0,581	0,558	0,535
A-II	0,9	0,702	0,689	0,681	0,656	0,632	0,612	0,592	0,573
	1,0	0,674	0,660	0,650	0,623	0,595	0,573	0,552	0,530
	1,1	0,668	0,653	0,642	0,612	0,582	0,558	0,534	0,511
A-III $d = 6...8$ мм	0,9	0,679	0,665	0,657	0,631	0,607	0,587	0,567	0,548
	1,0	0,647	0,632	0,622	0,594	0,567	0,544	0,523	0,502
	1,1	0,640	0,625	0,614	0,584	0,553	0,529	0,506	0,483
A-III $d = 10...40$ мм	0,9	0,676	0,662	0,654	0,628	0,604	0,584	0,564	0,545
	1,0	0,643	0,628	0,619	0,590	0,563	0,541	0,519	0,498
	1,1	0,637	0,621	0,610	0,580	0,550	0,526	0,502	0,479

Таким образом, применение формул (17.2) и (17.3), характеризующих разрушение элемента по случаю I, ограничено максимальной высотой (площадью) сжатой зоны бетона, полученной из опыта. При $\xi > \xi_R$ или $x > \xi_R h_0$ сечение будет переармировано, т. е. напряжения в арматуре не достигнут расчетного сопротивления, и, следовательно, пользоваться формулами (17.2) и (17.3) нельзя. С целью полного использования прочностных свойств материалов изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы соблюдалось условие $\xi \leq \xi_R$. Его невыполнение можно

допустить только в том случае, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или увеличена по конструктивным и технологическим причинам.

Подбор сечения. Обычно на практике сечение изгибаемого элемента и количество арматуры приходится подбирать, зная лишь расчетный внешний момент. В этом случае задача состоит в определении пяти неизвестных: h , b , A_s , R_b , R_s . Двумя из них (R_b и R_s), как правило, задаются заранее в зависимости от принятых классов бетона и стали. Размеры поперечного сечения элемента h и b предварительно принимают из условий жесткости балки (см. § 17.1) или по аналогии с существующими конструкциями. Рабочая высота сечения при этом составит $h_0 = h - (3...6)$ см.

Для предварительного определения рабочей (соответственно и полной) высоты сечения можно пользоваться различными приближенными формулами, например: для балок $h_0 = (1,7...2)\sqrt{M/(R_b b)}$; для плит $h_0 = (2,7...3,2)\sqrt{M/(R_b b)}$. Из уравнения (17.1) определяют высоту сжатой зоны:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - M/(0,5R_b b)}. \quad (17.4)$$

При этом должно соблюдаться условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$. Подставляя x в уравнение (17.3), находят требуемую площадь сечения арматуры:

$$A_s = R_b b x / R_s. \quad (17.5)$$

Затем по сортаменту подбирают количество стержней, их диаметр и размещают арматуру в растянутой зоне сечения согласно указаниям § 17.1. Далее определяют центр тяжести арматуры, фактическую рабочую высоту сечения h_0 и производят проверку прочности. Обычно подбор сечения производят до получения оптимальных с экономической точки зрения расходов бетона и стали.

Проверка прочности. При проверке прочности сечения по заданным b , h и A_s (материалы предполагаются известными) из выражения (17.3) определяют высоту сжатой зоны

$$x = R_s A_s / (R_b b). \quad (17.6)$$

и затем, подставляя значение x , проверяют условие прочности по уравнениям (17.1).

Сечение считается подобранным удачно, если несущая способность [правая часть уравнения (17.1)] превышает внешний расчетный момент не более чем на 3...5%.

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой пользуются вспомогательной табл. 17.2.

Подставив $x = \xi h_0$ в формулу (17.1), получим

$$M = R_b b h_0^2 \xi (1 - \xi/2) = \varphi R_b b h_0^2, \quad (17.7)$$

откуда

$$\varphi = M / (R_b b h_0^2). \quad (17.8)$$

Таблица 17.2. Коэффициенты для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения

ξ	η	φ	ξ	η	φ
0,01	0,995	0,010	0,36	0,820	0,295
0,02	0,990	0,020	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,030	0,38	0,810	0,308
0,04	0,980	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,40	0,800	0,320
0,06	0,970	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,790	0,332
0,08	0,960	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,780	0,343
0,10	0,950	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,770	0,354
0,12	0,940	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,760	0,365
0,14	0,930	0,130	0,49	0,755	0,370
0,15	0,925	0,139	0,50	0,750	0,375
0,16	0,920	0,147	0,51	0,745	0,380
0,17	0,915	0,155	0,52	0,740	0,385
0,18	0,910	0,164	0,53	0,735	0,390
0,19	0,905	0,172	0,54	0,730	0,394
0,20	0,900	0,180	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,720	0,403
0,22	0,890	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,710	0,412
0,24	0,880	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,60	0,700	0,420
0,26	0,870	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,233	0,62	0,690	0,428
0,28	0,860	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,680	0,435
0,30	0,850	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,670	0,442
0,32	0,840	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,660	0,449
0,34	0,830	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,70	0,650	0,455

Аналогично преобразуя уравнение (17.2), получим

$$M = R_s A_s h_0 (1 - \xi/2) = R_s A_s h_0 \eta, \quad (17.9)$$

откуда

$$A_s = M / (\eta h_0 R_s). \quad (17.10)$$

Величины ξ , $\varphi = \xi(1 - \xi/2)$ и $\eta = 1 - \xi/2$ взаимно связаны друг с другом. Зная или задаваясь одной из них, можно с помощью табл. 17.2 найти любую другую. Так, при определении сечения арматуры A_s по формуле (17.8) вычисляют φ , для него по табл. 17.2

находят η , ξ и по выражению (17.10) определяют A_s . При этом должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$.

Размеры сечений h и b подбирают в следующем порядке: задаются шириной b и рекомендуемой величиной $\xi \leq \xi_R$, по которой из табл. 17.2 находят φ . Из формулы (17.8) определяют рабочую высоту сечения:

$$h_0 = \sqrt{M/(\varphi R_b b)}. \quad (17.11)$$

Находят полную высоту сечения $h = h_0 + a$ и по ней назначают унифицированный размер.

Если при расчетах окажется, что $\xi > \xi_R$ или $x > \xi_R h_0$, то условия (17.2) и (17.3) неприменимы, так как разрушение происходит по *случаю 2* (переармированное сечение) и $\sigma_s < R_s$. При этом предельный момент, который может воспринять сечение, остается постоянным и практически не зависит от количества арматуры. Его можно определить, заменив в формуле (17.1) высоту сжатой зоны x на ее максимально допустимое значение $x_R = \xi_R h_0$:

$$M = R_b b h_0^2 \xi_R (1 - \xi_R/2) = \varphi_R R_b b h_0^2, \quad (17.12)$$

где

$$\varphi_R = \xi_R (1 - \xi_R/2).$$

Переармированные элементы экономически невыгодны, так как прочностные свойства арматуры полностью не используются.

● **Элементы прямоугольного сечения с двойной арматурой.** Сечения, в которых кроме растянутой арматуры ставится по расчету сжатая арматура, называют сечением с *двойной арматурой*.

Необходимость в сжатой арматуре возникает, когда сечение с одиночной арматурой оказывается переармированным ($\sigma_s < R_s$) и разрушается по *случаю 2* ($\xi > \xi_R$).

Чтобы сжатая зона бетона в таких конструкциях могла воспринять все сжимающее усилие, её необходимо усилить арматурой, которую устанавливают в таком количестве, чтобы она восприняла ту часть внешнего момента, которую не может воспринять сжатый бетон. Для этой цели используют только ненапрягаемую арматуру.

Изгибаемые элементы с двойной арматурой неэкономичны, так как увеличивается расход продольной арматуры. Кроме того, предусматривается конструктивная постановка хомутов с шагом не менее 500 мм и не менее $15 d$ — в вязаных каркасах и $20 d$ — в сварных, обеспечивающих закрепление сжатых продольных стержней от выпучивания.

Таким образом, элементы с двойным армированием характеризуются повышенным расходом стали, более сложны в производстве и их применение должно быть специально обосновано. Поэтому сжатую арматуру ставят по расчету только в особых случаях, а именно: при ограниченной высоте сечения; при невозможности повышения класса бетона; при действии изгибающих

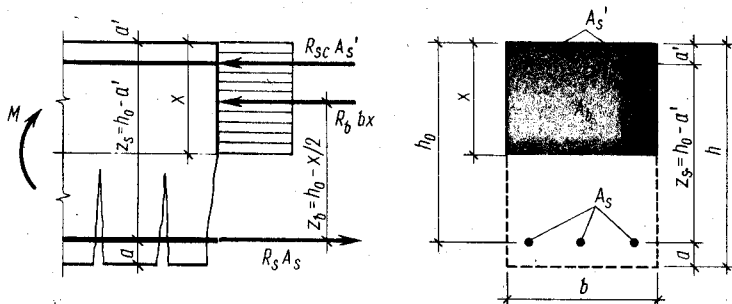


Рис. 17.12. Расчетное предельное состояние прямоугольного сечения с двойной арматурой

моментов двух знаков; по условиям транспортировки и монтажа сборных элементов или других специальных требований.

Расчет нормальных сечений производится из тех же условий прочности, что и сечений с одиночным армированием. Согласно расчетной схеме (рис. 17.12) условие прочности изгибаемого элемента в предельном состоянии имеет вид

$$M \leq M_b + M_{sc} = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (17.13)$$

а уравнение равновесия всех внутренних сил

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x.$$

$$M_{sc} = R_{sc} A'_s (h_0 - \frac{x}{2}) \quad (17.14)$$

Кроме того, должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$, характеризующее предельное состояние изгибаемого элемента при разрушении по случаю 1.

При подборе прямоугольного сечения с двойной арматурой по заданным расчетному моменту, классам бетона и стали могут встречаться задачи двух типов.

Задача 1. Предварительно заданы размеры поперечного сечения h и b . Требуется определить сечение арматуры A_s и A'_s .

Арматуру следует подбирать так, чтобы ее суммарный расход $(A_s + A'_s)$ был минимальным. Это достигается при использовании максимальной несущей способности сжатой зоны бетона, т. е. когда $x = \xi_R h_0$.

Подставляя в уравнение (17.13) вместо x его максимальное значение, получим

$$M = \varphi_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (17.15)$$

где $\varphi_R R_b b h_0^2 = M_{b, \max}$ — предельный момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны и соответствующим количеством растянутой арматуры [формула (17.2)]. Отсюда

$$A'_s = (M - \varphi_R R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')]. \quad (17.16)$$

Площадь сечения растянутой арматуры можно найти из уравнения (17.14), подставив в него $x = \xi_R h_0$:

$$A_s = (\varphi_R R_b b h_0 + R_{sc} A'_s) / R_s. \quad (17.17)$$

Если A'_s получится отрицательной или равной нулю, то сжатая арматура по расчету не требуется, и сечение проектируют с одиночной арматурой. В этом

случае арматура в сжатой зоне ставится либо по конструктивным соображениям и, как правило, не учитывается в расчете (например, монтажная арматура), либо из расчета на момент другого знака (по другой схеме нагрузок) и тогда ее рекомендуется учитывать при подборе A_s .

Задача 2. Известны размеры сечения h , b и количество сжатой арматуры A'_s . Определить площадь растянутой арматуры A_s .

Определяют момент, воспринимаемый сжатой арматурой:

$$M_{sc} = R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (17.18)$$

Из уравнения (17.13) по моменту, приходящемуся на сжатую зону бетона ($M_b = M - M_{sc}$), находят ее высоту

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - (M - M_{sc}) / (0,5 R_b b)} \quad (17.19)$$

с соблюдением условия $\xi \leq \xi_R$, значение x подставляют в выражение (17.14) и определяют A_s :

$$A_s = (R_b b x + R_{sc} A'_s) / R_s. \quad (17.20)$$

При проверке прочности сечения (все данные известны) из формулы (17.14) вычисляют высоту сжатой зоны, затем проверяют условие прочности по формуле (17.13). Если окажется, что $\xi > \xi_R$, то необходимо увеличить площадь сечения A'_s или изменить размеры поперечного сечения балки.

● **Элементы таврового сечения.** В балках таврового сечения полка (плита) может располагаться как в растянутой, так и в сжатой от внешних нагрузок зонах (рис. 17.13, а). Тавровое сечение с полкой в сжатой зоне по сравнению с прямоугольным экономичнее, так как при одной и той же несущей способности элемента расходуется меньше бетона благодаря уменьшению размеров растянутой зоны, которая в расчете на прочность не учитывается (пунктир на рис. 17.13, а). В большинстве случаев тавровое сечение имеет одиночное армирование. Двойное армирование встречается сравнительно редко и в данном учебнике не рассматривается. Тавровое сечение с полкой в растянутой зоне встречается реже (в неразрезных, консольных балках и т. п.).

Полка тавра, расположенная в сжатой зоне, оказывает значительное влияние на несущую способность балки.

При этом свесы полки вовлекаются в работу через сдвигающие усилия в месте соединения плиты с ребром. Опыты показывают, что по мере удаления от ребра сжимающие напряжения (σ_{fc}) в свесах полки уменьшаются и в момент разрушения элемента будут меньше расчетных сопротивлений бетона на сжатие (эпюра напряжений на рис. 17.13, б). Поэтому вводимая в расчет шири-

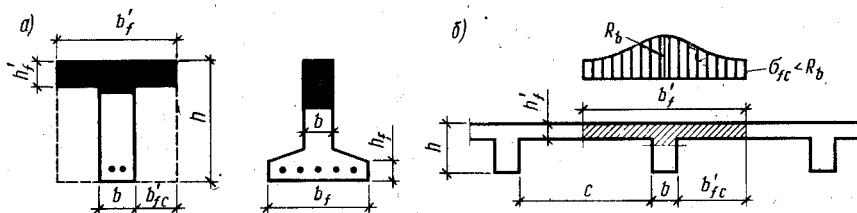


Рис. 17.13. Схемы к расчету балок таврового сечения

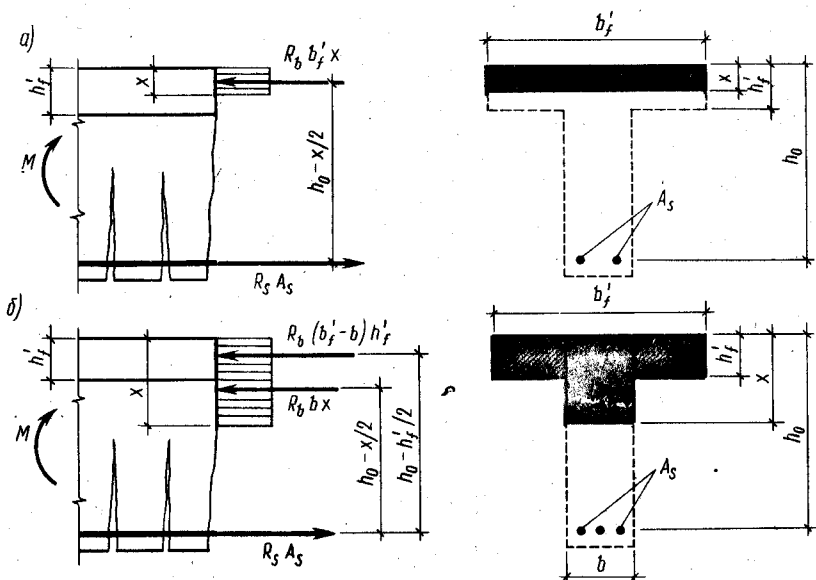


Рис. 17.14. Расчетные случаи тавровых сечений

на свесов (b'_{fc}) ограничивается и должна удовлетворять условиям: $b'_{fc} \leq c/2$, $b'_{fc} \leq l/6$ (где l — пролет балки). При малой толщине плиты возможна потеря ее местной устойчивости от действия сжимающих усилий. Поэтому рекомендуется ограничивать расчетную ширину свесов полков следующими величинами: $b'_{fc} \leq 6h'_f$, если $h'_f < 0,1h$ и отсутствуют поперечные ребра (диафрагмы) или если расстояние между ними больше расстояния между балками ($c + b$); в конструкциях с консольными свесами полков (рис. 17.13, а) при $h'_f \geq 0,1h$ $b'_{fc} = 6h'_f$; при $0,05 \leq h'_f < 0,1h$ $b'_{fc} > 3h'_f$; при $h'_f < 0,05h$ свесы вообще в расчет не вводят, и сечение рассматривают как прямоугольное шириной b .

При расчете балок таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне, возможны два расчетных случая: 1) сжатая зона находится в пределах полки; 2) сжатая зона переходит в ребро.

Случай 1. Сжатая зона бетона находится в пределах полки, т. е. $x \leq h'_f$ (рис. 17.14, а). Этот случай обычно встречается в сечениях с развинутой полкой, когда внешний расчетный момент меньше внутреннего момента, воспринимаемого сжатой полкой сечения относительно центра тяжести арматуры:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - h'_f/2). \quad (17.21)$$

Если известна площадь сечения растянутой арматуры, то случай 1 будет возможен при соблюдении условия

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f. \quad (17.22)$$

Так как в данном случае нейтральная ось находится в пределах плиты ($x \leq h_f$), а площадь бетона в растянутой зоне на несущую способность не влияет, то тавровые сечения этого типа рассчитывают как прямоугольные шириной, равной ширине полки b_f и высотой h_0 . Расчетные формулы имеют вид:

$$M \leq R_b b_f x (h_0 - x/2); \quad (17.23)$$

$$R_s A_s = R_b b_f x. \quad (17.24)$$

Случай 2. Сжатая зона бетона выходит за пределы полки и распространяется в ребро, т. е. $x > h_f$ (рис. 17.14, б). Это будет в том случае, если внешний момент больше внутреннего, воспринимаемого одной только сжатой полкой, т. е.

$$M > R_b b_f h_f (h_0 - h_f/2); \quad (17.25)$$

а при известном количестве арматуры, если

$$R_s A_s > R_b b_f h_f. \quad (17.26)$$

Случай 2 встречается при расчетах сечений с мало развитой полкой. Условие прочности таврового сечения можно представить как сумму моментов, воспринимаемых ребром и свесами:

$$M \leq M_r + M_{fc} = R_b b x (h_0 - x/2) + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - h_f/2). \quad (17.27)$$

Условие равновесия

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b_f - b) h_f. \quad (17.28)$$

Для тавровых сечений должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$ (первый случай разрушения).

При подборе таврового сечения его высоту в первом приближении определяют как $h = (2,6 \dots 3,4) \sqrt{M}$ (где M — внешний момент, кН·м; h , см), а также с учетом рекомендаций, изложенных в § 17.1. Размеры полки h_f и b_f обычно известны из компоновки конструкции в целом. При переменной толщине свесов допускается принимать h_f , равной средней высоте.

При известных размерах поперечного сечения устанавливают расчетный случай по формуле (17.21). Если это условие удовлетворяется, то $x \leq h_f$, и растянутая арматура подбирается как для прямоугольных сечений шириной b_f . В противном случае [уравнение (17.25)] $x > h_f$, и подбор арматуры производят следующим образом. Определяют момент, воспринимаемый свесами:

$$M_{fc} = R_b (b_f - b) h_f (h_0 - h_f/2) \quad (17.29)$$

и внешний момент, приходящийся на ребро $M_r = M - M_{fc}$. Высота сжатой зоны из уравнения (17.27) составляет

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - M_r / (0,5 R_b b)} \leq \xi_R h_0 \quad (17.30)$$

и, подставив ее в формулу (17.28), найдем A_s :

$$A_s = [R_b b x + R_b (b_f - b) h_f] / R_s. \quad (17.31)$$

По найденной площади арматуры назначают количество стержней и их диаметр, уточняют рабочую высоту сечения h_0 и производят проверку прочности. При проверке прочности, когда известны размеры поперечного сечения и площадь арматуры, по формулам (17.22) и (17.26) выясняют, к какому случаю относится заданное сечение: находится ли нейтральная ось внутри полки или переходит в ребро балки. Если $R_s A_s \leq R_b b f h_f$, то $x \leq h_f$ и проверка прочности таврового сечения производится как прямоугольного шириной b_f . В случае $x > h_f$ ($R_s A_s > R_b b f h_f$) по формуле (17.28) определяют высоту сжатой зоны x и, подставив ее в формулу (17.27), проверяют условие прочности таврового сечения в расчетном предельном состоянии.

Если полка тавра расположена в растянутой зоне, то она в расчете не учитывается, так как в предельном состоянии бетон растянутой зоны выключается из работы. В этом случае расчет сечения производится как прямоугольного с шириной, равной ширине ребра (рис. 17.15).

Двутавровые, пустотные, коробчатые, П-образные и им подобные сечения рассчитывают как тавровые с полкой в сжатой зоне, а работа бетона растянутых полок не учитывается (рис. 17.15).

● **Назначение процента армирования, классов бетона и стали для изгибаемых элементов.** При проектировании железобетонных конструкций очень важно подобрать такое количество арматуры, которое отвечало бы требованиям экономии стали. Поэтому необходимо знать максимально допустимое насыщение сечения рабочей арматурой.

Количество рабочей арматуры в железобетонном элементе характеризуется отношением площади сечения арматуры (A_s) к площади расчетного сечения в виде коэффициента или процента армирования:

$$\mu = A_s / (b h_0) \text{ или } \mu_{\%} = 100 A_s / (b h_0), \% \quad (17.32)$$

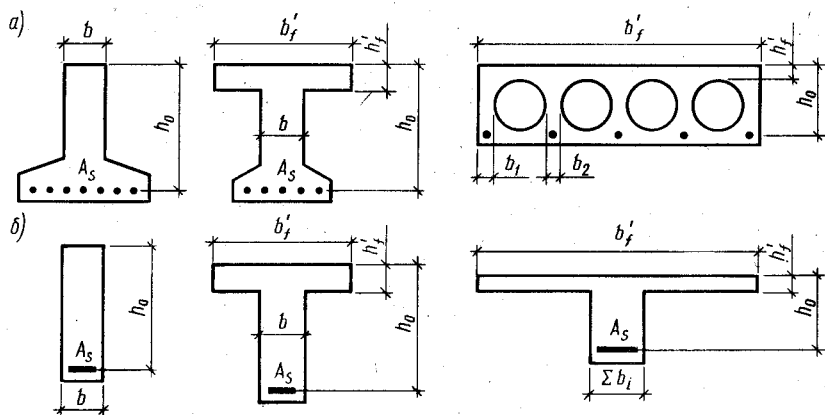


Рис. 17.15. Фактические (а) и расчетные (б) сечения балок и плит

При вычислении этих величин для тавровых, двутавровых и подобных элементов ширина расчетного сечения b принимается равной ширине ребра.

Для определения максимально допустимого количества арматуры в прямоугольном сечении разделим обе части выражения (17.6) на $h_0: x/h_0 = R_s A_s / (R_b b h_0)$. С учетом формулы (17.32) получим

$$\xi = \mu R_s / R_b. \quad (17.33)$$

Из этого выражения можно установить максимальное насыщение сечения одиночной арматурой в зависимости от классов бетона и стали, принимая $\xi = \xi_R$:

$$\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s \text{ или } \mu_{\% \max} = 100 \xi_R R_b / R_s, \% \quad (17.34)$$

Максимальный процент армирования колеблется в пределах 1,7...4 и соответствует величине ξ_R , т. е. при $\mu_{\%} > \mu_{\% \max}$ прочность растянутой арматуры не используется, и элемент будет разрушаться по случаю 2.

При малом количестве арматуры может оказаться, что ее несущая способность исчерпывается сразу после образования трещин в растянутой зоне бетона.

В этом случае разрушение происходит внезапно и носит хрупкий характер, представляющий для конструкции повышенную опасность. Поэтому нормы устанавливают минимальный процент армирования, обеспечивающий, кроме того, восприятие неучитываемых расчетом температурных, усадочных и других воздействий. Для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой $\mu_{\% \min} = 0,05\%$. Если $\mu_{\%} < \mu_{\% \min}$, то сечение рассчитывают как бетонное. В предварительно напряженных конструкциях минимальное количество арматуры определяют расчетом из условия, чтобы несущая способность сечения после образования трещин была выше его трещиностойкости.

Таким образом, железобетонные элементы следует проектировать так, чтобы соблюдалось условие $\mu_{\% \min} \leq \mu_{\%} \leq \mu_{\% \max}$. В этих пределах можно получить балки с одинаковой несущей способностью, но с разными расходами материалов, а соответственно и стоимостями, причем количество арматуры находится в обратной зависимости от расхода бетона: с увеличением высоты сечения возрастает расход бетона и снижается расход стали (уменьшается A_s) и наоборот.

В связи с этим процент армирования должен быть оптимальным, т. е. таким, при котором стоимость конструкции (сумма стоимостей арматуры, бетона и опалубки) была бы наименьшей. Исследования показали, что экономичные решения будут получены при $\xi = 0,25...0,4$ для балок и $\xi = 0,1...0,2$ для плит. На основании этих исследований и с учетом опыта проектирования рекомендуется назначать для плит прямоугольного сплошного сечения процент армирования $\mu_{\%} = 0,3...0,6$, а для балок $\mu_{\%} = 1...2\%$. В сборном железобетоне, где очень большое значение

имеет вес элемента, процент армирования назначают несколько большим для уменьшения размеров поперечного сечения конструкции. В предварительно напряженных элементах оптимальное содержание арматуры определяется условием обеспечения трещиностойкости сечения и необходимой жесткости конструкции. Опыт проектирования показывает, что для этих конструкций оптимальный коэффициент $\xi = 0,07...0,12$.

При подборе сечений изгибаемых элементов необходимо назначать классы бетона и стали. Они выбираются проектировщиком в зависимости от назначения конструкции и условий ее работы (см. гл. 15). Исследуя влияние класса бетона на несущую способность изгибаемого элемента без предварительного напряжения, воспользуемся любым из уравнения (17.1), заменив в нем x выражением $x = \mu R_s h_0 / R_b$, полученным из формулы (17.33). Тогда

$$M = R_s A_s h_0 [1 - \mu R_s / (2R_b)]. \quad (17.35)$$

Из уравнения видно, что с изменением R_b (класса бетона) выражение $\mu R_s / (2R_b)$ меняется незначительно, так как $0,5\mu$ величина весьма малая. Например, с изменением класса бетона от В10 до В35 несущая способность элемента повышается всего на 15...25 %.

Исследуя выражение (17.35) при рекомендуемых коэффициентах армирования, можно сделать вывод, что для любых классов ненапрягаемой арматуры по экономическим соображениям в изгибаемых элементах нецелесообразно применять бетон класса выше В20.

Изменение класса стали оказывает более существенное влияние на несущую способность, которая согласно формуле (17.35) почти прямо пропорциональна расчетному сопротивлению арматуры.

При одном и том же поперечном сечении элемента повышение класса стали дает заметную экономию в расходе арматуры.

Так, при замене стали класса А-I (R_{s1} ; A_{s1}) на класс А-II (R_{s2} ; A_{s2}) получим $R_{s1} A_{s1} = R_{s2} A_{s2}$, откуда $A_{s2} = A_{s1} R_{s1} / R_{s2} = A_{s1} 225 / 280 \approx 0,8 A_{s1}$, т. е. примерно 20 % экономии стали. При замене класса А-I на А-III экономия составит около 40 %.

При проектировании железобетонных изгибаемых элементов без предварительного напряжения обычно применяют бетон классов В15, В20, В25 и арматуру из сталей классов А-II или А-III.

Применение же высокопрочных материалов для железобетонных конструкций весьма выгодно, так как стоимость их возрастает значительно медленнее, чем прочность. Полное использование прочностных свойств высокопрочных материалов возможно в предварительно напряженных конструкциях благодаря предварительному обжатию бетона, расположенного при эксплуатации в растянутой зоне.

Поэтому строительные нормы в зависимости от видов конструкции и их армирования для предварительно напряженных элемен-

тов рекомендуют применять класс бетона не ниже В15...В30. В качестве напрягаемой арматуры используют преимущественно стали с $R_{s,ser} \geq 600$ МПа. Увеличение класса бетона в сочетании с высокопрочной арматурой дает большой экономический эффект, уменьшает вес и строительную высоту изгибаемых элементов.

17.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

● **Схемы разрушения по наклонным сечениям.** Исследования показали, что в результате образования косых трещин от действия главных растягивающих напряжений разрушение изгибаемого элемента по наклонным сечениям настолько же вероятно, как и по нормальным (§ 16.2). С образованием наклонной трещины балка разделяется на части, соединенные бетоном в сжатой зоне и арматурой, пересекающей наклонную трещину (продольной, поперечной, наклонной). В предельном состоянии наблюдаются следующие случаи разрушения элементов по наклонному сечению.

Случай 1. Преодолевается сопротивление арматуры и происходит взаимный поворот обеих частей балки вокруг общего шарнира, расположенного в сжатой зоне. С развитием трещины арматура течет или при слабом заанкеривании выдергивается, а сжатая зона сокращается по высоте и разрушается (рис. 17.16, а). Такое разрушение аналогично излому балки при изгибе по нормальному сечению (случай 1).

Случай 2. При наличии мощной, хорошо заанкеренной продольной арматуры, препятствующей взаимному повороту обеих частей элемента, до достижения в ней текучести разрушается сжатая зона бетона в результате совместного действия сжимающих и срезающих усилий (рис. 17.16, б). При этом напряжения

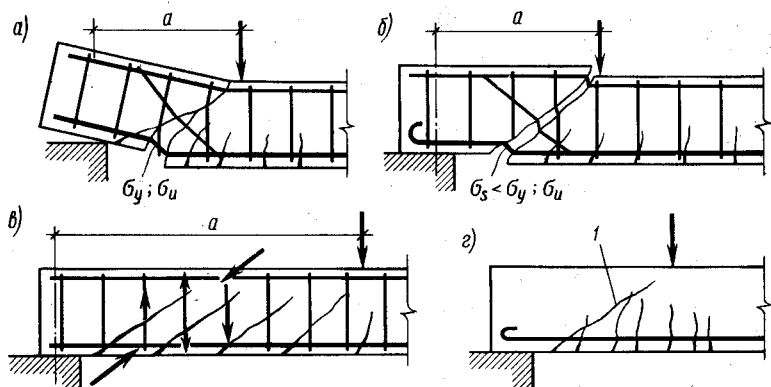


Рис. 17.16. Схемы разрушения изгибаемого элемента по наклонному сечению:

а — от действия момента; б — от действия поперечной силы; в — от действия наклонных сжимающих напряжений; г — в элементах без поперечной арматуры; 1 — критическая трещина

в поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину, достигают предела текучести.

Разрушение по первой схеме происходит в том случае, когда прочность наклонного сечения недостаточна при действии изгибающего момента, а по второй схеме — при действии поперечной силы. При этом наличие предварительного напряжения в какой-либо арматуре не влияет на несущую способность наклонного сечения, так как к моменту образования трещин предварительное обжатие погашено.

Случай 3. При образовании наклонных трещин бетон между ними испытывает действие наклонных сжимающих сил (главных сжимающих напряжений) и растягивающих усилий от поперечной арматуры (рис. 17.16, в). В этом случае в балках с тонкой стенкой или в коротких консолях возможно разрушение бетонной полосы между трещинами даже при большом количестве поперечной арматуры. Хотя разрушение изгибаемых элементов по наклонным сечениям происходит от совместного действия изгибающего момента и поперечной силы, в настоящее время эти сечения рассчитывают раздельно в соответствии с рассмотренными схемами разрушения: а) на сжатие по наклонной полосе стенки балки между наклонными трещинами (случай 3); б) на действие поперечной силы (случай 2); в) на действие изгибающего момента (случай 1).

Расчеты производят только в том случае, если образуются наклонные трещины от действия главных растягивающих напряжений ($\sigma_{mt} > R_{bt}$, см. § 16.2, рис. 16.3). Этому условию соответствует приближенная опытная зависимость (для тяжелых бетонов):

$$Q > 0,6 R_{bt} b h_0. \quad (17.36)$$

Если условие (17.36) не соблюдается, т. е. $\sigma_{mt} \leq R_{bt}$, то расчет наклонных сечений не требуется, так как трещины не образуются, и поперечная арматура назначается по конструктивным соображениям.

● **Расчет на сжатие по наклонной полосе.** Бетонная полоса между наклонными трещинами находится в условиях двухосного напряженного состояния: вдоль полосы действуют главные сжимающие напряжения (σ_{mc}), поперек — растягивающие усилия от поперечной арматуры, которые существенно снижают прочность бетона на сжатие.

Поэтому для обеспечения прочности бетона на сжатие в полосе между наклонными трещинами должно соблюдаться условие $\sigma_{mc} \leq R_b$, которое с учетом экспериментальных данных имеет вид

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (17.37)$$

где $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$ — коэффициент, учитывающий влияние хомутов; $\alpha = E_s/E_b$; $\mu_w = A_{sw}/(bs)$ — коэффициент армирования хомутами; $A_{sw} = A_{swi}n$; A_{swi} — площадь сечения одного хомута; n — число хомутов в сечении элемента (рис. 17.17, а); $\varphi_{b1} = 1 -$

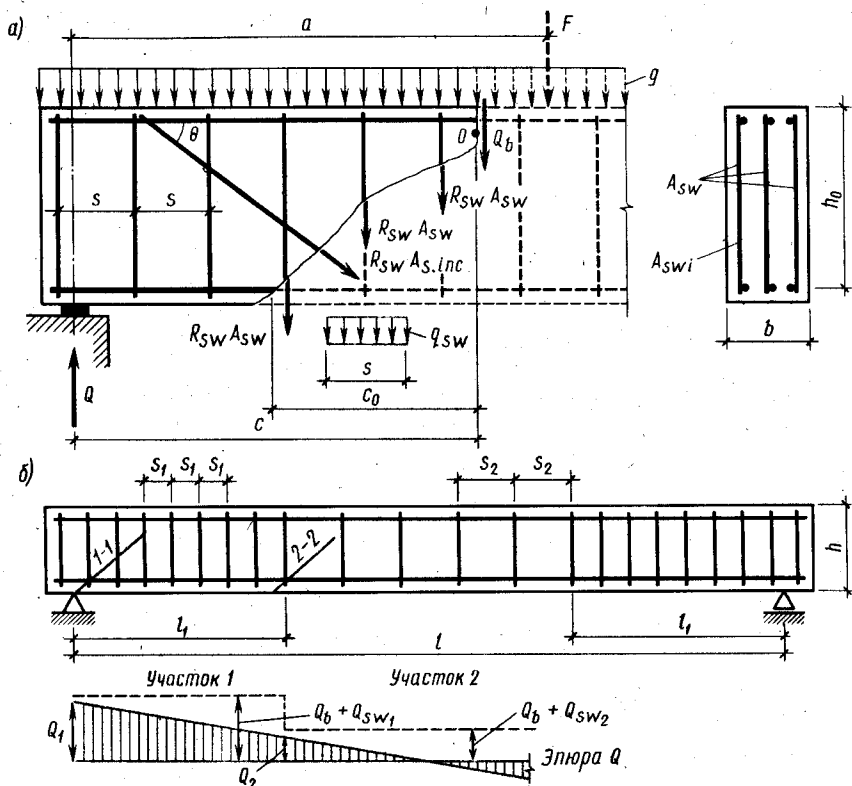


Рис. 17.17. Расчетные наклонные сечения на участках балки:
а — схема при расчете на поперечную силу; б — при разном шаге хомутов

— $0,01R_b$ — коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона.

Если условие (17.37) не соблюдается, то необходимо увеличить размеры сечения или, если целесообразно, повысить класс бетона.

● **Расчет и конструирование наклонных сечений на действие поперечной силы.** По длине изгибаемого элемента расчет наклонных сечений производят на грани опоры, в местах изменения интенсивности поперечного или продольного армирования (обрыв стержней, начало отгиба и т. п.) или размеров поперечного сечения, если соблюдается условие (17.36).

Экспериментальные исследования показывают, что при близком расположении силы от опоры разрушение происходит по наклонной трещине, направленной к силе (рис. 17.16, а, б). Если же сила находится на большом расстоянии от опоры, то на этом участке образуется ряд наклонных трещин (рис. 17.16, в), по одной из которых (обычно направленной к силе) происходит разрушение.

Рассмотрим расчетную схему наклонного сечения для общего случая загрузки балки равномерно распределенной нагрузкой g и сосредоточенной силой F , отстоящей от опоры на большом расстоянии (рис. 17.17, а). Прочность наклонного сечения будет обеспечена, если расчетная поперечная сила от внешних нагрузок Q_0 не будет превосходить суммы проекций внутренних предельных усилий в хомутах Q_{sw} , наклонной арматуре $Q_{s,inc}$ и в бетоне сжатой зоны Q_b на нормаль к оси элемента:

$$Q_0 \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} = Q_b + \Sigma R_{sw} A_{sw} + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (17.38)$$

где $Q_0 = Q - gc$ — поперечная сила в сечении балки, проходящем через конец наклонного сечения (точка O), Q — поперечная сила на опоре; A_{sw} , $A_{s,inc}$ — площади сечений соответственно хомутов и отгибов; попадающих в наклонное сечение, θ — угол наклона отгибов; Q_b — несущая способность бетона сжатой зоны от совместного действия среза и сжимающих напряжений. Для тяжелого бетона на основе экспериментальных исследований

$$Q_b = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (17.39)$$

где φ_f — коэффициент, учитывающий влияние свесов сжатых полок в тавровых и двутавровых сечениях; $\varphi_f = 0,75(b_f - b)h_f / (bh_0) \leq 0,5$; принимают $b_f \leq b + 3h_f$; φ_n — коэффициент, учитывающий влияние продольных сил N , в том числе силы предварительного обжатия P . При действии сжимающих сил $\varphi_n = 0,1N / (R_{bt}bh_0) \leq 0,5$. Значение $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ во всех случаях принимают не более 1,5. Если сжатые полки или продольная сила отсутствуют, то соответственно величины φ_f и φ_n принимают равными нулю.

Величина Q_b в большой степени зависит от пролета среза c , т. е. длины участка балки, в пределах которого может произойти разрушение бетона от совместного действия среза и сжатия.

Чем больше пролет среза, тем сильнее влияют на Q_b сжимающие напряжения, обусловленные действием момента. Экспериментально установлено, что для тяжелого бетона формула (17.39) справедлива при $c \leq c_{\max} = 2h_0/0,6$. Если $c > c_{\max}$, то разрушение бетона происходит в основном от действия сжимающих напряжений, и в этих случаях нужно рассчитывать нормальные сечения на момент. Поэтому в расчетах пролет среза принимают $c \leq a$ и $c \leq l/4$ при сосредоточенных нагрузках (a — расстояние от опоры до первой силы), $c \leq l/4$ при равномерно распределенных нагрузках и во всех случаях не более $c_{\max}$.

При расчете на поперечную силу допускается принимать рабочую высоту сечения h_0 равной расстоянию от крайнего сжатого волокна до центра тяжести нижнего ряда арматуры, если арматура расположена по высоте в два ряда и более.

В условии прочности (17.38) учтено, что часть поперечной арматуры, расположенной вблизи сжатой зоны, в результате малого раскрытия в этом месте наклонной трещины испытывает напряжения меньшие, чем арматура у начала трещины. Поэтому

напряжения во всей арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, могут одновременно не достигнуть расчетных сопротивлений R_s . Это обстоятельство учитывается введением коэффициента условия работы арматуры $\gamma_{s1}=0,8$. Поэтому в формуле (17.38) расчетные сопротивления арматуры приняты равными $R_{sw} = \gamma_{s1} R_s$.

Расчет элементов, армированных хомутами. Для восприятия поперечной силы чаще всего применяют армирование балок только хомутами, без отгибов (рис. 17.17, б). В этом случае условие прочности примет вид

$$Q_0 = Q - gc \leq Q_b + Q_{sw} = Q_b + \Sigma R_{sw} A_{sw}. \quad (17.40)$$

Обозначим предельное усилие в хомутах, расположенных с шагом s , в виде равномерно распределенного усилия

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s, \quad (17.41)$$

где $A_{sw} = A_{swi} n$.

Тогда поперечная сила, воспринимаемая хомутами, $Q_{sw} = q_{sw} c_0$, где c_0 — проекция наклонной трещины на ось элемента, которая всегда меньше или равна пролету среза ($c_0 \leq c$). Заменив в формуле (17.40) величины Q_b и Q_{sw} их значениями, получим

$$Q \leq 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c + q_{sw} c_0 + gc. \quad (17.42)$$

Эксперименты показывают, что угол наклона трещин зависит от характера армирования, размеров поперечного сечения и других факторов и при $a \geq h_0$ колеблется от 25 до 45°, т. е. проекция наклонной трещины находится в пределах $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$. Она может быть определена по выражению

$$c_0 = \sqrt{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / (q_{sw} + g)}, \quad (17.43)$$

которое получено из решения первой производной выражения (17.42) при $c = c_0$, т. е.

$$dQ/dc = (q_{sw} + g) - 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c_0^2 = 0.$$

Величина c_0 соответствует минимуму $Q_b + Q_{sw}$, если принять $c = c_0$.

Учитывая экспериментальный характер формул, для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно соблюдаться условие

$$q_{sw} \geq q_{sw, \min} = 0,3(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b. \quad (17.44)$$

Равномерно распределенную нагрузку g в пределах наклонного сечения учитывают только, если она фиксированная и сплошная (например, гидростатическое давление, давление грунта), приложена к грани элемента и действует в его сторону.

В практике проектирования нагрузку часто принимают равномерно распределенной только для расчета, а на самом деле она сосредоточена в отдельных местах (например, нагрузка на балки перекрытия от ребристых плит). В этом случае, а также если она

отсутствует вообще, в выражениях (17.40), (17.42) и (17.43) принимают $g=0$.

При расчете поперечной арматуры необходимо учесть, что наклонная трещина может пройти между двумя соседними хомутами, не пересекая их. В этом случае прочность наклонного сечения должна обеспечиваться только прочностью бетона сжатой зоны, т. е. $Q \leq Q_b$. Тогда, используя выражение (17.39) и подставив в него $c = s_{\max}$, получим

$$s \leq s_{\max} = 1,5(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q. \quad (17.45)$$

Учитывая возможную неточность установки хомутов и отклонения в направлении трещин, в формуле (17.39) принимают коэффициент 1,5 вместо 2.

Независимо от результатов расчета и от условия (17.36) при назначении шага хомутов необходимо соблюдать конструктивные требования, гарантирующие прочность наклонного сечения.

В балках и ребрах высотой более 150 мм, а также в многопустотных сборных плитах или аналогичных часторебристых конструкциях высотой более 300 мм хомуты устанавливают обязательно, независимо от того, поставлены они по расчету или конструктивно (выполнено условие (17.36) или нет). На опорных участках, где действуют наибольшие поперечные силы, хомуты ставятся более часто, чем в средней зоне балки (рис. 17.17, б). Длина опорного участка принимается: при распределенной нагрузке $l_1 \geq l/4$, при сосредоточенной — $l_1 \geq l/4$ и $l_1 \geq a$. Расстояния между хомутами должны назначаться: на опорных участках $s_1 \leq h/2$ и $s_1 \leq 150$ мм при $h \leq 450$ мм; $s_1 \leq h/3$ и $s_1 \leq 500$ мм; при $h > 450$ мм; на остальной части пролета $s_2 \leq 3h/4$ и $s_2 \leq 500$ мм при $h > 300$ мм. Кроме того, необходимо соблюдать технологические требования, предъявляемые к сварным каркасам (§ 15.2).

Проверка прочности наклонного сечения является наиболее часто встречающимся расчетом, так как обычно задаются диаметром хомутов (например, из условия сварки) и их шагом по конструктивным требованиям, т. е. минимальным армированием. В этом случае проверяют прочность наклонных сечений в определенной последовательности. Устанавливают необходимость расчета на поперечную силу по формуле (17.36). Проверяют прочность наклонной полосы между трещинами по выражению (17.37) и максимальный шаг хомутов — (17.45). По формуле (17.41) определяют равномерно распределенное усилие в хомутах q_{sw} и проверяют условие (17.44). Если оно не соблюдается, то в дальнейших расчетах принимают $q_{sw} = q_{sw, \min} = 0,3(1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} b$, уточняют шаг или диаметр хомутов.

Задаются пролетом среза $c \leq l/4$ при равномерно распределенной нагрузке или $c \leq a$, $c \leq l/4$ при действии сосредоточенных сил (см. рис. 17.17, а), но в обоих случаях не более $c_{\max} = 2h_0/0,6$ (для тяжелого бетона). По (17.43) находят c_0 и принимают его наименьшим из значений c_0 , c и $2h_0$, но не менее h_0 , если $c > h_0$.

Подставляют величины c и c_0 в выражение (17.42) и проверяют несущую способность наклонного сечения. Если условие прочности не соблюдается, то необходимо изменить поперечное армирование (чаще всего шаг хомутов)..

При подборе хомутов обычно задан их диаметр и требуется определить шаг.

После проверки условия (17.36) и его соблюдения назначают пролет среза c , но не более $c_{\max}$, и по формуле (17.39) вычисляют Q_b . Полагая $c_0 = c$, но не более $2h_0$ и $g = 0$, из совместного решения выражений (17.42) и (17.43) можно определить в первом приближении равномерно распределенное усилие, приходящееся на хомуты:

$$q_{sw1} = (Q - Q_b)^2 / Q_b c. \quad (17.46)$$

Затем проверяют условие (17.44) и из формулы (17.41) находят шаг хомутов, округляя его в меньшую сторону кратно 50 мм. При этом должно соблюдаться требование $s \leq s_{\max}$ (17.45).

Далее по формуле (17.41) уточняют q_{sw} , вычисляя по выражению (17.43) значение c_0 и, приняв его меньшим из c_0 , c и $2h_0$ (но не менее h_0 при $c > h_0$), проверяют условие прочности (17.42). В заключение производится проверка прочности наклонной полосы на сжатие.

При изменении интенсивности хомутов по длине элемента с q_{sw1} на q_{sw2} (например, при изменении шага или диаметра хомутов) длина участка с интенсивностью q_{sw1} принимается до сечения, в котором $Q = Q_b + Q_{sw2}$ (см. рис. 17.7, б). Если интенсивность хомутов $q_{sw2} < q_{sw, \min}$, т.е. не соблюдается условие (17.43), но в то же время возможно образование наклонной трещины ($Q_2 > 0,6R_b b h_0$), то длина участка с интенсивностью q_{sw1} принимается до сечения, в котором поперечная сила Q становится равной $Q_2 = 0,6R_b b h_0$. В этом случае длина участка $l_1 = (Q - F - Q_2) / g$.

Расчет отгибов. Армирование отгибами осуществляют для усиления отдельных участков балок, в которых действуют большие поперечные силы. Широко применяют отогнутую арматуру в угловых сопряжениях массивных гидротехнических конструкций (подпорные стены, камеры шлюзов и т. д., рис. 17.18).

Места размещения отгибов устанавливают расчетом по нормальным и наклонным сечениям на тех участках, где $Q > Q_b + Q_{sw}$. Наиболее опасным является сечение у грани опоры, где действует наибольшая поперечная сила. Из условия прочности наклонного сечения (17.38) при известном количестве хомутов можно определить требуемую площадь сечения отгибов:

$$A_{s, inc} = [Q - (Q_b + Q_{sw})] / (R_{sw} \sin \theta). \quad (17.47)$$

При этом поперечная сила Q принимается равной (рис. 17.18): при расчете отгибов первой от эпюры плоскости (сечение 1—1) — Q_1 ; при расчете отгибов каждой из последующих плоскостей

(сечение 2—2) — поперечной силе у начала предыдущего отгиба — Q_2 .

Отгибы стержней производят по дуге с радиусом не менее $10d$ и оканчивают прямыми участками длиной не менее $0,8l_{an}$ и не менее $20d$ в растянутой и $10d$ в сжатой зоне, где l_{an} определяется по выражению (15.8). Гладкие стержни на концах имеют крюки. Наклонные стержни обычно ставят под углом 45° к оси балки и располагают не ближе $2d$ от боковых граней элемента. В высоких балках (более 800 мм) угол наклона может быть увеличен до 60° , а в низких (менее 300 мм) уменьшен до 30° . Расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого отгиба должно быть не более 50 мм и не более $s_{\max}$ (см. рис. 15.11). Расстояние между концом предыдущего и началом следующего отгибов назначают не более $s_{\max}$ (рис. 17.18). Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормально-го сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету не менее чем на $0,5h_0$.

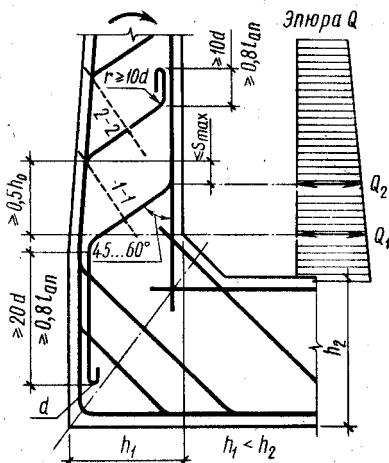


Рис. 17.18. Армирование углового сопряжения отогнутыми стержнями (хомуты не показаны)

Расчет элементов без поперечной арматуры. В сплошных плитах, в балках высотой 150 мм и менее, в многопустотных или часторебристых сборных плитах ($h \leq 300$ мм) и других элементах допускается поперечную арматуру не устанавливать. Схема разрушения таких элементов имеет свои особенности. При нагружении элемента сначала появляются нормальные трещины в зоне действия максимальных изгибающих моментов, затем нормальные трещины образуются в зоне действия поперечных сил и развиваются, слегка наклоняясь по траектории главных сжимающих напряжений. Наконец, возникает наклонная трещина (самостоятельно или из нормальных), распространяющаяся в направлении к сжатой и растянутой граням элемента, по которой в дальнейшем и происходит разрушение (см. рис. 17.16, з). Такую наклонную трещину называют *критической*. После образования трещины разрушение не наступает сразу и требуется приложить дополнительную нагрузку для преодоления осевого и поперечного (нагельного) усилия в продольной арматуре, сил зацепления в наклонной трещине и других внутренних усилий.

Расчет прочности наклонных сечений без поперечной арматуры производится на грани опоры, где поперечная сила достигает максимальной величины, по условию, полученному экспериментально:

$$Q \leq 1,5(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (17.48)$$

но не более $2,5R_{bt}bh_0$. Длиной проекции наклонного сечения задаются, но не более $c_{\max} = 2,5h_0$ (для тяжелого бетона).

● **Расчет и конструирование наклонных сечений на действие изгибающего момента.** Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента заключается в проверке прочности сечения

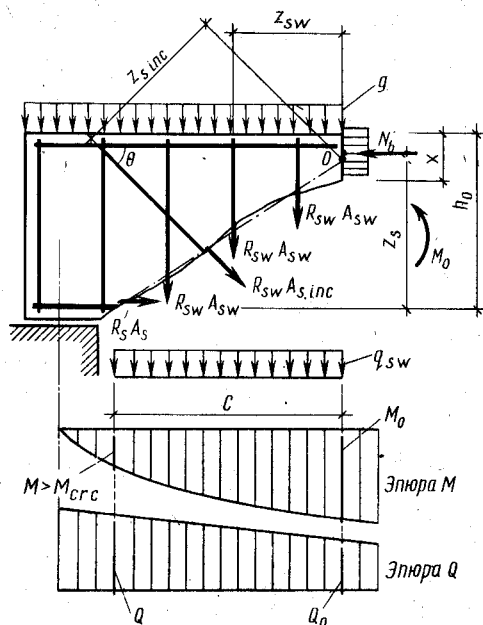


Рис. 17.19. Расчетная схема наклонного сечения при расчете на момент

ных усилий в арматуре относительно точки O :

$$M_0 \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} = R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}, \quad (17.49)$$

где z_s , z_{sw} , $z_{s,inc}$ — расстояния от центра тяжести сжатой части сечения (точки O) до плоскостей расположения соответственно продольной арматуры, хомутов и отгибов.

Высота сжатой зоны, необходимая для определения точки приложения равнодействующей усилий N_b , определяется из условия равновесия проекций внутренних усилий на продольную ось элемента, т. е. $R_s A_s + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \cos \theta = R_b A_b$ (где $A_b = bx$ — для прямоугольной сжатой зоны бетона).

Длину проекции c наиболее опасного сечения устанавливают по общим правилам нахождения минимума функции, а именно из решения уравнения первой производной от выражения (17.49). Имея в виду, что $dM/dc = Q$, получим

$$Q_0 = Q - gc = Q_{sw} + Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{sw} + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta \quad (17.50)$$

В балках, армированных только хомутами, условие (17.50) примет вид $Q_0 = Q - gc = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c$. Отсюда $c = Q/(q_{sw} + g)$, где q_{sw} — погонная несущая способность хомутов, определяется по выражению (17.41). Условие прочности наклонного сечения в таких элементах

$$M_0 \leq M_s + M_{sw} = R_s A_s z_s + q_{sw} c^2 / 2. \quad (17.51)$$

с известным количеством и расположением арматуры, определенными из предшествующих расчетов.

Расчетная схема, соответствующая первому случаю разрушения по наклонному сечению, показана на рис. 17.19. Точка O является мгновенным центром взаимного поворота частей балки и находится на пересечении продолжения наклонного сечения с направлением равнодействующей всех внутренних усилий в сжатой зоне сечения.

Условие прочности наклонного сечения по изгибающему моменту определяется как сумма моментов расчетных внешних сил и внутренних предель-

На действие изгибающего момента рассчитывают такие наклонные сечения, которые проходят через ослабленные участки элемента: в зоне анкеровки арматуры на крайних свободных опорах, в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, резкого изменения конфигурации элемента, у свободного конца консоли и т. п. При этом рассматривают только участки, где образуются нормальные трещины в растянутой зоне ($M \geq M_{cr}$), а следовательно, возможно появление наклонных трещин (рис. 17.19).

Проверка прочности наклонных сечений по изгибающему моменту несложна, однако достаточно трудоемка. В большинстве случаев ее можно избежать, если обеспечить ряд конструктивных требований, исключающих разрушение наклонного сечения по случаю 1 (см. рис. 17.16).

- Продольная арматура в железобетонных элементах должна быть надежно заанкерена путем постановки на концах анкеров (см. рис. 15.18, а, б) или достаточным запуском стержней за внутреннюю грань опоры на величину l_a . Если в сечении у опоры $Q \leq 0,6R_{bt}bh_0$, то $l_a \geq 5d$, а при $Q > 0,6R_{bt}bh_0$ $l_a \geq 10d$. При этом на длине анкеровки l_a в сварных каркасах из гладкой арматуры устанавливают один или два анкерных стержня (см. рис. 15.18, з).
- С уменьшением изгибающего момента по длине балки уменьшается потребность в продольной растянутой арматуре, поэтому часть ее обрезают. В этом случае оборванные ненапрягаемые стержни должны заводиться за сечение I—I (рис. 17.20), в котором они по расчету не требуются (место теоретического обрыва стержня), на длину l_i , за которой в наклонном сечении 2—2 отсутствие обрываемых стержней компенсируется поперечной арматурой:

$$l_i = (Q_i - R_{sw}A_{s,inc}\sin\theta)/2q_{sw} + 5d; \quad l_i \geq 20d, \quad (17.52)$$

где Q_i — поперечная сила в месте теоретического обрыва стержней; q_{sw} — см. формулу (17.41); d — диаметр обрываемого стержня.

- Если необходим расчет на поперечную силу ($Q > 0,6R_{bt}bh_0$), то расстояние между хомутами, а также между концом и началом соседних отгибов (см. рис. 17.18) не должно превышать величины $s_{\max}$, определяемой по выражению (17.45). Выполнение указанных конструктивных требований позволяет не производить расчет наклонных сечений по изгибающему моменту.

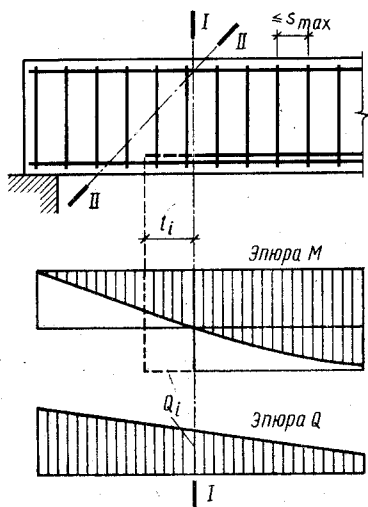


Рис. 17.20. Обрыв продольной арматуры в пролете

17.4. ЭПЮРА МАТЕРИАЛОВ

В элементах с ненапрягаемой арматурой в целях экономии стали часть продольных стержней обрывают в соответствии с изменением изгибающих моментов по длине балки. Для этого строят *эпюру материалов*, представляющую собой эпюру моментов, выдерживаемых нормальными сечениями балки на всем ее протяжении.

Так как подбор сечений обычно производят по максимальному моменту в пролете и на опоре (в неразрезных и рамных конструкциях), построение эпюры материалов необходимо также для обеспечения прочности промежуточных сечений.

Построение эпюры материалов производят в следующем порядке.

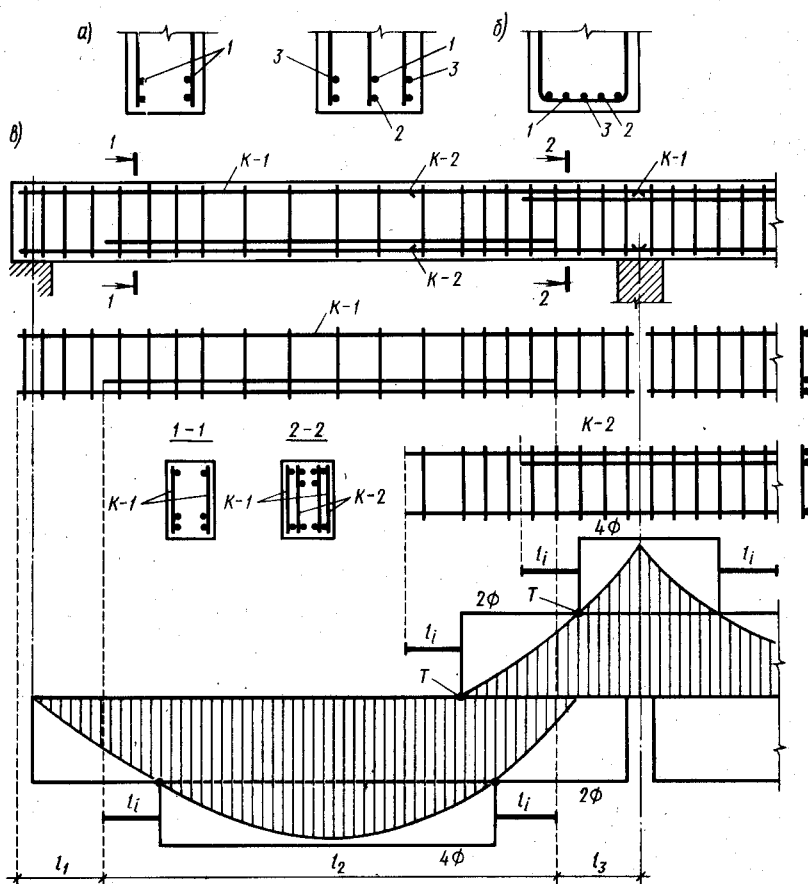


Рис. 17.21. Построение эпюры материалов:
1, 2, 3 — последовательность обрыва стержней

1) В зависимости от армирования элемента намечают стержни, подлежащие обрыву или отгибу. При этом учитывают, что до опоры доводится не менее двух стержней, расположенных в первом ряду в углах сечения. Обрывы стержней рекомендуется располагать симметрично относительно вертикальной оси сечения балки. В балках, армированных сварными каркасами, стержни обрывают парами в крайних каркасах и по отдельности каждый стержень в среднем каркасе (рис. 17.21, а). При армировании вязаными каркасами в каждом сечении можно обрывать или отгибать по одному стержню (рис. 17.21, б).

2) Для сечений, в которых обрывается арматура, определяют их несущую способность $M_{si} = R_s A_{si} z_{bi}$, где z_{bi} — плечо внутренней пары сил; для прямоугольных сечений $z_{bi} = h_{oi} - x_i/2$. В зависимости от расположения стержней в сечении по мере их обрыва может изменяться рабочая высота h_0 , что необходимо учитывать в расчете.

3) Строят огибающую эпюру внешних моментов, т. е. эпюру, в которой ординатами являются наибольшие значения изгибающих моментов в сечениях, полученных при неблагоприятной комбинации постоянных и временных нагрузок. От оси эпюры моментов вверх и вниз откладывают несущие способности сечений M_{si} и проводят горизонтальные линии. Точки T пересечения эпюр внешних моментов и несущих способностей сечений (рис. 17.21, в) показывают теоретически возможные места обрывов или отгибов продольных стержней.

4) Для всех сечений с теоретическим обрывом стержней по формуле (17.52) находят длину их заделки l_i . Затем по эпюре материалов графически определяют полную длину обрываемых стержней и начало фактического обрыва от торца элемента или арматурного каркаса (l_1, l_2, l_3).

Чем ближе на всем протяжении изгибаемого элемента эпюра материалов подходит к огибающей эпюре моментов, тем рациональнее и экономичнее запроектирована балка.

?

Какие плиты называют балочными? Как армируют монолитные, сборные и сборно-монолитные плиты? □ Типы поперечных сечений балок, назначение их размеров, размещение продольной и поперечной арматуры. Приведите примеры конструктивной арматуры. □ Особенности конструирования предварительно напряженных балок □ Расчетная схема и вывод формул для расчета прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой. □ Как подобрать прямоугольное сечение с одиночной арматурой? □ Как определить несущую способность прямоугольного сечения с одиночной арматурой? □ Расчетная схема и вывод формул для расчета прочности прямоугольных сечений с двойной арматурой. □ Как определить площадь сжатой арматуры? Последовательность расчета. □ Как производится подбор арматуры (A_s и A'_s), если по расчету $A'_s \leq 0$? Последовательность расчета. □ Из каких предпосылок и как назначается вводимая в расчет ширина расчетной полки таврового сечения? □ Напишите условия, при которых тавровое сечение можно рассчитывать как прямоугольное. Последовательность подбора арматуры. □ Расчетная схема и вывод формул для расчета прочности таврового сечения при $x > h_f$. □ Как подобрать тавровое сечение с полкой в растянутой зоне? Последовательность расчета. □ Что такое процент армирования и какова его роль при подборе сечений? Чем характеризуются максимальный, ми-

нимальный и оптимальный проценты армирования? □ Каковы причины, вызывающие образование наклонных трещин? Охарактеризуйте (графически) схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям. □ Расчетное условие, устанавливающее необходимость расчета прочности наклонных сечений. Как проверить прочность наклонной полосы между трещинами на сжатие? □ Как определить расчетом требуемый шаг хомутов? Расчетная схема, последовательность расчета. □ Как проверить прочность наклонного сечения, армированного хомутами, на действие Q ? Что такое максимальный шаг хомутов? □ Как назначают диаметр и шаг хомутов, если по расчету они не требуются? □ Как рассчитывают и конструируют отгибы? □ Расчетная схема, условие прочности и последовательность расчета наклонных сечений на действие момента. Конструктивные требования. □ Как построить эпюру материалов? Как устанавливают места теоретического обрыва арматуры и длину ее заделки?

Г Л А В А 18

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

18.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

К сжатым элементам относятся колонны зданий и сооружений, стойки эстакад, верхние пояса и сжатые элементы решеток ферм, элементы арок и т. д.

Железобетонные элементы могут испытывать воздействие продольной сжимающей силы, действующей центрально, т. е. по оси элемента (рис. 18.1, а), сжимающей силы, приложенной внецентренно с фиксированным эксцентриситетом e_{0N} (рис. 18.1, б), или совместное действие центрально сжимающей силы и изгибающего момента (рис. 18.1, в).

Существуют конструкции или их элементы, в которых в соответствии со статическим расчетом сжимающая сила действует по оси, проходящей через центр тяжести. К ним относятся верхние пояса ферм с узловой нагрузкой, сжатые элементы решетки ферм и т. п.

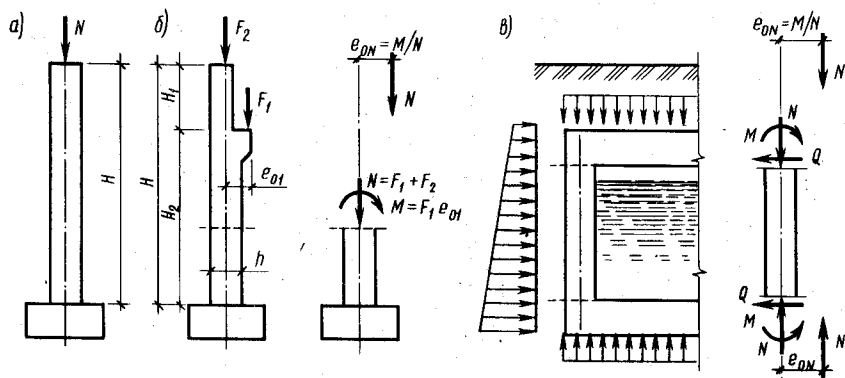


Рис. 18.1. Сжатые элементы

Однако в реальных условиях центральное сжатие не происходит, так как всегда возникают небольшие конструктивные или случайные эксцентриситеты и, следовательно, происходит внецентренное сжатие.

Причиной возникновения случайного эксцентриситета могут быть: начальное искривление элемента, неточная укладка арматуры, неоднородность свойств бетона по сечению (особенно при бетонировании элемента в горизонтальном положении), отклонения фактических размеров от проектных, неточность монтажа сборных конструкций, неучтенные в расчетах горизонтальные силы и другие причины. Случайный эксцентриситет принимают равным большему из следующих значений: $1/600$ всей длины элемента или длины между точками закрепления элемента ($e_a = l/600$); $1/30$ высоты сечения элемента ($e_a = h/30$). Для сборных элементов при отсутствии экспериментально обоснованных значений случайных эксцентриситетов его следует принимать не менее 1 см.

Случайные эксцентриситеты учитывают при расчете внецентренно сжатых элементов (рис. 18.1, б, в). К ним относятся колонны одноэтажных зданий с крановой нагрузкой, крайние колонны зданий и сооружений, стены подземных резервуаров, воспринимающие давление грунта или воды, стойки лотковых каналов, акведуков, водосбросов. Для элементов статически определимых конструкций (например, отдельно стоящие стойки, опоры лотковых каналов и т. п.) величину эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести сечения принимают

$$e_0 = e_{0N} + e_a, \quad (18.1)$$

где $e_0 = M/N$ — эксцентриситет, полученный из статического расчета.

Для элементов статически неопределимых конструкций (элементы рам, стены резервуаров и др.) делается послабление, обусловленное возможностью перераспределения усилий. Значение эксцентриситета принимается равным определенному из расчета $e_0 = e_{0N}$, но не менее e_a .

Таким образом, все сжатые элементы можно разделить на две группы: элементы, работающие со случайными эксцентриситетами ($e_0 = e_a$) и с расчетными эксцентриситетами ($e_0 > e_a$).

18.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Сжатые элементы изготавливают из сборного или монолитного железобетона. Сжатые элементы (стойки, колонны) могут иметь призматическую (рис. 18.1, а, б) или ступенчатую (рис. 18.1, в) формы. Ступенчатые колонны применяют в зданиях с мостовыми кранами. Они состоят из надкрановой и подкрановой частей. Призматические стойки применяют в бескрановых зда-

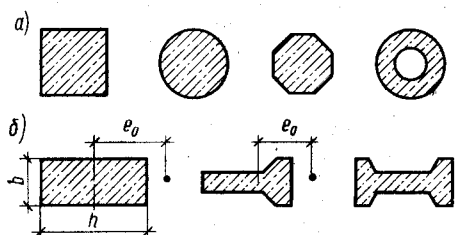


Рис. 18.2. Поперечные сечения сжатых элементов

ниях. В гидромелиоративном строительстве призматические стойки используют в качестве опор лотковых каналов, акведуков, переездов и водосбросов. При необходимости в стойках устраивают оголовки или короткие консоли (рис. 18.1, б) для опирания вышележащих конструкций. Размер оголовка принимают не менее 300 мм при

одностороннем и не менее 500 мм при двустороннем опирании.

Поперечные сечения сжатых элементов назначают в зависимости от характера их работы.

Для элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, применяют преимущественно квадратную, круглую или многоугольную формы поперечного сечения (рис. 18.2, а). Поперечные сечения элементов, работающих с расчетными эксцентриситетами, развивают в плоскости действия внешнего момента и принимают прямоугольными, тавровыми и двутавровыми (рис. 18.2, б). В тавровых сечениях полку размещают ближе к продольной силе (в сжатой зоне сечения). Наиболее распространенными являются прямоугольные сечения.

Размеры поперечных сечений должны приниматься такими, чтобы гибкость элементов в любом направлении не превышала $\lambda \leq 200$ (для прямоугольных сечений $l_{ef}/h \leq 57$), а для колонн зданий $\lambda \leq 120$ ($l_{ef}/h \leq 35$).

При назначении размеров также необходимо учитывать условия опирания вышележащих конструкций и технологию изготовления сжатых элементов. Так, учитывая трудности бетонирования, монолитные колонны сечением менее 250×250 мм применять не рекомендуется. В целях унификации опалубки и арматурных изделий поперечные размеры колонн до 500 мм принимают кратными 50 мм, а при больших размерах — кратными 100 мм.

Сжатые элементы армируют продольной арматурой и поперечной (хомутами), которые объединяют в сварные или вязанные каркасы.

● **Продольная рабочая арматура.** Она воспринимает часть нагрузки, действующей на элемент, уменьшает влияние случайных эксцентриситетов, неоднородности и ползучести бетона. Сжатые элементы армируют преимущественно ненапрягаемой арматурой. Диаметр продольных стержней обычно назначают не более 40 мм и не менее: в сборных элементах — 16, в монолитных — 12 мм. Для особо мощных колонн (например, в гидросооружениях) применяют стержни диаметром более 40 мм.

Все стержни рабочей арматуры рекомендуется назначать одинакового диаметра. Если рабочая арматура принята из стержней разного диаметра, то допускается применение не более

двух разных диаметров. При этом стержни большего диаметра размещают в углах сечения.

Рабочие стержни устанавливают в поперечном сечении возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя бетона, которая должна быть не менее диаметра стержня и не менее 20 мм. Расстояние в свету между стержнями назначают не менее 25 мм для верхних стержней и 30 мм для нижних стержней в сборных колоннах (при горизонтальном бетонировании), не менее 50 мм в монолитных колоннах (при вертикальном бетонировании) и во всех случаях не менее диаметра стержня. Кроме того, для сварных каркасов необходимо соблюдать технологические требования по их сварке (см. § 15.2). Максимально допустимое расстояние между осями стержней в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, составляет 400 мм.

В элементах со случайными эксцентриситетами (центрально-сжатых) продольную арматуру размещают равномерно по периметру сечения с обязательной постановкой стержней в углах.

Колонны сечением до 400×400 мм можно армировать четырьмя стержнями, а при сечении колонн более 400×400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения (рис. 18.3). Диаметр арматуры, располагаемой в углах, целесообразно назначать максимально возможным, чтобы создать жесткий пространственный каркас.

В элементах с расчетными эксцентриситетами ($e_{0N} > e_a$) и сечениями, развитыми в плоскости действия момента, продольные рабочие стержни размещают вдоль коротких граней в один ряд (рис. 18.4).

Допускается предусматривать второй ряд из двух стержней, располагая их вблизи углов сечения колонны (рис. 18.4, б). Армирование сечений может быть симметричным (рис. 18.4, а)

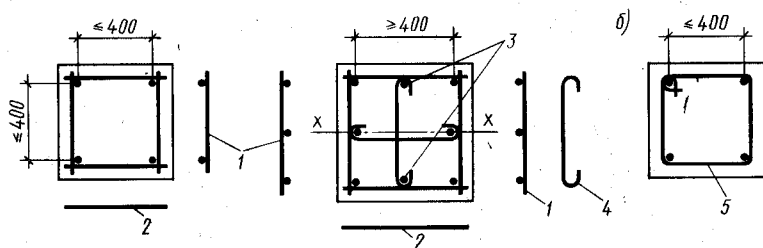


Рис. 18.3. Армирование сжатых элементов со случайными эксцентриситетами:

1 — сварные каркасы; 2 — соединительные стержни; 3 — промежуточные стержни; 4 — шпильки; 5 — хомуты

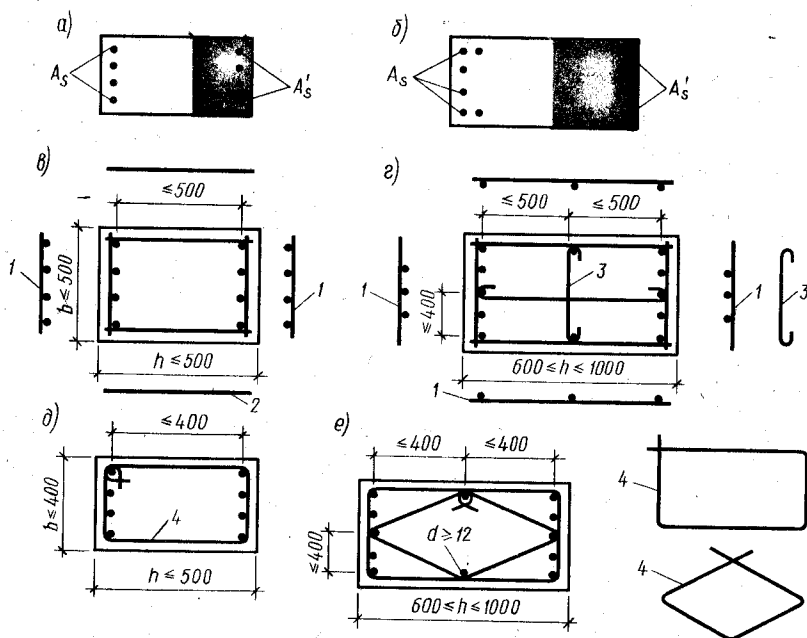


Рис. 18.4. Армирование сжатых элементов с расчетными эксцентриситетами: 1 — сварные каркасы; 2 — соединительные стержни; 3 — шпильки; 4 — хомуты

или несимметричным (рис. 18.4, б). При симметричном армировании у противоположных граней предусматривают одинаковую арматуру. Симметричное армирование применяют в конструкциях, испытывающих действие противоположных по знаку и близких по величине изгибающих моментов, а также с целью упрощения технологии изготовления элемента.

Если расстояние между осями продольных стержней в плоскости изгиба превышает 500 мм, то между ними устанавливают конструктивную продольную арматуру диаметром не менее 12 мм таким образом, чтобы расстояние между продольными стержнями не превышало 500 мм (рис. 18.4, г, е).

● **Поперечная арматура.** Хомуты устанавливают в стойках конструктивно (без расчета). Они должны охватывать всю продольную арматуру и обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Исходя из этого, расстояние между хомутами назначают: при $R_{sc} \leq 400$ МПа не более 500 мм и $20d$ в сварных каркасах или $15d$ в вязаных; при $R_{sc} \geq 450$ МПа не более 400 мм и $15d$ в сварных каркасах или $12d$ в вязаных (где d — наименьший диаметр продольных рабочих сжатых стержней). Во всех случаях расстояние между хомутами должно быть не более удвоенной ширины сечения элемента ($s \leq 2b$). Если насыщение элемента требуемой по расчету сжатой продольной арматурой составляет более

1,5%, а также если все сечение элемента сжато и общее насыщение арматурой превышает 3%, расстояние между хомутами должно быть не более $10d$ и 300 мм. Во всех случаях шаг хомутов округляют до размеров, кратных 50 мм. В местах стыкования рабочих стержней внахлестку без сварки расстояние между хомутами принимают не более $10d$. Диаметр поперечных стержней d_w в сварных каркасах назначают по условиям свариваемости (см. табл. 15.2), а в вязаных — не менее 5 мм и не менее $0,25d_{\max}$ (где $d_{\max}$ — наибольший диаметр продольных стержней). Толщину защитного слоя бетона для поперечной арматуры принимают не менее 15 мм.

Продольную и поперечную арматуру в сжатых элементах объединяют в пространственные сварные или вязаные каркасы.

Сварные пространственные каркасы образуют из плоских каркасов, расположенных у противоположных граней элемента, с помощью поперечных соединительных стержней, которые ставят на том же расстоянии, что и поперечные стержни плоских каркасов, и приваривают контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням (см. рис. 18.3, а, 18.4, в), или путем сварки отдельных плоских каркасов между собой (рис. 18.4, г).

Если каркасы противоположных граней колонны имеют промежуточные продольные стержни, то их по крайней мере через один соединяют с помощью привариваемых поперечных стержней или шпилек. При этом расстояние между закрепленными стержнями должно быть не более 400 мм. Шпильки допускается не ставить при ширине грани колонны 500 мм и менее, если число продольных стержней у этой грани не превышает четырех (рис. 18.4, в). При конструировании пространственных каркасов учитывают технологические требования по сварке.

Вязаные пространственные каркасы образуют путем охвата продольных стержней замкнутыми хомутами (см. рис. 18.3, б, 18.4, д, е).

При этом продольные стержни (по крайней мере через один) должны располагаться в местах перегиба хомутов, а расстояния между перегибами должны быть не более 400 мм по ширине грани элемента. Для этого используют шпильки или ромбовидные хомуты (рис. 18.4, е). При ширине грани 400 мм и менее и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех стержней одним хомутом (рис. 18.4, д). На концах вязаных хомутов должны предусматриваться крюки.

Для сжатых элементов принимают бетон класса не ниже В15, для сильно нагруженных колонн — не ниже В25. В стойках, работающих со случайными эксцентриситетами (когда большая часть сечения сжата), целесообразно принимать более высокие классы бетона.

В качестве продольной рабочей арматуры используют горячекатаные стали классов А-II, А-III и Ат-III. При назначении класса стали необходимо учитывать совместную работу арматуры

с бетоном. Максимальные сжимающие напряжения в арматуре зависят от предельной сжимаемости бетона и достигают величины $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа, а при длительном действии нагрузки $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа (см. формулу 15.21). Поэтому применение в сжатых элементах арматуры с расчетным сопротивлением $R_{sc} > \sigma_{sc,u}$ невыгодно, так как не используются прочностные свойства стали. Для поперечной арматуры, устанавливаемой в сжатых элементах конструктивно, применяют стали классов Вр-I, А-I и А-II.

Насыщение поперечного сечения арматурой оценивается коэффициентом (процентом) армирования μ ($\mu\%$). При этом в элементах со случайными эксцентриситетами $\mu = [(A_s + A'_s)/(bh)]$, а в элементах с расчетными эксцентриситетами $\mu = A_s/(bh_0)$ или $\mu' = A'_s/(bh_0)$.

Минимальный процент армирования устанавливают в зависимости от гибкости элемента, он обеспечивает восприятие не учитываемых расчетом воздействий (температурных, усадочных и др.) и предотвращает хрупкое разрушение при образовании трещин. Для внецентренно сжатых элементов с расчетными эксцентриситетами минимальный процент армирования, определенный по площади сечения арматуры A_s или A'_s , составляет:

$$\begin{aligned} \text{при } l_{ef}/i < 17 (l_{ef}/h < 5) & - 0,05\%; \\ \text{при } 17 \leq l_{ef}/i \leq 35 (5 \leq l_{ef}/h \leq 10) & - 0,1\%; \\ \text{при } 35 < l_{ef}/i \leq 83 (10 < l_{ef}/h \leq 24) & - 0,2\%; \\ \text{при } l_{ef}/i > 83 (l_{ef}/h > 24) & - 0,25\%. \end{aligned}$$

В элементах со случайными эксцентриситетами и с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения (см. рис. 17.3) минимальный процент армирования относится к полной площади сечения бетона и принимается вдвое больше указанных величин.

Максимальный процент армирования принимают обычно не более $\mu\% \leq 3\%$, больший процент армирования допускается лишь при соответствующем обосновании. Оптимальный процент армирования сжатых элементов по экономическим соображениям составляет $\mu\% = 0,5...1,2\%$.

18.3. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

● Учет влияния гибкости внецентренно сжатых элементов.

Сжатые элементы под действием внецентренно приложенной силы изгибаются, что приводит к увеличению начального эксцентриситета продольной силы N (рис. 18.5).

Чем больше гибкость элемента, тем больше будет прогиб, а это увеличивает начальный эксцентриситет и величину изгибающего момента $N e_0$. На основании этого сжатые элементы следует рассчитывать по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций бетона и наличия трещин в растянутой зоне. Такой

расчет пока представляет значительные трудности. Поэтому нормы допускают рассчитывать сжатые элементы при $\lambda = l_{ef}/i > 14$ (для прямоугольных сечений $l_{ef}/h > 4$) по недеформированной схеме, учитывая влияния прогиба путем умножения эксцентриситета e_0 на коэффициент η , определяемый по зависимости

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}), \quad (18.2)$$

где N_{cr} — критическая сила;

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ef}^2} \left[\frac{I}{\varphi_i} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_s/\varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (18.3)$$

где E_b — начальный модуль упругости бетона; I и I_s — моменты инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения; для элементов прямоугольного сечения величину I_s можно выразить через коэффициент армирования:

$$I_s = \mu b h [(h_0 - a')/2]^2, \quad (18.4)$$

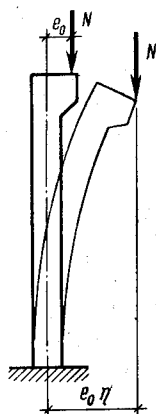


Рис. 18.5 Увеличение эксцентриситета продольной силы в гибких элементах

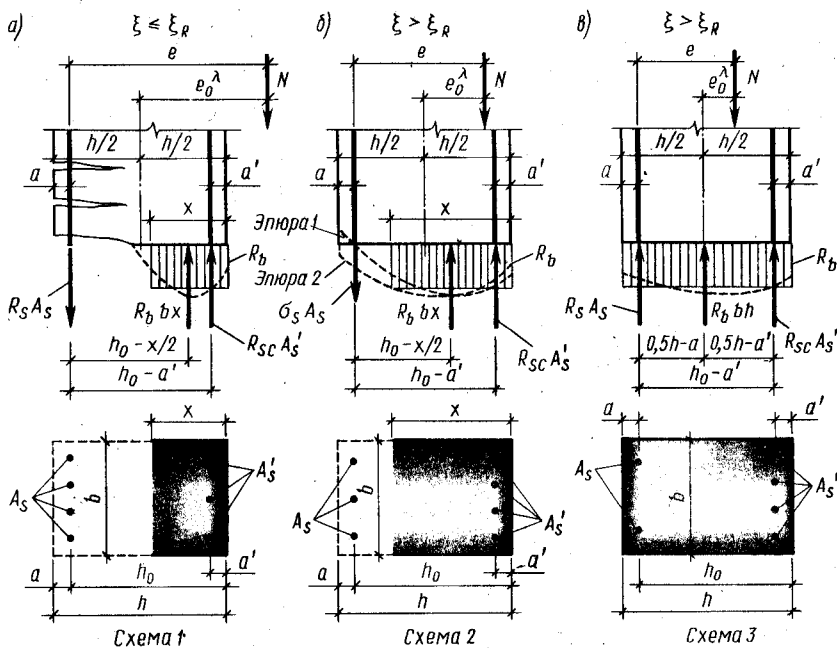


Рис. 18.6. Расчетные схемы сжатых элементов прямоугольного сечения

где $\mu = (A_s + A'_s)/(bh)$; при подборе сечения сжатых элементов рекомендуется для определения критической силы в первом приближении задаваться $\mu = 0,01 \dots 0,025$; h_0 и a' — рис. 18.5; φ_l — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии:

$$\varphi_l = 1 + \beta M_l / M, \quad (18.5)$$

где β — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона; для тяжелого бетона $\beta = 1$; M и M_l — моменты соответственно от полной нагрузки и постоянной плюс длительной нагрузки, определяемые относительно оси, параллельной границе сжатой зоны, проходящей через центр наиболее растянутого или менее сжатого (при полностью сжатом сечении) стержня арматуры; для прямоугольных сечений моменты определяют относительно A_s (рис. 18.6); φ_p — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на жесткость элемента; для элементов без предварительно напряженной арматуры $\varphi_p = 1$; δ_e принимается равным e_0/h , но не менее

$$\delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_{ef}}{h} - 0,01 R_b, \quad (18.6)$$

где R_b в МПа.

Расчетные длины l_{ef} внецентренно сжатых элементов, наиболее часто встречающихся в мелиоративных сооружениях, приведены в табл. 18.1.

Таблица 18.1. Расчетная длина l_{ef} железобетонных колонн

Характеристика однопролетных зданий при шарнирном опирании разрезных несущих конструкций, характеристика сооружений	В плоскости поперечной рамы	Из плоскости поперечной рамы	
		при наличии	при отсутствии
		связей в плоскости продольного ряда колонн	
Здания с мостовыми кранами при учете крановой нагрузки без учета крановой нагрузки	$1,5H_1/2H_2$ $1,5H/2,5H_2$	$0,8H_1/1,5H_2$ $0,8H_1/1,5H_2$	$1,2H_1/2H_2$ $1,2H/2H_2$
Здания без мостовых кранов с колоннами постоянного сечения	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
Лотковые каналы, акведуки, мосты при соединении одностоячных колонн с пролетным строением			
шарнирном	$2,0H$	H	$2,0H$
жестком	$1,5H$	$0,7H$	$1,5H$

Примечание. $\square H$ — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции; $\square H_1$ и H_2 — соответственно высоты подкрановой и надкрановой частей колонн; в числителе расчетная длина для подкрановой, в знаменателе — надкрановой частей колонн.

При небольшой гибкости элемента $\lambda = l_{ef}/i \leq 14$ (для прямоугольных сечений $l_{ef}/i \leq 4$) влияние продольного изгиба на увеличение эксцентриситета становится незначительным и принимают коэффициент $\eta = 1$.

Таким образом, эксцентриситет приложения продольной силы во внецентренно сжатых элементах с учетом влияния их гибкости составит

$$e_0 = \eta e_0, \quad (18.7)$$

где e_0 — начальный эксцентриситет, определяемый по указаниям § 18.1 настоящей главы.

● **Основы расчета прочности сжатых элементов.** Эксперименты показывают, что внецентренно сжатые элементы в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушаются по нормальному сечению по двум случаям в зависимости от армирования сжатой и растянутой зон, а также от эксцентриситета приложения сжимающей силы.

Случай 1 характеризуется одновременным исчерпанием несущей способности растянутой арматуры и сжатой зоны сечения (бетона и сжатой арматуры).

В нормально армированных элементах разрушение начинается с достижения предела текучести (физического — σ_y или условного — σ_{02}) в растянутой арматуре и завершается достижением предельных сопротивлений бетона и арматуры в сжатой зоне (рис. 18.6, а). Процесс разрушения происходит постепенно, плавно и аналогичен разрушению нормальных сечений изгибаемых элементов по случаю 1. Такой вид разрушения обычно наблюдается при относительно больших эксцентриситетах приложения сжимающей силы. Разрушение внецентренно сжатых элементов по случаю 1, как показывают опыты, происходит при относительной высоте сжатой зоны $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R — граничная относительная высота сжатой зоны, определяемая по формуле (15.23).

Случай 2 относится в основном к внецентренно сжатым элементам с относительно малыми эксцентриситетами. Этим случаем охватывается два варианта напряженного состояния сечения: когда сжата его большая часть, находящаяся ближе к продольной силе, а противоположная часть испытывает слабое растяжение (рис. 18.6, б, эпюра 1), когда все сечение сжато, но неравномерно (рис. 18.6, б, эпюра 2).

Разрушение элемента происходит в результате достижения предельных сопротивлений в бетоне и арматуре в наиболее сжатой части сечения (ближе к силе).

При этом напряжения (сжимающие или растягивающие) в части сечения, удаленной от продольной силы, остаются низкими и прочность материалов не используется. Разрушение по случаю 2 происходит при $\xi > \xi_R$.

В сечениях с небольшим количеством арматуры A , при значительной продольной сжимающей силе, приложенной с неболь-

шим эксцентриситетом, сжимающие напряжения в сечении более равномерны и разрушение может наступить вследствие достижения напряжения в бетоне и арматуре по всему сечению предельных значений (рис. 18.6, в).

По случаю 2 ($\xi > \xi_R$) разрушаются также внецентренно сжатые элементы с относительно большим эксцентриситетом, когда растянутая арматура A_s поставлена с избытком (переармированное сечение) и напряжения в ней не достигают предельного сопротивления ($\sigma_s \leq \sigma_y$).

Рассмотренные случаи разрушения положены в основу расчетных схем прочности нормального сечения внецентренно сжатых элементов. На рис. 18.6 приведены расчетные схемы для элементов прямоугольного сечения: схема 1 соответствует сжатым элементам при условии, когда $\xi \leq \xi_R$, а схемы 2 и 3 — когда $\xi > \xi_R$, причем схема 3 является частным случаем схемы 2 при $x = h$. Во всех расчетных схемах действительную эпюру сжимающих напряжений, изображенную пунктирной линией, заменяют укороченной прямоугольной с ординатой, равной R_b , а расчетное сопротивление в сжатой арматуре с площадью сечения A'_s принимают равным R_{sc} .

В элементах, разрушающихся по случаю 1 (схема 1), напряжение в растянутой арматуре принимают равным R_s , а разрушающихся по случаю 2 (схема 2) — равным $\sigma_s < R_s$. При этом в схеме 2 принято, что арматура A_s растянута. Если же она окажется сжатой, то напряжения в ней будут отрицательными ($-\sigma_s$).

Геометрические характеристики сечений и расчетные предельные усилия приведены также на рис. 18.6. Расстояние от продольной силы N до центра тяжести арматуры A_s , вводимое в условие прочности, составляет

$$e = e_0 + 0,5h - a. \quad (18.8)$$

Условие прочности нормального сечения внецентренно сжатого элемента, разрушающегося по случаям 1 и 2 (рис. 18.6, а, б), устанавливают из сопоставления внешнего изгибающего момента $M = Ne$ и суммы моментов внутренних сил, взятых относительно центра тяжести растянутой (или слабо сжатой) арматуры A_s .

$$Ne \leq M_b + M_{sc} = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (18.9)$$

Условия равновесия в зависимости от случая разрушения будут иметь вид:

$$\begin{aligned} \text{при } \xi = x/h_0 \leq \xi_R \text{ (рис. 18.6, а, случай 1)} \\ N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x; \end{aligned} \quad (18.10)$$

$$\begin{aligned} \text{при } \xi = x/h_0 > \xi_R \text{ (рис. 18.6, б, случай 2)} \\ N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x, \end{aligned} \quad (18.11)$$

где напряжения в слабо растянутой (или сжатой) арматуре определяют по эмпирической зависимости (16.22). Для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II и А-III напряжения

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s, \quad (18.12)$$

где ξ_R определяют по формуле (16.23).

Напряжение σ_s , вычисляемое по формулам (16.22) и (18.12), принимают со своим знаком; оно должно находиться в пределах от R_s до $-R_{sc}$ и зависит от высоты сжатой зоны. При $x = \xi_R h_0$ $\sigma_s = R_s$, а при $x = h_0$ $\sigma_s = -R_{sc}$.

В частном случае (при $\xi > \xi_R$), когда все сечение сжато и $x = h_0$ (рис. 18.6, в, схема 3), условие равновесия (18.11) примет вид

$$N - R_{sc}A_s - R_{sc}A'_s = R_b b h, \quad (18.13)$$

а условие прочности может быть получено из суммы моментов всех сил относительно центра тяжести арматуры A_s или A'_s . В последнем случае оно запишется

$$N(h_0 - a' - e) \leq R_b b h(0,5h - a') + R_{sc}A_s(h_0 - a'). \quad (18.14)$$

Элементы, разрушающиеся по случаю 1 ($\xi \leq \xi_R$), следует проектировать так, чтобы соблюдалось условие $x \geq a'$. В противном случае арматура A'_s находится за пределами сжатой зоны и напряжения в ней $\sigma_s \leq R_{sc}$, т. е. прочность арматуры не используется. Поэтому при $x \leq a'$ в расчетных условиях (18.9) и (18.10) принимают $A'_s = 0$.

Прочность сжатых элементов в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, проверяют на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом.

18.4. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С НЕСИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Расчет прочности нормальных сечений внецентренно сжатых элементов производят по условиям (18.9)...(18.14) в зависимости от случая разрушения.

● **Подбор сечения.** При известной продольной сжимающей силе и начальном эксцентриситете e_0 , определенном в соответствии с указаниями § 18.1, предварительно задаются размерами поперечного сечения h и b (см. § 18.2). Обычно принимают рабочую высоту сечения $h_0 = h - 4$ см.

Подбору площади сечения арматуры должен предшествовать учет влияния гибкости элемента на его несущую способность (§ 18.3, п. 1). Для этого задаются коэффициентом армирования μ в пределах 0,01...0,025 и по формулам (18.3), (18.2) и (18.7) вычисляют критическую силу N_{cr} , коэффициент η и эксцентриситет

тет e_0 . Затем определяют расстояние e от силы N до арматуры A_s (формула 18.8).

При подборе сечений с несимметричной арматурой практически невозможно заранее установить случай разрушения, так как для определения высоты сжатой зоны x из условий равновесия (18.10) и (18.11) необходимо знать площадь сечений арматуры A_s и A'_s и напряжения σ_s .

Поэтому расчет начинают в предположении случая $\xi \leq \xi_R$ и в процессе вычислений выясняют фактический случай работы, корректируя расчетные условия.

Исходя из этого, подбор арматуры производят в ниже изложенной последовательности.

Принимая $\xi = x/h_0 = \xi_R$, в условие прочности (18.9) подставляют $x = \xi_R h_0$ и определяют минимальное значение A'_s при полном использовании сжатой зоны бетона:

$$A'_s = (Ne - M_{b\max}) / [R_{sc}(h_0 - a')], \quad (18.15)$$

где $M_{b\max} = R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = \varphi_R R_b b h_0^2$ — предельный момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны. Коэффициент φ_R можно определять по табл. 16.2 в зависимости от ξ_R .

Площадь сечения растянутой арматуры A_s определяют из уравнения равновесия (18.10) при $x = \xi_R h_0$:

$$A_s = (\xi_R R_b b h_0 - N + R_{sc} A'_s) / R_s. \quad (18.16)$$

Если окажется, что $A'_s \leq 0$, то сжатая арматура по расчету не требуется, так как момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны, больше внешнего ($M_{b\max} \geq Ne$). Тогда площадь сечения сжатой арматуры назначают конструктивно, например, по минимальному проценту армирования:

$$A'_s = \mu_{\% \min} b h_0 0,01 \quad (18.17)$$

и определяют момент, воспринимаемый этой арматурой:

$$M_{sc} = R_s A'_s (h_0 - a') \quad (18.18)$$

Из условия прочности (18.9) по моменту, приходящемуся на сжатую зону бетона ($M_b = Ne - M_{sc}$), находят ее фактическую высоту:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{Ne - M_{sc}}{0,5 R_b b}} \leq \xi_R h_0, \quad (18.19)$$

а из условия равновесия (18.10) — площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = (R_b b x - N + R_{sc} A'_s) / R_s. \quad (18.20)$$

Таким образом, расчет по формулам (18.15)...(18.20) соответствует первому случаю разрушения (рис. 18.6, а).

Если площадь сечения растянутой арматуры A_s , определенная по выражениям (18.16) или (18.20), окажется отрицательной или равной нулю, то в действительности эта арматура либо сжата, либо слабо растянута.

При этом возможны две схемы разрушения: когда все сечение сжато и сжимающие напряжения в арматуре A_s достигают расчетных сопротивлений R_{sc} (рис. 18.6, в) или когда арматура слабо растянута или сжата (рис. 18.6, б). Таким образом, если $A_s \leq 0$, то сечение работает по случаю $\xi > \xi_R$, и подбор арматуры необходимо производить, исходя из двух возможных схем разрушения.

По схеме 3 (рис. 18.6, в) при полностью сжатом сечении ($x = h_0$) площадь сечения арматуры A_s можно определить из условия прочности (18.14)

$$A_s = [N(h_0 - a - e) - R_b b h (0,5h - a')] / R_{sc}, \quad (18.21)$$

а площадь сечения арматуры A'_s — из условия равновесия (18.13)

$$A'_s = \frac{N - R_b b h}{R_{sc}} - A_s. \quad (18.22)$$

Если по формуле (18.21) площадь сечения арматуры $A_s \leq 0$, то она в действительности слабо растянута и подбор сечения следует производить, исходя из разрушения по схеме 2.

По схеме 2 (см. рис. 18.6, б) подбор сечения арматуры производят для случая $\xi > \xi_R$ по уравнениям (18.9), (18.11) и (18.12). Учитывая, что арматура A_s по схеме 2 слабо нагружена ($\sigma_s < R_s$) и может быть поставлена конструктивно, примем $\sigma_s = 0$ и из выражений (18.22) или (18.12) найдем соответствующую высоту сжатой зоны, при которой арматура A_s по расчету не нужна. Для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III из условия (18.12) при $\sigma_s = 0$ получим

$$x_0 = 0,5(1 + \xi_R)h_0. \quad (18.23)$$

Подставляя эту величину в условие прочности (18.9), площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{Ne - R_b b x_0 (h_0 - 0,5x_0)}{R_{sc}(h_0 - a')}. \quad (18.24)$$

Площадь сечения арматуры A_s принимают конструктивно $A_s = \mu_{\min} b h_0 0,01$.

Затем по сортаменту подбирают количество и диаметр стержней, размещают их в поперечном сечении и определяют фактическую рабочую высоту h_0 . Находят действительный коэффициент армирования $\mu = (A_s + A'_s) / (b h)$ и сравнивают его с принятым при вычислении критической силы N_{cr} . Разница между принятым

и фактическим μ не должна превышать 0,005. Если эта разница больше, то задаются промежуточным значением μ и повторяют весь расчет.

● **Проверка прочности.** Так как в процессе подбора сечения часто задаются рядом величин, то окончательно выбранное сечение проверяют расчетом на прочность. Его производят также при необходимости определения несущей способности сжатого элемента, когда все данные о нем известны.

Проверку прочности начинают с определения высоты сжатой зоны из условия равновесия (18.10):

$$x = (N + R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b. \quad (18.25)$$

При $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ (разрушение по случаю 1) найденную величину подставляют в условие (18.9) и проверяют прочность сечения.

При $\xi = x/h_0 > \xi_R$ (разрушение по случаю 2) высоту сжатой зоны определяют заново из совместного решения уравнения (18.11) и (18.12):

$$x = \frac{N + R_s A_s \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1 \right) - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0 + 2 R_s A_s / (1 - \xi_R)} h_b \quad (18.26)$$

и аналогично проверяют условие прочности (18.9). Если высота сжатой зоны, найденная по (18.26), окажется больше h_0 ($x > h_0$), то разрушение сечения происходит по схеме 3 (см. рис. 18.6, в) и его прочность проверяют по условию (18.14).

18.5. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

● **Подбор сечения и проверка прочности.** Во многих случаях во внецентренно сжатых элементах применяют симметричное армирование, т. е. $A_s = A'_s$ (см. § 18.2). Для арматуры классов А-I, А-II, А-III $R_s = R_{sc}$ и соответственно $R_s A_s = R_{sc} A'_s$.

Тогда условия равновесия (18.10) и (18.11) примут вид:

$$\text{при } \xi \leq \xi_R \quad N = R_b b x; \quad (18.27)$$

$$\text{при } \xi > \xi_R \quad N + A_s (\sigma_s - R_{sc}) = R_b b x. \quad (18.28)$$

Расчету прочности сечения должны предшествовать вычисления величин N_{cr} , η , e .

Определение требуемого количества симметричной арматуры производят в зависимости от относительной высоты сжатой зоны. Из условия (18.27)

$$x = N / R_b b. \quad (18.29)$$

При $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ (разрушение по случаю 1) найденную величину x подставляют в условие прочности (18.9) и находят площадь сечения арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R_{sc}(h_0 - a')}. \quad (18.30)$$

При $\xi = x/h_0 > \xi_R$ (разрушение по случаю 2) подбор сечения арматуры производят последовательным приближением. С помощью формул (18.29) и (18.30) определяют в первом приближении требуемую площадь сечения арматуры A_{s1} . Затем уточняют высоту сжатой зоны, определяя ее из совместного решения уравнений (18.12) и (18.28), заменяя A_s на A_{s1} :

$$x_1 = \frac{N + 2R_s A_{s1} \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right)}{R_b b h_0 + 2R_s A_{s1} / (1 - \xi_R)} h_0 \quad (18.31)$$

Подставляя значение x_1 в условие прочности (18.9), находят требуемую площадь сечения арматуры:

$$A_s = A'_s = [Ne - R_b b x_1 (h_0 - 0,5x_1)] / R_{sc} (h_0 - a') \quad (18.32)$$

Если по расчету окажется $A_s \leq 0$, то площадь сечения арматуры назначают по минимальному проценту армирования или уменьшают размеры поперечного сечения элемента, производя затем расчет заново.

Для определения случая разрушения сечения с симметричной арматурой используют выражение (18.29). Проверку прочности производят по условию (18.9), подставляя в него значение высоты сжатой зоны, определяемой: при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ по выражению (18.29); при $\xi = x/h_0 > \xi_R$ из совместного решения уравнений (18.12) и (18.28), т.е. по формуле (18.31).

? Как определяют и учитывают в расчетах сжатых элементов случайные эксцентриситеты? ☐ Как располагается в сжатых элементах продольная арматура? ☐ Назначение поперечной арматуры и ее расположение в сжатых элементах. ☐ Учет влияния продольного изгиба при расчете сжатых элементов. ☐ Два случая разрушения сжатых элементов. Чем они характеризуются? ☐ Составьте схемы и выведите формулы для расчета сжатых элементов прямоугольного сечения при $\xi \leq \xi_R$ и $\xi > \xi_R$. ☐ Порядок подбора продольной арматуры в элементах с симметричным и несимметричным армированием. ☐ Порядок проверки прочности сжатых элементов с симметричным и несимметричным армированием.

ГЛАВА 19

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

19.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

По характеру работы элементы или сечения конструкций могут быть центрально- и внецентренно растянутыми.

Центрально-растянутыми являются стенки цилиндрических резервуаров и напорных трубопроводов, испытывающих внутреннее давление жидкости при отсутствии давления грунта, затяжки и подвески арок, нижние пояса и, нисходящие раскосы ферм и другие элементы (рис. 19.1, а). Центрально-растянутые

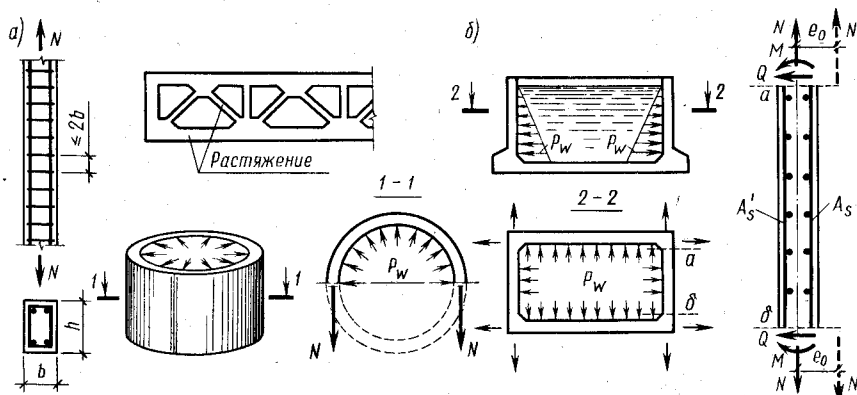


Рис. 19.1. Армирование центрально- (а) и внецентренно (б) растянутых элементов

элементы армируют отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры по сечению. При большой ширине сечений (например, стенки цилиндрических резервуаров) используют сварные сетки, располагаемые у поверхностей конструкции с соблюдением минимальных толщин защитного слоя бетона. Продольную арматуру применяют диаметром 3...32 мм. Однако для повышения трещиностойкости центрально-растянутых элементов целесообразно применять меньший диаметр при большем количестве стержней, т. е. стремиться к дисперсному (рассредоточенному) размещению арматуры в сечении. Такое армирование способствует также более равномерному распределению напряжений в бетоне.

Центрально-растянутые элементы выполняют, как правило, предварительно напряженными, что является радикальным средством повышения их сопротивления образованию трещин. Напрягаемую арматуру (стержни, пучки, канаты) в линейных элементах (затяжки арок, нижние пояса ферм) размещают в сечении симметрично, чтобы при передаче усилия на бетон по возможности избежать внецентренного обжатия элемента. В предварительно напряженных резервуарах и трубах напрягаемую арматуру навивают на наружную поверхность, создавая обжатие конструкции в радиальном направлении, противоположном внутреннему давлению (см. гл. 21 и 24).

В условиях *внецентренного растяжения* находятся стенки прямоугольных резервуаров, напорные подземные трубопроводы (круглые и прямоугольные), испытывающие давление воды и грунта, элементы некоторых рамных систем, нижние пояса ферм и затяжки арок при нагрузке, приложенной между узлами, и т. п. Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентрен-

ному растяжению усилием N с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно продольной оси элемента (рис. 19.1).

Характер армирования внецентренно растянутых элементов аналогичен армированию внецентренно сжатых и изгибаемых элементов. Продольная рабочая арматура устанавливается по сторонам сечения, перпендикулярным плоскости изгиба, и связывается сварными или вязаными хомутами, а плитные конструкции армируют сварными сетками (рис. 19.1, б). Для повышения трещиностойкости внецентренно растянутые элементы, как и центрально-растянутые, подвергают предварительному напряжению.

В растянутых элементах рабочую ненапрягаемую арматуру соединяют по длине, как правило, на сварке, а предварительно напряженная вообще не должна иметь стыков.

Стыки арматуры внахлестку допускаются только в плитных конструкциях, армированных сетками, причем места стыков располагают вразбежку.

Поперечная арматура (хомуты) в линейных растянутых элементах обычно устанавливается конструктивно и должна охватывать всю продольную арматуру. Расстояние между хомутами принимают не более удвоенной ширины наименьшей грани сечения ($s \leq 2b$) и не более 600 мм. Если во внецентренно растянутом элементе действуют значительные поперечные силы, то хомуты устанавливают по расчету, как в изгибаемых элементах. В плитных конструкциях поперечную арматуру, как правило, не ставят.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В25. В трещиностойких конструкциях (при недопущении образования трещин) используют бетоны более высоких классов — В30...В40. Предварительно напряженные растянутые конструкции изготовляют из бетона класса не ниже В22,5. В конструкциях, находящихся под давлением жидкости, следует применять для ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь классов А-II и А-I, а для предварительно напряженной — высокопрочную проволоку классов В-II, Вр-II, канаты и горячекатаную сталь классов А-V и А-VI. Минимальный процент армирования растянутых элементов установлен из условия предупреждения внезапного разрушения при образовании трещин и составляет: для центрально-растянутых элементов — 0,1%, для внецентренно растянутых — 0,05%.

19.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО- И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

● **Центрально-растянутые элементы.** Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины и он выключается из работы, а в арматуре напряжения достигают предела текучести или временного сопротивления. Поэтому прочность центрально-растянутого эле-

мента зависит от предельного сопротивления арматуры (без участия бетона) и характеризуется условием

$$N \leq R_s A_s, \quad (19.1)$$

где $R_s A_s = R_{s1} A_{s1} + R_{s2} A_{s2} + \dots$ — суммарное усилие в арматуре. Условие прочности используют для подбора сечения арматуры.

● **Основные положения расчета внецентренно растянутых элементов.** Расчет прочности внецентренно растянутых элементов производят в основном по нормальному сечению, а в необходимых случаях и по наклонному сечению. В зависимости от положения продольной силы различают два случая разрушения нормальных сечений внецентренно растянутых элементов.

Случай 1 (случай малых эксцентриситетов) возникает, когда внешняя продольная сила приложена в пределах ядра сечения и, следовательно, все сечение растянуто, но неравномерно. В предельном состоянии бетон выключен из работы, так как элемент на всю высоту пронизан поперечными трещинами, и разрушение наступает, когда напряжения во всей продольной арматуре достигают предельного значения (рис. 19.2, а). В сечении, проходящем через трещину, границей ядра сечения является положение центров тяжести арматуры A_s и A'_s . Таким образом, случай 1 характеризуется условием, когда продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматурах, т. е. $e_0 \leq 0,5h - a$ или $e' \leq h_0 - a'$.

Случай 2 (случай больших эксцентриситетов) происходит, когда продольная сила приложена вне ядра сечения, т. е. за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматурах ($e_0 > 0,5h - a$ или $e' > h_0 - a'$).

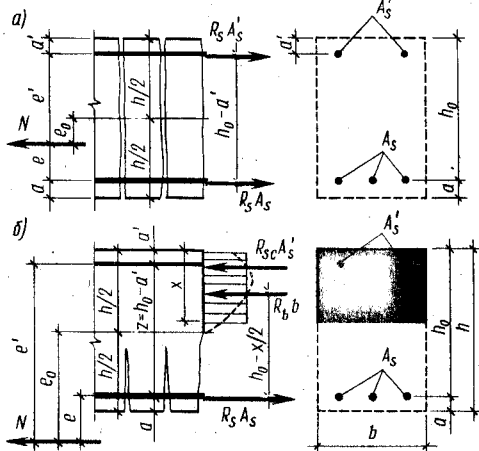


Рис. 19.2. Расчетные схемы внецентренно растянутых элементов:

а — случай малых эксцентриситетов ($e_0 \leq 0,5h - a$);
б — случай больших эксцентриситетов ($e_0 > 0,5h - a$)

Предельное состояние внецентренно растянутых элементов в этом случае сходно с предельным состоянием изгибаемых элементов. Часть сечения у грани, удаленной от силы N , сжата, противоположная часть сечения — растянута (рис. 19.2, б). Разрушение наступает от истощения несущей способности растянутой арматуры и сжатой зоны сечения (бетона и сжатой арматуры). Этому случаю разрушения соответствует условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$.

Расчет прочности нормальных сечений внецент-

ренно растянутых элементов производится в зависимости от случая их работы.

● **Случай малых эксцентриситетов** ($e_0 \leq 0,5h - a$). Условия прочности получают из уравнений равновесия моментов относительно центров тяжести сечений арматур (рис. 19.2, а):

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a'), \quad (19.2)$$

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a'). \quad (19.3)$$

Требуемую площадь сечения арматуры при несимметричном армировании определяют непосредственно из условия прочности:

$$A_s = Ne' / [R_s (h_0 - a')]; A'_s = Ne / [R_s (h_0 - a')]. \quad (19.4)$$

При симметричном армировании принимают $A_s = A'_s$ по большему из полученных величин.

● **Случай больших эксцентриситетов** ($e_0 > 0,5h - a$). Расчетная схема (рис. 19.2, б) аналогична расчетной схеме внецентренно сжатых элементов для случая $\xi \leq \xi_R$ (см. рис. 18.6, а). Условия прочности устанавливают из сопоставления внешнего момента и суммы моментов внутренних сил относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры:

$$Ne \leq M_b + M_{sc} = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (19.5)$$

Условие равновесия имеет вид

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s - N = R_b b x. \quad (19.6)$$

При этом должно соблюдаться условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, характеризующее случай разрушения с одновременным истощением несущей способности растянутой и сжатой зон.

В уравнении моментов (19.5) знаки слагаемых по сравнению с внецентренным сжатием не меняются, так как направления моментов остаются такими же (см. формулу 18.9); в уравнениях равновесия (18.10) и (19.6) знаки меняются у продольной силы N .

При подборе площади сечения несимметричной арматуры для получения минимального значения $A_s + A'_s$ принимают $x = \xi_R h_0$ и, подставив его в условие прочности (19.5), находят A'_s по выражению (18.15). Площадь сечения растянутой арматуры определяют из условия равновесия (19.6):

$$A_s = (\xi_R R_b b h_0 + N + R_{sc} A'_s) / R_s. \quad (19.7)$$

Если сжатая арматура по расчету не требуется (по формуле 18.15 $A'_s \leq 0$), то ее назначают конструктивно по минимальному проценту армирования ($A'_s = 0,01 \mu_{\min} b h_0$), и с учетом этого определяют из условия прочности (19.5) высоту сжатой зоны:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - (Ne - M_{sc}) / (0,5 R_b b)}, \quad (19.8)$$

где $M_{sc} = R_{sc} A'_s (h_0 - a')$. При этом должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$.

Найденную высоту сжатой зоны подставляют в условие равновесия (19.6) и находят площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = (R_b b x + N + R_{sc} A'_s) / R_s. \quad (19.9)$$

В расчетах предполагают, что напряжения в сжатой арматуре достигают расчетного сопротивления R_{sc} . Это возможно только в том случае, если арматура A'_s находится в сжатой зоне сечения и расположена выше точки приложения равнодействующей сжимающих напряжений в бетоне, т. е. $z_b \leq z_s$ или $h_0 - x/2 \leq h_0 - a'$. Отсюда $x \geq 2a'$. Поэтому при получении по (19.8) $x < 2a'$ находят A_s по (19.9) в первом приближении и определяют высоту сжатой зоны вторично из условия (19.6), принимая $A'_s = 0$, т. е. $x_1 = (R_s A_s - N) / (R_b b)$. Если $x_1 \geq 2a'$, то арматура находится в сжатой зоне, и подбор сечения можно производить по формулам (19.8) и (19.9). При $x_1 < 2a'$ сжатую арматуру в расчете не учитывают, т. е. в выражениях (19.8) и (19.9) принимают $A'_s = 0$.

Проверку прочности внецентренно растянутого сечения с несимметричной арматурой начинают с определения высоты сжатой зоны из выражения (19.6):

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s - N) / (R_b b). \quad (19.10)$$

Затем проверяют условие прочности (19.5). При этом необходимо учитывать условие $x \geq 2a'$. Если окажется, что $x \leq 0$, то прочность сечения проверяют как для случая малых эксцентриситетов по условию (19.2).

При симметричном армировании определение площади сечения арматуры ($A_s = A'_s$) и проверку прочности сечения с некоторым запасом производят по выражению (19.2) как для случая малых эксцентриситетов.



Каковы особенности конструирования растянутых элементов? □ Как производят расчет прочности и подбор сечения центрально-растянутых элементов? □ Какие бывают случаи разрушения и соответственно расчета внецентренно растянутых элементов? □ Расчетные схемы и вывод формул для расчета прочности внецентренно растянутых элементов по двум случаям.

ГЛАВА 20

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

20.1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При проектировании железобетонных конструкций следует обеспечить не только их прочность (первая группа предельных состояний), но и необходимую трещиностойкость, а в некоторых случаях и жесткость (вторая группа предельных состояний).

Расчет железобетонных конструкций по второй группе предельных состояний должен обеспечить их нормальную эксплуатацию.

Под *трещиностойкостью* железобетонных конструкций понимают их сопротивление образованию и раскрытию трещин. Трещины могут быть вызваны нагрузкой, температурными и усадочными деформациями.

Они нарушают монолитность конструкции, снижают ее непроницаемость и жесткость, способствуют коррозии арматуры. Для ограничения проницаемости конструкций и обеспечения сохранности арматуры от коррозии к трещиностойкости нормальных и наклонных сечений элементов или их частей предъявляют требования, подразделяемые на три категории. Они зависят от вида применяемой арматуры (ее коррозионной стойкости), условий эксплуатации и работы конструкции (табл. 20.1).

Таблица 20.1. Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций или их частей и предельно допустимая ширина раскрытия трещин (мм)

Условия эксплуатации и работы конструкции	Классы арматуры		
	A-I, A-II, A-III, A-IIIв, A-IV; B-I и Bр-I	A-V, A-VI, B-II, Bр-II, K-7 и K-19 при диаметре проволоки 3,5 мм и более	B-II, Bр-II и K-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее

1. Ограничение проницаемости конструкции

1.1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов при сечении: полностью растянута частично сжато	1-я категория 3-я категория; $a_{crc1}=0,3$ мм; $a_{crc2}=0,2$ мм
1.2. Элементы, воспринимающие давление сыпучих тел	3-я категория; $a_{crc1}=0,3$ мм; $a_{crc2}=0,2$ мм

2. Сохранность арматуры от коррозии

2.1. В закрытом помещении	3-я категория; $a_{crc1}=0,4$; $a_{crc2}=0,3$	3-я категория $a_{crc1}=0,3$; $a_{crc2}=0,2$	3-я категория; $a_{crc1}=0,2$; $a_{crc2}=0,1$
2.2. На открытом воздухе, а также в грунте	3-я категория; $a_{crc1}=0,4$; $a_{crc2}=0,3$	3-я категория; $a_{crc1}=0,2$; $a_{crc2}=0,1$	2-я категория; $a_{crc1}=0,2$;
2.3. В грунте при переменном уровне грунтовых вод	3-я категория; $a_{crc1}=0,3$; $a_{crc2}=0,2$	2-я категория; $a_{crc1}=0,2$	2-я категория; $a_{crc1}=0,1$

Примечание. a_{crc} — в мм.

1-я категория — не допускается образование трещин; *2-я категория* — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин a_{crcl} (от совместного действия всех нагрузок) при условии их последующего надежного закрытия (когда кратковременные нагрузки отсутствуют); *3-я категория* — допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crcl} и продолжительное a_{crc2} раскрытие трещин.

Под *непродолжительным* раскрытием трещин a_{crcl} понимают их раскрытие при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а под *продолжительным* a_{crc2} — только постоянных и длительных нагрузок.

Для элементов, воспринимающих давления жидкостей, газов или сыпучих тел по табл. 20.1, принимают высшую из двух категорий требований, установленных по ограничению проницаемости конструкции (не зависит от вида арматуры) и по сохранности арматуры. Так как требования к трещиностойкости конструкции определяются условиями ее эксплуатации и коррозионной стойкостью арматуры, может оказаться, что к различным частям элемента будут предъявлены требования разных категорий. Расчет по трещиностойкости производится по образованию, раскрытию и закрытию трещин. Нагрузки, учитываемые при расчете конструкций по трещиностойкости, а также последовательность расчета, коэффициенты надежности по нагрузке γ_l и точности натяжения арматуры γ_{sp} , принимают по табл. 20.2. При этом подразделение временных нагрузок на длительные и кратковременные следует производить с учетом указаний § 16.3.

Предварительно напряженные конструкции, находящиеся под давлением жидкости или газа (резервуары, напорные трубы и т. п.), должны отвечать требованиям 1-й категории и рассчитываются по образованию трещин. Другие предварительно напряженные элементы в зависимости от условий работы конструкции и вида арматуры должны удовлетворять требованиям 2-й и 3-й категорий и рассчитываться в основном по раскрытию и закрытию трещин. К трещиностойкости железобетонных конструкций без предварительного напряжения, армированных арматурой классов А-I, А-II и А-III, предъявляют требования 3-й категории; их рассчитывают по раскрытию трещин. Исключение составляют некоторые виды напорных конструкций гидротехнических и мелиоративных сооружений, воспринимающих давление воды (массивные части плотин, водосбросы, низконапорные трубы и т. п.), для которых основным является расчет по образованию трещин.

Расчет по образованию или раскрытию трещин производится в нормальных и наклонных сечениях для зон, испытывающих растяжение на всех этапах работы железобетонных конструкций (при предварительном обжатии, транспортировке, монтаже и эксплуатации). Кроме нормальных и наклонных в конструкциях возможно образование и продольных трещин (вдоль арматуры). Для предотвращения их раскрытия устанавливают специ-

Т а б л и ц а 20.2. Нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке γ_l и точности натяжения арматуры γ_{sp} , принимаемые при расчете по предельным состояниям второй группы

Категории требований к трещиностойкости конструкций	По образованию трещин	По раскрытию трещин		По раскрытию трещин	По деформациям
		непродолжительному	продолжительному		
1-я категория	Постоянные длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_l > 1^*$, $\gamma_{sp} < 1^{**}$	—	—	—	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки, если прогибы ограничены технологическими и конструктивными требованиями; постоянные и длительные нагрузки, если прогибы ограничены эстетическими требованиями; $\gamma_l = 1$; $\gamma_{sp} = 1$
2-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_l > 1^*$, $\gamma_{sp} < 1^{**}$, если расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию; $\gamma_l = 1$; $\gamma_{sp} = 1$, если расчет производится для выяснения случая расчета по деформациям	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_l = 1$, $\gamma_{sp} = 1$	—	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_l = 1$, $\gamma_{sp} = 1$, если проверяется условие (20.29) Постоянные и длительные нагрузки; $\gamma_l = 1$, $\gamma_{sp} < 1$, если проверяется условие (20.30)	
3-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_l = 1$, $\gamma_{sp} = 1$, если расчет производится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин и случая расчета по деформациям	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_l = 1$, $\gamma_{sp} = 1$	Постоянные и длительные нагрузки; $\gamma_l = 1$, $\gamma_{sp} = 1$	—	—

* Коэффициент надежности по нагрузке γ_l принимается, как при расчете по прочности.

** При проверке зоны, растянутой от усилия обжатия, $\gamma_{sp} > 1$.

альную поперечную арматуру, а в предварительно напряженных конструкциях ограничивают сжимающие напряжения $\sigma_{bp} \leq (0,5 \dots 0,7) R_{bp}$.

Расчет по деформациям производится только для стадии эксплуатации с учетом характера работы элемента (с трещинами или без трещин).

20.2. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

В основу расчета по образованию трещин положен конец стадии I напряженно-деформированного состояния элемента (см. рис. 16.4, д), когда напряжения в растянутой зоне достигают предела прочности бетона при растяжении.

На этой стадии в растянутой зоне проявляются пластические деформации бетона, и эпюра напряжений значительно искривляется. В расчетах исходят из следующих положений:

- а) считается справедливой гипотеза плоских сечений;
- б) наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна принимают равным предельной растяжимости бетона $\epsilon_{bt,u} = 2R_{bt,ser}/E_b$ [см. формулу (15.6)];
- в) криволинейную эпюру напряжений в бетоне растянутой зоны заменяют прямоугольной с напряжением, равным расчетному сопротивлению $R_{bt,ser}$;

г) деформации бетона в сжатой зоне (если она имеется) считаются упругими, а эпюру напряжений принимают треугольной. В элементах, испытывающих значительное сжатие в части сечения [внецентренно сжатые и предварительно напряженные изгибаемые элементы, (см. рис 16.4, 2, д)] учитывают неупругие деформации бетона в сжатой зоне;

д) напряжения в напрягаемой арматуре равны $\sigma_{sp2}\gamma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}$, т. е. сумме предварительного напряжения с учетом всех потерь и напряжения, соответствующего приращению деформаций окружающего бетона до его предельной растяжимости после погашения обжатия [см. формулу (16.20)];

е) напряжения в ненапрягаемой арматуре равны алгебраической сумме сжимающих напряжений, вызванных ползучестью (в предварительно напряженных элементах) и усадкой бетона, и приращения растягивающего напряжения, соответствующего предельной растяжимости бетона ($\sigma_8 + \sigma_9 + 2\alpha R_{bt,ser}$).

● **Центрально-растянутые элементы.** Расчет элементов по образованию трещин в нормальном сечении при центральном растяжении внешней силой N производят по условию $N < N_{crc}$, где N_{crc} — усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин.

С учетом принятых положений для элементов только с напрягаемой арматурой $N_{crc} = R_{bt,ser}A + P$, где $P = (\gamma_{sp}\sigma_{sp2} + 2\alpha R_{bt,ser})A_{sp}$. Если в элементе кроме напрягаемой имеется и ненапрягаемая арматура, то условие трещиностойкости имеет вид

$$N \leq N_{crc} = R_{bt,ser}(A + 2\alpha A_s) + P, \quad (20.1)$$

где A_s — суммарная площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; P — усилие предварительного обжатия на рассматриваемом этапе работы конструкции.

В элементе с ненапрягаемой арматурой в результате стесненной усадки в бетоне появляются растягивающие напряжения, снижающие трещиностойкость сечения (рис. 15.22). Тогда

$$N \leq N_{crc} = R_{bt,ser}(A + 2\alpha A_s) - N_{sh}, \quad (20.2)$$

где $N_{sh} = \sigma_s A_s$ — растягивающая сила, вызванная стесненной усадкой бетона; σ_s — напряжение в арматуре, вызванное усадкой бетона и принимаемое по табл. 16.2.

● Изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы.

Предварительно напряженные элементы с двучленной эпюрой напряжений (изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы) рассчитывают по образованию

трещин, исходя из напряженно-деформированного состояния сечения в конце стадии I (см. рис. 16.4, 2, д). С учетом принятых положений эпюру напряжений в сжатой зоне принимают треугольной, а в растянутой — прямоугольной. Расчетная схема элемента, находящегося под воздействием внешнего изгибающего момента (M или Ne_0) и усилия обжатия P , показана на рис. 20.1, а.

Расчет по образованию нормальных к оси элемента трещин производится из условия $M \leq M_{crc}$, где M_{crc} — момент, воспринимаемый сечением перед образованием трещин с учетом предварительного обжатия. Определение момента трещинообразования M_{crc} производится приближенным методом с помощью ядровых точек. Рассмотрим этот метод для изгибаемых элементов. Растягивающие напряжения в крайнем волокне при действии усилия обжатия P и внешнего момента M определяют по формуле $\sigma_{bt} = My/I_{red} - Pe_{op}/I_{red} - P/A_{red}$, где I_{red} , A_{red} — геометрические характеристики приведенного сечения с учетом всей продольной

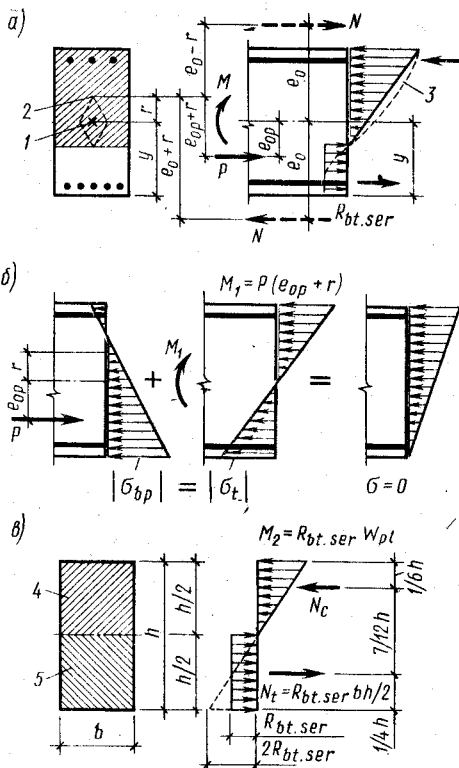


Рис. 20.1. К расчету трещиностойкости изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов:

1 — центр тяжести приведенного сечения; 2 — ядровая точка; 3 — фактическая эпюра напряжений; 4 — сжатая зона; 5 — растянутая зона

арматуры; e_{op} , y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения соответственно до силы обжатия P и до крайнего растянутого волокна.

Принимая, что при образовании трещин $\sigma_{bt} = R_{bt, ser}$ можно получить момент трещинообразования

$$M_{crc} = Pe_{op} + PI_{red}/(A_{red}y) + R_{bt, ser}I_{red}/y, \quad (20.3)$$

где $I_{red}/y = W_{red}$ — момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани; $W_{red}/A_{red} = r$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее удаленного от растянутой грани края ядра сечения. Тогда формулу (20.3) можно записать в виде

$$M_{crc} = P(e_{op} + r) + R_{bt, ser}W_{red} = M_{rp} + M_{bt}. \quad (20.4)$$

Момент M_{rp} соответствует такому внешнему моменту M_1 , который полностью погасит предварительное обжатие элемента в растянутой зоне (рис. 20.1, б и см. рис. 16.4, а, б, в). Второе слагаемое (M_{bt}) соответствует внешнему моменту M_2 , при котором напряжения в крайнем растянутом волокне увеличиваются от нуля до $R_{bt, ser}$.

Моменты $M_1 = M_{rp}$ и $M_2 = M_{bt}$ определяются независимо друг от друга, что удобно для расчета. Это позволяет учесть пластические деформации растянутого бетона при определении момента M_{bt} , считая, что предварительное обжатие отсутствует (рис. 20.1, в). На расчетной схеме наклон треугольной эпюры сжатой зоны принимается таким, чтобы при продолжении ее в растянутую зону она отсекала на крайнем растянутом волокне отрезок, равный $2R_{bt, ser}$, так как модуль деформации растянутого бетона к моменту образования трещин уменьшается в два раза по сравнению с начальным модулем упругости [см. формулу (15.4)]. Для прямоугольного сечения момент M_2 согласно расчетной схеме на рис. 20.1, в составит

$$M_2 = M_{bt} = R_{bt, ser} \frac{bh}{2} \frac{7h}{12} = R_{bt, ser} \frac{bh^2}{6} \frac{7}{4} = R_{bt, ser} W \cdot 1,75.$$

В общем случае это уравнение записывается в виде

$$M_2 = M_{bt} = R_{bt, ser} W_{pl}, \quad (20.5)$$

где $W_{pl} = \gamma W_{red}$ — упругопластический момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани; γ — коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций бетона в растянутой зоне и зависящий от формы поперечного сечения элементов. Для прямоугольных сечений и тавровых с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$.

Таким образом, окончательно формула для определения момента трещинообразования имеет вид

$$M_{crc} = M_{rp} + M_{bt} = P(e_{op} + r) + R_{bt, ser} W_{pl}. \quad (20.6)$$

В общем виде расчет по образованию трещин производят по условию

$$M_r \leq M_{cr}, \quad (20.7)$$

где M_r — момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой грани сечения, трещинообразование которой проверяется (точка 2 на рис. 20.1); для изгибаемых элементов $M_r = M$; для внецентренно сжатых $M_r = N(e_0 - r)$; для внецентренно растянутых $M_r = N(e_0 + r)$.

Во внецентренно сжатых и предварительно напряженных изгибаемых элементах напряжения в сжатой зоне суммируются от усилия обжатия и внешней нагрузки и достигают значительной величины (см. рис. 16.4, б). В результате развития неупругих деформаций бетона эпюра сжимающих напряжений искривляется и приближается к трапецеидальному или прямоугольному очертанию вместо принятого в расчете треугольного (пунктир на рис. 20.1, а). В этом случае необходимо учитывать влияние пластических деформаций бетона не только в растянутой, но и в сжатой зоне. Условно это влияние учитывается уменьшением величины r . Для предварительно напряженных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов

$$r = \varphi W_{red} / A_{red}, \quad (20.8)$$

где $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b, ser}$, σ_b — максимальные напряжения в сжатом бетоне от внешней нагрузки и силы обжатия. Величина φ принимается не менее 0,7 и не более 1.

Во внецентренно растянутых элементах может оказаться, что все сечение растянуто (случай малых эксцентриситетов). Это имеет место, когда растягивающая сила больше силы обжатия ($N > P$). При этом пластические деформации растянутого бетона распространяются по всему сечению, так как оно полностью растянуто и величину r определяют по выражению

$$r = W_{pl} / [A + 2\alpha(A_s + A_s')], \quad (20.9)$$

где $A_s + A_s'$ — суммарная площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Если $N \leq P$, т. е. эпюра напряжений в сечении двузначна, то величину r определяют по формуле (20.8).

Рассмотрим *последовательность расчета* предварительно напряженных конструкций по образованию трещин в стадии эксплуатации. Количество напрягаемой арматуры при заданных материалах и размерах сечения обычно определяют расчетом на прочность и несколько увеличивают (в 1,1...1,4 раза). Дальнейший расчет сводится к следующему:

а) определяют геометрические характеристики сечения по формулам (16.9)...(16.11);

б) назначают величину предварительного напряжения арматуры по формулам (16.1), (16.2) и определяют потери напряжения в арматуре (см. § 16.1). В процессе этого расчета (при определе-

нии потерь от ползучести бетона) находят силу предварительного обжатия P_1 с учетом первых потерь σ_{los1} , эксцентриситет ее приложения и напряжения в бетоне на уровне арматуры [см. формулы (16.13)...(16.15)]. Одновременно проверяют максимальные сжимающие напряжения в бетоне при обжатии элемента (16.16);

в) уточняют усилие обжатия P_2 с учетом всех потерь и e_{op} [формулы (16.13) и (16.14)];

г) проверяют условие трещиностойкости (20.7), предварительно определяя M_r и r в зависимости от действующих усилий;

д) при необходимости определяют контролируемое усилие в арматурном элементе (16.19), которое требуется знать для изготовления конструкции.

Элементы с ненапрягаемой арматурой рассчитывают по образованию трещин, главным образом, для выяснения необходимости в расчете по раскрытию трещин. При этом учитывается появление растягивающих напряжений в результате стесненной усадки бетона (см. рис. 15.22).

В расчет вводится усилие N_{sh} от усадки бетона, которое рассматривают как внешнюю растягивающую силу. Тогда условие трещиностойкости имеет вид

$$M_r \leq M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} - N_{sh}(e_0 + r), \quad (20.10)$$

где $N_{sh} = \sigma_s(A_s + A'_s)$: σ_s — напряжение в арматуре, вызванное усадкой бетона, принимается по табл. 16.2; величину r вычисляют по следующим формулам: для изгибаемых элементов $r = W_{pl}/A_{red}$, для внецентренно сжатых — по (20.8), для внецентренно растянутых — по (20.9). Если конструкции эксплуатируются во влажных условиях, то принимают $N_{sh} = 0$.

● **Расчет по образованию наклонных трещин.** Трещиностойкость наклонных сечений элементов проверяют в зоне действия главных растягивающих напряжений по условию

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{br} R_{bt, ser}, \quad (20.11)$$

где γ_{br} — коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при двухосном напряженном состоянии. Главные растягивающие напряжения определяют в предположении упругой работы бетона на уровне центра тяжести приведенного сечения:

$$\sigma_{mt} = \sigma_x/2 + \sqrt{\sigma_x^2/4 + \tau_{xy}^2}. \quad (20.12)$$

Для изгибаемых элементов расчет по образованию наклонных трещин может не производиться, если соблюдается условие $Q \leq \leq 0,6 R_{bt, ser} b h_0$.

● **Особенности расчета массивных гидротехнических конструкций.** Расчет гидротехнических конструкций по образованию трещин производят для напорных элементов, находящихся в зоне переменного уровня воды и подвергающихся периодическому замораживанию и оттаиванию, а также для элементов, к которым предъявляется требование водонепроницаемости. При этом учиты-

вают особенности массивных гидротехнических конструкций: большие размеры поперечных сечений; практическое отсутствие усадки бетона, так как во влажной среде происходит его набухание; наличие в сечении фильтрационного давления воды (противодавление), учитываемого в расчете как внешнюю растягивающую силу. Расчет производят на действие нормативных нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$).

С учетом этих особенностей условия трещиностойкости конструкций с ненапрягаемой арматурой имеют вид (см. СНиП 2.06.08—87):

для центрально-растянутых элементов

$$N \leq \gamma_l \gamma_d R_{bt, ser} A_{red}, \quad (20.13)$$

где γ_l и γ_d — коэффициенты, учитывающие характер и дисперсность армирования;

для изгибаемых элементов

$$M \leq \gamma_l \gamma_r R_{bt, ser} W_{red}, \quad (20.14)$$

где γ_r — коэффициент, учитывающий неупругую работу бетона в растянутой зоне;

для внецентренно сжатых элементов

$$\sigma_{bt} = Ne_0 / W_{red} - N / A_{red} \leq \gamma_l \gamma_r R_{bt, ser}, \quad (20.15)$$

для внецентренно растянутых элементов

$$\sigma_{bt} = Ne_0 / (\gamma_r W_{red}) + N / (\gamma_d A_{red}) \leq \gamma_l R_{bt, ser}. \quad (20.16)$$

20.3. РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ И ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН

● **Расчет по раскрытию трещин.** Большинство железобетонных конструкций в стадии эксплуатации имеет трещины (см. табл. 20.1).

Расчет по раскрытию трещин производится на действие нормативных нагрузок в нормальных и наклонных сечениях, находящихся в стадии II напряженно-деформированного состояния. Задачей расчета является подтверждение условия

$$a_{crc} \leq [a_{crc}], \quad (20.17)$$

где a_{crc} — ширина раскрытия трещины от внешних нагрузок; $[a_{crc}]$ — предельно допустимая ширина раскрытия трещины, при которой обеспечиваются нормальная эксплуатация сооружений, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкций. Она не должна превышать 0,1...0,4 мм и в зависимости от категории требований к трещиностойкости назначается по табл. 20.1.

Изгибаемые и внецентренно сжатые элементы, указанные в табл. 20.1 (поз. 2) и входящие в состав статически определимых систем, при однорядном размещении арматуры можно по раскрытию трещин не рассчитывать, если процент армирования не превышает: для арматуры классов В-I, Вр-I и А-I 1%, для арматуры

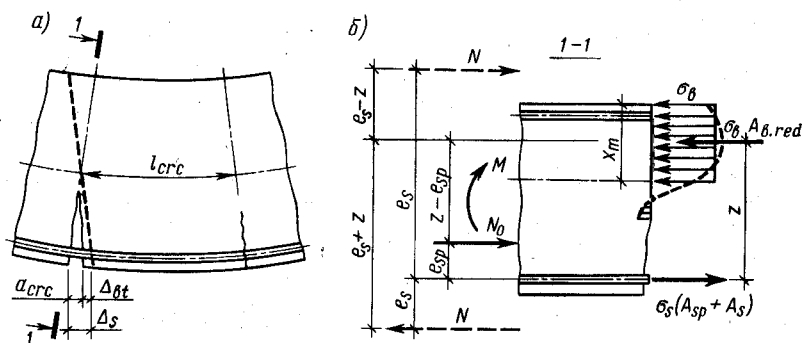


Рис. 20.2. К расчету ширины раскрытия трещин:

а — деформации растянутой зоны элемента; б — расчетная схема сечения с трещиной

классов А-II и А-III 2%, а также при любых процентах армирования, если диаметр арматуры не превышает для А-I и А-II 22 мм, для А-III 8 мм. В остальных случаях элементы, армированные указанными классами стали, необходимо рассчитывать по раскрытию трещин.

При работе элемента в стадии II напряженно-деформированного состояния бетон и арматура в растянутой зоне на участке длиной l_{crc} (расстояние между соседними трещинами) удлиняются соответственно на Δ_{bt} и Δ_s (рис. 20.2, а). Очевидно, что $\Delta_{bt} + a_{crc} = \Delta_s$. Деформациями растянутого бетона как величиной, малой по сравнению с удлинением арматуры, можно пренебречь, и тогда $a_{crc} = \Delta_s$. Удлинение арматуры на участке между трещинами составляет $\Delta_s = \epsilon_{sm} l_{crc}$, где ϵ_{sm} — средние относительные деформации растянутой арматуры, которые можно выразить через закон Гука: $\epsilon_{sm} = \sigma_{sm} / E_s$. Тогда ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = \sigma_{sm} l_{crc} / E_s. \quad (20.18)$$

Выражение (20.18) берется за основу определения ширины раскрытия трещин. При этом средние напряжения в арматуре на участке l_{crc} заменяются величиной $\psi \sigma_s$, где σ_s — напряжения в арматуре в сечении с трещиной (рис. 20.2); ψ — опытный коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами. Расстояние между трещинами определяют из условия, что разность усилий в растянутой арматуре в сечениях с трещиной и между трещинами уравнивается силами сцепления арматуры с бетоном.

Ширина раскрытия трещин зависит от многих факторов: напряжения в растянутой арматуре, процента армирования, вида арматуры и ее диаметра, продолжительности действия нагрузок, толщины защитного слоя и др.

Нормами рекомендуется определять ширину раскрытия трещин

a_{erc} (мм) с обеспеченностью 0,95 по эмпирической формуле, вытекающей из выражения (20.18):

$$a_{erc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (20.19)$$

где δ — коэффициент; для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов $\delta = 1$, для растянутых $\delta = 1,2$; φ_l — коэффициент, зависящий от длительности и характера действия нагрузки, вида бетона и его состояния: при учете кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $\varphi_l = 1$, при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности $\varphi_l = 1,6 - 15\mu$, в водонасыщенном состоянии $\varphi_l = 1,2$, при попеременном водонасыщении и высушивании $\varphi_l = 1,75$; η — коэффициент, зависящий от вида и профиля арматуры: для стержней периодического профиля $\eta = 1$, для гладких стержней (А-I) $\eta = 1,3$, для проволоки классов Вр-I, Вр-II и канатов $\eta = 1,2$, для проволоки классов В-I, В-II $\eta = 1,4$; μ — коэффициент армирования по растянутой арматуре, принимаемый не более 0,02; d — диаметр растянутой арматуры, мм. При различных диаметрах стержней

$$d = (n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2) / (n_1 d_1 + \dots + n_k d_k).$$

Для определения напряжений в арматуре σ_s в сечении с трещиной рассмотрим предварительно напряженный элемент с двойным армированием, в котором действуют изгибающий момент M от внешних нагрузок и усилие обжатия P . Согласно расчетной схеме по рис. 20.2, б приращение напряжений в арматуре можно определить из уравнения моментов всех сил относительно центра тяжести сжатой зоны $M - P(z - e_{sp}) = \sigma_s A_s z$, откуда

$$\sigma_s = [M - P(z - e_{sp})] / (A_s z), \quad (20.20)$$

где A_s — площадь сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматур.

Аналогично можно найти приращение напряжений σ_s в арматуре при внецентренном сжатии или растяжении элемента (пунктирные силы N на рис. 20.2, б):

$$\sigma_s = [N(e_s \mp z) - P(z - e_{sp})] / (A_s z). \quad (20.21)$$

При центральном растяжении

$$\sigma_s = (N - P) / A_s. \quad (20.22)$$

Для элементов с ненапрягаемой арматурой в формулах (20.20), (20.21) и (20.22) принимают $P = 0$.

Величина z — расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной. Для ее определения необходимо знать высоту сжатой зоны x_m при действии нормативных нагрузок, которую находят из экспериментальной зависимости между деформациями крайнего сжатого волокна

бетона и усилиями, действующими в сечении. Полученные формулы для определения z громоздки, особенно в случае сложной формы поперечного сечения и двойного армирования. Поэтому для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой допускается определять σ_s из расчета на прочность, а именно

$$\sigma_s = R_s M / M_u, \quad (20.23)$$

где M — момент, при котором определяется ширина раскрытия трещин; M_u — предельный момент, определяемый расчетом на прочность (правая часть неравенств 17.1, 17.13 и 17.27).

При большой толщине защитного слоя бетона возрастает ширина раскрытия трещин на растянутой грани элемента. Поэтому при $a_2 > 0,2h$, где a_2 — расстояние от центра тяжести крайнего ряда арматуры до растянутой грани, величину a_{crc} умножают на коэффициент:

$$\delta_a = (20a_2/h - 1)/3 \leq 3. \quad (20.24)$$

При расположении растянутой арматуры в несколько рядов по высоте сечения необходимо учитывать неравномерность работы стержней и умножать величину σ_s на коэффициент:

$$\delta_n = (h - x - a_2)/(h - x - a_1), \quad (20.25)$$

где x — высота сжатой зоны, определенная для стадии II напряженно-деформированного состояния ($x = x_m$). Для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой допускается x принимать таким же, как при расчете на прочность, а для предварительно напряженных $x = 0,5h_0$; a_1 — расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести всей арматуры. Напряжение в арматуре σ_s или $\delta_n \sigma_s$ не должно превышать $R_{s, ser}$.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин в элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, определяют по (20.19) от непродолжительного действия всей нагрузки.

В элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, непродолжительное раскрытие трещин определяют как сумму ширины раскрытия от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок a_{crc3} и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок $a_{crc1} - a_{crc2}$:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (20.26)$$

где a_{crc1} — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки ($\varphi_l = 1$); a_{crc2} — начальная ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок (при их непродолжительном действии $\varphi_l = 1$). Для изгибаемых элементов формула (20.26) может быть приведена к виду

$$a_{crc} = a_{crc1} [1 + (\varphi_l - 1)(M_l/M)], \quad (20.27)$$

где M_l — момент от постоянной и длительной нагрузки; M — момент от полной нагрузки.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют от продолжительного действия постоянных и временных длительно действующих нагрузок при $\varphi_l > 1$.

Для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой, указанных в табл. 20.1 (поз. 2), допускается расчет производить только один раз: при $M_l/M \geq 2/3$ на продолжительное раскрытие трещин от действия момента M_l , а при $M_l/M < 2/3$ на непродолжительное раскрытие от момента M .

● **Особенности расчета массивных гидротехнических конструкций.** Конструкции гидротехнических сооружений характеризуются большими размерами сечений и малыми процентами армирования. Высота неармированной части растянутой зоны в таких конструкциях нередко достигает нескольких метров. Массивные конструкции отличаются хрупким трещинообразованием. При небольшом увеличении нагрузок происходит лавинообразный процесс слияния ранее возникших микротрещин в специфические веретенообразные трещины. Этот процесс сопровождается выключением из работы бетона не только в растянутой зоне, но и значительно выше нейтральной оси. Отмеченные особенности учитываются в расчетах путем изменения в формуле (20.19) соответствующих коэффициентов.

Кроме того, при длительном нахождении в воде бетон конструкции насыщается и набухает, в результате чего ширина раскрытия трещин уменьшается на величину $\Delta_w = \varepsilon_w l_{cre}$, где ε_w — деформации бетона от набухания. Этому соответствует снижение напряжений в арматуре в сечении с трещиной на величину $\sigma_{sw} = \varepsilon_w E_s \approx 0,0001 \cdot 200\,000 \sim 20$ МПа.

В окончательном виде формула для определения ширины раскрытия трещин в элементах массивных гидротехнических сооружений записывается в виде

$$a_{crc} = \delta \varphi \eta \frac{\sigma_s - \sigma_{sw}}{E_s} 7(4 - 100\mu) \sqrt{d}, \quad (20.28)$$

где $\varphi_l = 1,3$ при длительном действии нагрузки; $\eta = 1,4$ для гладких стержней и $\eta = 1,2$ для проволоки класса Вр-I, Вр-II $\sigma_{sw} = 20$ МПа для конструкций, находящихся в воде, а при длительном высыхании $\sigma_{sw} = 0$. Остальные обозначения и величины принимают как в формуле (20.19). При расчете не учитывают в массивных конструкциях коэффициенты δ_a и δ_n .

● **Расчет по закрытию трещин.** По закрытию трещин рассчитывают предварительно напряженные конструкции, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории (табл. 20.2).

В таких конструкциях допускается непродолжительное раскрытие трещин от полной (постоянной, длительной и кратковременной) нагрузки (рис. 20.3, а) при условии их закрытия

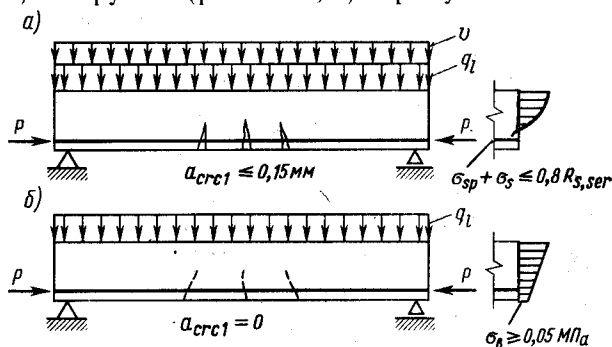


Рис. 20.3. К расчету по закрытию трещин

при действии только постоянной и длительной нагрузки (рис. 20.3, б).

Это обусловлено тем, что для коррозии арматуры наиболее опасно продолжительное раскрытие трещин. Расчет по закрытию трещин заключается в соблюдении двух условий.

1). От действия полной нагрузки в напрягаемой арматуре в сечении с трещиной не должны возникнуть неупругие деформации. Трещины закрываются лишь в том случае, если арматура работает упруго, т. е. должно соблюдаться условие (рис. 20.3, а)

$$\gamma_{sp}\sigma_{sp2} + \sigma_s \leq 0,8R_{s, ser}, \quad (20.29)$$

где σ_{sp2} — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь; σ_s — приращение напряжений в напрягаемой арматуре в сечении с трещиной от действия полных нагрузок.

2). При отсутствии кратковременной нагрузки сечение с трещиной при действии постоянных и длительных нагрузок q_l должно оставаться обжатым с нормальными напряжениями на растягиваемой внешними нагрузками грани не менее 0,5 МПа, т. е.

$$\sigma_b = [P_2(e_{op} + r) - M_r] / W_{red} \geq 0,5 \text{ МПа}. \quad (20.30)$$

Сжимающие напряжения σ_b определяют как для упругого приведенного сечения. Поэтому $r = W_{red}/A_{red}$.

Для надежного закрытия наклонных трещин главные напряжения (σ_{mt}), определяемые по формуле (20.12), должны быть сжимающими и не менее 0,5 МПа.

20.4. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

● **Основные расчетные положения.** Расчет железобетонных элементов по прочности (первая группа предельных состояний) не дает достаточной жесткости конструкции. Поэтому необходим расчет по второй группе предельных состояний, когда прекращение эксплуатации конструкции может потребоваться вследствие ее чрезмерной деформации (прогибы, смещения, углы поворота; амплитуды колебаний и др.), хотя несущая способность не исчерпана.

Расчет по деформациям заключается в основном в определении прогиба элемента от внешних нагрузок с учетом длительности их действия и сравнении его с предельным прогибом ($f \leq f_u$).

Предельные прогибы f_u установлены нормами с учетом следующих требований: технологических, обеспечивающих нормальную работу кранов, технологических установок, машин и т. п.; конструктивных, обусловленных влиянием соседних элементов, ограничивающих деформации, необходимостью выдерживать заданные уклоны и т. п.; эстетическими, т. е. внешними видами конструкции.

В табл. 20.3 приведены предельные прогибы для железобетонных элементов. Величины допустимых прогибов для других

Т а б л и ц а 20.3. Предельные прогибы железобетонных элементов

Элементы конструкции	Пролет, м	Предельно допустимые прогибы
1. Подкрановые балки при кранах: ручных электрических	Любой »	1/500 1/600
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в п. 4)	$l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	1/200 3 см 1/250
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц	$l < 5$ $5 \leq l \leq 10$ $l > 10$	1/200 2,5 см 1/400
4. Элементы покрытия зданий сельско- хозяйственного производственного назна- чения	$l < 6$ $6 \leq l \leq 10$ $l > 10$	1/150 4 см 1/250

П р и м е ч а н и е. l — пролет балок или плит; $l = 2l_c$, где l_c — вылет консоли.

конструкций, не предусмотренных таблицей, не должны превышать $1/150$ пролета и $1/75$ вылета консоли.

Расчет по деформациям производят, как правило, только для стадии эксплуатации (при $\gamma_i = 1$), поскольку на остальных этапах (изготовление, транспортировка, монтаж) деформативность конструкции не имеет решающего значения.

Расчет деформаций производится по правилам строительной механики и связан с определением уравнения изогнутой оси элемента:

$$d^2y/dx^2 = M_x/(EI_x) = 1/r_x. \quad (20.31)$$

После интегрирования получим прогиб $f = \iint \frac{1}{r_x} dx + Cx + D$.

Таким образом, расчет сводится в основном к определению кривизны оси элемента при изгибе ($1/r$). Так как железобетонные конструкции (или их части) могут работать с трещинами и без них, существуют два метода определения кривизны.

● **Кривизна элементов на участках без трещин.** К конструкциям, работающим без трещин, обычно относятся предварительно напряженные. Для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины или они закрыты, кривизна определяется как для сплошного упругого тела, находящегося в стадии I напряженно-деформированного состояния. Полную кривизну изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов определяют по формуле

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (20.32)$$

где $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ — соответственно кривизны от кратковременного и длительного действия нагрузки. При этом к длительным нагрузкам относят часть величины некоторых кратковременных

нагрузок, а вводимая в расчет кратковременная нагрузка должна быть уменьшена на эту часть (§ 16.3). Кривизны $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ определяют по формуле

$$1/r = M\varphi_{b2}/(0,85E_bI_{red}), \quad (20.33)$$

где φ_{b2} — коэффициент, учитывающий увеличение деформаций за счет длительной ползучести бетона; при кратковременных нагрузках $\varphi_{b2} = 1$; при постоянных и длительных нагрузках и влажности воздуха 40...75% $\varphi_{b2} = 2$, а при влажности ниже 40% $\varphi_{b2} = 3$; 0,85 — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона.

Кривизна $(1/r)_3$ учитывает выгиб элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P , подсчитанного с учетом потерь напряжений, отвечающих той стадии, на которой определяется кривизна. Например, для стадии эксплуатации

$$(1/r)_3 = P_2e_{op}/(0,85E_bI_{red}), \quad (20.34)$$

где P_2 — усилие обжатия с учетом всех потерь.

Кривизна $(1/r)_4$ учитывает нарастание выгиба элемента вследствие усадки и ползучести бетона от предварительного обжатия. Ее определяют как тангенс угла наклона эпюры деформаций от усадки и ползучести бетона:

$$(1/r)_4 = (\epsilon_b - \epsilon'_b)/h_0, \quad (20.35)$$

где ϵ_b и ϵ'_b — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна. Так как деформация бетона и арматуры одинаковы, можно принять $\epsilon_b = \epsilon_s = \sigma_s/E_s$ и $\epsilon'_b = \epsilon'_s = \sigma'_s/E_s$, где σ_s принимается численно равной сумме потерь напряжений в арматуре от усадки и ползучести бетона, т. е. $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ (см. § 16.1); σ'_s — то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна.

Если в стадии изготовления в верхней зоне элемента от действия усилия обжатия P (с учетом первых потерь) образуются трещины, то в формуле (20.35) принимают $\epsilon'_b = 0$, значения $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ увеличивают на 15%, а $(1/r)_4$ — на 25%.

На участках элемента, где образуются нормальные трещины, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, учитывают снижение жесткости конструкции путем увеличения кривизны $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ на 20%.

В элементах с ненапрягаемой арматурой величины $(1/r)_3$ и $(1/r)_4$ принимают равным нулю.

● Кривизна элементов на участках с трещинами.

На участках элемента, где образуются трещины, определение кривизны производят, исходя из напряженно-деформированного

состояния в стадии II (см. рис. 16.4, е), т. е. с учетом трещин и упругопластических свойств бетона.

Переменная жесткость элемента (в сечениях с трещинами и между ними) не позволяет определять прогиб, как для сплошного упругого тела.

Рассмотрим вырезанную двумя плоскостями часть элемента, испытывающую чистый изгиб (например, средний участок балки на рис. 16.3). После появления трещин растянутая зона бетона разделяется на отдельные участки длиной l_{crc} (рис. 20.4, а). В сечении с трещиной все растягивающее усилие воспринимает арматура и напряжения в ней достигают наибольшей величины. По мере приближения к середине участка l_{crc} постепенно в работу вовлекается бетон и напряжения в арматуре уменьшаются. Напряжения, а следовательно, и деформация сжатого бетона на участке между трещинами также будут изменяться, так как высота сжатой зоны по длине элемента непостоянна и нейтральная ось проходит по волнообразной линии.

Определение кривизны такой оси балки весьма сложно. В целях упрощения расчетов принимают следующие допущения: а) напряжения в арматуре и бетоне (соответственно и их деформации), а также высоту сжатой зоны бетона принимают равными средним значениям. Тогда нейтральная ось элемента пройдет по кривой с радиусом r (пунктирная линия $O-O$); б) для средних сечений, расположенных на участке между трещинами, считают справедливой гипотезу плоских сечений и закон Гука.

Рассматривая участок длиной l_{crc} (рис. 20.4, б), с учетом сделанных допущений можно принять, что эпюры относительных деформаций в растянутой и сжатой зонах изменяются по закону

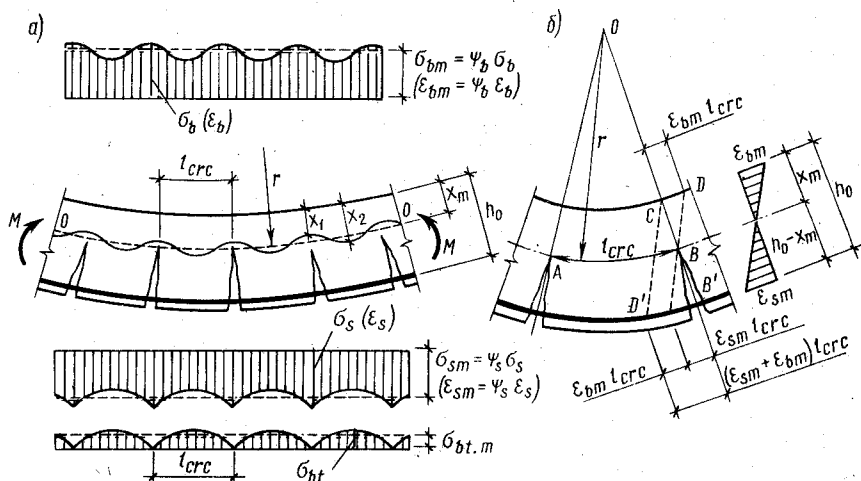


Рис. 20.4. Схемы для определения кривизны оси изгибаемого элемента

треугольника. Тогда абсолютные деформации арматуры (удлинение) и бетона в сжатой зоне (укорочение) на участке длиной l_{crc} соответственно составят $\varepsilon_{sm}l_{crc}$ и $\varepsilon_{bm}l_{crc}$. Из подобия треугольников AOB и $D'C'B'$ составим уравнение $l_{crc}/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})l_{crc}/h_0$. Сокращая на l_{crc} , получим искомое уравнение средней кривизны балки (уравнение изогнутой оси):

$$1/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_0. \quad (20.36)$$

Средние деформации растянутой арматуры определяют в сечении с трещиной по напряжениям σ_s с коэффициентом неравномерности деформаций арматуры между трещинами $\psi_s \leq 1$ (рис. 20.4, а):

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s = \psi_s \sigma_s / E_s. \quad (20.37)$$

Средние деформации крайнего сжатого волокна бетона определяют по краевому сжимающему напряжению бетона σ_b . Неравномерность деформаций (напряжений) крайнего волокна сжатого бетона учитывают опытным коэффициентом $\psi_b = 0,9$, а влияние пластических деформаций сжатого бетона — модулем упругопластичности $E_{b,pl} = \nu E_b$ (см. формулу 15.3). С учетом этого

$$\varepsilon_{bm} = \psi_b \varepsilon_b = \psi_b \sigma_b / E_{b,pl} = \psi_b \sigma_b / (\nu E_b). \quad (20.38)$$

Напряжения в арматуре (σ_s) и бетоне (σ_b) в сечении с трещиной получим, принимая, как и ранее, прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне (см. рис. 20.2, б).

Из условия равновесия внешних и внутренних моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры можно определить краевые сжимающие напряжения в бетоне:

$$\sigma_b = (M + Pe_{sp}) / (A_{b,red} z), \quad (20.39)$$

где $A_{b,red}$ — приведенная площадь сжатой зоны сечения. Для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой $\sigma_b = M / (A_{b,red} z)$, а из формулы (20.20) $\sigma_s = M / (A_s z)$.

Подставив необходимые величины в формулу (20.36) и учитывая, что $A_{b,red} = (\varphi_f + \xi) b h_0$, получим уравнение кривизны изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b (\varphi_f + \xi) b h_0} \right]. \quad (20.40)$$

Если к элементу приложена также продольная сжимающая сила N_{tot} (или усилие предварительного обжатия), то формула (20.40) примет вид

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b (\varphi_f + \xi) b h_0} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{E_s A_s h_0}, \quad (20.41)$$

где M — заменяющий момент, равный моменту всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры; N_{tot} — равнодействующая продольных сил, включая силу обжатия.

Входящие в формулы (20.40) и (20.41) значения: z — плечо внутренней пары сил; $\xi = x_m/h_0$ — относительная высота сжатой зоны; φ_t — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полог в тавровых сечениях; ψ_s — работа бетона в растянутой зоне, определяют по эмпирическим зависимостям согласно СНиП 2.03.01—84.

С течением времени кривизна элемента изменяется в зависимости от характера и длительности действия нагрузки. Поэтому полная кривизна

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (20.42)$$

где $(1/r)_1$ — кривизна от кратковременного действия всей нагрузки; $(1/r)_2$ — то же, от постоянных и длительных нагрузок; $(1/r)_3$ — кривизна от длительного действия длительных нагрузок; $(1/r)_4$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия, определяется по формуле (20.35). В элементах с ненапрягаемой арматурой $(1/r)_4 = 0$.

● **Определение прогибов.** Прогибы элементов железобетонных конструкций определяют по правилам строительной механики, используя значения кривизны. Для этого наиболее удобной зависимостью является интеграл Мора

$$f = \int_0^l \bar{M}_x (1/r_x) dx, \quad (20.43)$$

где $\bar{M}_x$ — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в точке и по направлению искомого прогиба; $1/r_x$ — полная кривизна в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб.

В свободно опертых и консольных балках с однозначной эпюрой моментов участки с повышенной жесткостью (без трещин) невелики, поскольку они расположены в зоне малых моментов. Исследования показали, что влияние этих участков на величину наибольшего прогиба незначительно (в пределах 5...15%) и ими можно пренебречь.

В результате этого допущения прогиб таких элементов определяют по минимальной жесткости (максимальной кривизне), которая принимается постоянной по длине пролета.

В этом случае можно использовать формулы для упругих материалов. Для балок постоянного сечения с ненапрягаемой арматурой прогиб

$$f = \varphi_m (1/r) l^2, \quad (20.44)$$

где φ_m — коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузок; для свободно опертой балки при равномерно распределенной нагрузке $\varphi_m = 5/48$, при сосредоточенном грузе в середине пролета $\varphi_m = 1/12$, при двух равных грузах, отстоящих от опор на расстоянии a $\varphi_m = 1/8 - a^2/(16l^2)$, для консоль-

ных балок при равномерно распределенной нагрузке $\varphi_m = 1/4$, при сосредоточенном грузе на свободном конце $\varphi_m = 1/3$; $[1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3]$ — полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом.

? Какие категории требований предъявляют к трещиностойкости конструкций? Какие производят расчеты? ☐ Какие предпосылки положены в основу расчета на образование трещин? ☐ Расчет на образование трещин центрально-растянутых элементов. ☐ Выведите формулы для расчета изгибаемых элементов с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой по образованию трещин, приведите расчетную схему. ☐ Какие предпосылки положены в основу расчета ширины раскрытия трещин? От каких факторов зависит a_{cre} ? Как их учитывают в расчете? ☐ Каковы особенности определения a_{cre} в массивных конструкциях? ☐ Какие конструкции и как рассчитывают по закрытию трещин? ☐ Как определить кривизну элемента на участках без трещин? Расчетные формулы. ☐ Предпосылки и допущения, принятые при определении кривизны на участках с трещинами. Какова расчетная схема? ☐ Как учитывают влияние длительности действия нагрузки при расчете a_{cre} и кривизны элемента с трещинами? ☐ Какие существуют приемы по определению прогибов?

Г Л А В А 21

КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

21.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Каркасными называют здания или сооружения, основными несущими конструкциями которых являются железобетонные рамы. Рамы состоят из вертикальных и горизонтальных элементов — стоек и ригелей, которые связаны между собой.

Все основные нагрузки в таких зданиях и сооружениях воспринимаются каркасами. Стены в зданиях выполняются самонесущими. В мелиоративном строительстве по каркасной схеме возводят акведуки, консольные перепады, мостовые проезды, пешеходные переходы, здания насосных станций и другие сооружения. Каркасная схема применяется в резервуарах и водонапорных башнях.

Каждое каркасное сооружение должно обладать необходимой пространственной жесткостью — способностью сопротивляться деформированию в горизонтальном направлении при действии различных нагрузок. В зависимости от того, как воспринимаются горизонтальные нагрузки, каркасное сооружение может быть выполнено по рамной или рамно-связевой системе.

При рамной системе горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами и объединяющими их ребристыми конструкциями, состоящими из плит и балок. Рамная система применяется в

акведуках, консольных перепадах, мостовых переездах, пешеходных переходах, резервуарах. Рамно-связевая система применяется в каркасных зданиях ГЭС и насосных станций с мостовыми кранами. В этом случае значительные горизонтальные нагрузки, возникающие при работе кранов, воспринимаются рамами, объединенными покрытием и вертикальными связями в единую пространственную систему.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на каркасные здания и сооружения, воспринимаются рамами. Передача нагрузок на рамы осуществляется в большинстве случаев через ребристые конструкции, состоящие из балок и плит. В зданиях и резервуарах — это покрытия, в акведуках и консольных перепадах — лотки, в мостовых переездах и пешеходных переходах — пролетные строения.

Железобетонные каркасы зданий и сооружений в большинстве случаев являются статически неопределимыми системами, поэтому от изменения температуры, усадки бетона и неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия.

Чтобы уменьшить эти усилия, железобетонные сооружения делают по длине и ширине температурно-усадочными и осадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Расстояние между температурно-усадочными швами при температуре выше -40°C принимаются для открытых сборных и монолитных сооружений соответственно не более 40 и 30 м. Для отапливаемых одноэтажных зданий насосных станций из сборного и монолитного железобетона это расстояние принимают соответственно не более 72 и 60 м. Температурно-усадочные швы разделяют надземную часть здания или сооружения до фундамента.

Одним из основных направлений индустриализации строительства являются типизация конструктивных элементов и унификация основных размеров конструкций и схем зданий и сооружений. Типизация заключается в отборе наиболее рациональных и проверенных практикой типов конструкций для применения их в массовом строительстве (см. 2 форзац). Унификация заключается в ограничении количества размеров конструкций, основных объемно-планировочных параметров зданий и сооружений и их взаимосочетаний.

Основными объемно-планировочными параметрами являются: L — пролет, B — шаг колонн и H — высота. Унификация строительных параметров осуществляется на основе Единой модульной системы (ЕМС), которая представляет собой совокупность правил координации размеров конструктивных и объемно-планировочных элементов зданий и сооружений на базе основного модуля $M = 100$ мм. Размеры назначаются кратными основному или производному модулям. Последние получают умножением основного модуля на целый или дробный коэффициент. Применение модульных размеров позволяет широко использовать типовые конструктивные решения.

21.2. РЕБРИСТЫЕ КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Одним из конструктивных элементов каркасных зданий и сооружений являются *ребристые конструкции*, состоящие из плит и балок.

В мелиоративном строительстве ребристые конструкции применяют в покрытиях зданий и резервуаров, в рабочей части (лотке) акведуков и консольных перепадов, в пролетных строениях переездов и пешеходных переходов. Широко используют элементы ребристых конструкций (плиты и балки) в подземных частях насосных станций камерного типа и резервуаров, подпорных стен, перегораживающих и регулирующих сооружений и т. п.

По способу выполнения ребристые конструкции могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

● **Монолитные ребристые конструкции.** Они состоят из балок,

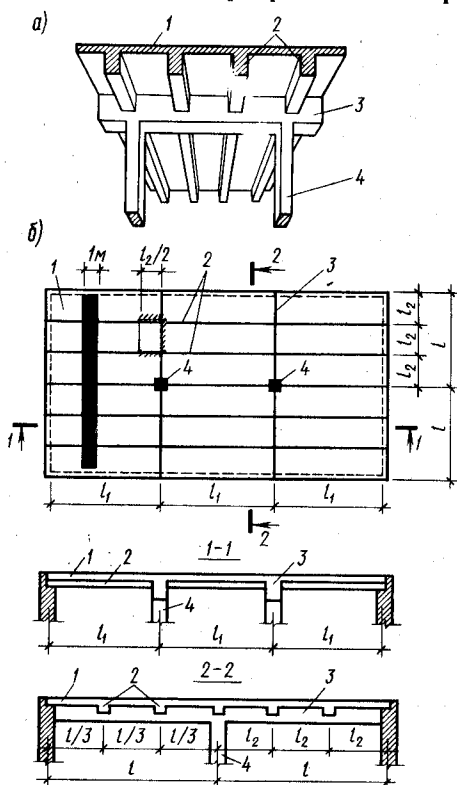


Рис. 21.1. Монолитная ребристая конструкция (а) и схема ребристой конструкции перекрытия (б):

1 — плита; 2 — второстепенная балка; 3 — главная балка; 4 — колонна

идущих в одном или двух направлениях, и плиты, монолитно соединенной с балками в одну конструкцию (рис. 21.1). При балках, идущих в двух направлениях, одни из них являются главными, другие — второстепенными.

Нагрузка от плит передается на второстепенные балки, которые опираются на главные балки, а главные — на колонны или несущие стены. Плита, второстепенные и главные балки сопрягаются в одном уровне, благодаря чему балки работают как тавровые.

Плита как конструктивный элемент ребристой конструкции может иметь опоры по двум или трем сторонам, а также по всему контуру. При опирании по двум противоположным сторонам плита работает по балочной схеме. Характер работы плиты, опертой по двум смежным сторонам, по трем сторонам и по контуру, зависит от соотношения размеров ее сторон.

При соотношении сторон $l_1/l_2 > 2$ плита работает на изгиб в направлении короткой стороны и рассматривается как *балочная*, при соотношении сторон $l_1/l_2 \leq 2$ плита работает на изгиб в двух направлениях и называется *опертой по контуру*. Толщину плиты назначают возможно меньшей, так как вес плиты составляет значительную долю постоянной нагрузки и расхода бетона на сооружение.

Пролет главных и второстепенных балок определяется принятой сеткой колонн (6×6 ; 9×6 ; 6×12 м и т. д.). Если расстояние между опорами не соответствует модульным размерам, то пролеты главных балок принимают равными 5...8 м. Второстепенные балки располагают так, чтобы ось одной из них совпадала с осью колонны. Пролет второстепенных балок может составлять 4...7 м, а расстояние между ними (пролет плиты) — 1...2,5 м.

Высота сечения второстепенных балок составляет обычно $h_1 = (1/12...1/20)l_1$, главных балок $h = (1/8...1/15)l$. Ширина сечения балок принимается $b = (0,3...0,5)h$. Для ребристых конструкций рассматривают постоянные нагрузки g и временные — v . Многопролетные плиты и балки рассчитывают как неразрезные балки с учетом невыгодного расположения временной нагрузки. Расчетный пролет l_{ef} назначается в зависимости от ширины опор b и принимается равным: при $b \leq 0,05l$ $l_{ef} = l$, где l — расстояние между осями опор; при $b > 0,05l$ $l_{ef} = 1,05l_0$, где l_0 — расстояние между ребрами в свету.

При расчете балочной плиты условно выделяют полосу шириной 1 м, опертую на второстепенные балки (рис. 21.1, б). Расчетной нагрузкой на 1 м длины для этой полосы будет нагрузка, определенная на 1 м² конструкции. На приопорном участке $l_2/2$ (рис. 21.1, б) на работу плиты влияет ее защемление в главной балке. Поэтому плиту на этом участке рассматривают как опертую по трем сторонам и рассчитывают в двух направлениях.

На второстепенную балку действует нагрузка от ее собственного веса и равномерно распределенная нагрузка от плиты, равная нагрузке на 1 м² плиты, умноженной на расстояние между осями балок l_2 . На главную балку действует нагрузка от ее собственного веса и сосредоточенные нагрузки от второстепенных балок. Для облегчения расчета рекомендуется заменять собственный вес главной балки равной ему по величине сосредоточенной нагрузкой, приложенной в тех же местах, где и нагрузка от второстепенных балок. Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете главной балки, более четырех, то их приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке.

Для плит и балок расчетным в пролете является максимальный положительный момент. За расчетное сечение у опор принимают сечение по грани опоры. Момент у грани опоры

$$M_1 = M - 0,5Fb, \quad (21.1)$$

где M — момент на оси опоры; F — опорная реакция; b — ширина опоры.

Поперечная сила у грани опоры при равномерно распределенной нагрузке

$$Q_1 = Q - 0,5(q + v)b, \quad (21.2)$$

где Q — поперечная сила на оси опоры; g, v — постоянные и временные нагрузки.

Определение усилий в элементах ребристой конструкции производят по правилам строительной механики. В том случае, когда недопустимо образование трещин, расчет производят как для упругой системы. Если в ребристой конструкции допустимо образование и раскрытие трещин, плиты и балки рассчитывают с учетом перераспределения внутренних усилий. Такой расчет позволяет принять наиболее рациональную схему армирования элемента, а в некоторых случаях снизить расход арматуры.

Сущность расчета статически неопределимых конструкций с учетом перераспределения усилий заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести.

С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, который называется *пластическим шарниром*.

В статически неопределимой конструкции с появлением пластического шарнира повороту частей балки препятствуют лишние связи (например, защемления на опорах). При дальнейшем увеличении нагрузки момент в пластическом шарнире остается постоянным и составляет $M = R_s A_s z_b$, а в других сечениях возрастает, т. е. происходит перераспределение моментов. Пластические шарниры могут образовываться в нескольких сечениях элемента до тех пор, пока он не станет статически определенным. Тогда появление еще одного пластического шарнира приведет к геометрической изменямости и разрушению элемента.

Рассмотрим на примере балки, защемленной на двух опорах (рис. 21.2, а), последовательность перераспределения моментов. При нагрузке F_0 , соответствующей эпюре моментов, показанной на рис. 21.2, б, образуется пластический шарнир, например на опоре В. Статическая схема балки при этом изменяется (рис. 21.2, в). При дальнейшем увеличении нагрузки на $\Delta_1 F_0$ появляется второй пластический шарнир, уже на опоре А, и балка превращается в свободно опертую (статически определенную), по концам которой действуют постоянные предельные моменты M_A и M_B (рис. 21.2, г). С последующим увеличением нагрузки на $\Delta_2 F_0$ образуется пластический шарнир в пролете, и балка, превратившись в изменяемую систему, достигает предельного равновесия (рис. 21.2, д), т. е. несущая способность ее исчерпана. При этом расчетная предельная сила $F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0$.

Таким образом, для статически неопределимых конструкций возможно вместо эпюры изгибающих моментов, полученной в

предположении упругой работы элементов (рис. 21.2, б), принимать эпюру, полученную с учетом перераспределения моментов за счет образования пластических шарниров (рис. 21.2, д). Уравнение предельного равновесия имеет вид

$$M_{sp} + \frac{M_{Ab}}{l} + \frac{M_{Ba}}{l} = M_0, \quad (21.3)$$

где $M_0 = F_0 ab/l$ — момент в балке, лежащей на двух опорах.

Для многопролетных плит и балок (рис. 21.3) наиболее целесообразной является равномоментная схема, т. е. с одинаковыми моментами на опорах и в пролетах. При равномерно распределенной нагрузке моменты на средних опорах равны между собой. Используя уравнение равновесия (21.3), для сечения в середине пролета найдем:

$$M_{sp} + 0,5M_c + 0,5M_d = M_0 = ql^2/8.$$

Для равномоментной схемы получим

$$M = M_{sp} = M_{sup} = ql^2/16. \quad (21.4)$$

Аналогично можно определить выравненные моменты в крайних пролетах и под вторыми опорами: $M_{sp} + 0,5M_B = M_0 = ql^2/8$, откуда

$$M = M_{sp} = M_B = ql^2/12. \quad (21.5)$$

Расчет по выравненным моментам позволяет стандартизировать и осуществить одинаковое армирование опорных и пролетных участков элементов, что невозможно при расчете по упругой схеме.

Площадь сечения рабочей арматуры плиты подбирают как для прямоугольного сечения шириной $b = 100$ см. Второстепен-

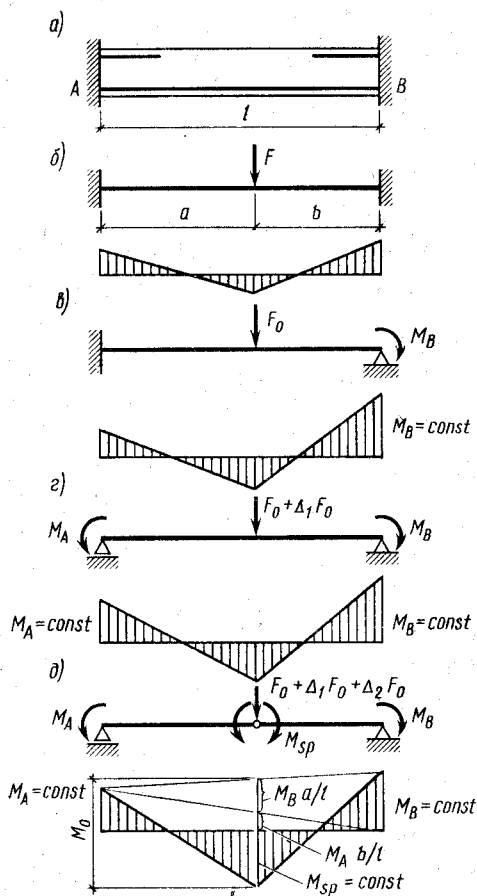


Рис. 21.2. Перераспределение моментов в статически неопределимой балке

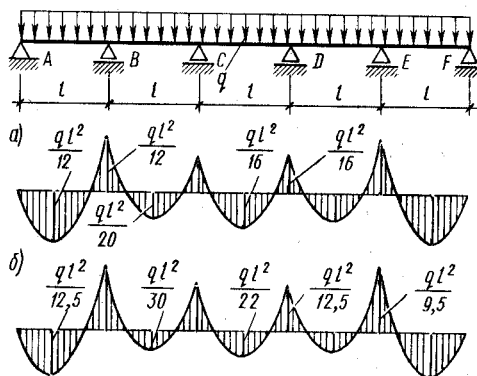


Рис. 21.3. К определению усилий в неразрезной плите и балке:

а — эпюра выравненных моментов; б — эпюра моментов по упругой схеме

ные плиты армируют рулонными сетками с продольным расположением рабочей арматуры в соответствии с эпюрой моментов. Рулон раскатывают поперек второстепенных балок, поперечные стержни сеток являются распределительной арматурой плиты. Сетки перегибают на расстоянии $0,25l$ от опоры и укладывают на верхнюю арматуру второстепенных балок (см. рис. 17.2, б). В крайних пролетах и на первых промежуточных опорах, где обычно требуется больше арматуры, на основную сетку укладывают дополнительную, которую заводят за первую промежуточную опору во второй пролет на $0,25l$. При диаметре рабочей арматуры более 7 мм плиты армируют плоскими сетками (см. рис. 17.2, б).

Второстепенные балки армируют в пролете сварными или вязаными каркасами с нижней рабочей арматурой. Для армирования опорных участков применяют сварные плоские каркасы с верхней рабочей арматурой (см. рис. 17.21) или сетки. Сетки могут размещаться по всей ширине плиты или только в пределах ребра. В первом случае рулонные или плоские сетки с поперечным расположением рабочей арматуры укладывают по всей длине над главными балками. Более распространенным является армирование балок на опорах узкими сетками, укладываемыми над ребром (рис. 21.4, а). Обрыв рабочей арматуры на опоре производят по эпюре моментов. Кроме того, при армировании сетками и при отношении временной нагрузки к постоянной менее трех одну сетку обрывают на расстоянии не менее $l/4$ от опоры, а вторую — не менее $l/3$.

Пролетные каркасы доходят до граней главных балок, где они соединяются с каркасами соседнего пролета стыковыми стержнями (рис. 21.4, б). Эти стержни устанавливают на уровне рабочей арматуры в количестве, равном числу стыкуемых стержней. Процент армирования сечения балки стыковыми стержнями должен быть не менее минимального.

ные и главные балки рассчитывают в пролетах как тавровые с полкой шириной b_f в сжатой зоне, а на опорах как прямоугольные с шириной ребра b . Количество рассчитываемых сечений зависит от метода определения усилий (рис. 21.3).

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы выполняют для трех сечений: у крайней свободной опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа. Многопролетные балоч-

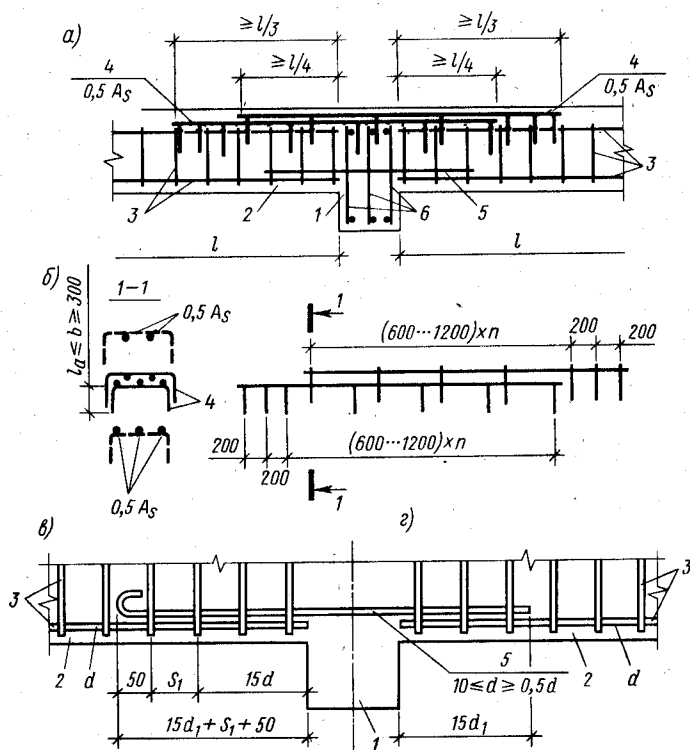


Рис. 21.4. Армирование второстепенной балки на опоре:

а — общий вид; б — опорные сетки; в — деталь установки стыкового стержня и гладкой арматуры; г — то же, из стержней периодического профиля; 1 — главная балка; 2 — второстепенная балка; 3 — пролетный каркас; 4 — опорная сетка; 5 — стыковой стержень диаметром d_1 ; 6 — каркасы главной балки

Главную балку армируют несколькими плоскими каркасами, которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственный каркас. Два плоских каркаса обязательно доводят до грани колонны или опоры, а остальные каркасы обрывают в пролете в соответствии с эпюрой моментов. Возможен также обрыв в пролете части стержней каркасов. На опоре главную балку армируют самостоятельными каркасами, заводимыми сквозь арматурный каркас колонны (рис. 21.5). Места обрыва каркасов определяют по эпюре моментов. В местах пересечения главной балки с второстепенными устанавливают дополнительные поперечные сетки или стержни, которые воспринимают передаваемую второстепенными балками сосредоточенную нагрузку.

● **Сборные ребристые конструкции.** Они состоят из балок, идущих в одном или двух направлениях, и уложенных на них плит. Чаше плиты опираются на балки, которые идут в одном направлении и опираются на колонны (см. рис. 17.1, а).

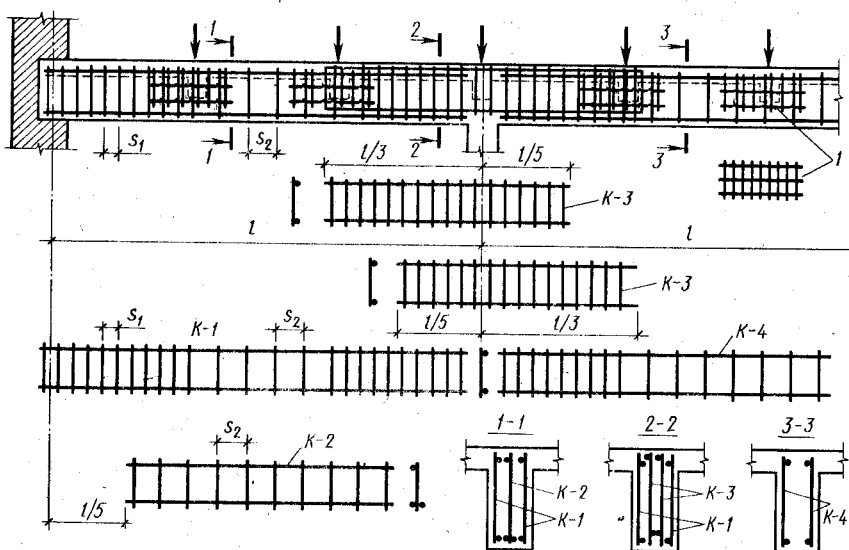


Рис. 21.5. Армирование главных балок сварными каркасами:
I — дополнительная сетка

Плиты могут иметь прямоугольное или ребристое поперечное сечение. В большинстве мелиоративных сооружений применяются плиты прямоугольного сечения. Для покрытий зданий ГЭС и насосных станций применяют ребристые плиты. Они представляют собой коробчатые элементы, состоящие из двух, а иногда из трех продольных ребер, связанных между собой тонкой плитой (полкой), усиленной поперечными ребрами (см. рис. 17.3, б). Толщину сборных плит из условия обеспечения ее жесткости принимают равной $h_s = (1/15 \dots 1/30) l_s$.

Балки воспринимают нагрузку от плиты и являются ригелями рам каркасного здания или сооружения. Поперечное сечение балки может быть прямоугольным, тавровым или двутавровым. Высота ее принимается равной $h_b = (1/8 \dots 1/15) l_b$.

Сборные плиты в основном проектируют как однопролетные балочные плиты с шарнирными опорами. Расчетный пролет принимают равным расстоянию между осями опор. Ребристые плиты рассматривают как элементы тавровой формы с полкой в сжатой зоне (см. рис. 17.15).

Сборные балки ребристых конструкций представляют собой элементы рам. При шарнирном соединении балки с колоннами ее можно рассматривать как одно-, двух- или многопролетную неразрезную балку. Усилия в ней могут определяться по упругой стадии или по методу предельного равновесия, так же как в балке монолитной ребристой конструкции. При жестком соединении балки с колоннами ее рассчитывают в составе рамы на все возможные схемы загрузжений.

Конструирование сборных плит и балок осуществляется в соответствии с принципами, изложенными в § 17.1.

● **Плиты, опертые по контуру.** К ним относятся прямоугольные плиты ребристых конструкций с соотношением сторон $l_1/l_2 \leq 2$, а также треугольные, трапециевидные и круглые плиты, опирающиеся всеми сторонами.

Плиты, опертые по контуру, широко распространены в конструкциях гидротехнических и мелиоративных сооружений: открылки оголовков водовыпусков (плиты, опертые двумя сторонами), стенки и днища быстротоков, перепадов, акведуков, резервуаров, подпорных стен, подземных частей зданий и т. п. Наиболее часто встречаются прямоугольные плиты. Они могут иметь различные условия опирания (защемление или свободное опирание по 2, 3 и 4 сторонам), подвергаться разным видам загрузки, выполняться монолитными и сборными.

Определение усилий в плитах, опертых по контуру, производят в упругой стадии или с учетом пластических деформаций по методу предельного равновесия. Для трещиностойких гидротехнических конструкций наибольшие значения опорных и пролетных моментов при любой нагрузке и любом способе опирания могут быть определены, исходя из упругой стадии работы плит, по таблицам А. Ф. Смотровя, Б. Г. Галеркина и др.

При равномерно распределенной нагрузке g (например, давление грунта или гидростатическое давление) величины моментов с достаточной точностью можно определить по формулам: в плитах, защемленных по контуру (рис. 21.6, а),

$$M_{1sp} = g_1 l_1^2 a / 24; \quad M_{2sp} = g_2 l_2^2 a / 24;$$

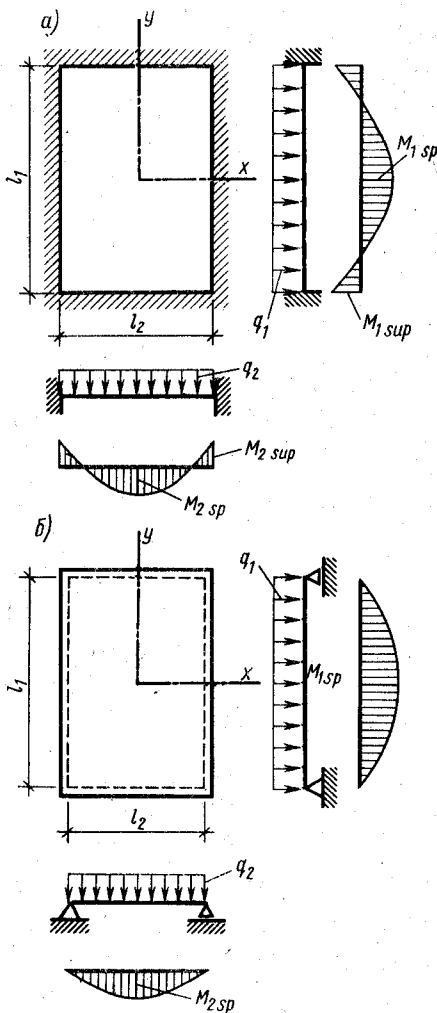


Рис. 21.6. Расчетная схема плит, опертых по контуру

$$M_{1sup} = g_1 l_1^2 / 12; \quad M_{2sup} = g_2 l_2^2 / 12; \quad (21.6)$$

в плитах, свободно опертых по контуру (рис. 21.6, б),

$$M_{1sp} = g_1 l_1^2 \alpha / 8; \quad M_{2sp} = g_2 l_2^2 \alpha / 8, \quad (21.7)$$

где $\alpha = 1 - k l_1^2 l_2^2 (l_1^4 + l_2^4)$ — поправочный коэффициент, учитывающий влияние крутящих моментов в пролетных сечениях плиты; $k = 5/18$ — для плит, защемленных по контуру; $k = 5/6$ — для плит, свободно опертых.

Распределение нагрузки g между направлениями l_1 и l_2 производят по формулам:

$$g_1 = g l_2^4 / (l_1^4 + l_2^4); \quad g_2 = g l_1^4 / (l_1^4 + l_2^4). \quad (21.8)$$

Плиты, опертые по контуру, как и балочные плиты, армируют сетками. При пролетах плиты более 2,5 м применяют раздельное армирование сетками в пролете и на опоре. В пролете укладывают по низу сетки с рабочими стержнями в обоих направлениях. В средней части плиты арматуру ставят чаще, у краев — реже (рис. 21.7, а). Короткие стержни не доводят до опоры на расстояние $l_2/4$. Над опорами устанавливают арматуру по расчету на опорные моменты, обрываемую на расстоянии

$l_2/4$ в количестве 50% и на расстоянии $l_2/6$ тоже 50% (рис. 21.7, б).

Армирование плит производят вязаными или сварными сетками. В последнем случае в пролете понизу укладывают две сетки с одинаковыми ячейками, но разных размеров, уложенные одна на другую. Надопорная арматура также выполняется в виде двух сеток с поперечной рабочей арматурой, укладываемых одна на другую.

При пролете менее 2,5 м плиты армируют рулонными сетками. Сетки с продольной рабочей арматурой раскатывают в направлении меньшей стороны плиты и учитывают работу распределительной арматуры в направлении большей стороны. Нагрузка от плиты, опертой по контуру, передается на балки по грузовым площа-

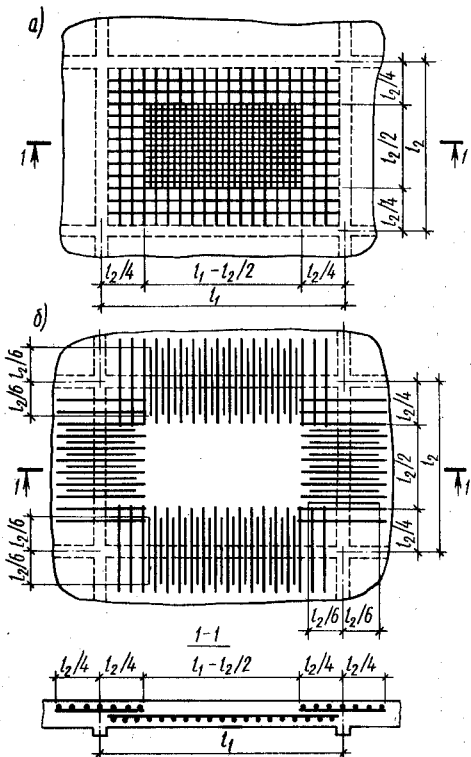


Рис. 21.7. Армирование плиты, опертой по контуру (распределительная арматура не показана)

дям в виде треугольников или трапеций (рис. 21.8, а). Для определения этой нагрузки проводят биссектрисы углов плит до их пересечения (рис. 21.8, б). Произведение нагрузки g (на 1 м^2) на соответствующую грузовую площадь дает полную нагрузку на пролет балки, загруженной с двух сторон: для балки пролетом l_2 $G_2 = 0,5gl_2^2$; для балки пролетом l_1 $G_1 = 0,5gl_2(2l_1 - l_2)$. Порядок подбора сечений и принципы армирования балок такие же, как главной балки ребристых конструкций с балочными плитами.

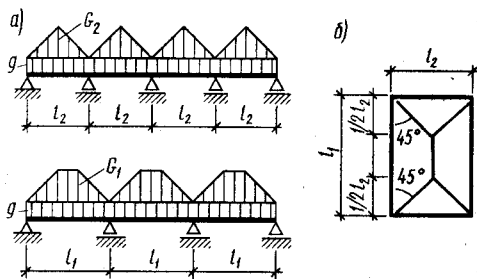


Рис. 21.8. Нагрузка на балки ребристых конструкций с плитами, опираемыми по контуру

21.3. ОДНОЭТАЖНЫЕ КАРКАСНЫЕ ЗДАНИЯ

Большинство производственных зданий (около 80%) проектируют и возводят одноэтажными. В основном это каркасные здания, т. е. здания, у которых главным несущим элементом является каркас, состоящий из горизонтальных и вертикальных элементов. В мелиоративном строительстве каркасные здания обычно применяют для насосных станций незаглубленного типа. Одноэтажные производственные здания в зависимости от количества пролетов бывают: однопролетные (рис. 21.9, а, б); двухпролетные (рис. 21.9, в, г); многопролетные (рис. 21.9, д). По профилю кровли здания делят на три основные группы: с плоской кровлей (рис. 21.9, а); со скатной кровлей (рис. 21.9, б...д); с перепадом высот покрытий (рис. 21.9, г). Для насосных станций преимущественно устраивают однопролетные здания со скатной кровлей (рис. 21.9, б). В отдельных случаях применяют двухпролетные здания с перепадом высот покрытий (рис. 21.9, г). В основной части здания располагают насосы и электродвигатели, помещение меньшей высоты имеет вспомогательное назначение.

Технологической особенностью многих каркасных зданий является наличие в них кранового оборудования. Последнее оказывает существенное влияние на работу каркаса здания и поэтому при проектировании выделяют здания бескрановые (к ним относятся здания с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т) и здания с мостовыми кранами.

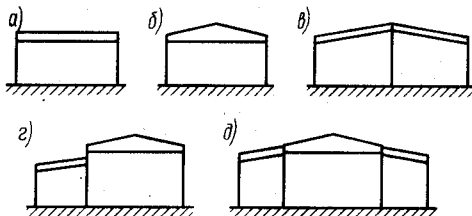


Рис. 21.9. Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий

оказывает существенное влияние на работу каркаса здания и поэтому при проектировании выделяют здания бескрановые (к ним относятся здания с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т) и здания с мостовыми кранами.

● **Компоновка здания.** Каркасные здания проектируют с обязательным соблюдением модульных размеров, принимаемых на основании Единой модульной системы.

Для производственных зданий пролет до 12 м принимается кратным 3,0 м, а при большем пролете — кратным 6,0 м. Высота помещений принимается кратной 0,6 м при высоте до 6 м, и кратной 1,2 м при высоте более 6 м. Шаг колонн принимается 6 и 12 м.

Для зданий унифицированы не только объемно-планировочные параметры: пролет, шаг колонн, высота помещения, но и их взаимосочетания, называемые унифицированными габаритными схемами.

Для зданий без кранового оборудования шифр габаритной схемы начинается с буквы Б, для зданий с крановым оборудованием — с буквы К. Далее обозначается количество пролетов, если их больше одного, пролет (в м) и высота до низа кровельной конструкции (в дм). Например: Б-12-36 — бескрановое здание, однопролетное, пролет 12 м, высота 3,6 м; К2-12-84 — крановое здание, два пролета по 12 м, высота 8,4 м. Унифицированные габаритные схемы создают возможность широкого применения в сборных зданиях типовых железобетонных конструкций, а в монолитных — инвентарной опалубки и унифицированных арматурных изделий. В типовых проектах зданий насосных станций незаглубленного типа приняты пролеты 6 и 9 м при шаге колонн 6 м. В зданиях с подвесными кранами высота кратна 0,6 м и изменяется от 3,6 до 6,0. В зданиях с мостовыми кранами приняты высоты 6,6 и 7,2 м.

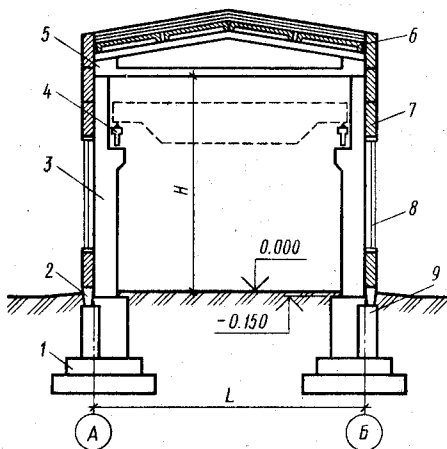


Рис. 21.10. Поперечная рама каркасного здания:

1 — фундамент; 2 — фундаментная балка; 3 — колонна; 4 — подкрановая балка; 5 — балка покрытия; 6 — плита покрытия; 7 — стеновые панели; 8 — остекление; 9 — опорный столбик

Основными несущими элементами каркасного одноэтажного здания являются поперечные рамы (рис. 21.10). Рамы воспринимают нагрузки от массы покрытия, снега, кранов, давления ветра на продольные стены и обеспечивают жесткость здания в поперечном направлении.

Поперечная рама здания состоит из колонн, заделанных в фундаменты или блочную часть здания, и ригеля покрытия (балка или ферма), опирающегося на колонны. К конструкциям одноэтажных зданий относятся также плиты покрытия, подкрановые балки (при нали-

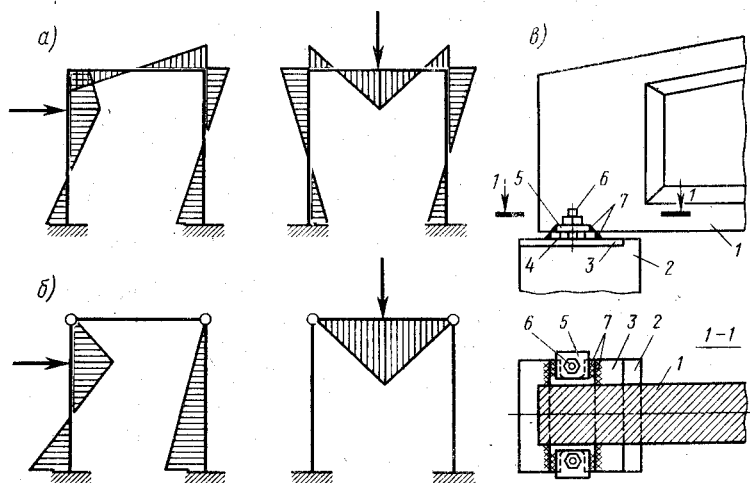


Рис. 21.11. Эпюры моментов в раме и шарнирное соединение ригеля с колонной:

1 — балка покрытия; 2 — колонна; 3 — закладной лист колонны; 4 — опорный лист балки; 5 — накладная шайба; 6 — анкерный болт листа 3; 7 — сварные монтажные швы

чий мостовых кранов), стеновые плиты, фундаментные балки и фундаменты.

Колонны обычно соединяются с фундаментами жестко, а ригели со стойками — жестко или шарнирно (рис. 21.11). Для сборных конструкций чаще применяют шарнирное соединение, в этом случае нагрузка, приложенная к одному из элементов, не вызывает изгибающих моментов в другом. Это дает возможность независимой типизации ригелей и колонн, упрощает конструкцию стыка и допускает массовое заводское изготовление элементов. В результате конструкции одноэтажных рам с шарнирными узлами оказываются более экономичными, несмотря на то, что усилия в них больше, чем при жестком соединении элементов (рис. 21.11, а, б). Конструктивно соединение ригеля с колонной выполняется с помощью анкерных болтов и монтажной сварки опорного листа ригеля с закладной деталью в колонне (рис. 21.11, в).

Продольная жесткость здания и восприятие продольных горизонтальных нагрузок (давление ветра на торец здания, продольное тормозное усилие крана) обеспечиваются продольными рамами здания (рис. 21.12). Они включают колонны поперечных рам, фундаменты, плиты покрытия, подкрановые балки и вертикальные связи.

Вертикальные связи устанавливают по элементам покрытия и по колоннам. По элементам покрытия связи размещают в крайних пролетах температурного блока вдоль продольных осей на уровне опорных частей несущих конструкций покрытия. В остальных пролетах устанавливают распорки. При скатной кровле и вы-

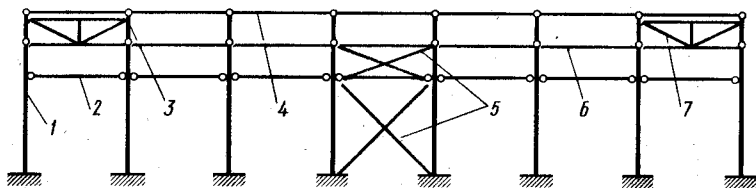


Рис. 21.12. Продольная рама каркасного здания:

1 — колонна; 2 — подкрановая балка; 3 — балка покрытия; 4 — плита покрытия; 5 — вертикальные связи по колоннам; 6 — распорки; 7 — вертикальные связи покрытия

соте опорной части ригеля до 900 мм допускается не ставить связи. Вертикальные связи по колоннам устанавливают в середине температурного блока. В бескрановых зданиях при высоте от уровня пола до низа несущих конструкций до 7,2 м включительно вертикальные связи по колоннам не ставят.

● **Конструирование и расчет несущих конструкций здания.** Большинство каркасных зданий проектируют из сборного железобетона. Основными несущими конструкциями являются плиты покрытий, балки покрытий и колонны.

Плиты покрытий в зданиях применяют ребристые предварительно напряженные размерами в плане 3×6 и 3×12 м. Плиты размером $1,5 \times 6$ и $1,5 \times 12$ м используются как доборные и в местах повышенных снеговых отложений. Опираются плиты покрытий непосредственно на ригели рам и соединяются с ними путем сварки закладных деталей. Напрягаемую арматуру классов А-IV, Вр-II и К-7 располагают в продольных ребрах. Особенностью этих плит является наличие поперечных ребер, армируемых сварными каркасами. Поперечные ребра располагаются через 1 м и позволяют полностью вовлечь в работу сжатую полку плиты. Последнюю армируют сварными сетками. Классы бетона плит — В 25...В 35. Конструкция плиты покрытия размером 3×6 м показана на рис. 21.13.

Расчетная схема плиты покрытия представляет собой однопролетную балочную плиту, свободно лежащую на опорах и нагруженную собственным весом, весом ограждающей части покрытия (кровля, стяжка, утеплитель и т. д.) и снеговой нагрузкой.

Полку плиты рассчитывают как плиту, опертую по четырем сторонам, при отношении размеров сторон полки не более 2 или как балочную плиту по направлению короткой стороны при отношении сторон более 2. Поперечные ребра рассчитывают как шарнирно опертую балку тавровой формы с полкой в сжатой зоне. При расчете плиты в продольном направлении действительное П-образное сечение плиты заменяют эквивалентным тавровым с шириной ребра, равной суммарной ширине продольных ребер.

В качестве ригеля поперечной рамы при пролетах до 18 м включительно применяют балки, при больших пролетах — фермы. При пролетах 12 м и более балки изготавливают

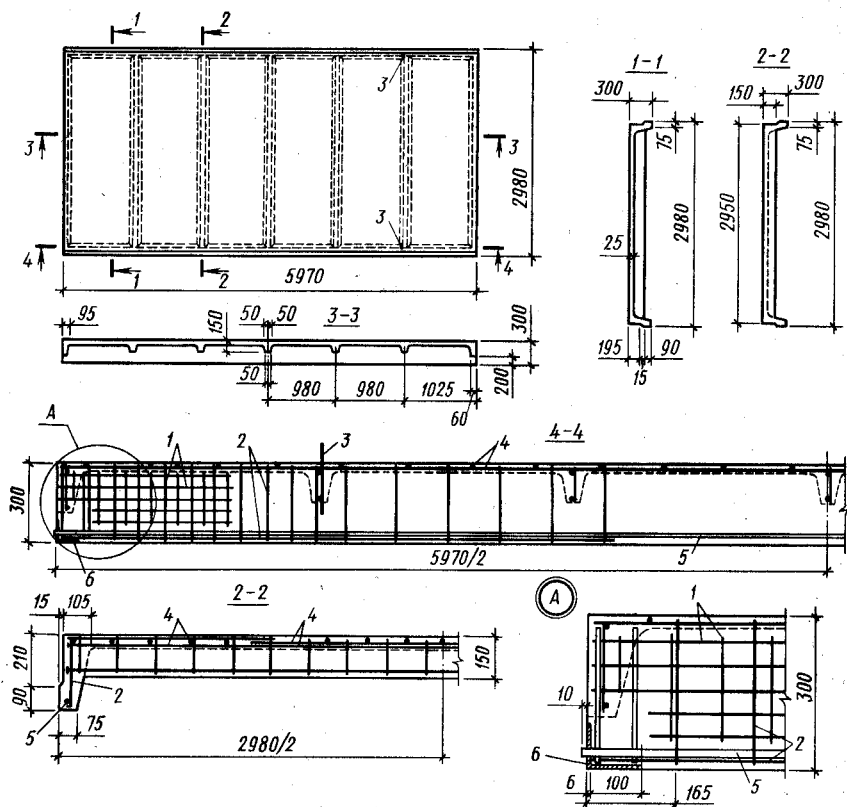


Рис. 21.13. Конструкция плиты покрытия размером 3×6 м:

1 — припорная сетка; 2 — каркас; 3 — петли для подъема; 4 — сетка полки; 5 — предварительно напряженная арматура; 6 — закладная деталь

предварительно напряженными, а при меньших пролетах — с не-напрягаемой арматурой. В зависимости от уклона кровли балки могут быть одно- и двускатными (рис. 21.14, а, б, г) и с параллельными поясами (рис. 21.14, в). В середине пролета высоту балки принимают $h_b = (1/8 \dots 1/15)l$, уклон скатных балок $i = 1/10 \dots 1/12$. Сечение балок принимают тавровым при $l = 6$; 9 м и двутавровым при $l = 12$; 18 м. Наиболее рациональным является двутавровое сечение. Ширина верхней полки назначается 30...40 см, что обеспечивает удобное опирание плит покрытия и устойчивость балки при транспортировании и монтаже. Ширина нижней полки 20...25 см из условия размещения продольной напрягаемой арматуры. Толщина стенки принимается 8...10 см с уширением к опорам до ширины нижней полки.

Балки изготавливают из бетона классов В 25...В 40 и армируют напрягаемой на упоры арматурой классов А-IV, Вр-II, К-7.

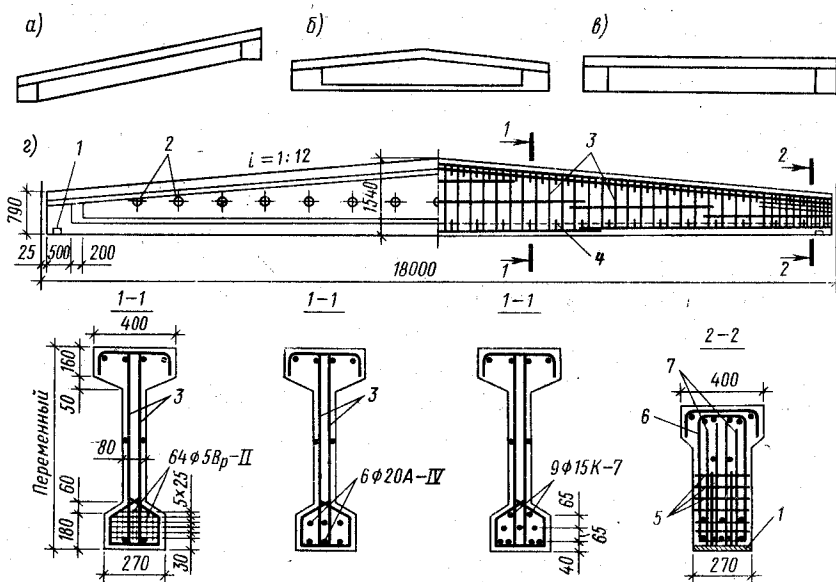


Рис. 21.14. Стропильные балки покрытий:

1 — опорный лист $\delta = 10$ мм; 2 — отверстия $d = 50$ мм; 3 — сварные каркасы; 4 — напрягаемая арматура; 5 — сетки из проволоки $d = 5$; 6 — хомуты $d = 5$ мм через 50 мм; 7 — анкеры опорного листа 4 $\varnothing 14A-III$

Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых являются монтажными, а поперечные — расчетными, обеспечивающими прочность балки по наклонным сечениям. При опорных участках балок для предотвращения образования продольных трещин при отпуске арматуры усиливают дополнительными поперечными стержнями, которые приваривают к закладным деталям. Варианты армирования двухскатной балки покрытия пролетом 18 м приведены на рис. 21.14, б.

Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие, на которые нагрузки от плит передаются через ребра. При четырех и более сосредоточенных грузах их заменяют эквивалентной равномерной распределенной нагрузкой.

В двухскатной балке изгибающий момент определяют в сечении, отстоящем от опоры (при уклоне пояса 1:12) на $0,37l$, которое является наиболее опасным, так как в этом сечении существенно снижается высота балки, а момент лишь немного меньше максимального. Прочность по наклонному сечению проверяют у опоры.

Колонны зданий подразделяют на две группы — для бескрановых зданий (рис. 21.15, а) и для зданий с мостовыми кранами (рис. 21.15, б, в). Колонны для бескрановых зданий имеют постоянное по высоте сечение, а для зданий с кранами — переменное. Кроме того, они имеют консоли для крепления подкрас-

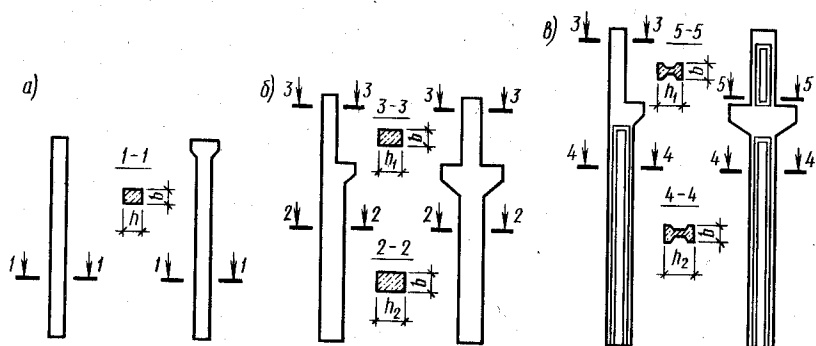


Рис. 21.15. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий

новых балок. Наиболее распространенными формами поперечного сечения колонн являются прямоугольные и двутавровые. Высота сечения колонн в надкрановой части принимается: для средних колонн 60 или 80 см, для крайних — 40...60 см (большие размеры сечения колонн принимают при шаге 12 м). Для колонн зданий применяют бетон классов В15...В35 и арматуру классов А-II; А-III. Армируют колонны сварными каркасами с обязательной постановкой поперечной арматуры. Основные принципы конструирования колонн изложены в § 18.2.

Усилия в колоннах определяют из расчета поперечной рамы. Она представляет собой систему с жестко заделанными стойками и шарнирно соединенными с ними ригелями. Поперечная рама испытывает действие постоянных нагрузок от массы покрытия и временных нагрузок от давления снега, ветра и мостовых кранов (рис. 21.16, а). При расчете ригель рамы, имеющий очень большой момент инерции сечения, считается абсолютно жестким ($EI = \infty$), а колонны имеют переменную жесткость. Расчет рамы наиболее удобно производить методом перемещений с одним неизвестным Δ — горизонтальным перемещением плоской рамы. Вводя по направлению неизвестного стержень — связь, получим основную систему (рис. 21.16, б). Последнюю подвергают единичному воздействию неизвестного, при этом

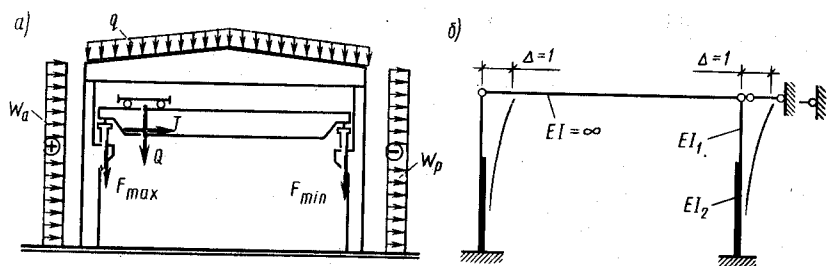


Рис. 21.16. К расчету поперечной рамы здания

в колоннах возникают реакции и изгибающие моменты. Затем ее последовательно загружают постоянными и временными нагрузками, которые вызывают в стойках соответствующие усилия.

Статический расчет рамы на каждый вид нагрузки производят отдельно, чтобы для каждого расчетного сечения можно было выбрать наиболее невыгодное сочетание усилий. При действии нагрузок одновременно на все поперечные рамы здания (например, массы покрытия, ветровой нагрузки, снеговой нагрузки) все рамы здания получают одинаковые горизонтальные перемещения. В этом случае каждую раму можно рассчитывать как плоскую систему.

Нагрузки от мостовых кранов приложены лишь к двум-трем рамам блока, но благодаря жесткому диску из плит покрытия и связям в работу включаются остальные рамы блока, т. е. происходит пространственная работа каркаса, которую учитывают введением в канонические уравнения метода перемещений специального коэффициента.

21.4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

Железобетонные резервуары широко применяют в системах сельскохозяйственного водоснабжения для хранения воды. По форме в плане резервуары бывают прямоугольные и круглые. Резервуары для воды следует утеплять (зимой температура воды должна быть положительной). Наиболее дешевым утеплителем для резервуара является грунт. Толщина засыпки резервуаров грунтом зависит от района строительства и составляет 0,6...1 м. Исходя из этого наиболее распространены заглубленные резервуары, размещенные ниже поверхности земли, или с частичным заглублением, назначаемым из условия обеспечения баланса грунта выемки и обсыпки. Объемно-планировочные параметры резервуаров унифицированы на основе Единой модульной системы. Высота резервуаров принимается 3,6 и 4,8 м, а при необходимости и большей, но кратной 0,6 м. Размеры прямоугольных резервуаров в плане назначают кратными 6 м. Диаметры круглых резервуаров также принимают кратными 6 м (за исключением диаметра 9 м). Объемы прямоугольных и круглых резервуаров для воды унифицированы: 100, 250, 500, 1000, 2000, 3000 и 6000 м³. При больших объемах принимаются только прямоугольные резервуары. Резервуары выполняют монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Для стен и днщ резервуаров применяют бетон классов В 15...В 35 и марок по водонепроницаемости W 4...W 8 и по морозостойкости F 100...F 200. Класс и марку бетона назначают в зависимости от технологического режима эксплуатации и воздействий на сооружение окружающей среды. Для резервуаров используют арматуру: ненапрягаемую классов А-I, А-II, А-III и предварительно напряженную (для круглых резервуаров) классов А-IV и выше, Вр-II.

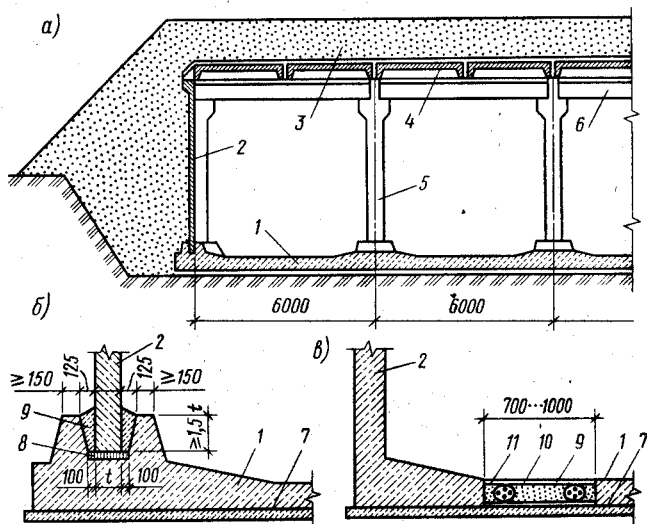


Рис. 21.17. Прямоугольный сборный резервуар (а) и сопряжение стеновых плит с дном (б, в):

1 — монолитное днище; 2 — стеновая плита; 3 — обсыпка; 4 — плита покрытия; 5 — колонна; 6 — балка; 7 — бетонная подготовка; 8 — выравнивающий слой цементного раствора; 9 — бетон замоноличивания; 10 — стыковая арматура; 11 — петлевые выпуски арматуры

● **Прямоугольные резервуары.** Прямоугольная форма резервуара дает возможность просто и компактно конструировать сооружение в целом.

Размеры в плане, кратные 6 м, позволяют использовать для устройства покрытий типовые ригели и плиты производственных зданий.

Стены и покрытия прямоугольных резервуаров делают обычно сборными, а днище — монолитным, плоским, толщиной не менее 120 мм с двойным армированием (рис. 21.17). В местах расположения колонн устраивают утолщения. Стены выполняют из сборных плит одного типоразмера. Высота плит принимается равной высоте резервуара, а ширина — 3 м. В отдельных случаях для уменьшения массы изделия ширину плит принимают равной 1,5 м. Угловые участки стен выполняют монолитными. Стыки стеновых плит осуществляют сваркой арматурных выпусков или закладных деталей с последующим омоноличиванием.

Сопряжения стен с дном выполняют двух видов: 1) плиты заделывают в паз дна (рис. 21.17, б); 2) плиты применяют в виде тавра или неравнобокого уголка, меньшая сторона которого устанавливается на бетонную подготовку в плоскости монолитной плиты дна и соединяется с ней посредством арматурных выпусков (рис. 21.17, в).

Покрытия резервуаров выполняют из ребристых конструкций, опирающихся на колонны. Для этого используют типовые ригели и плиты многоэтажных производственных зданий. Сборные плиты укладывают на ригели покрытий и соединяют с ними посредством сварки закладных деталей. Ригели устанавливают на сборные колонны квадратного сечения и закрепляют сваркой закладных деталей. Колонны заделывают в стаканах фундаментов.

● **Круглые резервуары.** Их возводят из монолитного и сборного железобетона. Монолитные резервуары целесообразны в случае единичной застройки и при малой вместимости. При массовом строительстве выгоднее сборные резервуары.

Особенностью круглых резервуаров является то, что в них возможно использовать предварительное напряжение для стен и днищ.

В круглых резервуарах в большинстве случаев днища выполняются монолитными, а стены и покрытие — сборными (рис. 21.18, а). Конструктивное решение днища аналогично решению в прямоугольном резервуаре. Высота стеновых плит принимается равной высоте резервуара, а ширина — 3,14 или 1,57 м. При такой ширине по периметру резервуара размещается целое число плит. В резервуарах радиусом 12 м и более внешнюю поверхность плит делают цилиндрической, внутреннюю — плоской, при меньшем радиусе обе поверхности выполняют цилиндрическими. На боковых гранях плит предусмотрены арматурные выпуски, свариваемые друг с другом при монтаже. Плиты армируют сварными сетками из расчета восприятия усилий, возникающих в процессе монтажа и транспортирования. В качестве горизонтальной рабочей арматуры резервуара применяют напрягаемую проволочную, канатную или стержневую арматуру, навиваемую на внешнюю поверхность стенок (рис. 21.18). Со-

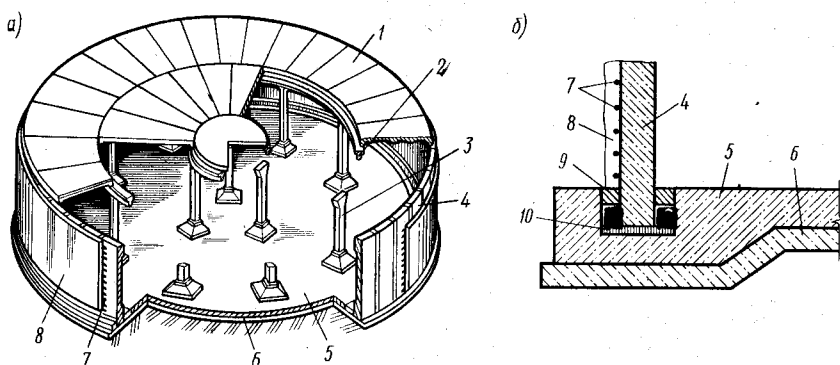


Рис. 21.18. Круглый сборный резервуар (а) и узел подвижного сопряжения стены с днищем (б):

1 — трапециевидные плиты; 2 — кольцевая балка; 3 — колонна; 4 — стеновые плиты; 5 — днище; 6 — бетонная подготовка; 7 — кольцевая напрягаемая арматура; 8 — слой торкрет-бетона; 9 — битумная мастика; 10 — выравнивающий слой раствора

единение стеновых плит с днищем может быть жестким (см. рис. 21.17, б), исключая радиальное перемещение стенки и угловой поворот в кольцевом пазу днища, и подвижным, допускающим эти перемещения (рис. 21.18, б). Для обеспечения свободного перемещения стенки при ее обжатии паз замоноличивают только после натяжения кольцевой арматуры. Последнюю напрягают после достижения бетоном стыков проектной прочности. Натяжение кольцевой проволочной и канатной арматуры осуществляется с помощью навивочных машин. Стержневая арматура напрягается электротермическим способом. Кольцевую арматуру после натяжения покрывают несколькими слоями торкрет-бетона, обеспечивая защитный слой не менее 25 мм.

Покрытия в круглых резервуарах выполняют из плоских или ребристых трапецевидных плит. Плиты укладывают по прямолинейным балкам, расположенным по концентрическим окружностям, отстоящим от центра резервуара на расстояниях, кратных 6 м. Балки опираются на колонны, которые заделывают в стаканы фундаментов (рис. 21.18, а).

● **Расчет резервуаров.** Усилия в конструктивных элементах резервуаров определяют с учетом трех этапов строительства и эксплуатации: 1) резервуар заполнен водой, но не обсыпан грунтом (при испытании); 2) резервуар пустой, но обсыпан грунтом; 3) резервуар обсыпан грунтом и заполнен водой. Расчет конструкций покрытий и колонн резервуаров выполняют так же, как расчет аналогичных конструкций производственных зданий, и особых трудностей не представляет. Днище рассчитывают как плиту на упругом основании. Особо важным является расчет стен резервуаров.

Для прямоугольных резервуаров стены рассчитывают по балочной схеме. Участок стены рассматривают как однопролетную балку единичной ширины ($b = 100$ см), защемленную на одной опоре (в плите днища) и шарнирно опертую на другой (рис. 21.19, а, б).

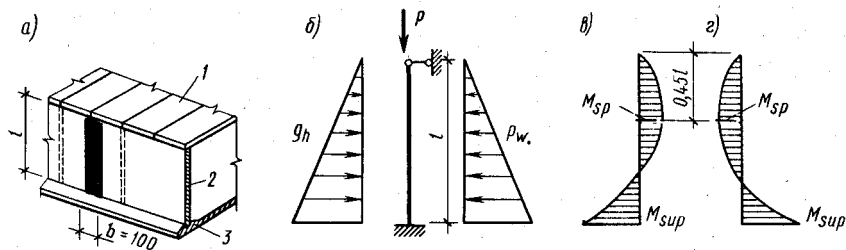


Рис. 21.19. Схемы к расчету стены прямоугольного резервуара, работающего по балочной схеме:

а — конструктивная схема; б — расчетная схема; в — эпюра моментов от давления грунта; г — эпюра моментов от гидростатического давления воды; 1 — плита покрытия; 2 — стеновая плита; 3 — паз в днище для заделки стеновой плиты

Пролет принимают равным расстоянию от верхней грани паза дна до перекрытия. Последовательно рассматривают одностороннее гидростатическое давление p_w при отсутствии обсыпки и одностороннее давление грунта g_h при порожнем резервуаре. При этом учитывается вертикальная нагрузка от покрытия. В зонах сопряжения продольных и поперечных стен учитывают их работу в горизонтальном направлении и на участке $l/2$ рассчитывают как плиты, опертые по трем сторонам. В резервуарах малой вместимости, где длина стен менее двойной высоты, усилия определяют как в плитах, опертых по контуру. По граням стен и дна плита считается жестко заземленной, в уровне покрытия — шарнирно опертой. Требуемое количество рабочей арматуры находят по наибольшим опорным и пролетным моментам как во внецентренно сжатой плите прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Арматуру рассчитывают отдельно для нагрузки изнутри и снаружи резервуара.

В стенах круглых резервуаров гидростатическое давление воды вызывает кольцевое растягивающее усилие, а давление грунта — сжимающее.

Определяющим для расчета стен является растягивающее усилие, которое вычисляют на основании равновесия полукольца с высотой пояса, равной единице (рис. 21.20, а):

$$N_x^0 = p_{wx}r, \quad (21.9)$$

где $p_{wx} = \gamma_f \gamma_w h$ — давление жидкости на глубине h ; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; γ_w — удельный вес воды; r — радиус резервуара.

Кольцевые растягивающие усилия возрастают по линейному закону пропорционально увеличению гидростатического давления (рис. 21.20, б). Формула (21.9) справедлива для определения кольцевых усилий по всей высоте стенки резервуара, не имеющей жесткой связи с дном.

При жестком сопряжении стенки с дном радиальные перемещения ее на уровне дна практически равны нулю. Это вызывает искривление вертикальной образующей стены, и в ней возникают изгибающие моменты M_x , действующие вдоль обра-

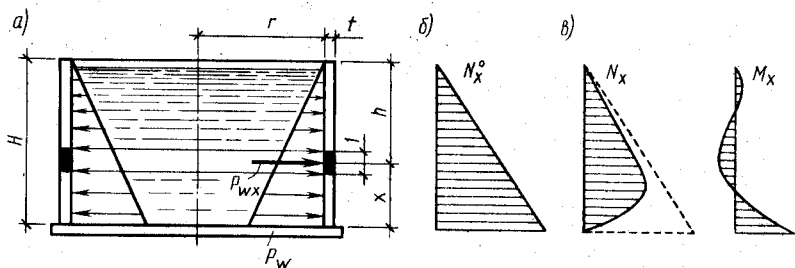


Рис. 21.20. Схемы к расчету стены круглого резервуара

зующей, и соответствующие им поперечные силы Q_x , а эпюра кольцевых усилий имеет вид кривой, приведенной на рис. 21.20, в.

Кольцевое растягивающее усилие и изгибающий момент в любом сечении стенки, удаленном от дна на расстояние x , определяют по формулам:

$$N_x = N_x^0 - p_w r \left[\eta_1 + \eta_2 \left(1 - \frac{1}{mH} \right) \right], \quad (21.10)$$

$$M_x = \frac{p_w}{2m^2} \left[\left(1 - \frac{1}{mH} \right) \eta_1 - \eta_2 \right], \quad (21.11)$$

где N_x^0 — кольцевое усилие в рассматриваемом сечении, определяемое по формуле (21.9), т. е. без учета связи стенки с дном; p_w — гидростатическое давление у низа стенки; $m = 1,3/\sqrt{rt}$ — характеристика жесткости стенки; η_1 и η_2 — коэффициенты для расчета балок на упругом основании.

Формулы (21.10) и (21.11) определяют напряженное состояние надземного резервуара в период эксплуатации и подземного при его гидравлическом испытании (обсыпка отсутствует). Обсыпка вызывает в стенке кольцевые сжимающие усилия, которые в расчете обычно не учитывают. От давления обсыпки (при опорожненном резервуаре) определяют только величину изгибающего момента, действующего вдоль образующей; поскольку это требует установки соответствующей арматуры.

Площадь кольцевой арматуры в стенке определяют как для центрально-растянутого элемента отдельно для каждого пояса высотой 1 м по наибольшему значению кольцевого усилия в рассматриваемом поясе. Вертикальную арматуру стенок подбирают по наибольшему изгибающему моменту как для прямоугольного сечения шириной 100 см. Арматура, расположенная с внутренней стороны, воспринимает растягивающие усилия, вызванные моментом от внутреннего давления жидкости, а расположенная с внешней стороны — растягивающие усилия, вызванные моментом от воздействия обсыпки. Расчетное количество вертикальной арматуры устанавливают в нижней части стены, выше предусматривают конструктивное армирование.

21.5. АКВЕДУКИ И КОНСОЛЬНЫЕ ПЕРЕПАДЫ

● **Акведуки.** Это водопроводящие сооружения, возводимые на оросительной и гидроэнергетической системах и предназначенные для переброски воды через реки, овраги, дороги и другие препятствия. По конструктивной схеме акведуки схожи с мостами, поэтому их часто называют мостами-водоводами.

Акведук состоит из лотка, несущих конструкций пролетного строения, концевых сопрягающих участков лотка, промежуточных береговых опор.

По характеру работы различают акведуки, в которых лоток либо опирается на пролетное строение и служит только для переброс-

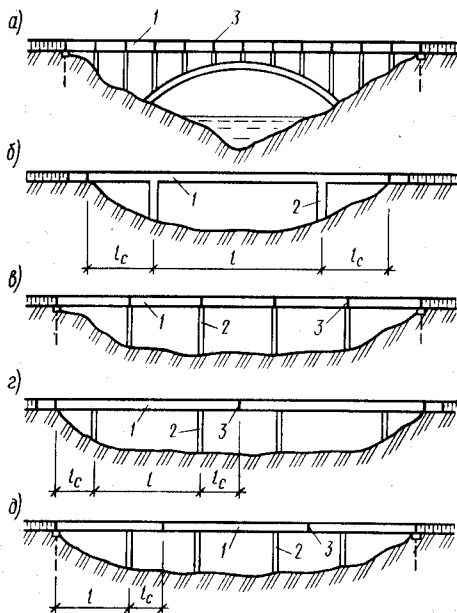


Рис. 21.21. Основные схемы акведуков:

1 — лоток; 2 — опора; 3 — шов

роль несущих конструкций (пролетных строений) выполняет сам лоток, что является их существенным достоинством. Акведуки рамной конструкции возводят из монолитного железобетона. Они представляют собой по длине одну или несколько двухконсольных рам, примыкающих одна к другой (рис. 21.21, б). Длина консоли $l_c = 0,41 l$. При скальных грунтах применяют многопролетные рамы. Балочные акведуки могут быть разрезной, консольной и неразрезной системы. При разрезной системе лоток представляет собой цепочку опертых на опоры балок (рис. 21.21, в). Достоинство такой схемы — ее простота в конструктивном и производственном отношении, особенно при использовании сборных конструкций. Балочно-консольные схемы акведуков представляют собой одну или несколько однопролетных консольных балок, соединенных гибкими швами. Балки могут иметь одну (рис. 21.21, д) или две (рис. 21.21, г) консоли. Вылет консолей назначают из условия равенства моментов на опоре и в пролете (при одной консоли $l_c \approx 0,41 l$, при двух консолях $l_c \approx 0,35 l$) или из условия одинаковой трещиностойкости этих сечений. Неразрезные и балочно-консольные акведуки выполняют в основном из монолитного железобетона. Величину пролета акведуков назначают в зависимости от вида пересекаемого препятствия, геологических условий и рельефа местности, а также из экономических соображений. Неразрезные акведуки имеют пролеты 15...20 м, а разрезные — до 10 м.

ки воды, либо является одновременно пролетным строением, что делает сооружение экономичнее. По способу возведения акведуки могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными. В зависимости от вида пересекаемого препятствия и грунтовых условий акведуки имеют арочную, рамную и балочную конструктивные схемы. При устройстве акведука над глубоким и сравнительно нешироким оврагом (30...40 м) с прочными склонами применяют арочную конструкцию (рис. 21.21, а).

При пересечении широких долин, пойм, рек, дорог, а также каналов в неглубокой выемке применяют акведуки рамной и балочной конструкции. В этих схемах

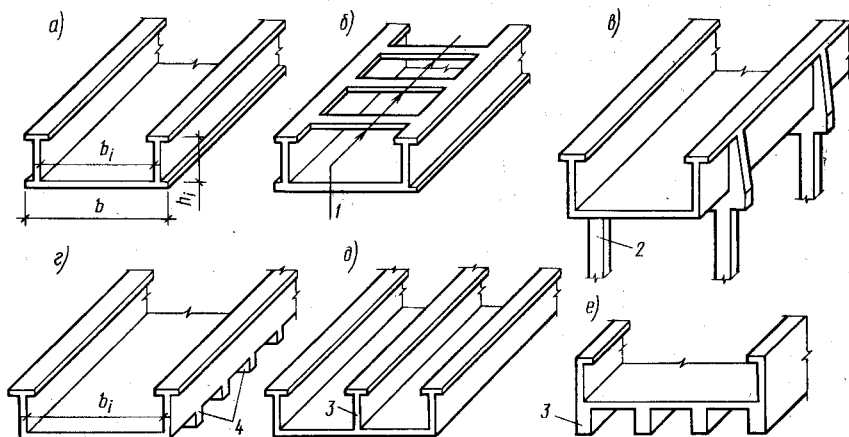


Рис. 21.22. Конструктивные схемы монолитных лотков:
1 — стяжки; 2 — опорная рама; 3, 4 — продольные и поперечные ребра

Лоток является основным элементом акведука, поэтому выбору его конструктивной схемы уделяется большое внимание, так как она должна быть рациональной в продольном и в поперечном направлении.

В основном лотки выполняют с вертикальными стенками и горизонтальным днищем (рис. 21.22). В верхней части стенок предусматривают полки, которые усиливают сжатую зону лотка при его работе в продольном направлении и одновременно служат для служебных мостиков. Поперечные размеры лотка (b_i , h_i) назначают по гидравлическому расчету, а толщины стенок и днища — по расчету на прочность и трещиностойкость. В монолитных лотках толщину днища и стенок обычно принимают равной 15...30 см; в сборных лотках толщины всех элементов составляют 10...20 см. При сравнительно небольших поперечных размерах лотка ($b_i \leq 3$ м, $h_i \leq 1,5$ м) принимают открытое сечение по рис. 21.22, а, при нешироком, но высоком лотке ($b_i \leq 3$ м; $h_i \geq 1,5$ м) в уровне верхних полок через 1,5...2 м устанавливают стяжки (рис. 21.22, б) сечением 20×20 или 25×25 см. Стяжки являются опорами для верхних концов стенок и меняют их статическую схему, уменьшая опорный момент. С другой стороны, они несколько ухудшают условия эксплуатации лотка, так как при высоком уровне воды могут задерживать случайно попавшие в канал плавающие предметы. Во избежание этого в высоких лотках без стяжек предусматривают консольные выступы стоек опорных рам, которые препятствуют горизонтальному перемещению верхних краев стенок (рис. 21.22, в).

Днище нешироких лотков делают гладким, а при ширине $b_i > 3$ м предусматривают поперечные или продольные ребра (рис. 21.22, г, д, е). Продольные ребра могут располагаться как

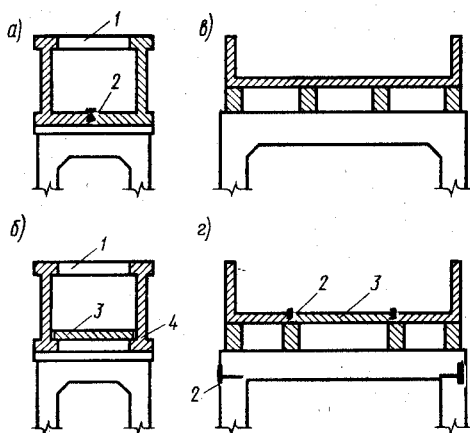


Рис. 21.23. Конструктивные схемы сборных лотков:

1 — стяжка; 2 — жесткий стык; 3 — сборное днище; 4 — балка-стенка

швами, т. е. одним цельным лотком перекрывают пролет до 8 м. В этом случае в основном применяют лотки параболического сечения (см. гл. 25). При больших размерах лотка его членение производят поперечными (над опорами) и продольными швами (рис. 21.23, а). В сборных лотках обязательно устройство стяжек в виде профильного проката (уголки, швеллеры), привариваемого к закладным деталям стенок. В лотках со сборным днищем (рис. 21.23, б) стяжки ставят в уровне верхних и нижних поясов стенок.

При ширине лотка более 5 м и небольшой глубине воды (до 1 м) можно применять пролетное строение, состоящее из сборных разрезных или консольных балок, на которые установлены короткие (длиной 1,5...2 м) секции лотков (рис. 21.23, в). В случае необходимости (например, ограниченные габариты при транспортировании секций) лоток может состоять из двух Г-образных блоков и сборной плиты днища (рис. 21.23, г). Основным недостатком таких конструкций является наличие большого количества швов, которые необходимо герметизировать.

Конструкция промежуточных опор акведука зависит от его высоты, типа лотка и его размеров, грунтовых условий и т. д. Невысокие опоры, поддерживающие лоток небольших размеров ($b_i < 2$ м; $h_i < 1,5$ м), можно выполнить в виде одиночных двухконсольных стоек, жестко заделанных в фундаменте (рис. 21.24, а). Для опирания лотков больших размеров предусматривают рамные опоры. При высоте менее 5 м рамы могут быть одноярусными (рис. 21.24, б, в), а при большей высоте — двухъярусными (рис. 21.24, г). В районах с большими ветровыми нагрузками стойки рам делают наклонными (рис. 21.24, д). В опорах под широкие лотки с промежуточными продольными

внутри лотка (рис. 21.22, д), так и снизу (рис. 21.22, е). В последнем случае лоток опирается на продольные ребра-балки, что позволяет уменьшить толщину и армирование днища и стенок.

В сборных акведуках членение лотка на отдельные элементы может быть различным в зависимости от размеров сечения лотка, схемы акведука в продольном направлении, расстояния между опорами и пр.

При небольшой ширине и высоте лотка ($b_i < 1,5$ м; $h_i < 1$ м) членение производится только поперечными

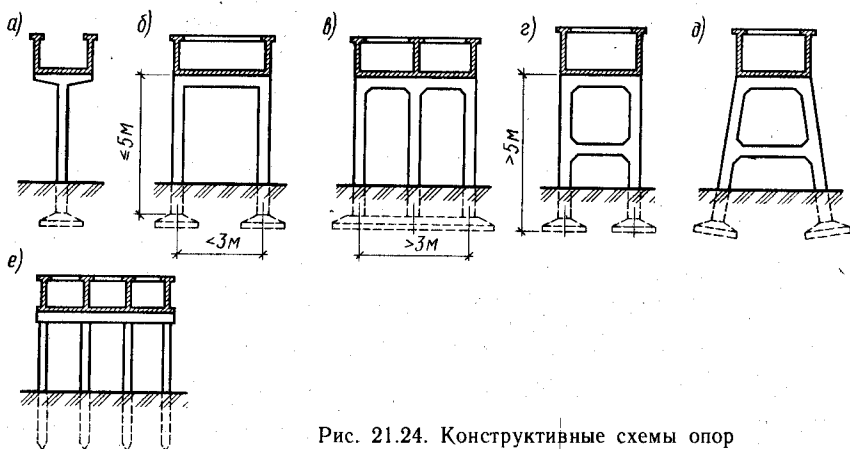


Рис. 21.24. Конструктивные схемы опор

ребрами целесообразно предусматривать промежуточные стойки под ребрами (рис. 21.24, в, е). Стойки рам опирают либо на отдельно стоящие фундаменты (при расстоянии между стойками более 3 м), либо на ленточный фундамент (при меньшем расстоянии). Отметку подошвы фундамента назначают ниже глубины промерзания и возможного размыва русла в створе акведука. Опоры, возводимые на слабых грунтах, а также в руслах рек и каналов, обычно делают свайного типа (рис. 21.24, е) или рамного на свайном ростверке.

Для возведения акведуков используют бетон классов В 15... В 25. Армируют элементы акведуков ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III. Предварительно напряженную арматуру применяют редко, в основном в некоторых сборных элементах (например, акведук из параболических преднапряженных лотков).

● **Консольные перепады.** В качестве сопрягающих сооружений и концевых сбросов каналов применяют консольные перепады. Они состоят из входной части, быстротoka и консольного свеса. Консоль устраивают для обеспечения большего отлета струи от сооружения. С этой целью ее делают горизонтальной. Длину консоли принимают равной 2...4 м. В продольном направлении консольный перепад может иметь рамную (с консолями) или балочную схемы (см. рис. 21.21, б, г, д). Их в основном делают монолитными с устройством поперечных деформационных швов. В конструктивном отношении перепады (особенно консольная часть и крайняя опора) схожи с акведуками. Поперечные сечения лотков показаны на рис. 21.22. Продольные ребра (рис. 21.22, д) часто продолжают и под днищем лотка для образования вместе с поперечными балками и ригелями опор жесткой системы.

На рис. 21.25 показан пример конструкции консольного перепада. В продольном направлении сооружение состоит из двух-

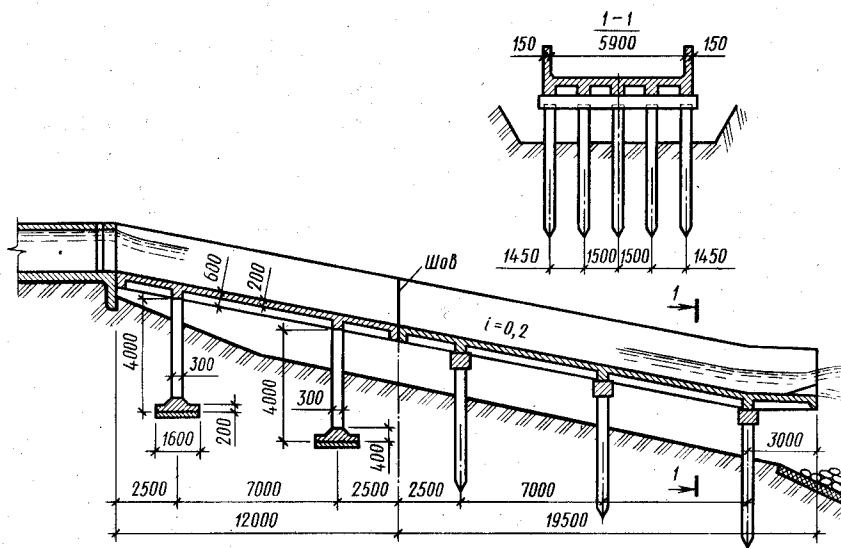


Рис. 21.25. Консольный перепад

консольной однопролетной рамы и двухпролетной неразрезной консольной балки, опирающейся на свайные опоры.

● **Расчет акведуков и консольных перепадов.** Ввиду конструктивного сходства расчет акведуков и консольных перепадов практически одинаков и в основном зависит от принятых схем в продольном и поперечном направлениях. Нагрузками на акведуки и консольные перепады являются: собственный вес сооружения и находящихся на нем устройств, гидростатическое давление воды, временная нагрузка на служебных мостиках, снеговая нагрузка (в открытых лотках ее можно не учитывать), нагрузка от давления ветра. При необходимости учитывают температурные и усадочные воздействия.

Статический расчет элементов акведука обычно производят в предположении их упругой работы, т. е. без учета образования пластических шарниров. Такой подход оправдывается тем, что в элементах, непосредственно воспринимающих давление воды, не допускается образование трещин.

Проектирование акведука начинают с расчета лотка в поперечном и продольном направлениях. Расчет лотка в поперечном направлении производят в зависимости от его конструктивной схемы.

Лоток открытого профиля с гладким дном (рис. 21.26, а) рассчитывают на гидравлическое давление и ветровую нагрузку.

При расчете стенки выделяют вертикальную полосу шириной 1 м, загруженную треугольной нагрузкой от давления воды с максимальной ординатой p_w .

Ветровой напор, направленный слева направо, прикладывается

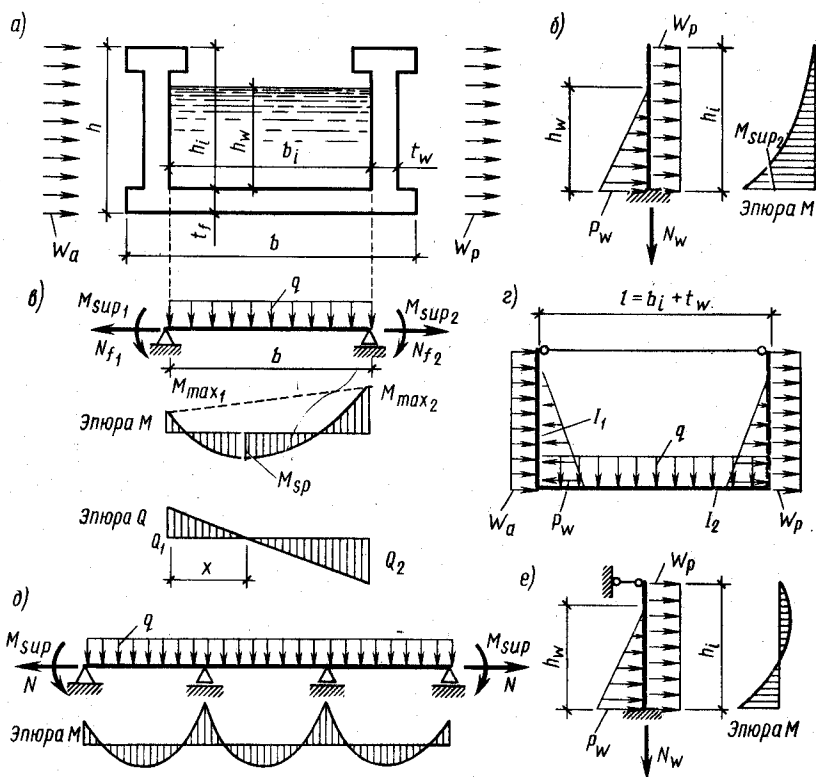


Рис. 21.26. Схемы к расчету лотков в поперечном направлении

в виде равномерно распределенной нагрузки. С наветренной стороны действует положительное (активное) давление $w_a = 0,8\omega_0\gamma_f$, с подветренной — отрицательное (пассивное) давление $w_p = 0,6\omega_0\gamma_f$, где 0,8 и 0,6 — аэродинамические коэффициенты, ω_0 — скоростной напор ветра на уровне лотка, принимаемый по нормам; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

В поперечном направлении наиболее нагруженная правая стенка работает как вертикальная консоль (рис. 21.26, б). Максимальный изгибающий момент в месте ее примыкания к днищу

$$M_{sup2} = p_w h_w^2 / 6 + 0,5 w_p h_i^2. \quad (21.12)$$

Кроме изгибающего момента стенка испытывает растяжение от веса подвешенного к ней днища и давления воды. Наибольшая продольная растягивающая сила в стенке

$$N_w = 0,5 p_w b_i + 0,5 g_f b, \quad (21.13)$$

где $g_f = \gamma_b t_f \gamma_f$ — погонный расчетный вес железобетонного днища.

Предварительно толщину дна можно принять $t_f = 5b_i\sqrt{h_w}$, где b_i и h_w в м, а t_f в см.

Днище, опираясь на стенки и поперечные опоры акведука в общем случае работает в двух направлениях, т. е. как плита опертая по контуру. Однако при отношении пролета акведука к ширине лотка $l/b_i > 2$ днище изгибается в основном вдоль короткой стороны, т. е. в поперечном направлении.

В этом случае его можно рассчитывать как однопролетную балку шириной 1 м, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой $q = g_f + p_w$ и двумя моментами M_{sup1} и M_{sup2} , возникающими в результате жесткого сопряжения стенки с днищем (рис. 21.26, в). Кроме того, на днище действуют продольные растягивающие силы, приложенные в уровне дна лотка. При действии ветровой нагрузки слева направо максимальная продольная сила (на правом конце)

$$N_{f2} = 0,5p_w h_w + w_p h_i \quad (21.14)$$

Эта сила создает в днище дополнительный момент, равный $0,5 N_{f2} t_f$. Максимальный опорный момент в днище $M_{\max} = M_{sup2} + 0,5 N_{f2} t_f$, а в пролете определяется по теореме трех моментов. Таким образом, при работе в поперечном направлении стенка и днище лотка испытывают внецентренное растяжение.

Лоток с балками-стяжками (см. рис. 21.22, б) в поперечном направлении рассчитывают как перевернутую П-образную двухшарнирную раму (рис. 21.26, г) методом сил, приняв усилие в стяжке за неизвестное. При этом учитывают погонную жесткость элементов рамы. Более простым, но приближенным является раздельный расчет стенки и днища.

В этом случае стенка рассматривается как однопролетная балка с защемлением в днище и свободным опиранием на уровне стяжки (рис. 21.26, д), а днище — по схеме рис. 21.26, в.

Продольную силу в стенке можно определять по формуле (21.13), а в днище — как опорную реакцию в месте защемления стенки. Стяжка нагружена растягивающей силой от гидростатического давления и изгибающим моментом от собственного веса и временной нагрузки на служебных мостиках. Ее рассчитывают как внецентренно растянутый элемент.

В лотке с ребристым днищем (см. рис. 21.22, г, д, е) боковые стенки рассчитывают по схеме рис. 21.26, б, днище с поперечными ребрами — как ребристую конструкцию (см. § 21.2), а с продольными ребрами — как многопролетную неразрезную плиту шириной 1 м (рис. 21.26, д).

Сборные лотки рассчитывают с учетом их разрезности. Так днище лотка по рис. 21.23, б рассчитывают как однопролетную свободно опертую балку шириной 1 м на действие нагрузки $q = g_f + p_w$. Сборные стенки лотка рассчитывают в поперечном направлении аналогично монолитным лоткам. Кроме того, необходимо учесть крутящий момент, возникающий в результате эксцентричного приложения опорной реакции дна на нижнюю

полку стенки. По найденным значениям моментов и продольных сил в стенках и днище лотка подбирают рабочую арматуру, затем проверяют трещиностойкость сечений по условию (20.16). В большинстве случаев днище и стенки лотка испытывают внецентренное растяжение, поэтому их, как правило, армируют двойной арматурой в виде сварных или вязанных сеток (рис. 21.27). В местах сопряжения днища с ребрами должна быть обеспечена надежная анкеровки арматуры во избежание отрыва днища. С этой целью часть арматуры днища заводят в стенку и, кроме того, устанавливают наклонную арматуру.

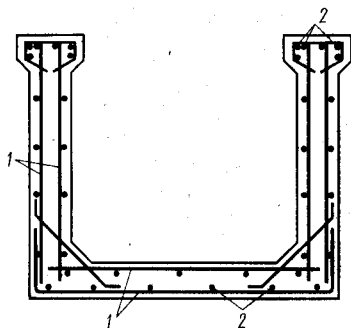


Рис. 21.27. Размещение арматуры в поперечном сечении лотка акведука:

1 — рабочая арматура в поперечном направлении; 2 — то же, в продольном

Расчет лотка в продольном направлении производят как балку коробчатого сечения. В зависимости от общей конструктивной схемы акведука лоток рассчитывают как однопролетные разрезные (см. рис. 21.21, а, в), консольные (см. рис. 21.21, г, д) и неразрезные балки. Нагрузка на лоток — равномерно распределенная и включает собственный вес лотка, давление воды и временную нагрузку на служебных мостиках. Усилия определяют по правилам строительной механики в предположении упругой работы лотка. В продольном направлении лоток испытывает только изгиб, поэтому подбор арматуры производят по соответствующим формулам для изгибаемых элементов. В большинстве случаев расчетное сечение лотка является тавровым. Рабочую арматуру в пролете размещают в днище равномерно по ширине лотка, включая ее в сетки. На опорах акведука рабочая арматура концентрируется в верхних полках стенок (рис. 21.27). В монолитных консольных лотках часть пролетной арматуры можно отгибать в верхнюю полку на опоре в соответствии с эпюрой материалов. Специальные хомуты для восприятия поперечных сил в стенках обычно не ставят. Их роль выполняют вертикальные стержни стенок (являющиеся рабочей арматурой при расчете лотка в поперечном направлении) путем соответствующего увеличения их площади сечения.

В лотках акведуков основным является расчет по образованию трещин. Его производят на действие нормативных моментов по условию (20.14). Обычно из этого условия назначают предварительные размеры лотка и величины пролетов.

Промежуточные опоры в большинстве случаев выполняют рамного типа (см. рис. 21.24). Предварительные размеры сечений элементов рамы назначают по аналогии с существующими сооружениями и по указаниям гл. 17 и 18. Размеры сечений стоек назначают по допускаемой гибкости, но не менее

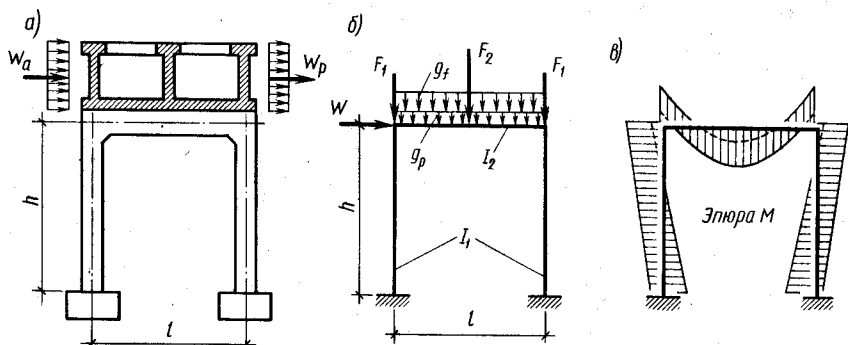


Рис. 21.28. Схемы к расчету опорной рамы акведука

30×40 см. При этом размер сечения стойки в плоскости рамы принимают больше, чем из плоскости.

В монолитных акведуках и консольных перепадах ригель опор имеет тавровое сечение (см. рис. 21.25). Длину свесов дна лотка, вводимого в расчет, определяют по указаниям § 17.2.

В стадии эксплуатации на раму действуют: собственный вес лотка и воды, нагрузка на служебных мостиках, давление ветра и др. Вертикальные нагрузки передаются на раму через лоток в виде опорных реакций боковых стенок и промежуточных ребер F_i . Кроме того, необходимо учесть собственный вес ригеля рамы g_b , а в монолитных сооружениях — еще часть нагрузки g_f от дна лотка, примыкающего к ригелю (рис. 21.28, б).

Ветровая нагрузка на раму передается в виде равнодействующих давлений ветра на стенки лотка с наветренной W_a и подветренной W_p сторон (рис. 21.28, а). В целях упрощения расчета общую равнодействующую давления ветра $W = W_a + W_p = (0,8 + 0,6) \omega_0 \gamma A_w$ (где A_w — площадь стенки, с которой ветровая нагрузка передается на раму) прикладывают в одном углу рамы (рис. 21.28, б). При этом пренебрегают дополнительным моментом, появляющимся при переносе силы W в узел рамы ввиду его малости. По этой же причине пренебрегают давлением ветра на стойку рамы.

Усилия в раме определяют известными методами строительной механики. Затем составляют сводную таблицу усилий M и N во всех характерных сечениях рамы. Для каждого расчетного сечения подсчитывают максимальный и минимальный моменты и строят огибающую эпюру M (рис. 21.28, в).

По найденным усилиям подбирают площадь сечения арматуры в изгибаемом ригеле и внецентренно сжатой стойке по соответствующим условиям прочности. Затем производят расчет по трещиностойкости.

Из плоскости рамы стойку рассчитывают как внецентренно сжатую со случайными эксцентриситетами.

21.6. МОСТЫ И ПЕРЕХОДЫ ЧЕРЕЗ КАНАЛЫ

При пересечении мелиоративных каналов возводят мосты, переезды и пешеходные переходы. Они могут быть совмещенными (например, с регуляторами докового типа) или самостоятельными. Совмещенные переезды представляют собой открытую доковую конструкцию, перекрытую плитой проезжей части (см. § 23.4), круглую или прямоугольную трубу (см. гл. 24).

Ширина моста определяется его габаритом (обозначается буквой Г и числом, соответствующим ширине проезжей части в метрах), который зависит от категории автомобильной дороги. На сельскохозяйственных дорогах, пересекающих мелиоративные каналы, назначают габариты Г-8; Г-6,5; Г-4,5. Ширину пешеходного перехода принимают не менее 1,5 м. Мосты и переходы в конструктивном отношении весьма простые и, учитывая их массовость, возводятся из унифицированных железобетонных деталей по балочным схемам: разрезной (рис. 21.29, а) и консольной (рис. 21.29, б). Расчетные пролеты или полную длину пролетных строений мостов назначают кратными 3 м. По типу несущей конструкции мосты бывают с плитными и ребристыми пролетными строениями, а по способу армирования — с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой.

П л и т н ы е пролетные строения применяют для перекрытия пролетов 3...6 м.

Они могут быть монолитными (рис. 21.29, в) и сборными из блоков сплошного (рис. 21.29, г) и пустотного (рис. 21.29, д) типов. Толщина плит с ненапрягаемой арматурой составляет $\frac{1}{12} \dots \frac{1}{16}$ пролета, а предварительно напряженных — $\frac{1}{18} \dots \frac{1}{25}$ пролета. Блоки имеют ширину 1 м и соединяются друг с другом с помощью штрабы трапецидальной формы или поперечными тяжами. Основные схемы армирования плит показаны на рис. 17.2, а и 17.3, а, в, г.

Р е б р и с т ы е пролетные строения с ненапрягаемой арматурой применяют для перекрытия пролетов 6...18 м.

Они состоят из главных балок (ребер), соединенных поперечными балками (диафрагмами) и объединенных сверху железобетонной плитой. Пролетные строения могут быть образованы из сборных балок П- и Т-образного сечений (рис. 21.29, е, ж). Высоту балок принимают равной $\frac{1}{8} \dots \frac{1}{18}$ пролета в зависимости от расстояния между ребрами, величины временной нагрузки и др. Ширина ребер или стенок балок колеблется от 8...12 до 22...26 см, а толщина плиты составляет 8...14 см. Рациональные расстояния между балками принимают 1...1,4 м для П-образных сечений и 1,3...2 м для Т-образных.

Главные балки соединяют с помощью поперечных диафрагм, которые для обеспечения монолитности всей конструкции должны быть достаточно жесткими. С этой целью высоту диафрагм принимают не менее 0,7...0,8 высоты главных балок, толщину 12...16 см, а расстояние между ними — в пределах 2,5...4 м.

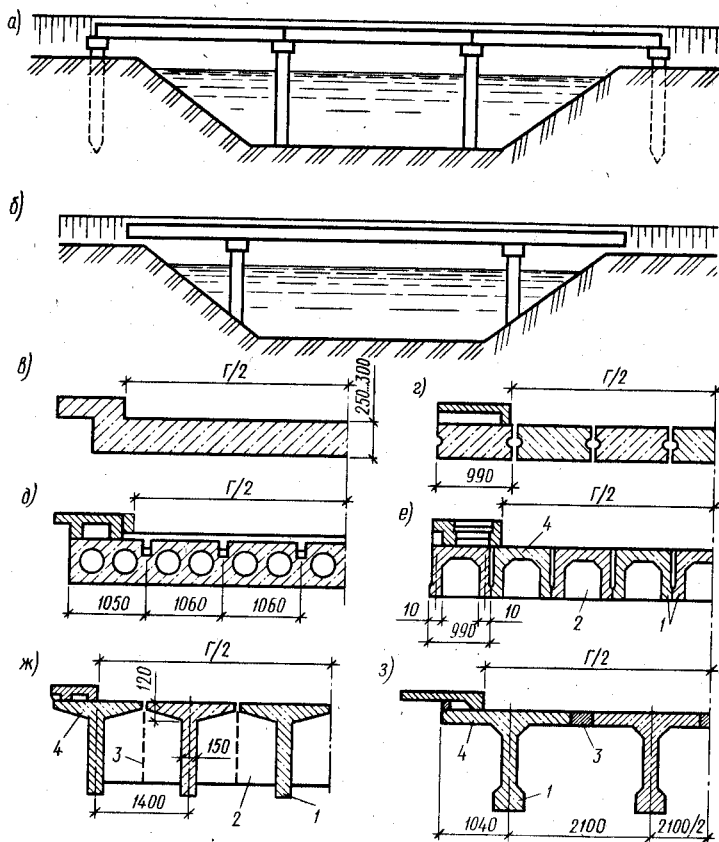


Рис. 21.29. Схемы мостов и типы поперечных сечений пролетных строений:

1 — главная балка (ребро); 2 — поперечная балка (диафрагма); 3 — стык; 4 — плита

П-образные балки соединяют друг с другом в поперечном направлении путем заполнения шва бетоном или раствором, сваркой выпусков арматуры или постановкой высокопрочных болтов. Т-образные балки соединяют стыкованием полудиафрагм путем сварки закладных деталей. Плиту этих балок обычно не стыкуют, и она работает в поперечном направлении как консоль.

Широкое применение получили бездиафрагменные пролетные строения из тавровых или двутавровых балок (рис. 21.29, з), стыкуемые между собой по плите проезжей части.

Диафрагмы отсутствуют или их устраивают сборными и только на концах пролетного строения. Такие пролетные строения выполняют обычно предварительно напряженными и длиной до 33 м.

Для изготовления пролетных строений применяют бетон клас-

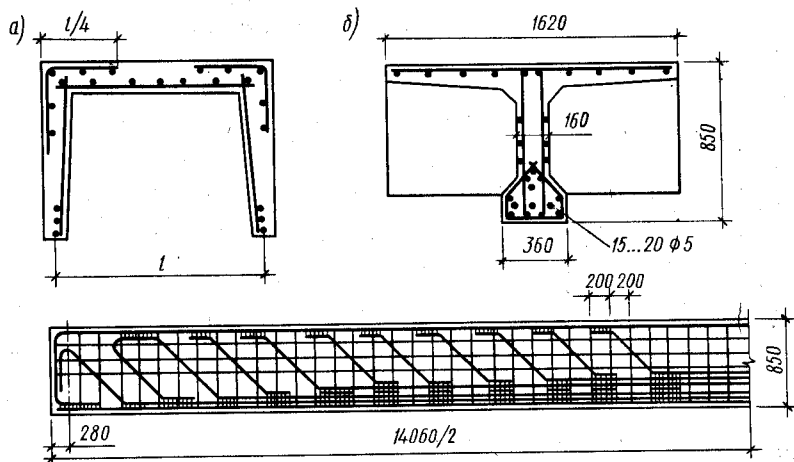


Рис. 21.30. Армирование главных балок

са В22,5 и выше. Армируют балки сварными плоскими каркасами с рабочей арматурой класса А-II, А-III (рис. 21.30, а). Сварной каркас состоит из ряда стержней продольной рабочей арматуры, уложенной друг на друга без промежутков и сваренной между собой продольными швами (рис. 21.30, в). Для восприятия поперечной силы часть продольных стержней на опорном участке отгибают под углом $30...60^\circ$ или ставят дополнительные отогнутые стержни, приваренные к продольной арматуре. В качестве предварительно напряженной применяют арматуру классов Вр-II, А-V, А-VI (при натяжении арматуры до бетонирования), а также пучки из проволочной высокопрочной арматуры класса В-II при их натяжении после бетонирования (рис. 21.30, б). Полки П- и Т-образных балок армируют в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Опоры мостов и переходов через каналы выполняют свайными или стоечными со сборными насадками.

Для пешеходных переходов применяют одностоечные опоры (см. рис. 21.24, а), а для мостов — из ряда свай или стоек. Сваи длиной $5...12$ м забивают на глубину не менее 4 м и объединяют поверху насадкой (см. рис. 21.24, е). Стоечные опоры, опирающиеся на фундаменты стаканного типа (рис. 21.31, а), применяют при расчетном сопротивлении грунта $R \geq 0,2$ МПа, а свайные — при $R < 0,2$ МПа. Количество стоек (свай) в опоре определяется несущей способностью грунта. Расстояние между ними принимают $1,4...2,5$ м. Стойки и сваи имеют квадратное сечение со стороной $25...35$ см.

При высоте моста более 5 м целесообразно применять опоры, в которых на уровне дна канала устраивают нижнюю насадку, и на нее опирают стойки с верхней насадкой. Такие опоры выполняют, как правило, двухрядными (рис. 21.31, б). Насадку

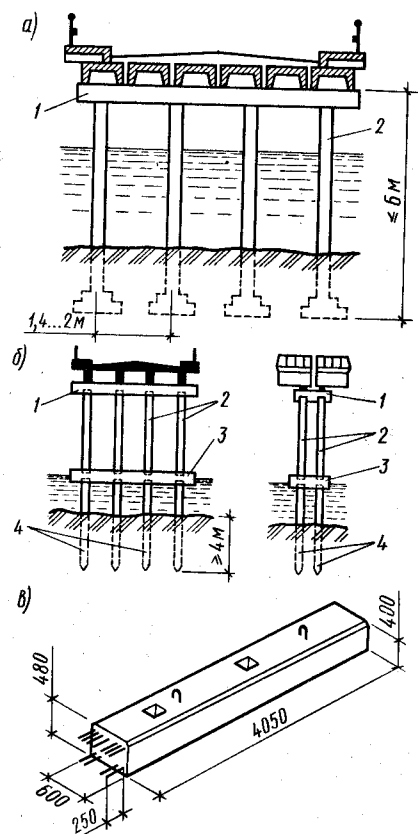


Рис. 21.31. Опоры мостов:
1 — насадка; 2 — стойки; 3 — нижняя насадка; 4 — сваи

бетонируют на месте или устанавливают в готовом виде на голову свай. В последнем случае головы свай или стоек заходят в полости, предусмотренные в насадке, и омоноличивают бетоном. Сборные насадки могут быть цельными или состоять по длине из двух частей, соединяемых путем стыкования выпусков арматуры (рис. 21.31, в). Для придания проезжей части поперечного уклона насадки имеют переменную толщину.

Расчет мостов и переходов производят по СНиП 2.05.03—84. Основными нагрузками являются собственный вес конструкции и временная подвижная нагрузка: автомобильная А8, состоящая из двухосной тележки с осевой нагрузкой, равной 78,5 кН; гусеничная НГ-60, соответствующая трактору весом 588 кН; равномерно распределенная интенсивностью 7,84 кН/м. Кроме того, элементы проезжей части проверяют на давление одиночной оси, равное 108 кН. Пешеходные переходы рассчитывают на равномерно распределенную нагрузку с интенсивностью 3,92 кПа.

Плиту проезжей части рассчитывают на сосредоточенные давления от колес автомобиля (рис. 21.32, а). В зависимости от соотношения расстояний между главными балками и диафрагмами (l_a/l_b) ее рассматривают как балочную или опертую четырьмя сторонами (см. § 21.2). В бездиафрагменных пролетных строениях плита рассчитывается по балочной схеме.

Для расчета главных балок необходимо определить наибольшее возможное давление на какую-либо балку при невыгодном расположении временной нагрузки, например при установке колонн автомобилей в крайнее положение (рис. 21.32, б). В этом случае исходят из предположения, что пролетное строение в поперечном направлении работает как жесткая конструкция и деформации его будут происходить по закону плоскости. Наиболее загруженной при этом оказывается крайняя балка,

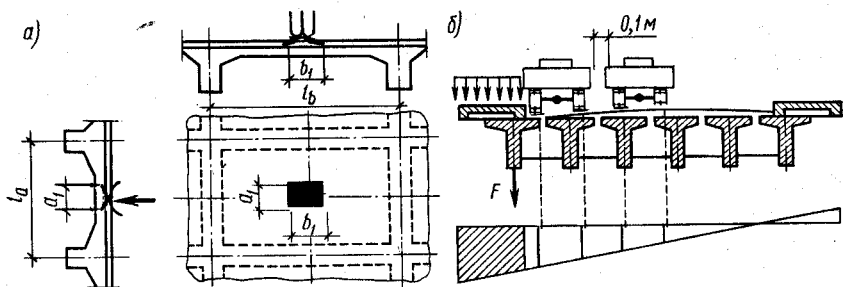


Рис. 21.32. Схемы к определению давления от автомобилей на плиту (а) и главные балки (б)

которую и рассчитывают, а все остальные балки принимают такой же конструкции. Распределение давления оценивают коэффициентом поперечной установки. Затем определяют усилия в балке путем построения линий влияния и их загрузки временной нагрузкой. Сечения балки рассчитывают на прочность, выносливость и трещиностойкость, определяют прогиб конструкции.

21.7. СТЫКИ И СОПРЯЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Конструкции зданий и сооружений, состоящие из отдельных элементов, работают совместно под нагрузкой благодаря стыкам и сопряжениям, обеспечивающим их надежную связь.

Виды стыков и соединений весьма разнообразны и классифицируются по следующим признакам: по характеру работы — гибкие, шарнирные и жесткие; по применяемому в соединении материалу — металлические, железобетонные, полимерные и др.; по характеру передаваемых усилий — растянутые, сжатые, изгибаемые и испытывающие сложное напряженное состояние. Стыки также подразделяют по видам стыкуемых элементов, по конструктивному решению и другим признакам.

● **Гибкие стыки.** Они широко применяются в мелиоративных сооружениях для обеспечения водонепроницаемости швов между сборными конструкциями и сопрягающимися частями монолитных сооружений (например, в облицовках каналов, акведуках, перепадах, быстротоках и т. п.). Некоторые конструкции стыков показаны на рис. 21.33.

Шов, перекрываемый стальной пластиной, прост по конструкции (рис. 21.33, а). Один конец пластины заделывают в бетон, а второй перед бетонированием смазывают парафином или маслом, чтобы обеспечить некоторое смещение соединяемых элементов. На рис. 21.33, б показана конструкция битумного шва. В нем металлическая пластина предохраняет битум от вытекания из шва, если он расположен вертикально или под углом. Для возможности деформаций отверстия для болтов в пластине делают

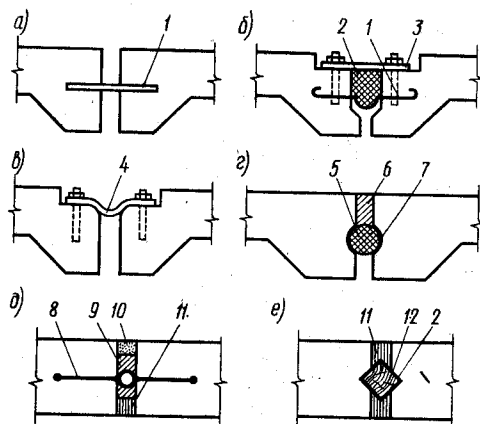


Рис. 21.33. Конструкции гибких стыков:

1 — металлический лист; 2 — битумное заполнение; 3 — металлические пластины на болтах; 4 — резиновое уплотнение; 5 — поризол; 6 — полимерная мастика; 7 — клей; 8 — трехкулачковая резиновая шпонка; 9 — просмоленная прядь из пеньки или асбеста; 10 — цементный раствор; 11 — битумные маты; 12 — деревянный брус

овальными. Пример резинового уплотнения показан на рис. 21.33, в. Резиновая полоса приклеивается к поверхностям элементов и прижимается через шайбы анкерными гайками. Для герметизации швов широко применяют полимерные материалы: полиэтиленовые пленки, поризол, различные мастики и клеи (рис. 21.33, г).

К гибким стыкам условно можно отнести и деформационные швы, которые обеспечивают беспрепятственное перемещение соединяемых частей сборных или монолитных конструкций под воздействием температуры, усадки, набухания и осадки опор.

Конструктивные решения деформационных швов весьма разнообразны. Они могут быть скользящими, с компенсатором, вкладышем, герметиком и т. д. Чаще всего в деформационных швах применяют металлический или резиновый компенсатор, заделанный своими концами в стыкуемые части конструкции (рис. 21.33, а). Вместо компенсатора могут использоваться закладные части из резины, деревянных брусков, просмоленной пеньковой пряди, битумных матов (рис. 21.33, е) и т. д. Зазор в шве от температурных и усадочных деформаций определяется соответственно по зависимостям $\Delta_t = \alpha_{bt} \Delta t L$ и $\Delta_{sh} = \epsilon_{sh} L$, где α_{bt} — коэффициент температурной деформации бетона; Δt — перепад температур; L — длина блока; ϵ_{sh} — деформация усадки бетона.

● **Шарнирные стыки.** Их применяют для соединения сборных железобетонных элементов, если нужно обеспечить их статическую разрезность.

Примерами таких соединений могут быть: опирание балки покрытия на колонны (см. рис. 21.11), плит покрытий на балки, соединение стяжек с бортами лотка (см. рис. 25.2, г) и т. п. Стыки элементов осуществляют монтажной сваркой закладных деталей или с помощью болтов. Шарнирные стыки в основном передают осевую силу, а в некоторых соединениях и поперечную (сдвигающую).

● **Жесткие стыки и сопряжения.** К ним относятся соединения и узлы, способные воспринимать все действующие усилия (N , Q и M).

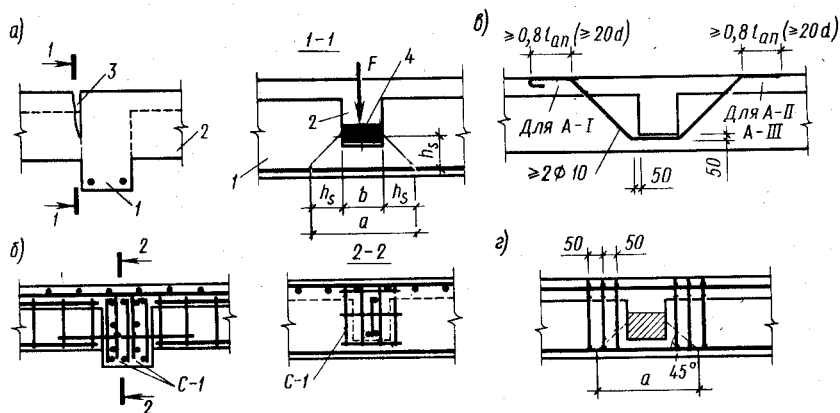


Рис. 21.34. Сопряжение второстепенной и главной балок в ребристых конструкциях:

a — схема передачи опорной реакции; *б* — армирование сварными сетками; *в* — то же, подвесками; *г* — то же, учащенными хомутами; 1 — главная балка; 2 — второстепенная балка; 3 — трещина в растянутой зоне второстепенной балки; 4 — центр тяжести сжатой зоны

В монолитных железобетонных сооружениях наиболее ответственными являются те сопряжения элементов и узлы, в которых необходимо создать предусмотренную статической схемой жесткость или исключить местное разрушение. Это достигается соответствующим армированием соединения.

Так, в ребристых конструкциях второстепенные балки, опираясь на главные, могут иметь трещины в растянутой зоне на опоре (рис. 21.34, *a*). В этом случае давление от второстепенной балки будет передаваться на главную через бетон сжатой зоны опорного сечения второстепенной балки, т. е. в средней части высоты главной балки. Для того чтобы исключить возможность отрыва нижней части главной балки, местная сосредоточенная нагрузка F должна быть воспринята дополнительной поперечной арматурой. Площадь сечения этой арматуры, работающей как подвески, определяют по формуле

$$A_{sw} = F(1 - h_s/h_0)R_{sw}. \quad (21.15)$$

Длину участка, в пределах которого устанавливают дополнительную арматуру A_{sw} , воспринимающую отрывающее усилие, принимают не более $a = 2h_s + b$, где h_s — расстояние от центра тяжести сжатой зоны второстепенной балки до центра тяжести сечения арматуры в главной балке (рис. 21.34, *a*). Дополнительную арматуру конструируют в виде сварных сеток и отгибов в количестве не менее двух (рис. 21.34, *б, в*) или в виде учащенных хомутов (рис. 21.34, *г*). В каждой сварной сетке должно быть не менее четырех стержней диаметром 6 мм. Отгибы принимают диаметром не менее 10 мм и их концы надежно анкеруют (рис. 21.34, *в*).

Для обеспечения необходимой жесткости сопряжений элементов монолитных рам (ригеля с колонной), доковых конструкций

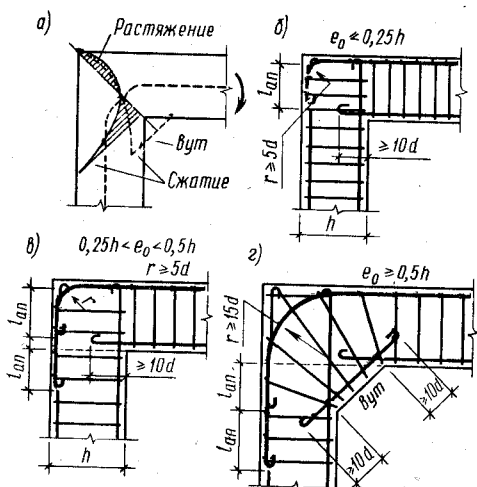


Рис. 21.35. Армирование Г-образных узлов при сжатых гранях входящего угла

концы которых заводят в сжатую зону; 4) длину анкеровки во всех случаях определяют по формуле (15.8).

В Г-образном узле при сжатых гранях входящего угла (например, сопряжение ригеля с колонной) наибольшие растягивающие напряжения действуют на некотором удалении от края (рис. 21.35, а). Во входящем углу возникают значительные местные сжимающие напряжения. Для их уменьшения местные углы целесообразно выполнять со скосами — вутами (пунктирные линии на рис. 21.35, а). Рекомендуемые схемы армирования узлов в зависимости от величин действующих усилий и эксцентриситета продольной силы $e_0 = M/N$ приведены на рис. 21.35, б, в, г. В зависимости от количества растянутых стержней ригеля их обрывают в одном или в двух сечениях стойки, причем в первом сечении не более четырех стержней, во втором — не менее двух стержней.

Армирование Г-образных узлов при растянутых гранях входящего угла показано на рис. 21.36. В этих узлах обязательно устройство вута, который армируют наклонной арматурой с площадью сечения, равной 0,2 от площади растянутой арматуры. Растянутую арматуру сопрягаемых элементов доводят до перпендикулярных им сжатых граней (рис. 21.36, а). Если длина ан-

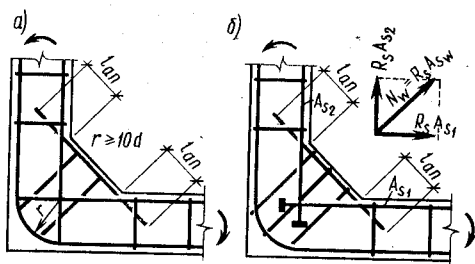


Рис. 21.36. Армирование Г-образных узлов при растянутых гранях входящего угла

(вертикальной плиты с днищем) и т. д. необходимо соблюдать следующие основные принципы конструирования: 1) стержни, образующие армирование узла (растянутые и сжатые), должны быть надежно заанкерены в смежных элементах; 2) растянутую арматуру со стороны внешнего угла проектируют без обрывов в пределах сопряжения; 3) растянутую арматуру со стороны входящего угла во избежание откола защитного слоя проектируют в виде системы пересекающихся стержней,

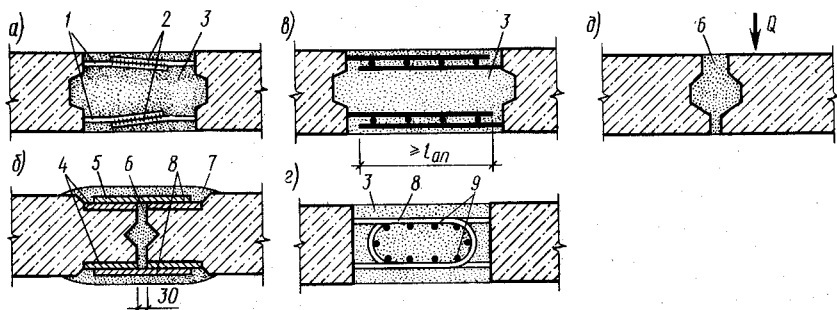


Рис. 21.37. Типы стыков сборных плит:

1 — арматурные выпуски; 2 — односторонние сварные швы; 3 — бетон омоноличивания; 4 — закладная деталь, приваренная к арматуре; 5 — стальная накладка; 6 — цементный раствор; 7 — изолирующее покрытие; 8 — петлевой арматурный выпуск; 9 — поперечная арматура

керówki этих стержней недостаточна, то на их концах приваривают корытчи или шайбы (рис. 21.36, б). Наклонные хомуты в узлах рассчитывают на восприятие равнодействующей усилий в пересекающихся растянутых стержнях.

В сборных конструкциях жесткие стыки осуществляют с помощью сварки арматурных выпусков или закладных деталей. Полость стыка заполняют бетоном на мелком щебне. При этом жесткость стыков должна быть не меньше жесткости стыкуемых элементов в сечении рядом со стыком.

На рис. 21.37 приведены наиболее распространенные типы стыков плитных конструкций, применяемые в мелиоративных сооружениях (соединение днища Г-образных блоков акведуков, быстротоков, перепадов, доковых конструкций, стеновых плит резервуаров и др.). Жесткие стыки плит, воспринимающие все виды усилий (N , Q и M), выполняют сваркой выпусков стержней (рис. 21.37, а), закладных деталей (рис. 21.37, б) или перепуском рабочей арматуры внахлестку (рис. 21.37, в, г). Для соединения вертикальных стен сборных лотков акведуков, быст-

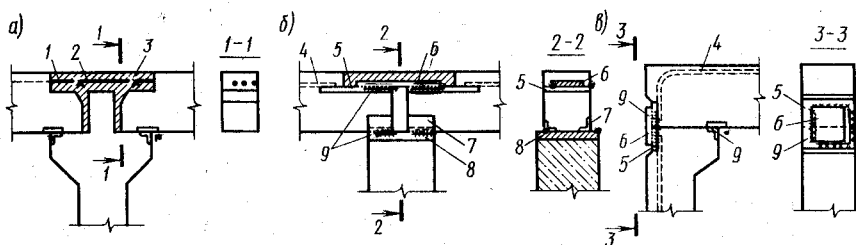


Рис. 21.38. Жесткие стыки неразрезных сборных балок (а, б) и ригеля рамы со стойкой (в):

1 — выпуски арматуры; 2 — стыковой стержень; 3 — ванная сварка; 4 — верхняя арматура балки; 5 — закладная деталь, приваренная к арматуре; 6 — накладка; 7 — уголок; 8 — закладная деталь опоры; 9 — сварные швы

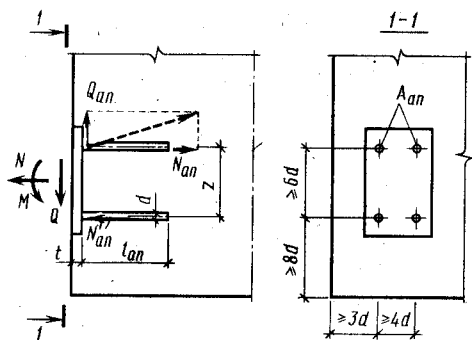


Рис. 21.39. Схема усилий, действующих на закладную деталь

ротоков, плит проезжей части мостов и переездов и др. применяют полужесткий стык (рис. 21.37, д). Он способен воспринимать поперечную и сжимающую силы.

Неразрезные сборные балки стыкуют путем сварки арматурных выпусков со стыковыми стержнями (рис. 21.38, а). В этом случае рекомендуется ванная сварка. Можно стыковать балки и по-

средством сварки закладных деталей с накладкой (рис. 21.38, б). После сварки стык замоноличивают. В таких соединениях растягивающее усилие в стыке воспринимается стыковыми стержнями или накладкой, а сжимающие — бетоном омоноличивания. Аналогично соединяют элементы рамных конструкций. На рис. 21.38, в показано соединение ригеля рамы со стойкой, обеспечивающее жесткое соединение элементов. Ригели рам могут устанавливаться на короткие консоли, предусмотренные в стойках, и соединяться с ними сваркой арматурных выпусков с последующим омоноличиванием. Вариантов подобных соединений существует много. Растянутые части стыков конструируют так, чтобы при передаче усилий не происходило разгибания закладных деталей, накладок или выколов бетона.

В стыках и соединениях сборных элементов закладные детали часто проектируют в виде пластин и приваренных к ним втавр анкеров, испытывающих в общем случае действие момента, растягивающей и сдвигающей силы (рис. 21.39).

Для расчета анкеров изгибающий момент заменяют парой сил с плечом z . Тогда наибольшее растягивающее усилие в крайнем ряду анкеров при числе рядов n_{an} составит

$$N_{an} = M/z + N/n_{an}, \quad (21.16)$$

а наибольшее сжимающее

$$N'_{an} = M/z - N/n_{an}. \quad (21.17)$$

Сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров, определяют с учетом преодоления сил трения пластины по бетону, появляющихся от действия прижимающего усилия N'_{an} :

$$Q_{an} = (Q - 0,3N'_{an})/n_{an}. \quad (21.18)$$

Если $N_{an} < 0$, т. е. вся пластина прижата к бетону, то в формуле (21.18) принимают $N'_{an} = N_{an}$.

Наиболее напряженным является крайний ряд анкеров, ис-

пытывающий растягивающее и сдвигающее усилия, которые дают равнодействующую $\sqrt{N_{an}^2 + Q_{an}^2}$. Площадь поперечного сечения анкеров этого ряда определяют с учетом опытных коэффициентов:

$$A_{an} = 1,1 \sqrt{N_{an}^2 + (Q_{an}/\lambda\delta)^2 / R_s}, \quad (21.19)$$

где $\lambda \leq 0,7$ и $\delta \geq 0,15$ — коэффициенты, определяемые по нормам.

При действии на закладную деталь одного из рассмотренных усилий площадь сечения анкеров одного ряда соответственно составит:

$$A_{an} = \frac{1,1M}{R_s z}; \quad A_{an} = \frac{1,1N}{n_{an} R_s}; \quad A_{an} = \frac{1,1Q}{\lambda R_s}. \quad (21.20)$$

Если на закладную деталь действует только сжимающее усилие, то анкера назначают конструктивно с учетом технологических требований (см. § 15.2).

Длина заделки анкеров в бетоне принимается не менее величины l_{an} , определяемой по формуле (15.8), а расстояние между осями — по рис. 21.3.

Толщина пластин закладных деталей назначается из условия равнопрочности пластины на продавливание и анкера на сжатие, т. е. $t \geq 0,25 d_{an} R_s / R_{sq}$, где R_{sq} — расчетное сопротивление на срез стали анкерной пластины. Кроме того, при назначении размеров пластин необходимо соблюдать конструктивные и технологические требования.

Размеры накладок и сварных швов определяют расчетом, как в металлических конструкциях (см. гл. 3).

?

Какие здания и сооружения называются каркасными? Как обеспечивается их пространственная жесткость? ☐ Что такое типизация и унификация конструкций и с какой целью они производятся? ☐ Основные принципы конструирования и расчета монолитных и сборных ребристых конструкций. ☐ Расчет железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Достоинства этого метода. ☐ Вычертите схемы армирования плит и второстепенных балок монолитных ребристых конструкций. ☐ Особенности расчета и конструирования плит, опертых по контуру. ☐ Конструктивные элементы поперечной и продольной рамы каркасного здания. ☐ Расчетные схемы, последовательность расчета и конструктивные особенности несущих конструкций зданий. ☐ Конструкции и принципы расчета прямоугольных резервуаров. ☐ Особенности конструкций и расчета стен цилиндрических резервуаров. ☐ Какие применяют конструктивные схемы акведуков и консольных перепадов? Из каких элементов они состоят? ☐ Вычертите типы монолитных и сборных лотков, охарактеризуйте их. ☐ На какие нагрузки и как рассчитывают лоток открытого профиля? Расчетные схемы. ☐ Расчет лотка в продольном направлении в зависимости от его конструктивной схемы. ☐ Конструкции и расчет опор акведуков. ☐ Начертите схемы мостов через каналы и типы пролетных строений. ☐ Особенности расчета пролетных строений на временную нагрузку. ☐ Области применения и типы гибких стыков сборных элементов. ☐ Какие принципы положены в основу конструирования жестких узлов монолитных конструкций? Приведите примеры. ☐ Правила конструирования Г-образных узлов. ☐ Как обеспечивают жесткость и прочность соединений сборных элементов? Примеры стыкования плит и элементов рам.

22.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В зависимости от назначения и конструктивных особенностей различают фундаменты неглубокого заложения на естественном основании и специальные (фундаменты под машины и оборудование, свайные ростверки). Железобетонные фундаменты неглубокого заложения на естественном основании бывают трех типов: отдельные (под каждой колонной); ленточные (под рядом колонн или под несущими стенами); сплошные (под всем сооружением). В большинстве мелиоративных сооружений (под опорами лотковых каналов, акведуков, консольных перепадов, переездов и т. д.) и в одноэтажных производственных зданиях наиболее распространенными являются отдельные фундаменты.

По характеру работы различают центрально- и внецентренно нагруженные фундаменты; по способу изготовления — монолитные и сборные.

Применение сборных фундаментов целесообразно для достижения полносборности зданий и сооружений, при большой повторяемости сборных конструкций, а также при строительстве удаленных и протяженных объектов мелиоративных систем (например, лотковых сетей).

22.2. КОНСТРУКЦИИ ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Сборные фундаменты. Их устраивают под сборные колонны. В большинстве случаев сборные фундаменты делают одноэлементными (рис. 22.1, а), при значительных размерах они могут быть составными (рис. 22.1, б).

Центрально-нагруженные фундаменты проектируют квадратными в плане, внецентренно нагруженные — прямоугольными, развивая размер в плоскости действия момента.

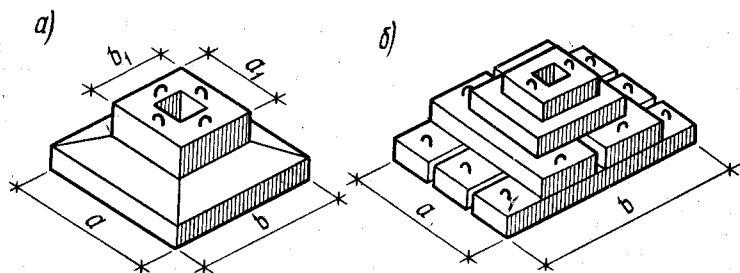


Рис. 22.1. Типы сборных фундаментов

По форме поперечного сечения фундаменты бывают пирамидальными или ступенчатыми (рис. 22.2). Пирамидальные фундаменты применяют при высоте до 600 мм. Они экономичны по расходу материалов, но сложнее в изготовлении. Ступенчатые фундаменты применяют при любой высоте. Количество ступеней в фундаменте назначают в зависимости от его общей высоты. В фундаментах под колонны зданий рекомендуется принимать при $h = 450$ мм одну ступень; при $450 \text{ мм} < h \leq 900$ мм две ступени; при $h > 900$ мм три ступени; минимальная высота ступени 300 мм (рис. 22.2). В фундаментах под опоры лотковых каналов, проездов и т. п. высоту ступени можно уменьшить до 100 мм.

Давление от колонны в фундаменте передается отклоняясь от вертикали в пределах 45° . Исходя из этого размеры верхних ступеней назначают такими, чтобы весь контур фундамента находился снаружи боковых граней усеченной пирамиды, грани которой наклонены к горизонту под углом 45° , а верхним основанием является опорное сечение колонны.

Сборные фундаменты выполняют из бетона классов В15...В25. Армирование осуществляют только по подошве фундамента сварными сетками из стали класса А-II и А-III диаметром не менее 10 мм и с шагом 100...200 мм. Минимальный процент армирования подошвы фундаментов не регламентируется. Толщину защитного слоя бетона принимают не менее 30 мм. Под фундаментами рекомендуется предусматривать подготовку из среднезернистого песка слоем 100 мм.

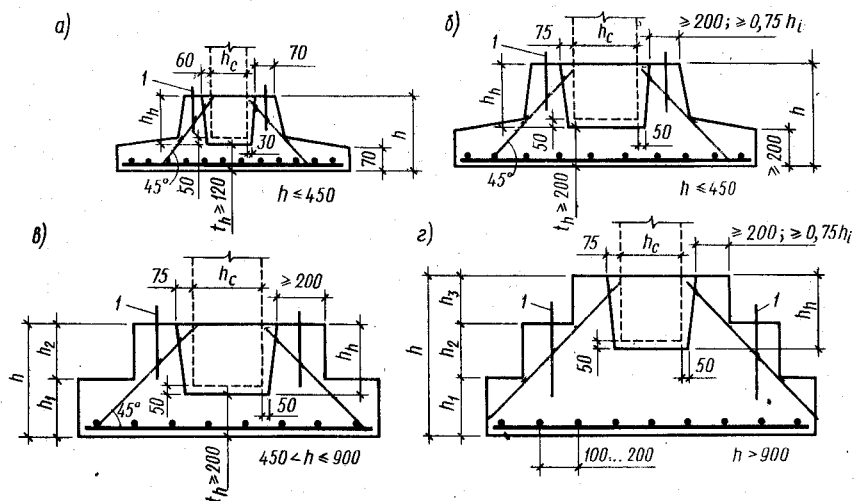


Рис. 22.2. Сборные фундаменты стаканного типа:

а — фундамент опоры лоткового канала; б — то же, колонны производственного здания; в, г — ступенчатые фундаменты; / — монтажные петли

Соединение стойки с фундаментом осуществляют посредством ее заделки в специальном гнезде, предусмотренном в фундаменте и называемом стаканом.

Зазоры между стенками стакана и колонной принимают равными: в фундаментах лотковых каналов, переездов и других мелиоративных сооружений понижу не менее 30 мм, поверху не менее 60 мм (рис. 22.2, а), в фундаментах зданий — соответственно не менее 50 и 75 мм (рис. 22.2, б, в, г). Отклонения по длине стойки и в отметке дна стакана компенсируются зазором в 50 мм. Глубину заделки колонны в стакан принимают не менее h_c и не менее $l_{an} + 1$ см, где l_{an} определяют для растянутой арматуры колонны по формуле (15.8). Толщину дна стакана t_h определяют расчетом и для фундаментов каркасных зданий и мелиоративных сооружений принимают соответственно не менее 200 и 120 мм.

Таким образом, минимальная конструктивная высота сборного фундамента, обеспечивающая жесткую заделку колонны, должна составлять $h \geq h_h + t_h$, где $h_h \geq h_c + 5$ см и $h_h \geq l_{an} + 6$ см. Перед установкой стойки точное положение ее низа фиксируется подливкой бетоном дна стакана. После установки и выверки стойки зазоры в стакане заполняются бетоном на мелком гравии. Для замоноличивания применяют бетон не ниже класса В12,5 и не ниже класса бетона фундамента, уменьшенного на одну ступень. Стенки стакана допускаются не армировать, если толщина их поверху не менее 200 мм и не менее $0,75h_i$, где h_i — высота верхней ступени. Если это условие не соблюдается, то стенки стакана необходимо армировать продольной и поперечной арматурой в соответствии с расчетом. При этом толщина стенок должна быть не менее 150 мм.

Монолитные фундаменты. Их устраивают под монолитные и сборные колонны. Монолитные фундаменты, так же как и сборные, могут быть квадратными или прямоугольными в плане. По

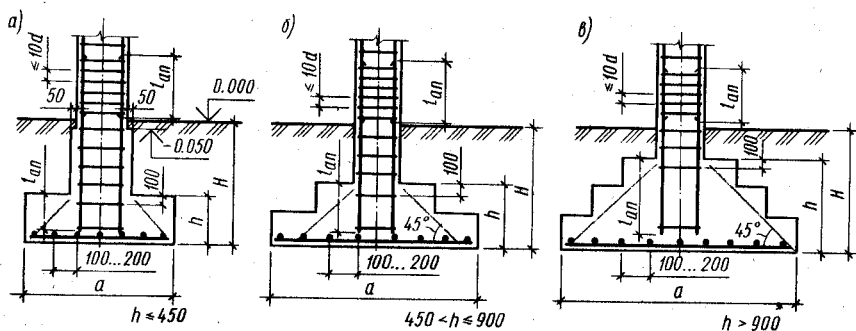


Рис. 22.3. Монолитные фундаменты под монолитные колонны:

а — одноступенчатый фундамент с подколонником; б, в — двух- и трехступенчатый фундаменты

форме поперечного сечения они бывают пирамида́льными и ступенчатыми (рис. 22.3), причем последние устраивают чаще, так как их опалубка проще. Количество ступеней в фундаментах назначают в зависимости от его общей высоты, так же как и в сборных фундаментах. Для монолитных фундаментов применяют бетон классов В12,5...В15. Армирование осуществляется только по подошве фундамента сварными сетками из стали класса А-II и А-III, диаметром не менее 10 мм и с шагом 100...200 мм. Под монолитные фундаменты предусматривают бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона класса В3,5. В этом случае толщина защитного слоя бетона по подошве фундамента должна составлять не менее 35 мм, а при отсутствии бетонной подготовки — не менее 70 мм.

Минимальную высоту монолитного фундамента назначают из условия достаточной анкеровки арматуры стойки, т. е. $h > h_f + 10$ см, где h_f — глубина заделки арматуры в фундамент, которая принимается из условий $h_f \geq l_{an}$; $h_f \geq h_c$. Высоту фундамента можно уменьшить, если предусмотреть на концах арматурных стержней специальные анкеры в виде приваренных пластин, уголков и т. п.

При наличии подколонника отметку его верха назначают на 50 мм ниже планировочной. Размеры поперечного сечения подколонника по сравнению с размерами поперечного сечения колонны принимают увеличенными на 50 мм в каждую сторону, что необходимо для удобства установки опалубки колонны (рис. 22.3, а).

Соединение монолитных фундаментов с монолитными колоннами выполняют путем стыкования продольной арматуры колонн с выпусками арматуры из фундамента. Количество, диаметр и расположение выпусков должно соответствовать рабочей арматуре колонн у обреза фундамента. Выпуски арматуры должны быть заделаны в бетон фундамента на величину не менее l_{an} , определяемую по формуле (15.8). В пределах фундамента выпуски объединяют в пространственный каркас хомутами. Первый хомут ставят у нижних концов

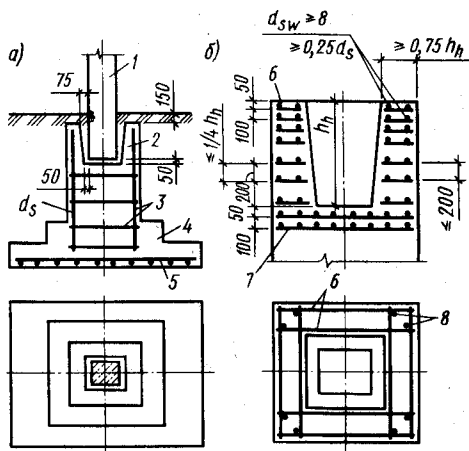


Рис. 22.4. Монолитный фундамент с подколонником стаканного типа:

а — общий вид; б — схема армирования подколонника; 1 — сборная колонна; 2 — подколонник; 3 — арматурный каркас подколонника; 4 — фундаментная плита; 5 — арматурные сетки фундамента; 6 — сварные сетки стакана $d_{sw} \geq 8$ мм и $\geq 0,25d_s$; 7 — сетки косвенного армирования дна стакана; 8 — вертикальные стержни каркаса подколонника

выпусков, а второй — на 100 мм ниже верхнего обреза фундамента. Длина выпусков арматуры из фундаментов должна быть достаточной для устройства стыка с арматурой колонны. Целесообразно стыки делать выше планировочной отметки грунта, а в зданиях — выше уровня пола. Арматуру колонн с выпусками рациональнее соединять с помощью сварки, но допускается соединение внахлестку без сварки. При этом длина перепуска арматуры должна приниматься не менее l_{an} , в пределах которой хомуты ставят с шагом не более $10d_{min}$, где d_{min} — минимальный диаметр продольной арматуры.

Соединение монолитного фундамента со сборной колонной осуществляется так же, как и в сборных фундаментах, т. е. с помощью стыка стаканного типа (см. рис. 22.2). При значительном заглублении подошвы фундамента применяют монолитные фундаменты с подколонником стаканного типа (рис. 22.4). Сущность такого решения заключается в том, что стакан располагается в подколоннике и имеет высокое положение. Верх подколонника находится на 150 мм ниже отметки пола. Такое конструктивное решение фундаментов позволяет значительно повысить индустриальность строительства, так как создается возможность выполнения всех работ нулевого цикла (обратная засыпка грунта, устройство подземных коммуникаций и подготовки под полы). Размеры подколонника в плане определяют из условия размещения в нем стакана. Подколонник армируют продольной и поперечной арматурой. От верха подколонника до дна стакана устанавливают поперечную арматуру в виде сварных сеток (рис. 22.4, б). Ниже дна стакана подколонник армируют в соответствии с правилами армирования сжатых элементов (см. § 18.2).

22.3. РАСЧЕТ ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет отдельного фундамента заключается в определении его размеров (площади подошвы, высоты фундамента и ступеней) и подборе необходимого количества арматуры.

При расчете фундамент принимают абсолютно жестким, а давление на грунт под его подошвой — распределенным по линейному закону. В общем случае размеры подошвы фундамента назначают из расчетов основания по деформациям. Расчет по деформациям можно не производить, если среднее давление на грунт от расчетных нагрузок, определенных с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, не превышает расчетного сопротивления грунта R , а максимальное давление на грунт (для внецентренно нагруженных фундаментов) не превышает $1,2R$. Размеры сечения фундамента и его армирование определяют, как в железобетонных элементах, из расчета прочности на усилия, определенные при расчетных нагрузках с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$.

● **Центрально-нагруженные фундаменты.** Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила N , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях.

Площадь подошвы A подбирают так, чтобы среднее давление под подошвой не превышало расчетного сопротивления грунта, т. е. соблюдалось условие $(N_n + HA\gamma_m)/A \leq R$, где H — глубина заложения фундамента; $\gamma_m = 200 \text{ гН/м}^3$ — средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах.

Отсюда

$$A = N_n / (R - \gamma_m H). \quad (22.1)$$

При квадратном фундаменте сторона подошвы $a = b = \sqrt{A}$. Эти размеры округляют в большую сторону. Высоту фундамента определяют из условия его прочности на продавливание. Обычно предварительно задаются минимальной высотой фундамента, обеспечивающей его жесткое соединение со стойкой, и проверяют условия прочности.

Прочность фундамента на продавливание определяют в предположении, что продавливание может происходить по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45° (рис. 22.5).

Это условие выражается формулой

$$F \leq R_{ht} u_m h_0, \quad (22.2)$$

где F — продавливающая сила; $u_m = 2(h_c + b_c + 2h_0)$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты фундамента h_0 .

Величина F принимается как равнодействующая реактивного давления грунта действующего на подошву фундамента за пределами нижнего основания пирамиды продавливания: $F = pA_{f0}$, где при определении величины p массу фундамента и грунта на нем не учитывают, так как в работе фундамента на продавливание они не участвуют; если основание пирамиды продавливания

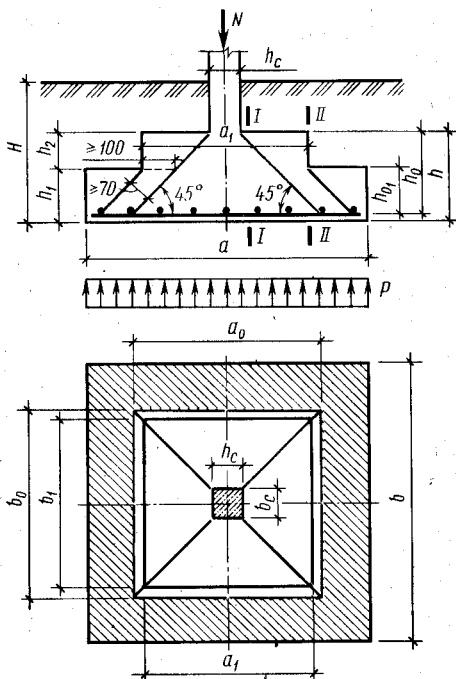


Рис. 22.5. Схема к расчету центрально нагруженного фундамента

выходит за пределы основания фундамента, то расчет на продавливание не производят; $A_{f0} = (A - A_0)$ — площадь фундамента за пределами основания призмы продавливания (на рис. 22.5 заштрихована); $A_0 = a_0 b_0 p = N/A$ — реактивное давление грунта.

Для ступенчатых фундаментов проверку прочности на продавливание производят для всего фундамента, если входящий угол ступени отстоит от грани пирамиды продавливания по нормали более чем на 7 см, а по горизонтали более 10 см (рис. 22.5). Если же угол ступени отстоит от грани пирамиды продавливания менее чем на 7 см (по горизонтали на 10 см) или доходит до нее, то будет происходить продавливание только нижележащей ступени, которую в этом случае следует рассчитывать.

Части фундамента под действием реактивного давления грунта работают как консоли, заделанные в массиве фундамента. По этой схеме рассчитывают фундамент в сечениях по грани колонны и по грани каждой ступени (рис. 22.5, сечения I—I; II—II).

Консольные вылеты нижних ступеней следует проектировать без поперечной арматуры, т. е. для них должно соблюдаться условие $Q_{II} \leq 0,6 R_{bt} b h_{01}$, где h_{01} — рабочая высота нижней ступени. Минимальное значение поперечной силы определяют для сечения II—II (рис. 22.5): $Q_{II} = 0,5p(a - a_1)b$.

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям I—I и II—II. Значения расчетных изгибающих моментов в этих сечениях равны:

$$M_I = 0,125p(a - h_c)^2 b; \quad M_{II} = 0,125p(a - a_1)^2 b. \quad (22.3)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента определяют, принимая $z = 0,9h_0$, т. е.

$$A_{s1} = M_I / (R_s \cdot 0,9h_0); \quad A_{s2} = M_{II} / (R_s \cdot 0,9h_{01}). \quad (22.4)$$

Для армирования подошвы принимают большую площадь сечения арматуры, полученную расчетом. В перпендикулярном направлении устанавливают такое же количество арматуры.

● **Внецентренно нагруженные фундаменты.** Их целесообразно выполнять с прямоугольной подошвой, вытянутой в плоскости действия момента. Размеры подошвы фундамента определяют из условия, чтобы наибольшее давление на грунт у края подошвы фундамента не превышало $1,2R$, а среднее давление не превышало R .

Эпюра давления под подошвой фундамента может быть трапецевидной (рис. 22.6, а) и треугольной при полном (рис. 22.6, б) или неполном (рис. 22.6, в) касании фундамента с грунтом. В последнем случае необходимо соблюдать условие $y \geq 0,75a$. В фундаментах мелиоративных сооружений и зданий насосных станций в большинстве случаев принимается трапецевидная эпюра напряжений в грунте, так как в этом случае фундаменты получаются экономичными.

Краевые давления на грунт под подошвой фундамента в случае одноосного внецентренного нагружения определяют в предположении линейного распределения давления на грунт:

при однозначной эпюре давления, т. е. если $e_{of} = M_{nf}/N_{nf} \leq a/6$,

$$p_{n,1,2} = \frac{N_{nf}}{ab} \pm \frac{6M_{nf}}{ba^2}; \quad (22.5)$$

при двухзначной эпюре давления, когда происходит отрыв фундамента, т. е. $e_{of} = M_{nf}/N_{nf} > a/6$,

$$p_{n1} = \frac{2N_{nf}}{by} = \frac{2N_{nf}}{3b(0,5a - e_{of})} \quad (22.6)$$

В этих формулах N_{nf} и M_{nf} — усилия, приведенные к подошве фундамента;

$$N_{nf} = N_n + \gamma_m H A; \quad M_{nf} = M_n + Q_{nf} h, \quad (22.7)$$

где N_{nf} , M_{nf} , Q_{nf} — продольная сила, изгибающий момент и поперечная сила, действующие в колонне на уровне верха фундамента и определенные при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. С достаточной точностью эти усилия можно определить, разделив расчетные усилия (при $\gamma_f > 1$) на среднее значение коэффициента $\gamma_{fm} = 1,15$.

Определение площади подошвы фундамента производят подбором.

Предварительно размеры сторон подошвы фундамента при трапециевидной эпюре давления грунта (рис. 22.6, а) можно определить, задавшись соотношением сторон $m = b/a = 0,6 \dots 0,8$:

$$a = e_{of}(2 + \sqrt{1,055k - 2,5}), \quad (22.8)$$

$$\text{где } k = \frac{N_n}{(1,2R - \gamma_m H) m e_{of}^2}.$$

Округлив полученные размеры a и b , проверяют давление на грунт по формуле (22.5). При этом должны соблюдаться условия: $p_{n1} \leq 1,2R$; $0,5(p_{n1} + p_{n2}) \leq R$.

Высоту внецентренно нагруженного фундамента назначают из тех же условий, что и центрально-нагруженного, т. е. из условия прочности фундамента на продавливание, размещения стакана или анкерovки выпусков арматуры.

Проверка прочности внецентренно нагруженного фундамента на продавливание производится со стороны наибольшего реактивного давления грунта.

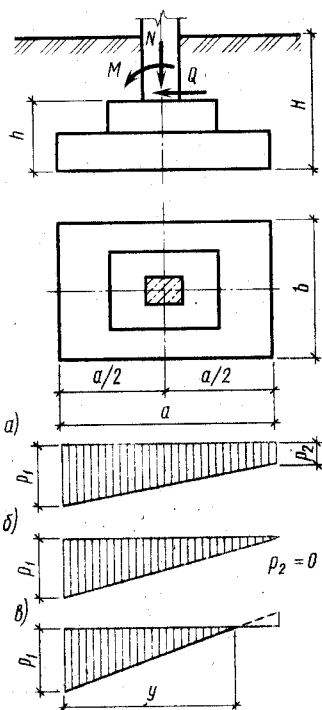


Рис. 22.6. Эпюры давления на грунт под подошвой внецентренно нагруженного фундамента

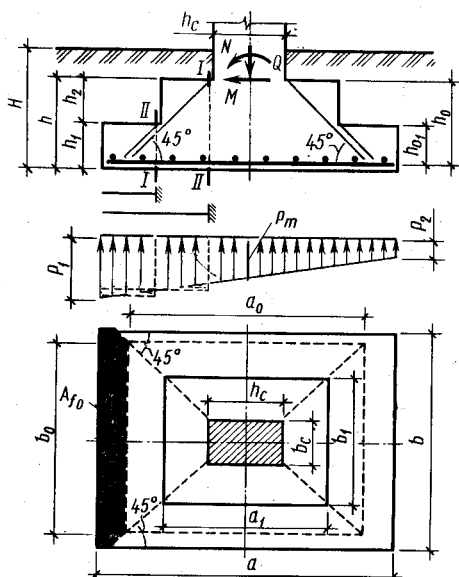


Рис. 22.7. Схема к расчету внецентренно нагруженного фундамента

В условии прочности (22.2) принимается продавливающая сила $F = p_1 A_{f0}$, где A_{f0} — часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением соответствующих ребер (заштрихованная площадь на рис. 22.7); p_1 — максимальное реактивное давление грунта. Средний периметр пирамиды продавливания u_m заменяется средним размером ее грани $b_m = 0,5(b_c + b_0)$. Реактивное давление грунта определяют от действия расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$, без учета массы фундамента и грунта над ним:

$$p_{1,2} = \frac{N_f}{ba} \pm \frac{6M_f}{ba^2} \quad (22.9)$$

Расчет фундамента на действие поперечной силы и подбор арматуры производят в плоскости действия момента и в перпендикулярной плоскости аналогично расчету центрально-нагруженного фундамента.

Изгибающие моменты и поперечные силы определяют для сечений I—I, II—II и аналогичных сечений III—III и IV—IV в перпендикулярной плоскости. Значения моментов и поперечных сил, действующих в консолях фундаментов, допускается определять, заменяя трапециевидные эпюры реактивного давления грунта на равновеликие прямоугольные (пунктирные линии на рис. 22.7).

? Как классифицируют фундаменты зданий и сооружений? ☐ Конструирование сборных и монолитных отдельных фундаментов. ☐ Сопряжение сборных и монолитных фундаментов с колоннами. ☐ Из каких условий назначают площадь основания центрально- и внецентренно нагруженных фундаментов? ☐ Каким требованиям должны отвечать высота фундамента и размеры его ступеней? ☐ Порядок проверки прочности центрально- и внецентренно нагруженных фундаментов на продавливание. ☐ Порядок подбора необходимого количества арматуры для центрально- и внецентренно нагруженных фундаментов.

23.1. ТИПЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН

В массовых мелиоративных сооружениях подпорные стены являются обязательным элементом при строительстве перегораживающих сооружений, открытых быстротоков, перепадов, регуляторов, каналов, входных и выходных оголовков, аванкамер насосных станций и т. п.

Боковые стенки таких сооружений могут быть отдельными или монолитно соединенными с дном. Наиболее распространенные типы отдельных боковых стенок перепадов и быстротоков приведены на рис. 23.1. Их выполняют бетонными (рис. 23.1, а, б) или железобетонными (рис. 23.1, в, г, д). Боковые стенки, монолитно соединенные с дном, образуют доковую конструкцию (рис. 23.1, е). При строительстве речных гидроузлов подпорные стены и устои возводят для сопряжения водосливных плотин и зданий гидроэлектростанций с земляными сооружениями и береговыми склонами, в судоходных устройствах (камеры шлюзов), для благоустройства прилегающих территорий (набережные) и т. п.

Железобетонные подпорные стены подразделяют: по условиям возведения — на монолитные, сборные и сборно-монолитные; по армированию — с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой; по высоте — на низкие (до 5 м), средние (от 5 до 20 м) и высокие (более 20 м); по расположению в плане — на прямые, ломаные и криволинейные; по конструктивным особенностям — на плитные, шпунтовые, ряжевые, уголкового, уголкового ребристые (контрфорсные), анкерные, ячеистые и др.; по размерам поперечного сечения — на массивные (гравитационные) и облегченные.

Массивные подпорные стены обычно выполняют из бетона или слабоармированного железобетона. Их устойчивость против опрокидывания или скольжения обеспечивается значительной собственной массой (рис. 23.1, а, в). Размеры поперечных сечений гравитационных стен в основном определяют из условия недопущения

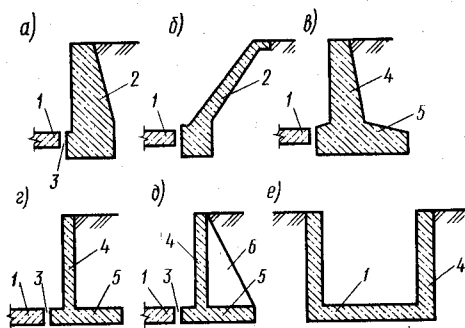


Рис. 23.1. Типы боковых стенок быстротоков и перепадов:

а — бетонных с наклонной задней гранью; б — откосных (лежачих); в — уголкового массивных; г — то же, облегченных; д — то же, с ребрами; е — доковая конструкция; 1 — дно быстротока или перепада; 2 — боковая стенка; 3 — продольный шов; 4 — вертикальная плита; 5 — горизонтальная плита; 6 — ребро

ния образования трещин. Облегченные подпорные стены являются достаточно тонкостенными конструкциями, в которых устойчивость обеспечивается массой грунтовой засыпки, находящейся над фундаментной плитой (рис. 23.1, г, д).

В этих сооружениях допускается образование трещин, но ширина их раскрытия должна быть ограничена. Предварительное напряжение арматуры в подпорных стенах применяют редко ввиду трудоемкости производства работ. Наиболее целесообразно применение предварительного напряжения в сборных элементах при строительстве сборных и сборно-монолитных сооружений.

Основными типами подпорных стен, применяемых в мелиоративном и гидротехническом строительстве, являются уголковые. Они состоят из вертикальной и горизонтальной (фундаментной) плит и могут быть массивными (рис. 23.1, в) или облегченными (рис. 23.1, г). Облегченные уголковые стены применяют при высоте до 5 м, а массивные — при высоте до 30...40 м. При высоте более 5 м в основании вертикальной плиты облегченной уголковой стены возникают большие изгибающие моменты. В этом случае целесообразно применять ребристые уголковые подпорные стены (рис. 23.1, д).

23.2. УГОЛКОВЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

В общем случае на уголковую подпорную стену облегченного типа основными нагрузками являются вертикальное G_v и боковое Q давления грунта (рис. 23.2). От действия этих нагрузок давление по подошве фундамента должно быть по возможности равномерным, а растягивающие напряжения (отрыв подошвы) не допускаются, т. е. равнодействующая всех нагрузок должна находиться в пределах ядра сечения подошвы фундаментной плиты. Исходя из этого ширина тыловой части фундаментной плиты

$$a_2 \approx \sqrt{1/(1+4k)} \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) H, \quad (23.1)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта; $k = a_1/a_2 = 0,25...0,4$ — отношение вылета лицевой консоли плиты к тыловой; H — высота подпорной стены.

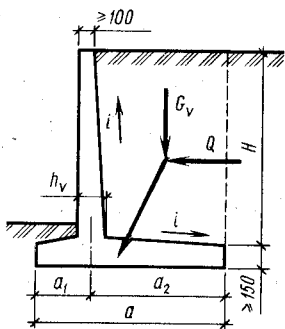


Рис. 23.2. Уголковая подпорная стена

Полной шириной фундаментной плиты можно также задаться в пределах $a = (0,5...0,7) H$. Меньшее значение a принимают для подпорных стен на скальных основаниях и при отсутствии подпора грунтовых вод с тыловой стороны. При наличии под фундаментом слабых грунтов и подпора грунтовых вод принимают большее значение a .

При одностороннем давлении грунта и воды ширину фундаментной плиты можно увеличить до $0,9 H$. Вылет лицевой консоли фундаментной плиты назначают в пределах $a_1 = (0,2...0,3)a$. Предвари-

тельно толщину вертикальной плиты у основания принимают равной $h_v = (1/8 \dots 1/15) H$ [в массивных стенах $(1/5 \dots 1/6) H$], а фундаментной с тыловой стороны на 10...30% больше. Толщину лицевой фундаментной плиты обычно принимают такой же, как вертикальной. Плитам подпорной стены, как правило, придают уклон тыловых граней $i = 1/20 \dots 1/40$. В массивных подпорных стенах уклоны и очертания граней назначают с учетом эксплуатации, а также по условиям устойчивости и прочности и принимают $i = 1/3 \dots 1/10$. Тыловым граням высоких подпорных стен придают полигональное очертание, при котором достигается более полное использование прочности материала.

В тех случаях, когда основной профиль подпорной стены, подобранной по условиям прочности или трещиностойкости, не удовлетворяет условиям устойчивости, предусматривают различные конструктивные меры.

Для повышения устойчивости против скольжения устраивают зуб (рис. 23.3, а), придают фундаментной плите обратный уклон под углом не более 10° (рис. 23.3, б), устраивают с лицевой стороны жесткий упор на сваях (рис. 23.3, в) или предусматривают анкерную плиту со стороны тыловой грани (рис. 23.3, г).

Зуб обычно устраивают на тыловой части фундаментной плиты, так как при его расположении под лицевой консолью возможно снижение устойчивости подпорной стены на опрокидывание в результате увеличения расстояний от оси поворота до опрокидывающих сил. Устойчивость стены на опрокидывание обеспечивается выносом вперед фундаментной плиты. Для обеспечения возможности осадок подпорных стен на нескальных основаниях и уменьшения опасности образования температурных трещин по длине стен устраивают деформационные швы не реже чем через 40 м. При слабых грунтах расстояние между осадочными швами принимают равным 15...25 м.

Для железобетонных подпорных стен применяют тяжелый бетон класса не ниже В12,5. В монолитных подпорных стенах обычно используют бетон класса В15, а в сборных конструкциях — В15 и В22,5. В массивных сооружениях рекомендуется предусматривать зональное распределение бетона по классам. В качестве ненапрягаемой арматуры преимущественно используют сталь классов А-II и А-I. Для частей подпорных стен, находя-

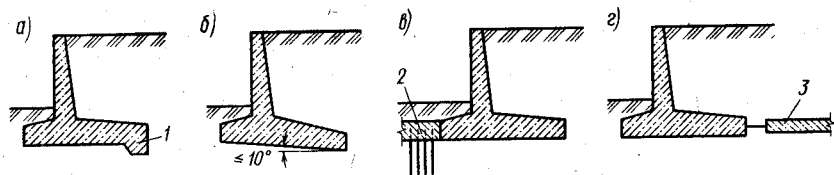


Рис. 23.3. Способы повышения устойчивости подпорных стен:
1 — зуб; 2 — жесткий упор на сваях; 3 — анкерная плита

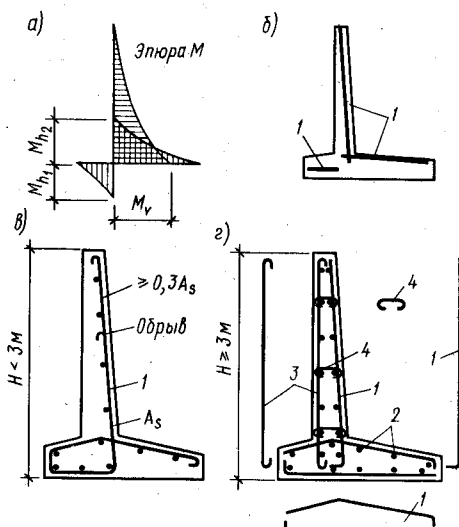


Рис. 23.4. Армирование угловых стен отдельными стержнями:

1 — рабочая арматура; 2 — распределительные стержни; 3 — конструктивная арматура; 4 — шпильки

щихся выше уровня грунтовых вод, допускается применять арматуру класса А-III.

● **Конструктивные особенности.** В угловых подпорных стенах вертикальная и горизонтальная плиты работают на изгиб как консоли, защемленные в месте пересечения этих плит. В соответствии с эпюрой моментов (рис. 23.4, а) в вертикальной плите растягивающие напряжения будут у внутренней грани, а в фундаментной — сверху — в тыловой консоли и снизу — в лицевой.

Рабочие стержни располагают вдоль консолей (рис. 23.4, б).

Монолитные облегченные подпорные стены армируют отдельными стержнями или сварными плоскими сетками и пространственными каркасами. При высоте подпорной стены $H < 3$ м плиты можно армировать одиночной арматурой в виде гнутых стержней, объединенных распределительными стержнями в каркас (рис. 23.4, в). Для экономии арматурной стали часть рабочей арматуры в вертикальной плите обрывают по эпюре моментов. При этом до верха плиты доводят не менее 30% арматуры. Фундаментную плиту, как правило, армируют без обрыва стержней. При высоте подпорной стены $H > 3$ м и толщине плит 20 см и более применяют двойное армирование (рис. 23.4, г).

На рис. 23.5 показано армирование подпорных стен сварными сетками. При

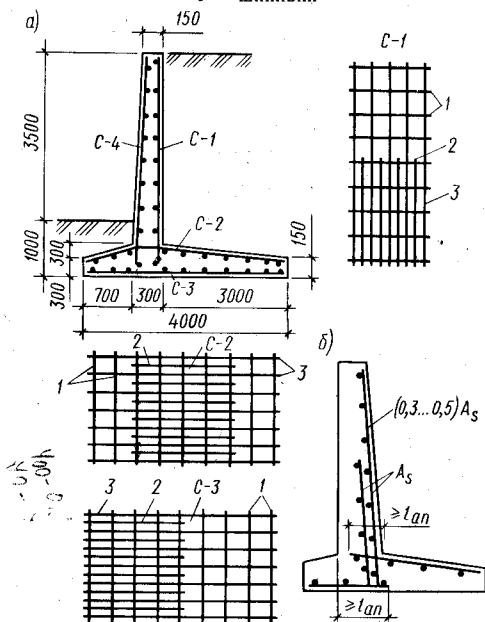


Рис. 23.5. Армирование угловых стен сварными сетками:

1 — распределительные стержни; 2 — дополнительные рабочие стержни; 3 — сквозные рабочие стержни

высоте стены $H > 3$ м сетки, как правило, устанавливают у всех граней плит (рис. 23.5, а). Часть рабочих стержней сеток размещают только в зонах наибольших моментов. Сетка С-4 — конструктивная. В целях индустриализации строительных работ отдельные плоские сетки рекомендуется объединять в пространственные каркасы. При высоте стены до 3 м допускается укладывать сетки только в растянутых зонах плит (рис. 23.5, б). При этом вертикальную плиту в целях экономии стали можно армировать двумя сетками, обрывая одну из них по эпюре моментов.

Независимо от способа армирования стержни рабочей арматуры фундаментной плиты и вертикальной стены заводят за грани сечений в корнях соответствующих консолей на длину анкеровки $l_{ан}$, определяемой по формуле (15.8).

В подпорных стенах применяют рабочую арматуру диаметром 10 мм и более. Расстояние между рабочими стержнями назначают не более 200 мм при $h \leq 150$ мм и не более $1,5h$ при $h > 150$ мм. Площадь сечения распределительной арматуры принимают на 1 м длины плиты не менее $0,1A_s$, а шаг — не более 500 мм. Толщина защитного слоя бетона принимается в вертикальных плитах не менее диаметра рабочей арматуры и не менее 30 мм при наличии гидроизоляции (промазка битумом) на тыловой поверхности. В фундаментной плите толщина защитного слоя назначается не менее 35 мм при наличии бетонной подготовки и не ниже 70 мм при ее отсутствии.

Монолитные массивные подпорные стены гидросооружений армируют пространственными армоконструкциями (рис. 23.6). В вертикальной плите через 4,5...6 м устанавливают армофермы, на которые навешивают сетки по типу, показанному на рис. 15.13, г. Кроме того, армофермы служат для крепления вертикальной и наклонной опалубки, установки путей и механизмов для транспортирования и укладки бетона. Поясные стержни (уголки) ферм должны располагаться в одной плоскости с вертикальными рабочими стержнями сеток. Разрезы сеток в местах установки армоферм должны перекрываться стыковыми стержнями.

Фундаментную плиту армируют сетками, пакетами и армокаркасами. У нижней грани плиты укладывают сетки, а у верхней — пакеты или сетки. Для их поддержания в проектном положении применяют армокаркасы, образованные из продольных, поперечных и косых стержней. Если поперечные стержни по расчету не требуются, для поддержания верхних пакетов или сеток применяют спе-

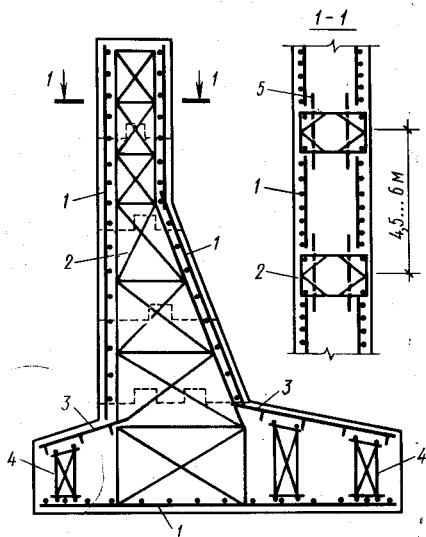


Рис. 23.6. Армирование массивной подпорной стены:

1 — сетка; 2 — армоферма; 3 — пакет; 4 — армокаркас; 5 — стыковой стержень

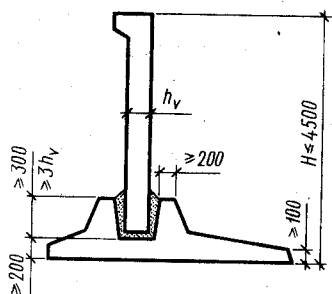


Рис. 23.7. Сборная уголкового подпорная стена

специальные монтажные стойки или козлы, связанные друг с другом для придания устойчивости арматурным конструкциям во время бетонирования. Схема армирования массивных плит показана также на рис. 15.14. При армировании массивных подпорных стен целесообразно использовать армоблоки, так как в этом случае достигается снижение массы монтажной арматуры и значительно ускоряется монтаж армоконструкций.

Сборные уголкового подпорные стены применяют при высоте до 4,5 м. Они бывают двух типов: в виде единого блока уголкового профиля или состоящие из вертикальной и фундаментной плиты (рис. 23.7).

Длина блоков обычно принимается равной 3 м. Соединение вертикальной плиты с фундаментной осуществляется с помощью продольного паза, омоноличиваемого после сборки плит бетоном. В зависимости от высоты подпорной стены вертикальные плиты имеют толщину 0,13...0,24 м. Плиты армируют сварными сетками из арматуры класса А-III, расположенными у обеих граней. Толщину защитного слоя бетона в сборных элементах подпорной стены принимают равной: в вертикальной плите не менее 20 мм, в фундаментной — не менее 25 мм.

Сборно-монолитные подпорные стены применяют преимущественно при возведении массивных гидротехнических сооружений. Создание сборно-монолитных конструкций осуществляется армопанелями, служащими опалубкой и облицовкой вертикальной части сооружения (рис. 23.8, а). Армopанели противоположных граней стен соединяют распорками и связями в жесткий блок. Армopанели представляют собой плоские железобетонные плиты толщиной 0,12...0,18 м, шириной до 4 м и длиной до 9 м, вытянутые в направлении рабочей арматуры. В них полностью или частично размещается рабочая арматура подпорной стены. При сильном армировании подпорной стены разместить всю рабочую арматуру в армопанелях не удастся, поэтому часть ее монтируют у внутренней поверхности армопанели. Для изготовления армопанелей применяют бетон классов В15, В20, В22,5 и арматуру класса А-II. С целью повышения трещиностойкости подпорных стен можно применять предварительно напряженные армопанели. Наличие шва между армопанелью и монолитным бетоном является недостатком сборно-монолитной конструкции. Для лучшей связи с монолитным бетоном поверхность армопанели

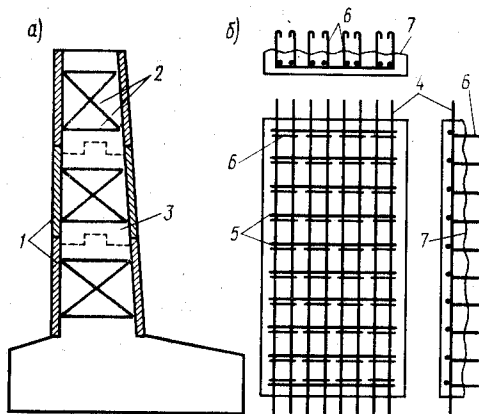


Рис. 23.8. Сборно-монолитная подпорная стена (а) и армирование армопанели (б):

1 — армопанель; 2 — распорки и связи; 3 — монолитный бетон; 4 — рабочая арматура; 5 — распределяющая арматура; 6 — арматурные выпуски («щетина»); 7 — шероховатая внутренняя поверхность

делают шероховатой путем втапливания щебня, устройства цилиндрических штраб и другими способами. Кроме того, предусматривают выпуски арматуры в виде «щетины» (рис. 23.8, б). Применение армопанелей почти полностью исключает работы по монтажу арматуры и значительно сокращает ее расход. Кроме того, улучшаются температурно-влажностные условия для твердения монолитного бетона.

● **Расчет угловых стен.** Расчеты подпорных стен производят для следующих расчетных случаев: эксплуатационного, строительного и ремонтного. При этом рассматривают два сочетания действующих нагрузок и воздействий — основное и особое.

Расчетные сочетания нагрузок и воздействий в каждом из расчетных случаев устанавливают в соответствии с возможностью одновременного их действия на подпорную стену. Схема нагрузок, действующих на подпорную стену, показана на рис. 23.9.

Собственный вес $G = G_1 + G_2$ подпорной стены определяют по ее предварительно назначенным размерам и удельному весу железобетона. Фльтрационное давление воды U на подошву фундаментной плиты устанавливают фильтрационными расчетами с учетом работы дренажных устройств. Вертикальное давление грунта подсчитывают отдельно для лицевой и тыловой частей фундаментной плиты (G_{g1} и G_{g2}). Боковое давление грунта на подпорную стену определяют по правилам строительной механики в зависимости от величины и направления перемещения подпорной стены. При этом возможны три случая: 1) при перемещении стены в сторону от грунта определяют активное давление Q_a , т. е. учитывают образование призмы обрушения; 2) если стена не перемещается по отношению к грунту, т. е. практически неподвижна, находят давление грунта в состоянии покоя (Q_0); 3) при перемещении стены в сторону грунта определяют пассивное давление грунта (Q_p). Перемещения стен могут быть вызваны деформацией основания или деформациями конструкции стены под действием нагрузок. В большинстве случаев при проектировании подпорных стен приходится определять активное и пассивное давление грунта.

Для приближенных расчетов допускается активное давление несвязных грунтов принимать действующим на вертикальную плоскость $I-I$ и направленным горизонтально.

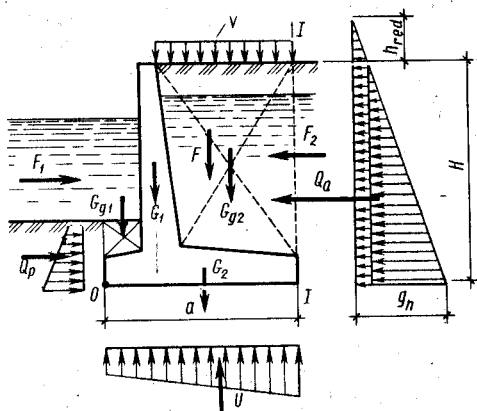


Рис. 23.9. Схема нагрузок, действующих на подпорную стену

В этом случае интенсивность давления грунта на 1 м длины стены на глубине H определяют по формуле

$$g_h = \gamma_g H \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (23.2)$$

а полное давление грунта на стену

$$Q_a = 0,5\gamma_g H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (23.3)$$

где γ_g — удельный вес грунта; φ — угол внутреннего трения.

При наличии на призме обрушения равномерно распределенной нагрузки v она заменяется эквивалентным слоем грунта высотой $h_{red} = v/\gamma_g$. В этом случае

$$g_h = \gamma_g (H + h_{red}) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (23.4)$$

$$Q_a = 0,5\gamma_g H(H + 2h_{red}) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi). \quad (23.5)$$

Горизонтальные составляющие (F_1 и F_2) других сил, действующих соответственно с тыловой и лицевой сторон стены (фильтрационное давление, волновые воздействия, давление льда и др.), определяют по соответствующим нормам.

Расчет подпорных стен заключается в проверке устойчивости положения, проверке давления на грунт под подошвой фундамента, расчете на прочность и трещиностойкость элементов стены. Расчеты следует выполнять на 1 м длины стены, если отношение длины сооружения к ширине фундаментной плиты более 3.

При проверке общей устойчивости подпорной стены значения расчетных сдвигающих и опрокидывающих сил принимаются с коэффициентами надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, а значения удерживающих сил — с коэффициентами $\gamma_f < 1$.

Подпорные стены на нескальном основании рассчитывают по схемам плоского сдвига и сдвига с частью грунтового основания по цилиндрической поверхности.

При горизонтальной плоскости скольжения устойчивость определяется из выражения

$$\gamma_n \gamma_{lc} Q_r \leq \gamma_{cd} Q_z, \quad (23.6)$$

где γ_n , γ_{lc} и γ_{cd} — коэффициенты надежности по назначению, сочетаний нагрузок и условий работы (определяются по СНиП 2.06.01—86); $Q_r = Q_a + F_2 - F_1$ — расчетная сдвигающая сила; $Q_z = (G - U) \operatorname{tg} \varphi + 0,7 Q_p + ac$ — расчетная удерживающая сила; Q_p — пассивное давление грунта с лицевой стороны; G — сумма вертикальных нагрузок; $\operatorname{tg} \varphi$ и c — коэффициент трения и удельное сцепление грунта по поверхности сдвига; остальные обозначения на рис. 23.9.

Подпорные стены на скальном основании рассчитывают на плоский сдвиг по формуле (23.6), принимая $Q_p = 0$, и на опрокидывание вокруг лицевого ребра по выражению

$$\gamma_n \gamma_{lc} M_u \leq \gamma_{cd} M_z, \quad (23.7)$$

где M_u и M_z — моменты всех опрокидывающих и удерживающих сил относительно точки O (рис. 23.9).

Для проверки давления на грунт по подошве подпорной стены определяют сумму всех нормативных вертикальных сил $F_{jun,n}$ и сумму моментов всех сил $M_{jun,n}$ (при коэффициентах надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$) относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты. Давление вычисляют по формуле внецентренного сжатия для схемы плоской деформации

$$p_{\max,n} = F_{jun,n}/A_{jun} \pm M_{jun,n}/W_{jun}. \quad (23.8)$$

Максимальное краевое давление не должно превышать $1,2R$, а среднее давление $p_{m,n} \leq R$, где R — расчетное сопротивление грунта. Отрыв подошвы фундаментной плиты не допускается, следовательно, $p_{\min,n} \geq 0$.

Расчет элементов подпорной стены производят следующим образом. Угловую стену при расчете расчленяют на вертикальную и горизонтальную плиты. Их сечения рассчитывают на прочность и трещиностойкость.

При этом в облегченных подпорных стенах расчет производят по раскрытию трещин, а в массивных, как правило, — по образованию трещин.

Вертикальная плита работает на изгиб как консоль, защемленная в фундаментной плите и находящаяся под давлением грунта. Усилиями от собственного веса облегченной стены, как правило, пренебрегают. Расчет вертикальной плиты производят на действие максимального изгибающего момента у основания консоли.

Предварительно назначенную толщину плиты можно уточнить из условия ее оптимального армирования по формуле $h_v = (0,25 \dots 0,3) \sqrt{M/R_b} + 5$ см. Кроме того, толщина плиты должна быть назначена из условия недопустимости появления наклонных трещин от действия поперечной силы, т. е. $Q \leq 0,6R_b b h_0$. Окончательно значение h_v принимается кратным 10 мм.

Подбор продольной рабочей арматуры и расчет по раскрытию трещин производят для прямоугольного сечения шириной $b = 100$ см.

Фундаментную плиту рассчитывают на изгиб как две консоли, защемленные в вертикальной плите. Расчетной нагрузкой на нее является реактивное давление (отпор) грунта, направленное снизу вверх, и давление от нагрузок, расположенных непосредственно под консолями плиты, направленное сверху вниз (рис. 23.10, а). При этом собственный вес фундаментной плиты в расчетах не учитывают, так как он не вызывает ее изгиба при сплошном опирании.

Реактивное давление грунта определяют от действия всех расчетных нагрузок (с коэффициентами надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$) по формуле (23.8). Давления от расчетных нагрузок, расположенных над плитой (вес грунта, воды и нагрузка на поверх-

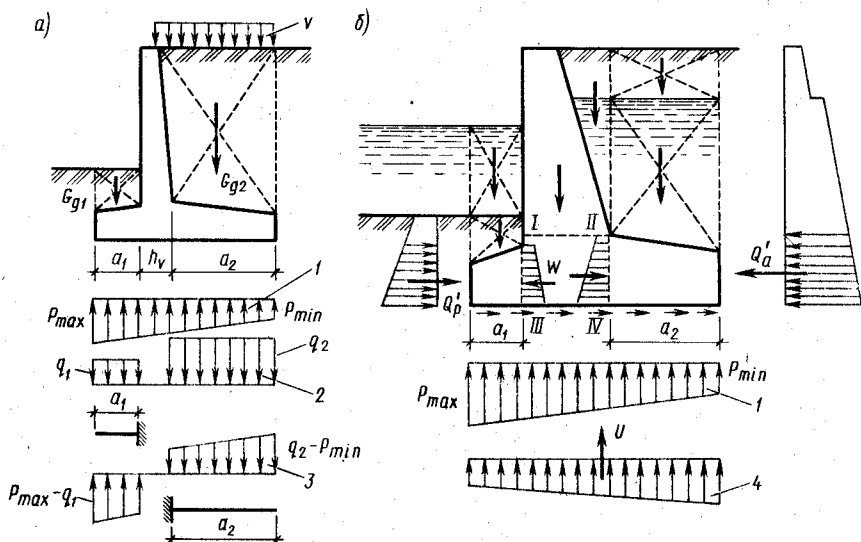


Рис. 23.10. К расчету фундаментной плиты облегченной (а) и массивной (б) подпорной стены:

1 — эпюра реактивного давления грунта; 2 — эпюра давления от нагрузок, расположенных над консолями; 3 — эпюра расчетных нагрузок; 4 — эпюра фильтрационного давления

ности), находят как частное от деления их на площадь соответствующих консолей. Например, $q_1 = G_{g1}/a_1$; $q_2 = G_{g2}/a_2 + v$ (рис. 23.10, а). Расчетные нагрузки на фундаментную плиту вычисляют сложением полученных эпюр давлений. При необходимости аналогично учитывают гидростатические и фильтрационные давления.

Реактивное давление грунта на лицевую консоль $p_{\max}$ всегда больше давления q_1 и плита изгибается вверх, а на тыловую консоль отпор грунта $p_{\min}$ меньше нагрузки q_2 , что приводит к ее изгибу вниз. Для обеих плит определяют максимальный момент и поперечную силу в корне консолей от распределенной по трапеции нагрузки. Предварительное назначение толщин плит в зависимости от нагрузок и расчет сечений производят как в вертикальной плите.

Расчет массивных подпорных стен имеет свои особенности, обусловленные большими размерами элементов сооружения. Так, при расчете вертикальной плиты учитывают ее собственный вес, в результате чего расчетные сечения будут внецентренно сжатыми.

При расчете фундаментной плиты кроме рассмотренных нагрузок учитывают (рис. 23.10, б): горизонтальные составляющие активного и пассивного давления грунта, а также гидростатическое давление в пределах высоты сечения плиты (Q'_a и Q'_p); горизонтальные силы сцепления по подошве фундамента; фильтрационное давление воды (противодавление) по подошве фундамента (U) и в сечении плиты (W).

Лицевая консоль от действующих нагрузок будет испытывать внецентренное сжатие (рис. 23.10, б). Сжимающими силами являются давление грунта и воды, приходящиеся на торец консоли, и равнодействующая сил сцепления $F_{f1} = ca_1$. Для удобства расчета внецентренно сжатого сечения I—III все силы приводят к его центру тяжести. Тыловая консоль в сечении II—IV является внецентренно растянутой. Растягивающая равнодействующая от сил сцепления ($F_{f2} = ca_2$), как правило, оказывается больше, чем сжимающие силы от активного давления грунта (Q'_a), действующие на торец консоли (рис. 23.10, б). При наличии зуба, монолитно связанного с тыловой консолью (рис. 23.10, а), учитывают возникшее перед ним реактивное горизонтальное давление грунта, увеличивающее растягивающее усилие в сечении II—IV.

23.3. РЕБРИСТЫЕ УГОЛКОВЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

Ребристые уголковые подпорные стены применяют при высоте от 5 до 15 м.

Они представляют собой уголковую стену, в которой вертикальная и фундаментная плиты жестко соединены наклонными ребрами (контрфорсами). Ребра являются опорами для плит, благодаря чему они работают как неразрезные многопролетные балки в продольном направлении или как защемленные по трем сторонам.

Ребристые уголковые стены возводят, как правило, из монолитного железобетона (рис. 23.11). Ширину фундаментной плиты и вылеты ее консолей (a_1 и a_2) назначают как в уголковых стенах. Расстояние между ребрами l определяют пробными расчетами из условия минимального расхода железобетона на сооружение. Обычно $l = H/3$ и составляет 2...5 м. Вертикальную и фундаментную плиты принимают постоянной толщины в обоих направлениях и равной $(1/12...1/20) H$.

Проверка общей устойчивости положения и давления на грунт контрфорсной стены производится так же, как и уголковой, а расчет ее элементов существенно отличается из-за наличия ребер.

Вертикальная плита монолитной стены нагружена боковым давлением грунта и работает на участке $H - l/2$ как многопролетная неразрезная балка в продольном направлении, подвешенная к ребрам (рис. 23.12, б). На работу нижнего участка плиты высотой $l/2$ влияет ее защемление в фундаментной плите. Поэтому этот участок рассматривают отдельно.

Так как боковое давление грунта возрастает снизу вверх, эспору выше участка $l/2$ разбивают на несколько зон высотой 1,5...2 м. За расчетную нагрузку для каждой зоны принимают среднюю величину давления грунта q_i (рис. 23.12, а). Расчет плиты

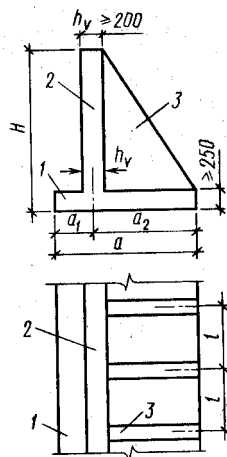


Рис. 23.11. Ребристая уголковая подпорная стена:

1 — фундаментная плита; 2 — вертикальная плита; 3 — ребро

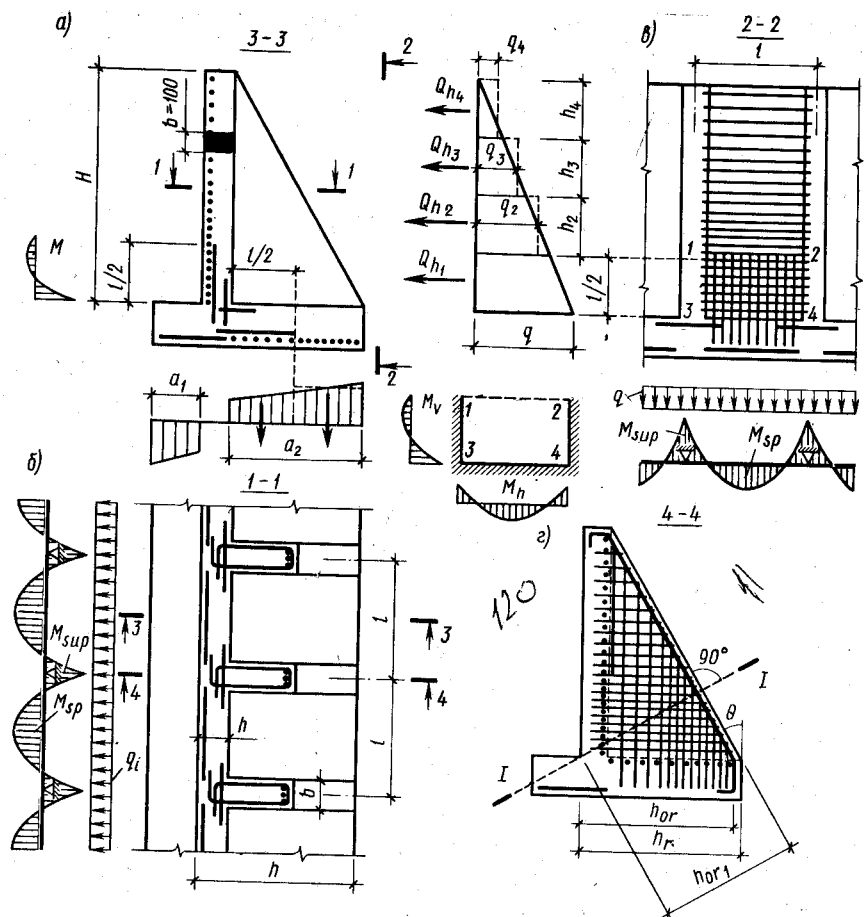


Рис. 23.12. Армирование ребристой угловой подпорной стены (показана только рабочая арматура):

a — поперечное сечение между ребрами; *б* — вид сверху; *в* — рабочая арматура в вертикальной плите у нагруженной грани; *г* — сечение по ребру

производят для каждой зоны, вырезая высоту единичной ширины (например, $b=1$ м). Расчетную схему принимают в зависимости от количества пролетов. При этом наибольшие моменты при равномерно распределенной нагрузке действуют в крайних пролетах и над вторыми опорами. Если расчет производят в стадии предельного равновесия, то $M_{sup} = M_{sp} = q_i l^2 / 11$. Для наиболее нагруженной полосы, расположенной на высоте $l/2$, уточняют предварительно назначенную толщину плиты расчетом на прочность или трещиностойкость.

Рабочую арматуру в вертикальной плите размещают вдоль подпорной стены, т. е. горизонтально, в соответствии с эapurой из-

гибающих моментов: между контрфорсами — с лицевой стороны, над контрфорсами — с тыловой (рис. 23.12, б).

При постоянной толщине вертикальной плиты количество рабочей арматуры увеличивается к низу плиты в соответствии с возрастанием моментов (рис. 23.12, а).

Нижняя часть плиты высотой $l/2$ (участок 1—2—3—4) работает как защемленная по трем сторонам (в контрфорсах и фундаментной плите) и свободно свисающая по четвертой.

Рассчитать ее можно по упругой стадии с использованием таблиц или по методу предельного равновесия. На этом участке плита изгибается в двух направлениях, рабочая арматура устанавливается горизонтально и вертикально (рис. 23.12, в) у обеих поверхностей.

Фундаментная плита с тыловой стороны рассчитывается аналогично вертикальной плите как неразрезная балка, подвешенная к контрфорсам (рис. 23.12, в). Расчетной нагрузкой для нее является результирующее давление, как и в угловых стенах, направленное сверху вниз. В месте примыкания к вертикальной плите на участке 1—2—3—4 длиной $l/2$ фундаментная плита рассматривается как защемленная по трем сторонам (рис. 23.12, б). Лицевую часть фундаментной плиты рассчитывают как консоль, защемленную в вертикальной плите, на результирующее давление снизу, т. е. так же, как и в угловых стенах (рис. 23.12, а). Рабочая арматура в ней размещается поперек стены у подошвы.

Ребро (контрфорс) работает как консольная балка переменной высоты, защемленная в фундаментной плите.

Его рассчитывают на действие собственного веса и бокового давления грунта, передающегося от участка вертикальной плиты шириной, равной полусумме прилегающих пролетов плиты, т. е. с участка шириной l . Максимальный момент действует у низа ребра и составляет $M = q l H^2 / 6$, а поперечная сила $Q = q l H / 2$. Так как вертикальная плита находится в сжатой зоне, сечение контрфорса рассчитывают на прочность как тавровое высотой h_r с сжатой полкой (рис. 23.12, б).

Ширину ребра b назначают такой, чтобы от действия поперечной силы не появились наклонные трещины и не требовалось бы поперечной арматуры, т. е. из условия $Q \leq 0,6 R_{bt} b h_{or}$, где $h_{or} = h_r - 6$ см.

Площадь сечения рабочей арматуры A_s определяют из расчета на прочность нижнего сечения высотой h_{or} , являющегося внецентренно сжатым под действием максимального изгибающего момента и собственного веса контрфорса. В облегченных невысоких стенах собственный вес не учитывают. При этом необходимо учесть, что рабочая арматура ребра располагается под углом θ к направлению действия силы и ее сечение по контуру ребра $A_{s,inc} = A_s / \cos \theta$, или можно проверить на прочность сечение $I—I$ с рабочей высотой $h_{or1} = h_{or} \cos \theta$ и направленное перпендикулярно к грани ребра (рис. 23.12, з). Рабочие стержни разме-

шают параллельно наклонной грани контрфорса с минимальной толщиной защитного слоя бетона и заводят в фундаментную и вертикальную плиту на длину анкеровки l_{an} .

Для восприятия усилий, отрывающих вертикальную и фундаментную плиты от ребра, устанавливают горизонтальную и вертикальную анкерующую арматуру (рис. 23.12, б, з). Ее заводят в плиты не менее чем на величину l_{an} . Сечение и шаг анкерных стержней определяют по зонам из условия $A_{st} = Q_{hi}/R_s$, где $Q_{hi} = q_i h_i l$ — отрывающее усилие в зоне высотой h_i (рис. 23.12, а). Так как отрывающие усилия по зонам изменяются, шаг анкерных стержней при постоянном диаметре переменный.

23.4. ДОКОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Водопроницающую часть открытых гидротехнических сооружений на мелиоративных сетях (регуляторы, быстротоки, перепады, водосбросы и т. п.), как правило, выполняют в виде лотка прямоугольного сечения, являющегося доковой конструкцией. В речных гидроузлах в виде массивных конструкций докового типа возводят камеры шлюзов.

Размеры доковых конструкций (высота и ширина) определяются гидравлическими расчетами, зависят от расхода воды и других эксплуатационных условий. Доковые конструкции сооружают монолитными и сборными.

Монолитные лотки возводят при экономической нецелесообразности доставки сборных элементов на место строительства или при строительстве массивных сооружений. Их открытое поперечное сечение может быть с постоянной толщиной плит (рис. 23.13, а), а при большой высоте для экономии бетона тыловым граням стен придают уклон $i = 1/25 \dots 1/40$ (рис. 23.13, б) или полигональное очертание. Широкие и высокие лотки усиливают ребрами, расположенными с шагом 1,5...3 м (рис. 23.13, в). Толщину стен поверху принимают не менее 20 см, а днища —

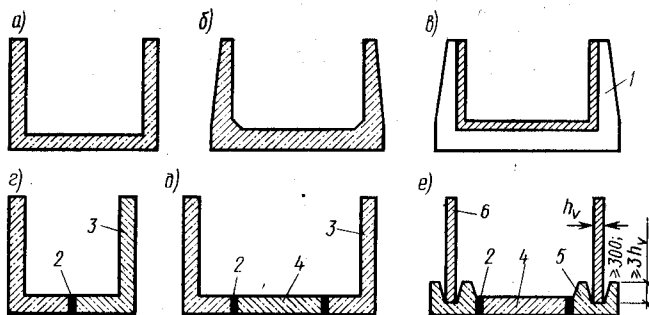


Рис. 23.13. Конструктивные схемы доковых конструкций:
1 — ребро; 2 — жесткий стык; 3 — Г-образный блок; 4 — плита днища;
5 — фундаментный блок; 6 — стена

не менее 25 см. В местах сопряжения стен с дном для уменьшения концентрации напряжений предусматривают вуты.

Сборные доковые конструкции применяют при высоте лотка до 4 м. Они бывают секционными (с поперечным членением) и блочными (с поперечным и продольным членением). Секционные лотки имеют высоту 1...2 м и ширину до 1,5 м. Длина секций — до 2 м. Основой блочных лотков являются Г-образные блоки длиной 1,5...3 м. При ширине до 1,5 м лоток собирают из двух Г-образных блоков (рис. 23.13, *г*); а при большей — между ними укладывают сборные плиты дна (рис. 23.13, *д*). Толщина стен Г-образных блоков составляет 10...25 см, а дна — 15...30 см. На рис. 23.13, *е* представлен другой тип блочной доковой конструкции, состоящей из фундаментных блоков, в продольном пазу которых омоноличивается вертикальная плита. С внутренней стороны фундаментные блоки имеют выпуски арматуры для соединения с плитой дна.

Для изготовления доковых конструкций применяют бетон классов В12,5...В22,5, марок по водонепроницаемости W4, W6 и морозостойкости F50...F150. Доковые конструкции армируют сварными сетками, в которых рабочая арматура классов А-I, А-III, а конструктивная А-I. Армирование лотка показано на рис. 23.14, а Г-образного блока см. далее на рис. 24.10, *г*. В вертикальной плите половину арматуры обрывают в середине высоты стены в соответствии с эпюрой моментов. Толщину защитного слоя бетона назначают не менее 30 мм, а наружные поверхности стен покрывают окрасочной гидроизоляцией.

Ответственной деталью в сборных доковых конструкциях являются стыки элементов. Продольные стыки (соединение блоков в дно) должны быть жесткими и осуществляются путем соединения арматурных выпусков с последующим их омоноличиванием (см. рис. 21.37, 24.10, *г*). Поперечные стыки обычно выполняют гибкими с уплотнением из битумных или полимерных материалов (см. рис. 21.33). Под швом устраивают обратный фильтр, а иногда укладывают дренажные трубки для защиты грунта основания от размыва в случае нарушения герметичности стыка.

Расчет доковых конструкций производят в поперечном направлении. Основными нагрузками являются: собственный вес лотка, боковое давление грунта q_h , временная нагрузка на призме обрушения v , гидростатическое p_w и фильтрационное u_f давления воды (рис. 23.15, *а*). Расчет производят для двух расчетных случаев: строительного (при отсутствии давления воды) и

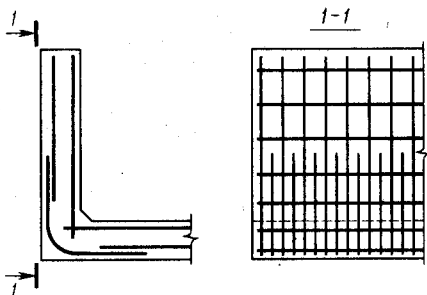


Рис. 23.14. Армирование доковой конструкции

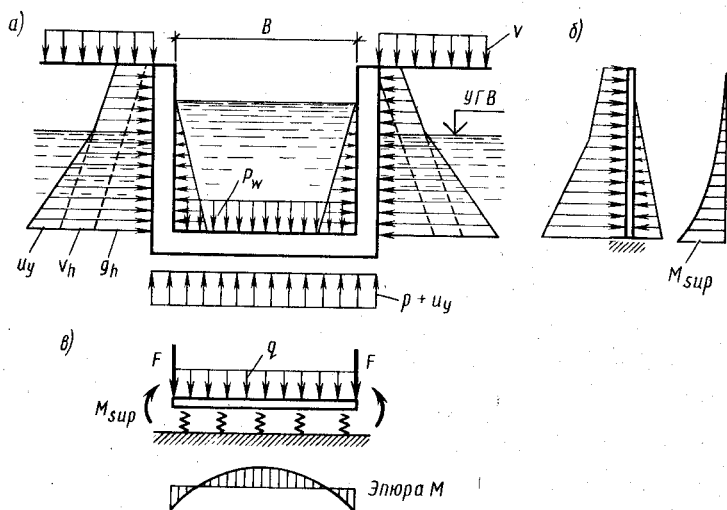


Рис. 23.15. К расчету доковой конструкции

эксплуатационного. Все нагрузки подсчитывают обычными способами на 1 м длины лотка.

Стенку лотка рассчитывают как консоль, защемленную в днище, на действие горизонтальных нагрузок (рис. 23.15, б): давления грунта g_h , боковой пригрузки v_h от временной нагрузки на призме обрушения и давления воды p_w и u_y . Днище рассматривают как балку на упругом основании, нагруженную двумя моментами M_{sup} , двумя силами F от веса стен, и равномерно распределенной нагрузкой $q = g + p_w - u_y$, где g — собственный вес днища (рис. 23.15, в).

Усилия определяют методами Б. Н. Жемочкина или И. А. Сим-вулиди. Кроме того, в днище действует продольная сжимающая сила от боковых нагрузок на стены лотка.

Подбор арматуры производят из расчета на прочность сечений стен, как в изгибаемом элементе, а днища — во внецентренно сжатом. В доковых конструкциях допускается образование трещин, поэтому расчет на трещиностойкость производят по раскрытию трещин.

? Классификация и типы подпорных стен. Их конструктивные особенности. Нарисуйте схемы стен. □ Как назначают размеры уголкового стен? □ Какие существуют способы повышения устойчивости стен? □ Как армируют монолитные облегченные и массивные уголкового стен? □ Конструктивные особенности и армирование сборных и сборно-монолитных уголкового стен. □ Какие нагрузки действуют на подпорные стены и как их определяют? □ Расчет элементов уголкового стен. Особенности расчета массивных стен. □ Конструктивные особенности ребристых уголкового стен. Их армирование. □ Как работают плиты ребристых уголкового стен? Их расчет. □ Особенности расчета контрфорса в подпорных стенах. □ Конструктивные решения монолитных и сборных доковых конструкций. Их армирование. □ Как рассчитать доковую конструкцию?

24.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

● **Области применения и типы труб.** Железобетонные трубы являются массовыми конструкциями в мелиоративном строительстве.

Большинство сооружений на оросительных и осушительных сетях (регуляторы, дюкеры, переезды, водовыпуски, ливнеспуски, смотровые и наблюдательные колодцы и т. д.) трубчатого типа. При этом используют главным образом круглые трубы диаметром до 1,6 м и длиной до 5 м. В некоторых сборных гидротехнических сооружениях трубчатые конструкции составляют до 60 % от общего объема железобетона.

Большое распространение получили железобетонные трубы при сооружении подводящих и напорных трубопроводов мелиоративных насосных станций. В гидротехническом строительстве при сооружении деривационных и турбинных водоводов применяют трубопроводы больших диаметров. К ним обычно относят негабаритные по условиям транспортирования трубы диаметром более 2,5 м, производство которых целесообразно организовать на местных предприятиях или полигонах.

Железобетонные трубы и трубопроводы по конструктивным особенностям и способу изготовления подразделяют по следующим признакам.

По способу сооружения трубопровода — монолитные и сборные. Монолитные применяют сравнительно редко: при сооружении деривационных водоводов, трубопроводов насосных станций, дюкеров и других сооружений диаметром более 150 см, рассчитанных на внутреннее давление до 0,5 МПа и небольшой протяженности (200...300 м). В основном трубопроводы сооружают сборными, состоящими из отдельных звеньев труб длиной 3...7 м. По величине диаметров — малых диаметров (50 см и менее), средних диаметров (60...120 см) и больших диаметров (140 см и более). Типовые железобетонные трубы выпускают диаметрами 30, 40, 50, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 200 и 240 см. Трубы диаметром более 240 см разрабатывают для конкретных условий строительства. По внутреннему давлению — безнапорные и напорные. Напорные делятся на низконапорные (при давлении до 0,3 МПа), средненапорные (0,5...1 МПа), высоконапорные (1,5...2 МПа). По армированию — с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой. Безнапорные и низконапорные трубы армируют ненапрягаемой арматурой, средне- и высоконапорные — предварительно напряженной. По форме поперечного сечения — круглые и сложных поперечных сечений и др. Напорные трубы изготавливают только круглыми, а безнапорные — любых попе-

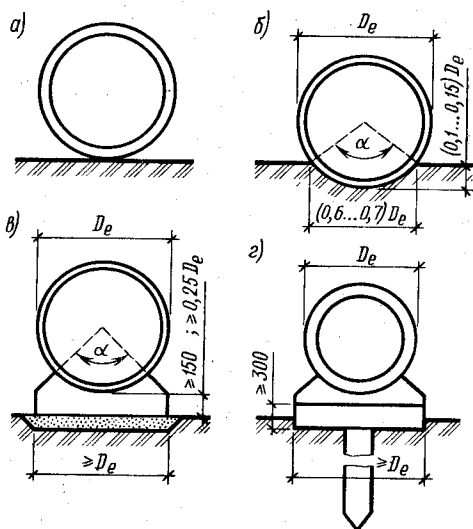


Рис. 24.1. Способы опирания труб

тающие круглый год, необходимо учитывать сезонного промерзания грунтов.

Способ опирания труб оказывает большое влияние на величину усилий от давления грунта.

Усилия в стенках трубы достигают наибольших значений при опирании на плоское дно траншеи, когда опорная реакция приложена к трубе по образующей, и уменьшаются в 1,5...2,5 раза, если труба уложена на спрофилированное по дуге основание.

В зависимости от грунтовых условий и диаметра труб применяют следующие способы опирания: 1) на плоское грунтовое основание, если диаметр труб не превышает 50 см, а расчетное сопротивление грунта $R \geq 0,15$ МПа (рис. 24.1, а); 2) на спрофилированное грунтовое основание с углом охвата $\alpha = 60...90^\circ$ при диаметре труб 60...150 см и $R \geq 0,15$ МПа (рис. 24.1, б). Чем больше угол охвата, тем равномернее распределена опорная реакция, что снижает усилия в трубе; 3) на бетонный или железобетонный сплошной фундамент (при $R = 0,15...0,08$ МПа). Фундамент имеет лоток с углом охвата $\alpha = 90...120^\circ$ (рис. 24.1, в); 4) в слабых грунтах (торфы, пльвуны, илстые или болотистые грунты и т. п.), т. е. при $R = 0,08...0,02$ МПа трубопровод опирают на свайное основание (рис. 24.1, г) или предусматривают под ним песчаную подушку толщиной 1 м. Для труб диаметром до 120 см сваи сечением 30×30 см забивают в один ряд, а диаметром 120 см и более — в два ряда. Сваи объединяют монолитным железобетонным ростверком.

Особенность подземного трубопровода состоит в его совместной работе с окружающим грунтом. Грунт создает нагрузку,

речных сечений. По конфигурации концов — гладкие, раструбные, фальцевые.

● **Укладка трубопроводов и условия работы труб.** По способу укладки на местности трубопроводы могут быть открытыми, засыпанными, подземными и размещенными в теле бетонных массивов. В мелиоративном строительстве железобетонные трубы в основном укладывают в грунт (подземные трубопроводы).

Глубину заложения трубопроводов назначают в зависимости от топографических, геологических и эксплуатационных условий. Трубопроводы, рабо-

является основанием для трубы и средой, передающей наземные нагрузки.

В стенке трубопровода от действия внутреннего давления воды (напора) возникает только растяжение, а все остальные нагрузки, сплющивающие поперечное сечение, вызывают окружные (в основном сжимающие) силы и изгибающие моменты.

Наибольшие по величине изгибающие моменты действуют в верхнем (шелыга) и нижнем (лоток) сечениях. Окружные сжимающие силы имеют максимальную величину в боковых сечениях. От действия момента в стенке трубы возникают растягивающие напряжения: в шелыге и лотке на внутренней поверхности, в боковых сечениях — на наружной.

Для восприятия окружных усилий (изгибающих моментов, нормальных сил) железобетонные трубы армируют кольцевой арматурой. Продольная арматура ставится из условия работы труб в продольном направлении, а также в качестве монтажной для создания каркаса.

24.2. КОНСТРУКЦИИ КРУГЛЫХ ТРУБ

● **Безнапорные трубы.** Круглые трубы наиболее распространены и удобны по условиям гидравлической работы, а также при изготовлении труб и монтаже трубопроводов. Длина сборных труб составляет 5 м при диаметре до 200 см и 3...4,5 м при диаметрах более 200 см. Толщину стенки принимают равной $h \approx 0,1D_i$, где D_i — внутренний диаметр труб.

Для изготовления безнапорных труб применяют бетон класса не ниже В22,5. Стенку трубы армируют в соответствии с характером и распределением усилий двумя видами арматуры: кольцевой (спиральной) для восприятия окружных усилий и продольной. В качестве кольцевой применяют арматуру классов А-I, Вр-I и А-III диаметром 3...10 мм, а продольной — А-I диаметром 6...8 мм. Круглые трубы армируют тремя способами: 1) одиночным круговым каркасом; 2) двумя круглыми каркасами; 3) одиночным эллиптическим каркасом.

Одиночным круговым каркасом армируют трубы с толщиной стенки до 100 мм (диаметр труб до 100 см).

Каркас располагают по толщине стенки так, чтобы спиральная арматура находилась от внутренней поверхности трубы на расстоянии $(0,4...0,45)h$ (рис. 24.2, а). В этом случае полностью используются прочностные свойства арматуры в вертикальных и боковых сечениях трубы.

Двойное армирование применяют при большей толщине стенки и диаметрах труб более 100 см (рис. 24.2, б).

Каркасы размещают в стенке как можно ближе к поверхностям трубы с соблюдением минимальных толщин защитных слоев бетона.

Армирование труб одиночным эллиптическим каркасом (рис. 24.2, в) можно применять для любых диаметров труб и толщин стенок.

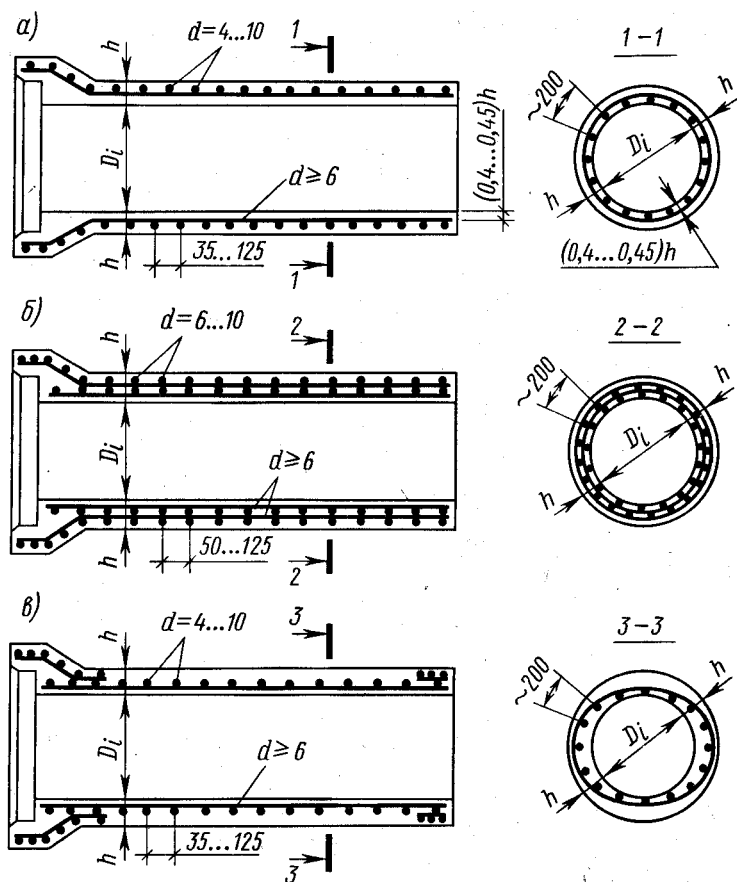


Рис. 24.2. Армирование круглых труб

Этот способ армирования является наиболее рациональным и экономичным, так как рабочая арматура располагается в соответствии с эпюрой изгибающих моментов и одним каркасом достигается эффект двойного армирования. Однако применение таких труб связано с технологическими трудностями по изготовлению каркасов, установке их в форму, строгому фиксированию труб при монтаже трубопровода и т. д.

Расстояние между витками спиральной арматуры определяется расчетом и принимается не менее 25 мм. Максимальный шаг витков составляет 100 мм при $h \leq 100$ мм и 150 мм при $h > 100$ мм. Продольную арматуру устанавливают по окружности трубы с шагом около 200 мм. Толщину защитного слоя бетона принимают равной 15...30 мм в зависимости от диаметра труб.

Цилиндрические трубы диаметром 400...2400 мм изготавливают в соответствии с ГОСТ 6482—79*. Стандартные трубы по несущей способности подразделяют на три группы: первая — высота

засыпки 2 м, вторая — 4, третья — 6 м.

Сложные формы поперечных сечений придают трубам с целью снижения изгибающих моментов и экономии материала. Безнапорные трубы сложных поперечных сечений могут быть со стенкой постоянной толщины (эллиптические, арочные) и переменной толщины (трубы с плоской подошвой, рис. 24.3).

Для безнапорных труб, уложенных в грунт, рациональная форма поперечного сечения близка к эллипсу, который должен быть тем более вытянут в вертикальном направлении, чем больше отношение между интенсивностью вертикального давления грунта (g_v) и бокового (g_h). Поэтому отношение между вертикальным и горизонтальным диаметрами эллипса рекомендуется принимать равным $D_v/D_h = \sqrt[3]{g_v/g_h}$.

При мелком заложении трубопровода, когда вертикальное давление грунта небольшое, а также в сложных гидрогеологических условиях применяют арочные трубы (рис. 24.3, а). Пропускная способность арочных труб эквивалентна круглым с внутренним диаметром $D_i = 1,6R$. Величины усилий в стенке трубы зависят не только от формы поперечного сечения, но и от способа опирания. Наличие в трубах плоской подошвы уменьшает и выравнивает моменты в сечениях. Применение постелистых труб упрощает строительные и монтажные работы и позволяет использовать рациональное армирование в виде одиночного эллиптического каркаса (рис. 24.3, б). Диаметр постелистых труб кругового очертания 100...240 см, а толщина стенки $h = 0,03D_i + 7$ см. Дальнейшее снижение моментов в постелистых круглых трубах достигается наличием на подошве двух продольных рандбалок шириной $0,2B$ (пунктир на рис. 24.3, б). Постелистые трубы овального (рис. 24.3, в) и овоидального (рис. 24.3, г) очертаний характеризуются повышенной жесткостью в продольном направлении.

Трубы армируют одиночными каркасами из непрерывной спиральной арматуры, расположенной по эпюре моментов. Армирование можно производить и сварными сетками, которые изгибают по форме трубы, а концы стыкуют внахлестку (рис. 24.3, а).

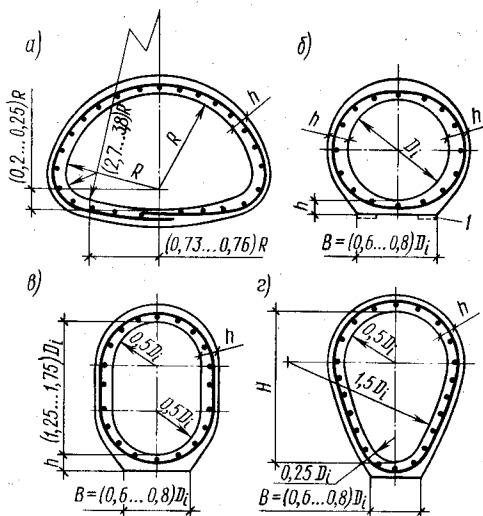


Рис. 24.3. Армирование труб сложных поперечных сечений:

I — рандбалка

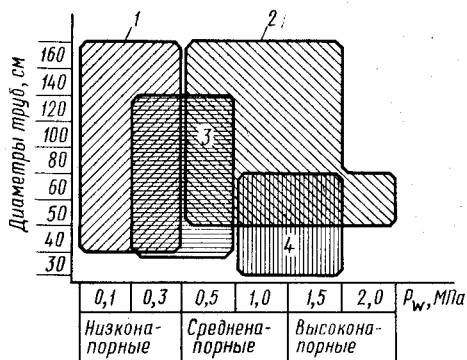


Рис. 24.4. Области применения напорных железобетонных труб:

1 — с ненапрягаемой арматурой; 2 — предварительно напряженные; 3 — с полимерным цилиндром; 4 — со стальным цилиндром

женной арматурой, применением стальных и полимерных водонепроницаемых сердечников (цилиндров).

На рис. 24.4 показаны диаметры и области применения выпускаемых заводами типовых труб в зависимости от их конструктивных особенностей.

В напорных трубах с ненапрягаемой арматурой толщину стенки принимают несколько большей, чем в безнапорных, и предварительно назначают по формуле $h = (0,55 \dots 0,65) p_w D_i / R_{bt,ser}$, где p_w — внутреннее давление, МПа; D_i — диаметр, см. Так как в трубах образование трещин не допускается, их трещиностойкость обеспечивается прочностью бетона на растяжение и насыщенным армированием, которое повышает растяжимость стенки. Поэтому для изготовления труб применяют бетон классов В22,5...В40 или В_{т2}...В_{т3,2}.

Трубы армируют одним (при $D_i \leq 80$ см) или двумя (при $D_i \geq 100$ см) круговыми каркасами. В качестве спиральной арматуры применяют проволоку периодического профиля класса А-III и Вр-I, имеющую лучшее сцепление с бетоном. Диаметр проволоки 4...8 мм, но не более 10 мм, так как с увеличением диаметра возрастает расход спиральной арматуры. Расстояние между витками 25...70 мм.

В трубопроводах с внутренним давлением более 0,3 МПа применяют предварительно напряженные трубы. Предварительное натяжение спиральной арматуры обеспечивает обжатие трубы в кольцевом направлении, что приводит к появлению одновременно продольных растягивающих напряжений. Эти напряжения погашаются продольным обжатием трубы путем предварительного натяжения продольной арматуры. Спиральную арматуру располагают как можно ближе к наружной поверхности трубы, а продольную — в середине толщины стенки.

Напорные предварительно напряженные трубы изготавливают

● **Напорные трубы.** В зависимости от внутреннего давления напорные трубы подразделяют на три группы, в каждой из которых по напорности предусмотрено два класса: низконапорные (0,1 и 0,3 МПа), средне-напорные (0,5 и 1,0 МПа), высоконапорные (1,5 и 2,0 МПа). Напорные трубы выпускаются только цилиндрическими.

Непроницаемость труб обеспечивается различными конструктивными мерами: армированием ненапрягаемой и предварительно напря-

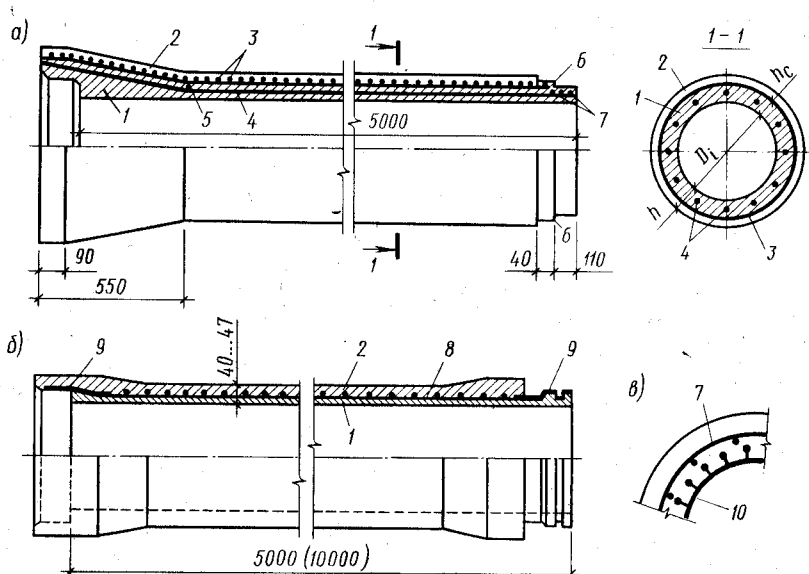


Рис. 24.5. Напорные железобетонные трубы:

1 — сердечник; 2 — защитный слой; 3 — спиральная арматура; 4 — продольная арматура; 5 — стяжное кольцо; 6 — упор (буртик); 7 — кольцевой каркас из ненапрягаемой арматуры; 8 — стальной цилиндр с навитой арматурой; 9 — соединительные кольца; 10 — полимерный цилиндр

из бетона класса не ниже В40. Для спиральной напрягаемой арматуры применяют высокопрочную проволоку класса В-II диаметром 3...8 мм, трехпроволочные канаты, а для продольной — арматуру классов Вр-II, А-V, А-VI, К-7. В зависимости от способов изготовления различают трубы с предварительно напряженным сердечником и необжатым защитным слоем; трубы с полностью обжатым сечением.

Трубы с необжатым защитным слоем изготовляют по трехстадийной технологии: формирование сердечника центрифугированием, навивка на него предварительно напряженной спиральной арматуры, нанесение защитного слоя (рис. 24.5, а). Толщина сердечника в зависимости от диаметра труб составляет 40...100 мм. Продольная предварительно напряженная арматура расположена в середине толщины сердечника и натягивается на форму (до бетонирования). После достижения бетоном прочности не менее 80% от принятого класса на сердечник с помощью специальной установки навивают спиральную арматуру, напряжение в которой создается механическим или электротермическим способом. Шаг спиральной арматуры обычно назначают 15...25 мм, но не менее диаметра проволоки (в свету). Защитный слой из цементно-песчаного раствора класса не ниже В22,5 и толщиной не менее 15 мм наносят на сердечник с навитой арматурой торкретированием, намазкой или вибрированием.

Наиболее распространенными являются напорные трубы с *обжимным защитным слоем* (виброгидропрессованные), в которых все сечение стенки предварительно напряжено. Виброгидропрессованные трубы изготавливают в металлической опалубке, состоящей из наружной разъемной формы и внутреннего сердечника с надетым на него резиновым чехлом. После установки в форму спирального каркаса и натяжения продольной арматуры форму заполняют бетоном. Затем под резиновый чехол сердечника подают горячую воду и равномерно повышают давление до 2,8...3,4 МПа. Под нарастающим давлением резиновый чехол расплавляется и равномерно прессирует бетон, который вместе с наружной частью формы увеличивается в диаметре и увлекает за собой спиральную арматуру. В таком состоянии труба подвергается термообработке, и после достижения бетоном необходимой прочности давление из подчехольного пространства сбрасывают. Спиральная арматура, стремясь занять первоначальное положение, обжимает стенку трубы, включая защитный слой.

Трубы выпускают диаметром 50...160 см и длиной 5 м по ГОСТ 12586—83. Толщина стенки в зависимости от диаметра труб колеблется от 55 до 105 мм. Шаг спиральной арматуры класса В-II диаметром 5...8 мм назначают в зависимости от внутреннего давления 18...22 мм. Количество продольных стержней, их диаметр и силу предварительного натяжения назначают из условия, чтобы кольцевое сечение трубы было обжато с интенсивностью 2...2,5 МПа.

Трубы со стальным цилиндром состоят из следующих элементов (рис. 24.5, б): стального цилиндра толщиной 1,5 мм и приваренных к нему калиброванных соединительных колец толщиной 4 мм, образующих раструбный и втулочный концы; внутреннего наносимого центрифугированием покрытия из мелкозернистого бетона класса В₂; спиральной арматуры класса В-I диаметром 5 мм, навитой на стальной цилиндр с напряжением 120 МПа; наружного наносимого торкретированием покрытия из мелкозернистого бетона класса В₂ толщиной 21...23 мм. Трубы рассчитаны на внутреннее давление 1,0 и 1,5 МПа, выпускаются длиной 5 или 10 м.

Напорные трубы с полимерным цилиндром имеют диаметр 40...120 см и рассчитаны на давление 0,3 и 0,5 МПа. Они состоят из ненапряженной железобетонной трубы и прикрепленного к ее внутренней поверхности полимерного цилиндра толщиной 1 мм. Цилиндр представляет собой профилированный рукав, заанкеренный в бетоне с помощью часто расположенных продольных ребер высотой 10 мм (рис. 24.5, в).

● **Стыки труб.** Стыковые соединения звеньев труб являются наиболее ответственными и сложными узлами сборных трубопроводов. Они должны быть прочными и иметь некоторую податливость, обеспечивая непроницаемость трубопровода. По конструктивному исполнению различают муфтовые, раструбные и фальцевые стыки, а по степени податливости — жесткие и гибкие.

Жесткие стыки применяют в основном в безнапорных трубопроводах, укладываемых на плотное грунтовое основание.

Жесткий муфтовый стык (рис. 24.6, а) представляет собой железобетонную муфту, которая надевается на гладкие концы труб, уложенных вплотную друг к другу. При раструбном соединении гладкий конец одной трубы вводят в раструбное уширение другой, а образующийся кольцевой зазор герметизируют (рис. 24.6, б); раструбный стык применяют только в цилиндрических трубах.

Фальцевый стык образуется соединением концов труб, имеющих кольцевые выступы-фальцы (рис. 24.6, в); фальцевые стыки применяют в безнапорных трубах больших диаметров при толщине стенки более 100 мм и во всех трубах сложных поперечных сечений. Герметизацию жестких стыков производят путем зачеканки в кольцевой зазор просмоленной пеньковой пряди, асбестоцементной смеси или герметизирующих мастик.

Гибкие стыки труб применяют главным образом в напорных трубопроводах. Податливость и герметичность стыка обеспечиваются уплотнительным резиновым кольцом круглого сечения диаметра 16...32 мм, защемленным между наружной поверхностью втулочного конца трубы и внутренней поверхностью раструба (рис. 24.6, г). Гибкие стыки допускают взаимное смещение труб в продольном направлении от 5 до 30 мм и поворот конца трубы в стыке до 1,5...3 град, обеспечивая при этом непроницаемость трубопровода. Чтобы резиновое кольцо под гидравлическим напором не выдавливалось из раструбной щели, на втулочном конце трубы устраивают кольцевой буртик (упор) высотой 8...15 мм и шириной 15...20 мм.

24.3. РАСЧЕТ ТРУБ

Расчет труб производят на наиболее невыгодные, но возможные сочетания нагрузок: основные и особые. При этом рассматривают комбинации нагрузок в стадии эксплуатации, строительства (или ремонта) и в процессе испытания сооружения. Сборные трубы рассчитывают также в стадии изготовления, транспортировки и монтажа.

При расчете подземных или засыпанных трубопроводов учитывают следующие основные виды нагрузок: собственный вес тру-

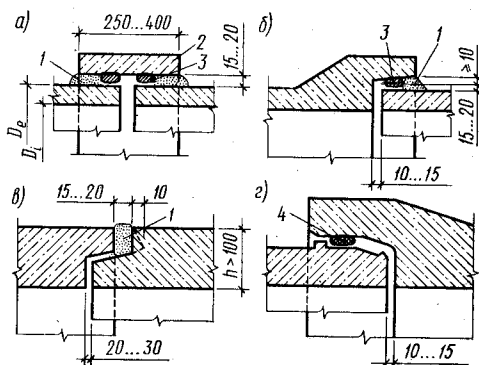


Рис. 24.6. Стыки железобетонных труб:
1 — цементно-песчаный раствор; 2 — муфта; 3 — просмоленная пеньковая прядь; 4 — резиновое кольцо

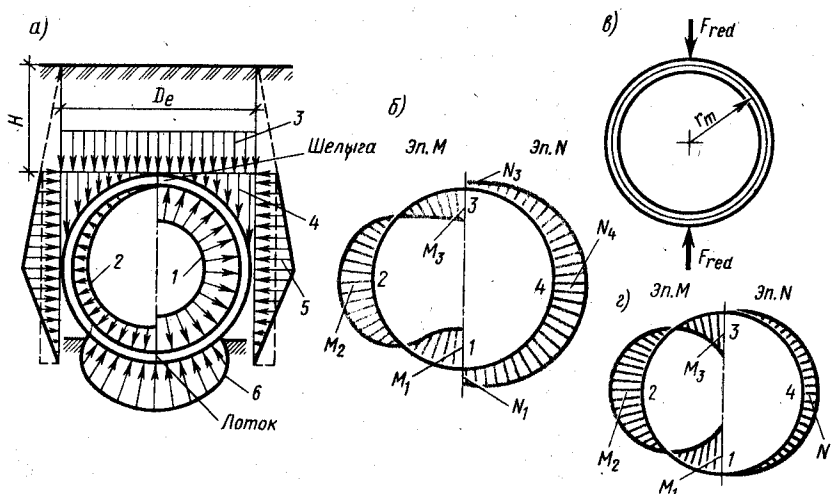


Рис. 24.7. К статическому расчету круглых труб:

1 — внутреннее давление воды; 2 — собственный вес трубы; 3 — вертикальное давление грунта и наземных нагрузок; 4 — давление грунта в пазухах; 5 — боковое давление грунта; 6 — опорная реакция

бы; вес воды, наполняющей трубопровод; внутреннее давление воды от рабочего напора с учетом гидравлического удара; испытательное внутреннее давление при приемке трубопровода; вертикальное и горизонтальное давление грунта; временную нагрузку на поверхности земли; внешнее давление грунтовой воды.

При расчете труб в поперечном направлении рассматривают участок трубопровода длиной 1 м, для которого определяют все нагрузки (рис. 24.7, а). Железобетонные трубы считают жесткими и рассчитывают по недеформированной схеме, т. е. без учета бокового отпора грунта.

Собственный вес трубы и вес воды подсчитывают по назначенным размерам и удельному весу железобетона и воды. Вертикальное давление грунта принимают в виде равномерно распределенной нагрузки и веса засыпки в пазухах верхнего свода. Его равнодействующая

$$G_g = \gamma_g H D_e k, \quad (24.1)$$

где γ_g — удельный вес грунта; k — коэффициент давления грунта, учитывающий условия работы трубы в траншее или насыпи.

При определении бокового давления грунта учитывают, что на нижней половине трубы оно меньше, и в точке, где угол наклона касательной равен углу внутреннего трения грунта, отсутствует вообще. Поэтому эпюру бокового давления принимают по скошенной трапеции с максимальной ординатой на уровне горизонтального диаметра, а равнодействующую горизонтального давления — как площадь этой эпюры (рис. 24.7, а):

$$Q_a = [0,25 \gamma_g H D_e / (3 + D_e / H)] \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi). \quad (24.2)$$

Остальные нагрузки определяют по соответствующим нормам.

Статический расчет железобетонных труб производят в упругой стадии методом сил как трижды статически неопределимого замкнутого кольца. Кольцо рассчитывают отдельно на каждый вид нагрузки, а затем алгебраически суммируют усилия от тех или иных нагрузок в зависимости от принятого их сочетания (рис. 24.7, б). Максимальные изгибающие моменты действуют в вертикальных сечениях (в лотке и шельге), а нормальные сжимающие силы — в боковых сечениях.

Внутреннее равномерное давление воды p_w в трубопроводе вызывает только нормальные растягивающие силы $N = p_w r_i b$, где r_i — внутренний радиус трубы; $b = 100$ см.

В целях упрощения статических расчетов все нагрузки можно приводить к двум противоположно направленным линейным нагрузкам, действующим по направлению вертикального диаметра (рис. 24.7, в). Эти нагрузки называют *приведенными*. Приведение внешних нагрузок к двум сосредоточенным расчетным силам производят с помощью коэффициентов, установленных нормами. Расчет по приведенным нагрузкам осуществляют при проектировании круглых труб малого и среднего диаметра (до 160 см).

Максимальные моменты в вертикальных и боковых сечениях соответственно составляют (рис. 24.7, г):

$$M_1 = M_3 = 0,318 F_{red} r_m; \quad M_2 = M_4 = -0,182 F_{red} r_m. \quad (24.3)$$

Наибольшие нормальные сжимающие силы действуют в боковых сечениях; $N = -0,5 F_{red}$.

Железобетонные трубы и водоводы рассчитывают по прочности и трещиностойкости. Расчет труб по деформациям, как правило, не производят, так как прогиб шельги (сплющивание поперечного сечения трубы) невелик и не влияет на условия эксплуатации сооружения. Расчет по прочности на действие моментов и нормальных сил обязателен во всех случаях. В круглых трубах рассчитывают два характерных сечения: в лотке (шельге) и боковое. Расчет сечений производят в зависимости от типа труб и напряженного состояния сечения.

Безнапорные трубы рассчитывают по прочности и по раскрытию трещин. Так как в трубах допускается образование и раскрытие трещин, расчет по прочности производят по методу предельного равновесия с учетом образования пластических шарниров.

При испытании железобетонных труб по схеме, приведенной на рис. 24.7, в, первые трещины образуются в шельге и лотке. С увеличением нагрузки в арматуре этих зон наступает предел текучести. При этом несущая способность вертикальных сечений исчерпана, и в них появляются пластические шарниры. Однако несущая способность трубы в целом не исчерпана, так как система остается один раз статически неопределимой. При дальнейшем повышении нагрузки напряжения в арматуре боковых зон

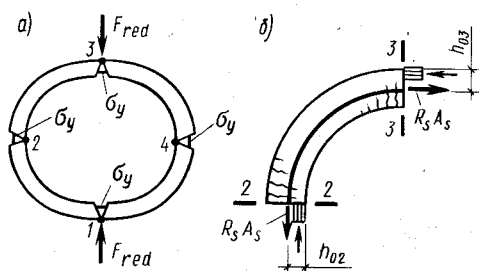


Рис. 24.8. Схемы к расчету безнапорных труб на прочность в стадии предельного равновесия

Это приводит к перераспределению моментов по периметру трубы.

Расчет безнапорных труб в стадии предельного равновесия обычно производят путем выравнивания эпюры моментов, полученной из расчета кольца в упругой стадии, пропорционально несущим способностям сечений. При этом исходят из условия, что сумма наибольших по абсолютной величине изгибающих моментов, возникающих в сечениях 1...4 (рис. 24.8, а), исчерпывала их несущую способность. В этом случае условие прочности, например, при расчете по приведенным нагрузкам имеет вид

$$\sum M_i = F_{red} r_m \leq \sum M_{iu}^0, \quad (24.4)$$

где $\sum M_i = (2 \cdot 0,318 + 2 \cdot 0,182) F_{red} r_m$ — сумма абсолютных значений внешних моментов, определенных по упругой схеме работы кольца; $\sum M_{iu}^0$ — сумма предельных моментов, воспринимаемых сечениями при чистом изгибе; для любого сечения (рис. 24.8, б) $M_{iu}^0 = R_s A_s (h_{oi} - x/2)$.

Так как боковое сечение трубы внецентрично сжато, то необходимо учесть влияние сжимающей силы на несущую способность этого сечения. Приблизительно это влияние можно учесть коэффициентом $\nu = 1,1 \dots 1,2$. Тогда

$$0,5 F_{red} r_m \leq M_{1u}^0 + \nu M_{2u}^0. \quad (24.5)$$

В частном случае при одинаковой несущей способности всех сечений ($M_{1u}^0 = M_{2u}^0$) условие прочности имеет вид $0,5 F_{red} r_m \leq (1 + \nu) M_{1u}^0$, и внешний выравненный момент составит $0,5 F_{red} r_m / (1 + \nu) \simeq 0,25 F_{red} r_m$, т. е. будет меньше, чем определенный по упругой стадии. Расчет в стадии предельного равновесия позволяет снизить расход стали по сравнению с расчетом по упругой стадии.

Расчет безнапорных труб по раскрытию трещин производят на действие нормативных усилий, определенных в упругой стадии работы трубы. Раскрытие трещин не означает нарушения водонепроницаемости стенок трубы. Трещина является несквозной и затухает в пределах половины толщины стенки. Остальная часть стенки, будучи сжатой, обеспечивает водонепроницаемость

трубы. В соответствии с действующими усилиями (рис. 24.9, а) расчет ширины раскрытия трещин производят в шельге (лотке) как в изгибаемом элементе, а в боковых сечениях как во внецентренно сжатом.

Напорные трубы рассчитывают по прочности и трещиностойкости как внецентренно растянутые элементы (рис. 24.9, б).

В боковых сечениях низконапорных труб, испытывающих небольшую растягивающую нормальную силу от внутреннего давления, может наблюдаться и внецентренное сжатие при сложении сил. Трубы с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженные должны быть непроницаемыми на всех стадиях работы. Поэтому к трещиностойкости этих труб предъявляют в основном требования 1-й категории (если сечения полностью растянуты). При частично сжатых сечениях (например, внецентренное растяжение с большими эксцентриситетами) можно предъявлять требования 3-й категории (табл. 20.1).

Расчет труб с ненапрягаемой арматурой по образованию трещин производят по условию (20.10), а предварительно напряженных — по (20.7). При этом снижение трещиностойкости за счет стесненной усадки бетона не учитывают, так как конструкция эксплуатируется во влажной среде. Расчеты производят на действие расчетных усилий (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$), определенных в упругой стадии работы трубы. Величина предварительного напряжения арматуры принимается не более: для спиральной арматуры $\sigma_{sp} \leq 0,75 R_{s,ser}$, для продольной $\sigma_{sp} \leq 0,65 R_{s,ser}$. Кроме указанных расчетов проверяют сечения на образование трещин как центрально-растянутых от действия внутреннего давления (формула 20.1), так как по окружности трубы имеются зоны, где отсутствуют изгибающие моменты (см. рис. 24.7). Расчет труб по прочности не является решающим и имеет значение дополнительной проверки.

К трещиностойкости труб с цилиндром предъявляют требования 3-й категории, так как трещины могут быть допущены при наличии водонепроницаемого экрана. Такие трубы рассчитывают на раскрытие трещин (до 0,2 мм) и прочность.

В продольном направлении трубопровод рассчитывают как балку на упругом основании. Изгибающие моменты появляются в нем от давления сосредоточенных грузов на поверхности земли, неодинаковой высоты засыпки, неравномерной осадки грунтового основания или изменения его жесткости по длине трубопровода. Продольные силы возникают от температурных воздействий, давления воды на поворотах трубопровода, сейсмических воздействий.

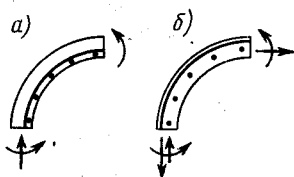


Рис. 24.9. Усилия, действующие в стадии эксплуатации в сечениях труб:

а — безнапорных; б — напорных

24.4. ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ ТРУБЫ

Одним из массовых элементов мелиоративных сооружений закрытого типа являются прямоугольные трубы. Их применяют в регуляторах, совмещенных с переездом или быстроотком, ливне-спусках, дюкерах, водовыпусках и т. п. Закрытые водосбросы в виде прямоугольных труб широко используют в составе речных гидроузлов, возводимых в стесненных створах. Прямоугольные трубы бывают одно-, двух- и многоочковые. Их возводят из сборных элементов или бетонируют на месте.

Сборные прямоугольные трубы (в основном одноочковые) применяют при строительстве водопроводящей части гидротехнических сооружений на каналах оросительных и осушительных систем, а также для устройства водосбросов низких плотин. Они бывают двух типов: секционные и блочные.

Типовые секционные прямоугольные трубы (рис. 24.10, а) выпускают длиной 150 см, сечением 150×200 см, длиной 100 см, сечением 200×200 и 250×200 см. По несущей способности они подразделяются на трубы нормальной и повышенной прочности (соответственно при высоте засыпки до 2,5 и 8 м). Толщина вертикальных стенок составляет 15...23 см, а днища и покрытия —

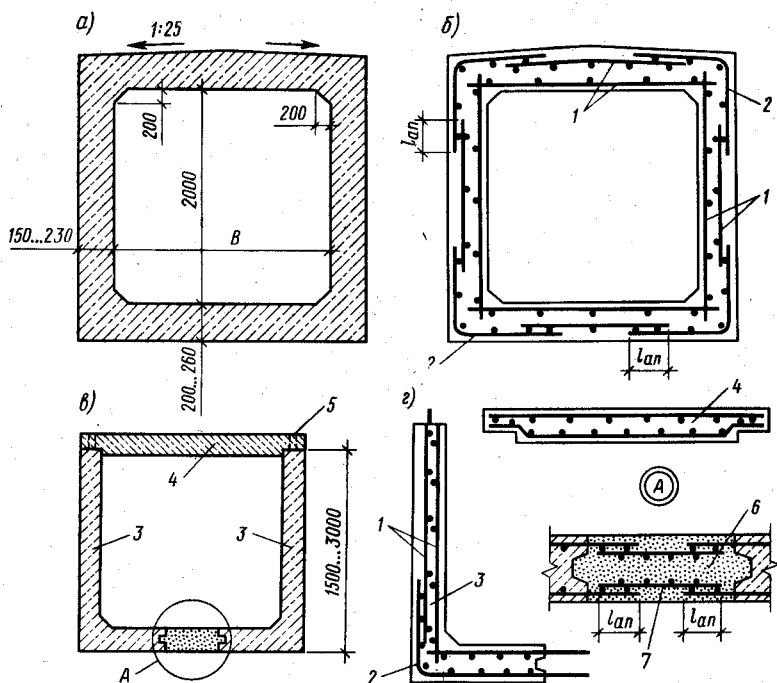


Рис. 24.10. Сборные одноочковые прямоугольные трубы:

1 — плоские сетки; 2 — угловые сетки; 3 — Г-образный блок; 4 — плита покрытия; 5 — шпонка; 6 — бетон омоноличивания; 7 — стыковая сетка

20...26 см. Соединение звеньев труб осуществляется сваркой выпусков арматуры длиной 200 мм с последующим омоноличиванием мелкозернистым бетоном. Для изготовления трубы применяют бетон класса В22,5 и марок F150 и W6.

Трубы армируют сетками и каркасами, в которых рабочая арматура класса А-II или А-III, а конструктивная — класса А-I. Армирование трубы показано на рис. 24.10, б. Толщина защитного слоя бетона принята равной 30 мм. При этом поверхности трубы, соприкасающиеся с грунтом, покрывают битумной гидроизоляцией.

Блочные одноочковые прямоугольные трубы состоят из двух Г-образных блоков высотой 150...300 см, имеющих внизу выпуски арматуры, и сборных плит покрытия (рис. 24.10, в). При большой ширине трубы (более 100 см) между блоками укладывают внизу сборную плиту или бетонируют ее на месте. Соединение блоков внизу должно быть жестким, для чего выпуски арматуры сваривают или стыкуют внахлестку. Сверху на стенки Г-образных блоков укладывают на цементном растворе железобетонные плиты, которые одновременно служат распорками. В плитах предусмотрены отверстия сечением 12×12 см, в которые входят выпуски арматуры из вертикальных стенок, омоноличиваемые после сборки трубы. Армирование элементов блочной трубы производится в основном сетками (рис. 24.10, г).

Многоочковые блочные трубы собирают из Г-образных стенок, устанавливаемых по краям, и Т-образных, размещаемых в середине. Сверху на стенки укладывают плиты, являющиеся распорками. Недостаток такой конструкции — наличие большого количества стыков.

Монолитные прямоугольные трубы в основном применяют при строительстве дюкеров и водосбросов в речных гидроузлах. Их часто выполняют многоочковыми (рис. 24.11, а). Толщину элементов трубы принимают не менее 20 см. Для монолитных труб используют бетон класса не ниже В15. Армирование и места стыков стержней назначают с учетом максимального удобства ведения строительных работ. Монолитные трубы, особенно массивные, целесообразно армировать самонесущими пространственными каркасами (армоблоками) и гнутыми сетками (рис. 24.11, б). Стыкование армоблоков можно производить сварной сеткой внахлестку. Армоблок собирают из сеток и поддерживающих устройств, которые фиксируют сетки в рабочем положении и обеспечивают общую пространственную жесткость (рис. 24.11, г).

При большой длине трубопроводов устраивают деформационные швы через 30...40 м, а в районах с сейсмичностью 7 баллов и более — через 15 м.

Расчет прямоугольных труб производят для эксплуатационного и строительного случаев, а элементы сборных конструкций, кроме того, на монтажный случай. Нагрузки на трубы являются: собственный вес трубы; гидростатическое давление воды;

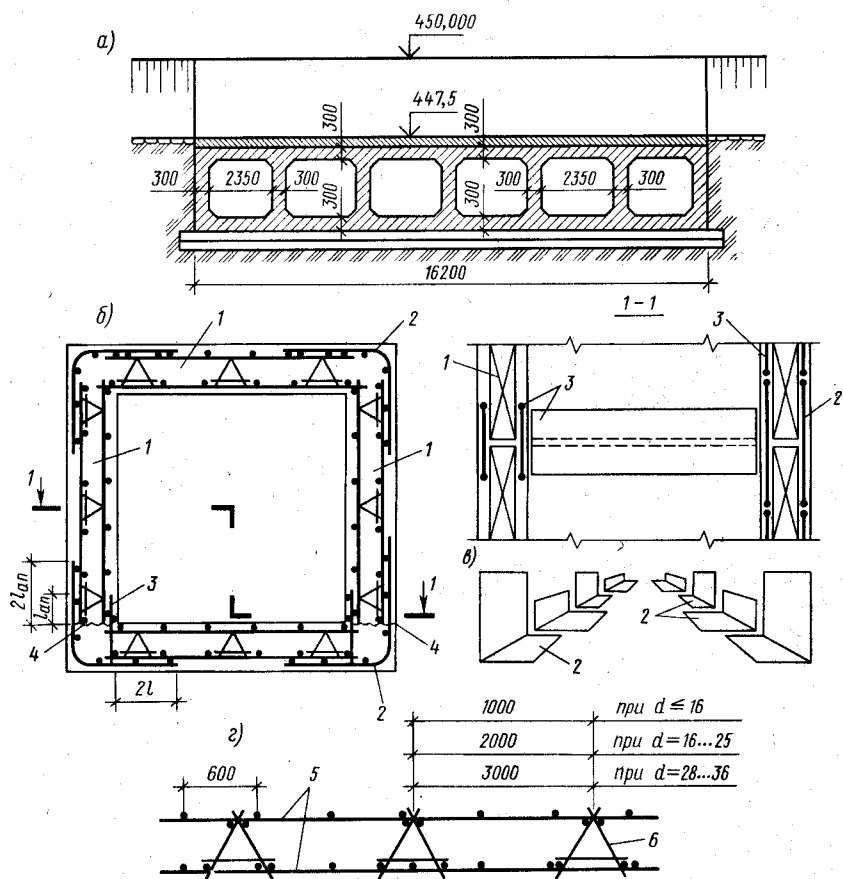


Рис. 24.11. Монолитные прямоугольные трубы:

a — поперечное сечение дюкера; *б* — армирование монолитной трубы; *в* — раскладка угловых сеток вдоль трубы; *г* — самонесущий пространственный каркас (армоблок); *1* — армоблок; *2* — угловая сетка; *3* — стыковая сетка; *4* — шов бетонирования; *5* — сетка; *6* — фиксатор

вертикальное и горизонтальное давление грунта; временная автомобильная (А8) и гусеничная (НГ-60) нагрузки; давление грунтовых вод и др. В подземных трубах вся вертикальная нагрузка уравнивается реактивным отпором грунта, принимаемым для приближенных расчетов равномерно распределенным по подошве дна (рис. 24.12, *a*). При точных расчетах трубу рассматривают на упругом основании. Расчет производят в поперечном направлении для наполненной и опорожненной трубы длиной 1 м.

Сборные секционные трубы в статическом отношении представляют собой замкнутые статически неопределимые рамы, усилия в которых определяют методами строительной механики. В элементах рам определяют изгибающие моменты, продольные и поперечные силы (рис. 24.12, *б*). Плиты покрытий блочных труб

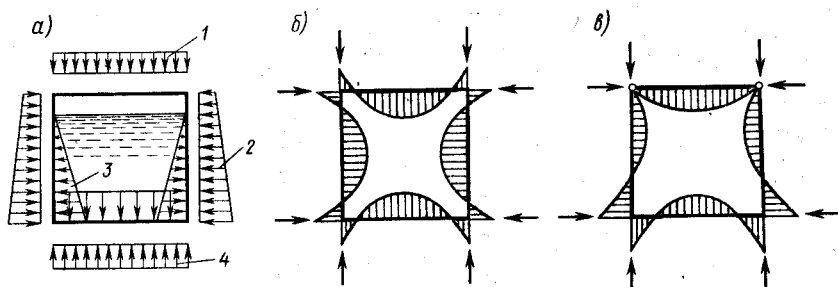


Рис. 24.12. Схемы к статическому расчету прямоугольной одноочковой трубы: 1 — вертикальное давление грунта и наземных нагрузок; 2 — боковое давление грунта и грунтовых вод; 3 — гидростатическое давление; 4 — опорная реакция

рассчитывают по однопролетной балочной схеме с шарнирным опиранием. В регуляторах с переездами для плит основной является временная нагрузка. Стены, жестко соединенные с дном, в одноочковых трубах рассчитывают как П-образную перевернутую раму с распоркой (рис. 24.12, в).

Под действием внешних нагрузок все элементы трубы испытывают внецентренное сжатие. Сечения элементов рассчитывают на прочность и ширину раскрытия трещин. В ответственных сооружениях при соответствующем обосновании трубы проектируют трещиностойкими, т. е. их рассчитывают по образованию трещин.

В продольном направлении трубы рассчитывают как балку на упругом основании под действием сосредоточенных или неравномерно распределенных нагрузок, а также при неравномерных осадках грунтового основания.

?

Где применяют железобетонные трубы в мелиоративном строительстве? Какие бывают типы труб? ☐ Способы опирания труб и их влияние на усилия в трубе. ☐ Как армируют круглые безнапорные трубы? Схемы армирования. ☐ С какой целью поперечному сечению труб придают сложную форму? Типы сечений и их характеристика. ☐ Вычертите схемы армирования напорных труб. Как создается предварительное обжатие этих труб? ☐ Схемы стыков труб, их характеристика и области применения. ☐ Какие нагрузки действуют на круглые трубы и как их определяют? Что такое приведенные нагрузки? ☐ Определение усилий в стенке круглой трубы, в том числе по приведенным нагрузкам. ☐ Какие трубы и как рассчитывают на прочность в стадии предельного равновесия? ☐ Расчет сечений безнапорных и напорных труб. ☐ Типы и схемы армирования прямоугольных труб. Основы их расчета.

ГЛАВА 25

ЛОТКОВЫЕ КАНАЛЫ

Лотковые каналы широко применяют при строительстве оросительных систем и перебросных сооружений. Они состоят из железобетонных лотков, установленных на опоры (рис. 25.1).

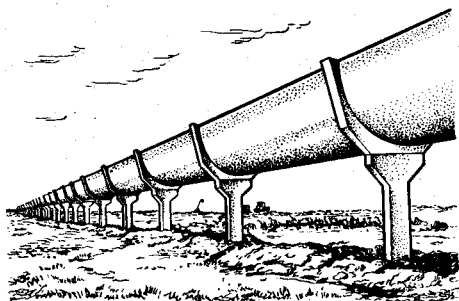


Рис. 25.1. Лотковый канал на оросительной системе

Возводят лотковые каналы только из сборного железобетона. По капитальности их относят к IV классу.

25.1. КОНСТРУКЦИИ ЛОТКОВ

Железобетонные лотки подразделяют: по форме поперечного сечения — на полукруглые и параболические; по армированию — с ненапрягаемой и предварительно на-

пряженной арматурой; по форме концов — на гладкие и раструбные. Лотки имеют глубину 40...100 см с интервалом 20 см. Толщина стенок по высоте поперечного сечения — переменная и увеличивается ко дну до 5...8 см в зависимости от глубины лотка. Лотки с ненапрягаемой арматурой изготовляют длиной 6 м, а предварительно напряженной — 8 м. Длинные лотки более выгодны, так как имеют меньшее количество опор и стыков по длине канала.

Внутренняя поверхность параболических лотков очерчена по параболе $x^2 = 2py$, где $p = 0,2$ для лотков глубиной до 80 см включительно, а для лотков с большей глубиной $p = 0,35$. В полукруглых лотках внутренняя поверхность очерчена по дуге окружности с радиусом, равным глубине лотка.

Полукруглые лотки обладают большей пропускной способностью, так как у них больше гидравлический радиус. Изгибающие моменты в дне полукруглых лотков от давления воды на борта в поперечном направлении меньше, особенно в лотках с большим расходом воды. Однако параболические лотки обладают большей жесткостью в продольном направлении, что позволяет увеличить их длину. Кроме того, при формировании параболических лотков всех глубин достаточно два типа форм, соответствующих параметру $p = 0,2$ и $p = 0,35$ уравнения параболы. В каждой форме можно изготовлять 2...3 типоразмера лотков разной глубины. Характеристики некоторых типов лотков приведены в табл. 25.1.

Таблица 25.1. Основные размеры типовых параболических лотков, см

Глубина лотка H , м	Толщина дна лотка t , см	Толщина раструба t_1 , см	Ширина лотка поверху B , см	Ширина раструба поверху B_1 , см
40	5,0	14,0	80,0	105,8
60	5,0	15,5	98,0	122,8
80	6,0	16,5	113,2	139,6
100	7,5	20,5	167,4	199,4

Лотки в основном изготавливают по поточно-агрегатной технологии в перевернутом положении с выполнением всех операций на специализированных постах. В одной форме (по длине) одновременно изготавливают 3...4 лотка. Для лотков применяют гидротехнический бетон класса не менее В22,5 и марок по морозостойкости не менее F150, по водонепроницаемости не менее W2.

Ненапряженные лотки (рис. 25.2) армируют продольной и поперечной арматурой, объединенной в сварные сетки.

Сетки целесообразно изготавливать целиком на весь пролет для всех типов лотков. Продольная арматура диаметром 6...8 мм класса А-III размещается в основном у дна лотка (с шагом 100...150 мм), а по высоте бортов устанавливается реже — через 200...300 мм (рис. 25.2, а). Для поперечного армирования применяют проволоку класса Вр-I диаметром 4...5 мм, а в высоких лотках арматуру класса А-III диаметром 6 мм. Шаг поперечной арматуры определяется расчетом и составляет 100...200 мм. Сварной каркас устанавливают ближе к внутренней поверхности лотка с соблюдением минимальной толщины защитного слоя бетона 20 мм, так как от гидростатического давления стенки лотка в поперечном направлении изгибаются наружу и во внутренних волокнах появляются растягивающие напряжения.

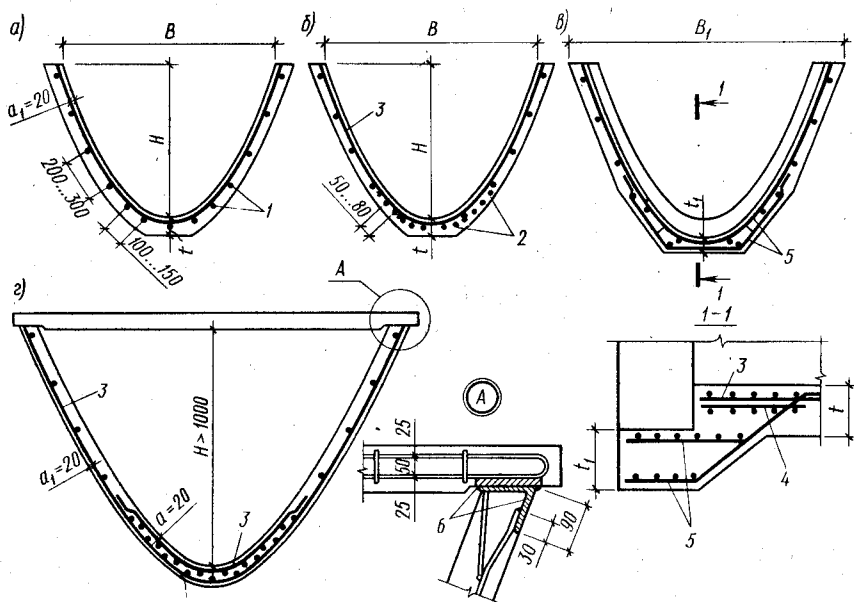


Рис. 25.2. Армирование лотков:

1 — продольная ненапрягаемая арматура; 2 — предварительно напряженная арматура; 3 — сварные сетки; 4 — концевые сетки; 5 — сетки раструба; 6 — закладные детали

Предварительно напряженные лотки армируют напрягаемой арматурой только в продольном направлении (рис. 25.2, б).

Для нее используют проволочную арматуру класса Вр-II диаметром 5 мм или горячекатаную арматуру класса А-VI диаметром 6 мм. Арматуру натягивают на упоры (до бетонирования). Величина предварительного напряжения принимается для арматуры класса Вр-II $\sigma_{sp} \leq 0,65R_{s,ser.}$, а класса А-VI $\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser.}$

Напрягаемая арматура размещается в середине толщины стенки и концентрируется в нижней части лотка с шагом 50...80 мм. В поперечном направлении лотки армируют сварными сетками из арматуры класса Вр-I диаметром 5 мм с поперечными рабочими стержнями и продольными распределительными.

Армирование всех лотков в раструбной части выполняется в виде пространственного каркаса, образуемого из двух согнутых сеток (рис. 25.2, в). Концевые участки лотков усиливают сварными сетками шириной 600...700 мм с учащенным шагом поперечных стержней.

При высоте лотка более 100 см для уменьшения поперечных деформаций стенок через 2 м устанавливают сборные стяжки, (рис. 25.2, г). Они являются опорами для верхних концов стенок и меняют их статическую схему в поперечном направлении, уменьшая опорный момент (см. ниже рис. 25.5). В соответствии с эпюрой моментов лотки армируют двумя сетками: широкой, расположенной у наружной поверхности лотка, и узкой, устанавливаемой у внутренней поверхности в нижней части. Стяжки сечением 10×10 см крепятся к стенкам лотка путем сварки закладных деталей.

25.2. ОПОРЫ И СТЫКИ ЛОТКОВ

В зависимости от топографических и геологических условий лотки могут быть уложены на поверхность земли, на рамные, стоечные и свайные опоры. Лотки с гладкими концами укладывают на седла, установленные на опорах, а раструбные лотки опирают раструбом. Элементы опор изготовляют из бетона В15.

При укладке на грунт седла или раструбы лотков устанавливают на опорные железобетонные плиты (рис. 25.3, а). Плиты имеют толщину 10 см и размеры в плане 60×45 см под лотки глубиной $H \leq 80$ см и 90×60 см при $H \geq 100$ см. Просвет между дном лотка и поверхностью земли должен быть не менее 0,2 м.

Стойчатые опоры с фундаментом стаканного типа (рис. 25.3, б) применяют при строительстве каналов на скальных, глинистых и супесчаных грунтах с расчетным сопротивлением на глубине 1,5...2 м не менее 0,15 МПа. При этом отметка подошвы фундамента должна быть не менее глубины промерзания (кроме фундаментов на скальных грунтах). Стойки опор имеют сечение 15×20 см 20×25 см и высоту от 0,75 до 4,75 м. Вверху стойки имеют утолщение, на которое устанавливается лоток.

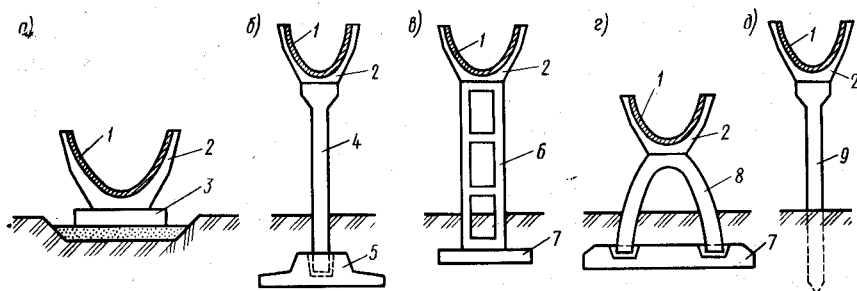


Рис. 25.3. Опоры лотковых каналов:

1 — лоток; 2 — раструб или седло; 3 — опорная плита; 4 — стоечная опора; 5 — фундамент стаканного типа; 6 — рама; 7 — фундаментная плита; 8 — стойка в виде седла; 9 — свая

Для увеличения поперечной устойчивости лоткового канала целесообразно применять рамные опоры (рис. 25.3, в). Ширина рам составляет 0,4 и 1 м, высота — от 0,8 до 4,8 м. Стойки рамы и распорки армируют сварными каркасами с рабочей арматурой класса А-III. Раму устанавливают на фундаментную плоскую плиту и соединяют сваркой закладных деталей, или в уширенный стакан блочного фундамента с последующим омоноличиванием. Сёдла, укладываемые на рамы, соединяют путем омоноличивания выпусков арматуры из рамы. Боковую устойчивость лоткового канала можно также повысить, применяя стойки в виде перевернутых седел (рис. 25.3, г), ноги которых омоноличивают в стаканах фундаментных плит.

Свайные опоры (рис. 25.3, д) применяют в грунтах, допускающих забивку свай. Сваи приняты сечением 20×20 см для лотков глубиной до 80 см и сечением 25×25 см для лотков большей глубины; длина свай 3...7 м, глубина их забивки не менее 2,5...3,5 м. Голова сваи имеет уширение для опирания лотков.

Стыки лотков в зависимости от конфигурации их концов бывают раструбными (рис. 25.4, а) и на седлах (рис. 25.4, б). Применение раструбных лотков упрощает монтаж канала и сокращает сроки строительства. Для обеспечения водонепроницаемости стыков применяют жгуты из поризола или резины диаметром 20...25 мм, предварительно покрытые мастикой. Собственным весом лотка они должны быть обжаты соответственно на 30 и 50 %. Для того чтобы сохранить упругие свойства поризола, на раструб или седло устанавливают проклад-

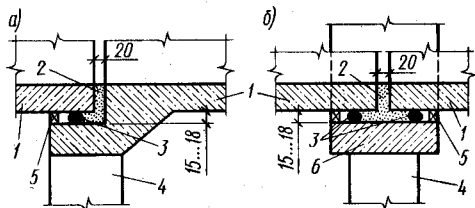


Рис. 25.4. Стыки лотков:

1 — лоток; 2 — мастика; 3 — поризол (резина); 4 — опора; 5 — ограничитель; 6 — седло

ки-ограничители из антисептированной древесины. После сборки лотков зазор между ними заполняют полимерными или битумными мастиками.

25.3. РАСЧЕТ ЛОТКОВЫХ КАНАЛОВ

Нагрузками на лотковые каналы в стадии эксплуатации являются собственный вес, гидростатическое давление и давление ветра.

Лотки рассчитывают на действие собственного веса и гидростатического давления как тонкостенные цилиндрические оболочки. Если отношение $l/B \geq 4$, то оболочка считается длинной, а при $4 > l/B > 1$ — средней длины (где l и B — длина и ширина лотка).

В длинных оболочках влияние деформаций контура и поперечных изгибающих моментов на величину и характер изменения продольных нормальных напряжений незначительно, поэтому они могут рассчитываться в продольном направлении как простые балки на двух опорах. Наиболее простым является расчет длинного лотка полукруглого сечения (рис. 25.5, а), так как можно получить конечный результат. Для полосы единичной ширины поперечные изгибающие моменты в сечении А—А составляют:

от собственного веса лотка

$$M_g = 0,1767 \gamma_b r_m^2 t; \quad (25.1)$$

от гидростатического давления

$$M_w = 0,0883 \gamma_w r_i^3; \quad (25.2)$$

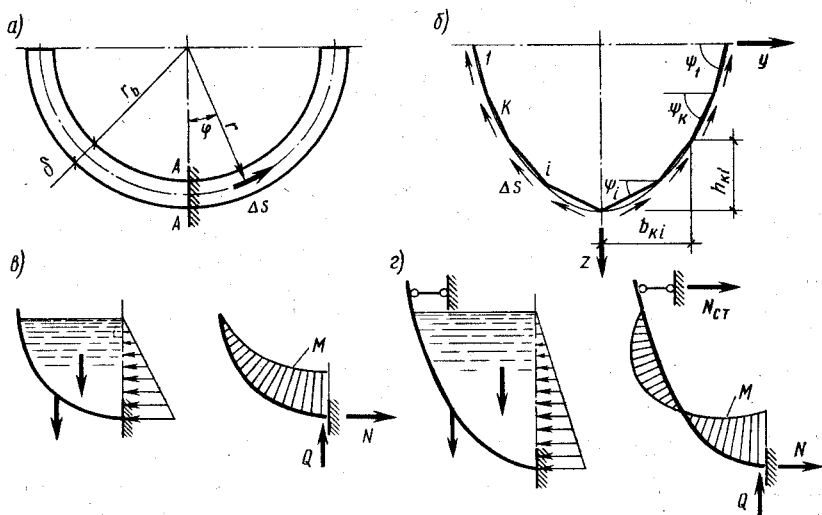


Рис. 25.5. К расчету лотков:

а, б — по теории оболочек; в, г — приближенный способ

а нормальные усилия соответственно равны:

$$N_g = 1,44\gamma_b r_m t; \quad N_w = 1,22\gamma_w r^2. \quad (25.3)$$

При расчете параболического лотка с жестким контуром криволинейное очертание заменяют складчатым (рис. 25.5, б) и в точках перелома определяют сдвигающие усилия S_k , а по ним изгибающие моменты. Момент M_i для какой-либо грузовой точки i равен:

$$M_i = M_i^0 + \frac{2}{l} \sum_{k=1}^{k=i} T_k (b_{ki} \sin \psi_k - h_{ki} \cos \psi_k), \quad (25.4)$$

где M_i^0 — момент, полученный из расчета стенок лотка в поперечном направлении как консолей; T_k — суммарные сдвигающие усилия по K -й грани.

С увеличением размеров поперечного сечения лотков, когда оболочка рассматривается средней длины ($4 > l/B > 1$), возрастают деформации контура и начинают влиять условия его опирания по торцам. Расчет таких лотков производят как цилиндрических оболочек с учетом деформаций контура при свободном опирании по торцам. Более точный расчет получается при учете податливого закрепления бортов на опорах, обусловленного наличием эластичных прокладок.

При эскизном проектировании лоток можно рассчитывать в продольном направлении как балку на двух опорах, а в поперечном — как криволинейные консоли, защемленные в днище лотка и нагруженные вертикальным и боковым давлением воды и собственным весом лотка (рис. 25.5, в).

В полукруглом и параболическом лотках максимальные изгибающие моменты от давления воды для полосы единичной ширины соответственно составят:

$$M_w = 0,5\gamma_w r_w^3; \quad M_w = \gamma_w H(0,75B^2 + 2H^2)/12. \quad (25.5)$$

Растягивающая нормальная сила в днище от гидростатического давления $N_w = 0,5\gamma_w H^2$. Следует иметь в виду, что моменты, подсчитанные приближенным способом, больше, чем определенные по теории оболочек, а нормальные силы меньше.

Стенки лотков со стяжками рассчитывают как замкнутые двухшарнирные арки. Более простым, но приближенным является расчет стенки как однопролетной балки с защемлением в днище и свободным опиранием на уровне стяжки (рис. 25.5, г). При этом в стяжках действует растягивающая сила.

Таким образом, продольные сечения лотка являются внецентренно растянутыми, а поперечные — изгибаемыми. Так как к трещиностойкости лотков предъявляют требования 1-й категории, расчет всех опасных сечений в стадии эксплуатации производят по образованию трещин.

При этом в лотках с ненапрягаемой арматурой не учитывают снижение трещиностойкости от стесненной усадки бетона,

так как сооружение эксплуатируется во влажной среде. Предварительно необходимо количество рабочей арматуры в сечениях определяется расчетом на прочность. Кроме этого лотки рассчитывают на усилия, возникающие при распалубке, складировании и монтаже конструкции.

Опоры в поперечном направлении рассчитывают как внецентренно сжатые элементы, нагруженные опорными реакциями лотков и моментами от ветровой нагрузки.

В рамных опорах необходима проверка на растяжение в одной из стоек под действием ветровой нагрузки при отсутствии воды в лотке. Оголовки стоек и свай рассчитывают на изгиб как короткие консоли. Сечения опор проверяют на прочность и ширину раскрытия трещин. В плоскости лоткового канала опоры работают как внецентренно сжатые со случайными эксцентриситетами. Фундаменты под опоры лотков проектируют по общим правилам, изложенным в гл. 22. При небольшом заглублении фундамента опорожненный лотковый канал на стоечных и рамных опорах проверяют на опрокидывание от бокового давления ветра.

?

Конструктивные особенности лотков с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Приведите схемы армирования. ☐ Как устраивают стыки лотков? ☐ Какие типы опор применяют в лотковых каналах? ☐ Как определяют усилия в лотке точным и приближенным способами? ☐ Какие расчеты производят для продольных и поперечных сечений лотков? ☐ Как рассчитывают опоры лотковых каналов?

В учебнике изложены основные положения расчета элементов конструкций, выполненных из металла, дерева, пластмасс и железобетона; приведены конструктивные решения и особенности проектирования конструкций, широко применяемых в мелиоративном строительстве. Однако содержащиеся в книге сведения будущий инженер должен рассматривать только как основу для дальнейшего углубления своих знаний и приобретения навыков при проектировании конструкций.

Железобетон и металл, оставаясь на многие годы основными строительными материалами, будут интенсивно развиваться, удовлетворяя все новые нужды мелиоративного строительства. Вместе с тем все большее применение будут находить конструкции и изделия с использованием пластмасс и дерева, комбинации разных материалов. Поэтому специалисту необходимо знать основные тенденции развития конструкций и методов их расчета, постоянно обогащать свои знания в этой области и стремиться использовать новейшие достижения научно-технического прогресса в практической деятельности.

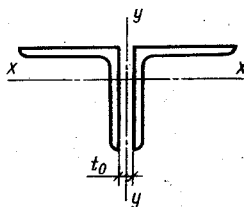
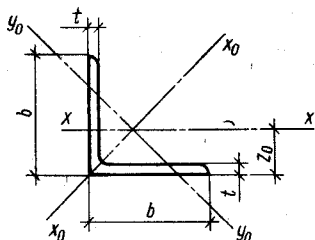
XXVII съездом КПСС и Долговременной программой мелиорации перед мелиораторами поставлены важнейшие задачи по ускорению научно-технического прогресса, повышению эффективности капитальных вложений, строительству совершенных мелиоративных систем и реконструкции существующих, широкому применению новых видов строительных материалов и изделий. Основными направлениями совершенствования инженерных конструкций в мелиоративном строительстве являются: снижение их материалоемкости; повышение технологичности и индустриальности возведения; унификация сборных конструкций (см. второй форзац); применение высокопрочных и долговечных материалов с высокой стойкостью к агрессивным воздействиям среды; разработка новых и совершенствование существующих конструктивных решений; дальнейшее углубление методов расчета; совершенствование проектирования с использованием электронно-вычислительной техники.

Приложение I. Выборка из сортамента

- Сталь широкополосная (универсальная), ГОСТ 82—70*. Ширина листов, мм: 200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 480, 500, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050. Толщина листов, мм: 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40.
- Сталь толстолистовая по ГОСТ 19903—74*. Ширина листов, мм: 1000, 1250, 1400, 1500, 1600... и далее через 100 мм до 3600 мм. Толщина листов, мм: 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30...
- Сталь полосовая по ГОСТ 103—76*. Ширина листов, мм: 60, 63, 65, 70, 80, 85, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200. Толщина листов, мм: 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20...

Приложение II. Сталь прокатная угловая равнополочная
(выборка из ГОСТ 8509—72*)

Обозначения: b — ширина полки; t — толщина полки;
 i — радиус инерции; t_0 — толщина флангов



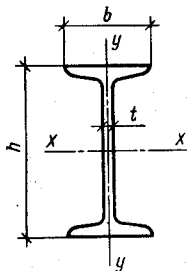
Размер уголка, мм		Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Расстояние центра тяжести z_0 , см	i_{xx} , см	i_{x_0} , см	i_{y_0} , см	Радиус инерции i_y для двух уголков при t_0 , мм			
b	t							8	10	12	14
50	5	4,80	3,77	1,42	1,53	1,92	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61
56	5	5,41	4,25	1,57	1,72	2,16	1,10	2,61	2,72	2,77	2,85
63	5	6,13	4,81	1,74	1,94	2,44	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12
	6	7,28	5,72	1,78	1,93	2,43	1,24	2,91	2,99	3,06	3,14
70	5	6,86	5,38	1,90	2,16	2,72	1,39	3,16	3,23	3,30	3,38
	6	8,15	6,39	1,94	2,15	2,71	1,38	3,18	3,25	3,33	3,40
75	5	7,39	5,80	2,02	2,31	2,91	1,49	3,35	3,42	3,49	3,57
	6	8,78	6,89	2,06	2,30	2,90	1,48	3,37	3,44	3,52	3,60
80	6	9,38	7,36	2,19	2,47	3,11	1,58	3,58	3,65	3,72	3,80
	7	10,80	8,51	2,23	2,45	3,09	1,58	3,60	3,67	3,75	3,82
90	6	10,60	8,33	2,43	2,78	3,50	1,79	3,97	4,04	4,11	4,19
	7	12,30	9,64	2,47	2,77	3,49	1,78	3,99	4,06	4,13	4,21
100	7	13,80	10,80	2,71	3,08	3,88	1,98	4,38	4,45	4,52	4,60

Размер уголка, мм		Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Расстояние центра тяжести z_0 , см	i_x , см	i_{x_0} , см	i_{y_0} , см	Радиус инерции i_y для двух уголков при t_0 , мм			
b	t							8	10	12	14
110	8	15,60	12,20	2,75	3,07	3,87	1,98	4,40	4,47	4,54	4,62
	10	19,20	15,10	2,83	3,05	3,84	1,96	4,44	4,52	4,59	4,67
	8	17,20	13,50	3,00	3,39	4,28	2,18	4,80	4,87	4,95	5,02
125	9	22,00	17,30	3,40	3,86	4,86	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
	10	24,30	19,10	3,45	3,85	4,84	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
140	9	24,70	19,40	3,78	4,34	5,47	2,79	6,02	6,10	6,16	6,24
	10	27,30	21,50	3,82	4,33	5,46	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
160	10	31,40	24,70	4,30	4,96	6,25	3,19	6,84	6,91	6,97	7,05
	12	37,40	29,40	4,39	4,94	6,23	3,17	6,88	6,95	7,02	7,09
180	11	38,80	30,50	4,85	5,60	7,06	3,59	7,67	7,74	7,81	7,88
	12	42,20	33,10	4,89	5,59	7,04	3,58	7,69	7,76	7,83	7,90
200	12	47,10	37,00	5,37	6,22	7,84	3,99	8,48	8,55	8,62	8,69
	13	50,90	39,90	5,42	6,21	7,83	3,98	8,50	8,58	8,64	8,71
	14	54,60	42,80	5,46	6,20	7,81	3,97	8,52	8,60	8,66	8,73
	16	62,00	48,70	5,54	6,17	7,78	3,96	8,56	8,64	8,70	8,77
	20	76,50	60,10	5,70	6,12	7,72	3,93	8,65	8,72	8,79	8,86
	25	94,30	74,00	5,89	6,06	7,63	3,91	8,74	8,81	8,88	8,95
	30	111,50	87,60	6,07	6,00	7,55	3,89	8,83	8,90	8,97	9,05

Приложение III. Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239—72*).

Обозначения: h — высота балки; b — ширина полки; t — толщина стенки;
 I — момент инерции;

W — момент сопротивления; i — радиус инерции

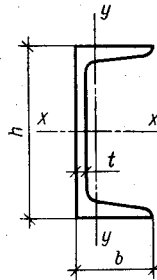


Номер профилей	Вес 1 м длины, кг	Размеры, мм			Площадь A , см ²	I_x , см ⁴	W_{x_3} , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_{y_3} , см ³	i_y , см
		h	b	t							
10	9,4	100	55	4,5	12,0	198	39,7	4,06	17,9	6,49	1,22
12	11,5	120	64	4,8	14,7	350	58,4	4,88	27,9	8,72	1,38
14	13,7	140	73	4,9	17,4	572	81,7	5,73	41,9	11,50	1,55
16	15,9	160	81	5,0	20,2	873	109	6,57	58,6	14,50	1,70
18	18,4	180	90	5,1	23,4	1290	143	7,42	82,6	18,40	1,88
18а	19,9	180	100	5,1	25,4	1430	159	7,51	114	22,8	2,12

Номер про- филей	Вес 1 м дли- ны, кг	Размеры, мм			Пло- щадь A , см ²	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см
		h	b	t							
20	21,0	200	100	5,2	26,8	1840	184	8,28	115	23,1	2,17
20a	22,7	200	110	5,2	28,9	2030	203	8,37	155	28,2	2,32
22	24,0	220	110	5,4	30,6	2550	232	9,13	157	28,6	2,27
22a	25,8	220	120	5,4	32,8	2790	254	9,22	206	34,3	2,50
24	27,3	240	115	5,6	34,8	3460	289	9,97	198	34,5	2,37
24a	29,4	240	125	5,6	37,5	3800	317	10,10	260	41,6	2,63
27	31,5	270	125	6,0	40,2	5010	371	11,20	260	41,5	2,54
27a	33,9	270	135	6,0	43,2	5500	407	11,30	337	50,0	2,80
30	36,5	300	135	6,5	46,5	7080	472	12,30	337	49,9	2,69
30a	39,2	300	145	6,5	49,9	7780	518	12,50	436	60,1	2,95
33	42,2	330	140	7,0	53,8	9840	597	13,50	419	59,9	2,79
36	48,6	360	145	7,5	61,9	13380	743	14,70	516	71,1	2,89
40	57,0	400	155	8,3	72,6	19062	953	16,20	667	86,1	3,03
45	66,5	450	160	9,0	84,7	27696	1231	18,10	808	101	3,09
50	78,5	500	170	10,0	100,0	39727	1589	19,90	1043	123	3,23
55	92,6	550	180	11,0	118,0	55962	2035	21,80	1356	151	3,39
60	108,0	600	190	12,0	138,0	76806	2560	23,60	1725	182	3,54

Приложение IV. Швеллеры (выборка из ГОСТ 8240—72*)

Обозначения: h — высота швеллера; b — ширина полки; t — толщина стенки; I — момент инерции; W — момент сопротивления; i — радиус инерции



Но- мер про- филя	Вес 1 м дли- ны, кг	Размеры, мм			Пло- щадь A , см ²	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	z_0 , см
		h	b	t								
12	10,4	120	52	4,8	13,3	304	50,6	4,78	31,2	8,52	1,53	1,54
14	12,3	140	58	4,9	15,6	491	70,2	5,6	45,4	11	1,70	1,67
14a	13,3	140	62	4,9	17	545	77,8	5,66	57,5	13,3	1,84	1,87
16	14,2	160	64	5	18,1	747	93,4	6,42	63,3	13,8	1,87	1,8
16a	15,3	160	68	5	19,5	823	103	6,49	78,8	16,4	2,01	2,0
18	16,3	180	70	5,1	20,7	1090	121	7,24	86	17	2,04	1,94
18a	17,4	180	74	5,1	22,2	1190	132	7,32	105	20	2,18	2,13
20	18,4	200	76	5,2	23,4	1520	152	8,07	113	20,5	2,20	2,07
20a	19,8	200	80	5,2	25,2	1670	167	8,15	139	24,2	2,35	2,28
22	21	220	82	5,4	26,7	2110	192	8,89	151	25,1	2,37	2,21

Продолжение прилож. IV

Но- мер про- филя	Вес 1 м дли- ны, кг	Размеры, мм			Пло- щадь A , см ²	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	z_0 , см
		h	b	d								
22а	22,6	220	87	5,4	28,8	2330	212	8,99	187	30	2,55	2,46
24	24	240	90	5,6	30,6	2900	242	9,73	208	31,6	2,60	2,42
24а	25,8	240	95	5,6	32,9	3180	265	9,84	254	37,2	2,78	2,67
27	27,7	270	95	6	35,2	4160	308	10,9	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	40,5	5810	387	12	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7	46,5	7980	484	13,1	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	110	7,5	53,4	10820	601	14,2	513	61,7	3,10	2,68
40	48,3	400	115	8	61,5	15220	761	15,7	642	73,4	3,23	2,75

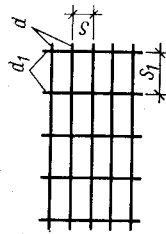
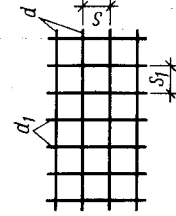
Приложение V. Сортамент стержней и проволочной арматуры

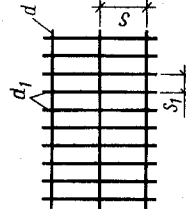
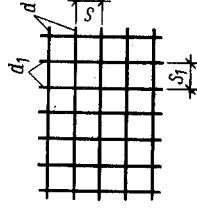
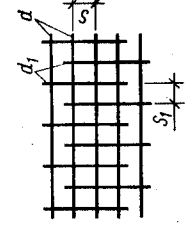
Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения (мм ²) при числе стержней									Масса 1 м длины, кг	Сортамент арматуры классов							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I, A-III	A-II	A-IIIв	A-IIIС, A-IV, A-VI	A-IVС, A-У, A-УС	A-V, А-С	B-I, Вр-I	B-II, Вр-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055	—	—	—	—	—	—	X	X
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,098	—	—	—	—	—	—	X	X
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	—	—	—	—	—	—	X	X
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	X	—	—	—	—	—	X	X
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	—	—	—	—	—	—	X	X
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	X	—	—	—	—	—	X	X
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	X	X	X	X	X	X	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	X	X	X	X	X	X	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	X	X	X	X	X	X	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	X	X	X	X	X	X	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	X	X	X	X	X	X	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	X	X	X	X	X	X	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	X	X	X	X	X	X	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	X	X	X	X	X	X	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,834	X	X	X	X	X	X	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	X	X	X	X	X	X	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99	X	X	X	X	X	X	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	9,87	X	X	X	X	X	X	—	—

Примечание. Значком «Х» отмечены прокатываемые диаметры.

Приложение VI. Сортамент арматурных канатов

Класс	Диаметр, мм		Расчетная площадь поперечного сечения, см ²	Теоретическая масса 1 м длины, кг
	каната	отдельных проволок		
К-7	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,510	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2,8	1,287	1,020

Тип сетки	Рабочие стержни	Ширина сетки b	Длина сетки l	Диаметры стержней $\frac{d}{d_1}$	Класс арматуры продольной поперечной	Расстояние между стержнями (в осях) — шаг стержней	
						продольных s	поперечных s_1
			850...9000	12...40	A-I, A-II, A-III, Ат-IIIС	200	600
				6...16	A-III, Ат-IIIС		
Продольные							
			850...5950	12...25	A-I, A-II, A-III, Ат-IIIС	200	200
				6...16	A-III, Ат-IIIС		

	Поперечные	850...3050	850...6250	$\frac{6...16}{12...25}$	$\frac{A-I, A-II}{A-I, A-II, A-III, Aг-IIIС}$	$\frac{200}{400}$	200
	В обоих направлениях		850...9000 или до длины рулона	$\frac{3...10}{3...10}$	$\frac{Bp-I, A-I, A-III}{Bp-I, A-I, A-III}$		
	Поперечные	650...3800	3950...9000 или до длины рулона	$\frac{3...5}{5...10}$	$\frac{Bp-I, B-I}{Bp-I, A-I, A-III}$		

Приложение VIII. Расчетные площади поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см²

Шаг стержней, мм	При диаметре стержней, мм													
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	
50	1,42	2,52	3,92	5,66	—	10,47	15,08	20,52	26,81	—	—	—	—	
75	0,95	1,68	2,61	3,77	6,72	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,42	38,01	49,09	
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	6,28	9,05	12,31	16,08	20,36	25,13	30,41	39,27	
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	5,23	7,54	10,26	13,40	16,96	20,94	25,33	32,72	
150	0,47	0,84	1,31	1,89	3,35	4,49	6,46	8,79	11,49	14,54	17,95	22,72	28,05	
175	0,41	0,72	1,12	1,62	2,87	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	15,71	19,00	24,54	
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,14	4,52	6,16	8,04	10,18	12,56	15,20	19,64	
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	2,61	3,77	5,13	6,70	8,48	10,47	12,66	16,36	
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,24	3,23	4,44	5,74	7,27	8,97	10,86	14,00	
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	1,96	2,82	3,85	5,02	6,36	7,86	9,50	12,49	
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,74	2,51	3,42	4,47	5,66	6,98	8,45	10,91	
450	0,16	0,28	0,44	0,63	1,12	1,57	2,26	3,08	4,02	5,09	6,28	7,60	9,82	
500	0,14	0,25	0,39	0,57	1,01	—	—	—	—	—	—	—	—	

Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов (ТП-101—81*). М., 1984.

СНиП II-A. 10—71. Строительные конструкции и основания. Нормы проектирования. М., 1979.

СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. М., 1986.

СНиП II-23—81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., 1982.

СНиП II-25—80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. М., 1983.

СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1985.

✓ СНиП 2.06.08—87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М., 1987.

✓ СНиП 2.06.01—86. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., 1987.

СНиП 2.05.03—84. Мосты и трубы. М., 1985.

✓ СНиП II-55—79. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. Нормы проектирования. М., 1980.

Металлические конструкции. Справочник проектировщика/Под ред. акад. Мельникова Н. П. М., 1980.

Пособие по проектированию деревянных конструкций. ЦНИИСК, М., 1986.

✓ Голышев А. Б., Бачинский В. Я., Полищук В. П. и др. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие/Под ред. А. Б. Голышева. Киев, 1985.

Лихтарников Я. М., Ладыженский Д. В., Клыков В. М. Расчет стальных конструкций. Киев, 1984.

Беленя Е. И., Балдин В. А., Ведеников Г. С. и др. Металлические конструкции/Под ред. проф. Беленя Е. И. М., 1985.

Полонский Г. А. Механическое оборудование гидротехнических сооружений. М., 1974.

Конструкции из дерева и пластмасс/Под ред. проф. Карлсена Г. Г. и Сликоухова Ю. В. М., 1986.

Иванов В. А., Клименко В. З. Конструкции из дерева и пластмасс. Киев, 1983.

Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., 1985.

Байков В. Н., Дроздов П. Ф., Трифонов И. А. и др. Железобетонные конструкции. Специальный курс/Под ред. Байкова В. Н. М., 1981.

✓ Васильев П. И., Кононов Ю. И., Чирков Я. Н. Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Киев—Донецк, 1982.

Берген Р. И. Железобетонные трубы и водоводы. М., Изд. МГМИ, 1973.

Черникович Л. А., Шаров П. А. Применение сборного железобетона в мелиоративном строительстве. М., 1965.

Лихачев В. П. и др. Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений/Под ред. Гришина М. М. М., 1966.

1. Внешние нагрузки и воздействия, усилия

- F — сосредоточенная нагрузка, сила
- M — изгибающий момент
- N — продольная сила
- P — сила предварительного обжатия
- Q — поперечная сила, сила сдвига
- G, S, V, W — равнодействующее соответственно постоянной (веса), снеговой, временной и ветровой нагрузок
- g, s, v, w — распределенные соответственно постоянная, снеговая, временная и ветровая нагрузки
- p — гидростатическое давление
- q — полная распределенная нагрузка

2. Характеристики материалов

- E — модуль упругости
- R — сопротивление материала, грунта
- c — удельное сцепление грунта
- α — коэффициент линейного расширения
- γ — удельный вес
- ρ — плотность
- ε — относительная деформация
- σ — нормальное напряжение
- τ — касательное напряжение
- φ — угол внутреннего трения грунта

3. Геометрические характеристики

- A — площадь сечения
- D — модуль диаметра
- H — напор, модуль высоты
- I — момент инерции сечения
- L, l — пролет, длина
- S — статический момент сечения
- W — момент сопротивления сечения
- a, c — расстояние, размер, длина
- b — ширина сечения
- d — диаметр
- e — эксцентриситет (силы)
- f — прогиб
- h — высота сечения
- i — уклон, радиус инерции

k — катет углового сварного шва
r — радиус, ядровое расстояние
s — шаг, осадка основания
t — толщина
x — высота сжатой зоны сечения
z — плечо пары внутренних сил
λ — гибкость

4. Индексы при буквенных обозначениях

<i>a</i> — активный (<i>active</i>)	<i>m</i> — монтаж (<i>mounting</i>)
<i>a</i> — случайный (<i>accidental</i>)	<i>m</i> — среднее значение (<i>mean value</i>)
<i>adm</i> — допускаемый (<i>admit</i>)	<i>n</i> — нетто (<i>net</i>)
<i>an</i> — анкеровка (<i>anchoring</i>)	<i>n</i> — нормативный (<i>normative</i>)
<i>b</i> — балка (<i>beam</i>)	<i>n</i> — продольная сила (<i>normal</i>)
<i>b</i> — бетон (<i>beton</i>)	<i>o</i> — в свету (<i>opening</i>)
<i>b</i> — болт (<i>bolt</i>)	<i>opt</i> — оптимальный (<i>optimum</i>)
<i>b</i> — ветвь (<i>branch</i>)	<i>p</i> — пассивный (<i>passive</i>)
<i>b</i> — изгиб (<i>bend</i>)	<i>p</i> — пластмасса (<i>plastic</i>)
<i>b</i> — нижний (<i>bottom</i>)	<i>p</i> — преднапряжение (<i>prestressing</i>)
<i>c</i> — врубка, врезка (<i>cuttingin</i>)	<i>p</i> — стальная обшивка (<i>plasting</i>)
<i>c</i> — колонна (<i>column</i>)	<i>p</i> — стойка (<i>post</i>)
<i>c</i> — консоль (<i>console</i>)	<i>pl</i> — пластичность (<i>plasticity</i>)
<i>c</i> — конструктивный (<i>constructive</i>)	<i>r</i> — железобетон (<i>reinforced concrete</i>)
<i>c</i> — сжатие (<i>compressing</i>)	
<i>c</i> — смятие (<i>crumple</i>)	<i>r</i> — порода древесины (<i>race</i>)
<i>c</i> — сочетание (<i>combination</i>)	<i>r</i> — ребро (<i>rib</i>);
<i>cf</i> — подколонник (<i>column footing</i>)	<i>red</i> — приведенный (<i>reduced</i>)
<i>con</i> — контролируемый (<i>control</i>)	<i>s</i> — планка (<i>slat</i>)
<i>cr</i> — критический (<i>critical</i>)	<i>s</i> — плита (<i>slab</i>)
<i>crc</i> — трещина (<i>crack</i>)	<i>s</i> — распорка (<i>strut</i>)
<i>d</i> — вес элемента (<i>dean weight</i>)	<i>s</i> — сегмент (<i>segment</i>)
	<i>s</i> — скалывание (<i>spalling</i>)
<i>e, ext</i> — наружный (<i>external</i>)	<i>s</i> — сталь, арматура (<i>steel</i>)
<i>ef</i> — эффективный, расчетный (<i>effective</i>)	<i>ser</i> — эксплуатация (<i>service</i>)
<i>el</i> — упругость (<i>elasticity</i>)	<i>sh</i> — краткосрочный (<i>short-team</i>)
<i>i, int</i> — внутренний (<i>internal</i>)	<i>sh</i> — сдвиг, срез (<i>shear</i>)
<i>inc</i> — наклонный (<i>inclined</i>)	<i>sh</i> — усадка (<i>shrinkage</i>)
<i>f</i> — заделка (<i>fix</i>)	<i>sp</i> — пролет (<i>span</i>)
<i>f</i> — полка (<i>flange</i>)	<i>sup</i> — опора (<i>support</i>)
<i>f</i> — сила (<i>force</i>)	<i>t</i> — верхний (<i>top</i>)
<i>f</i> — трение (<i>friction</i>)	<i>t</i> — дерево (<i>tree</i>);
<i>f</i> — фасонка (<i>fashion</i>)	<i>t</i> — кручение (<i>torsion</i>)
<i>f</i> — форма (<i>form</i>)	<i>t</i> — растяжение (<i>tension</i>)
<i>f</i> — фундамент (<i>fundation</i>)	<i>t</i> — температура (<i>temperature</i>)
<i>fic</i> — условный (<i>fictitious</i>)	<i>tot</i> — суммарный, полный (<i>total</i>)
<i>g</i> — грунт (<i>ground</i>)	<i>tr</i> — ферма (<i>truss</i>)
<i>h</i> — высоко (<i>high</i>)	<i>u</i> — предельный (<i>ultimate</i>)
гнездо, стакан (<i>housing</i>)	<i>v</i> — вертикальный (<i>vertical</i>)
горизонтальный (<i>horisontal</i>)	<i>w</i> — арматура стенки железобетонной балки (<i>web reinforcement</i>)
<i>l</i> — длина (<i>length</i>)	<i>w</i> — ветер (<i>winter</i>)
<i>l</i> — длительный (<i>long</i>)	<i>w</i> — вода (<i>water</i>)
<i>l</i> — накладка (<i>lap</i>);	<i>w</i> — ослабление (<i>weakening</i>)
<i>l</i> — продольный (<i>longitudinal</i>)	<i>w</i> — сварной шов (<i>weld</i>)
<i>loc</i> — местный (<i>local</i>)	<i>w</i> — стенка балки (<i>web</i>)
<i>los</i> — потери (<i>loss</i>)	<i>y</i> — текучесть (<i>yield</i>)
<i>m</i> — главные (<i>main</i>)	<i>z</i> — нулевая линия (<i>zero line</i>)
<i>m</i> — металл (<i>metal</i>)	

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Акведуки 327
Анкеровка арматуры ненапрягаемой 201
— — предварительно напряженной 203
Арматура 190
— классификация 192
— монтажная 191
— поперечная 190
— продольная 190
— стержневая 192
— холодноотянутая проволочная 192
Арматурные изделия 193
— — проволочные 196
Армоконструкции 197
Армопакеты 197
Армопанели 362
Армоцемент 179
- База колонны 96, 108
Балки вспомогательные 76
— второстепенные 76, 306, 310
— главные 76, 306, 311
— дощато-клееные 161
— клеефанерные 161
— ненапряженные 231
— покрытый 318
— предварительно напряженные 235
— прокатные 18, 75, 77
— с перфорированной стенкой
— сварные 75
— составные 78
Балочная клетка 75
— — затвора 54
— — ребристой конструкции 306
Бетон гидротехнический 189
—, классификация 180
— тяжелый 180
Болты 46
— высокопрочные 47
- Внецентренно растянутые элементы 32, 146
— сжатые элементы 32, 141
Вязанные сетки, каркасы 195
- Геометрическая длина стержня 26
Гибкость 27, 143
— предельная 22
— приведенная 144
— условная 34
Гнутые профили 19
Граничная относительная высота сжатой зоны 219
- Двутавры обыкновенные 18
— широкополочные 18
Деформации бетона влажностные 187
— — под нагрузкой 184
— — предельные 186
— — температурные 187
Диафрагма в затворах 56
Доковые конструкции 370
- Железобетон 175
— монолитный 178
— предварительно напряженный 176
— с гибкой арматурой 179
— с жесткой арматурой 179
— сборный 178
— сборно-монолитный 178
- Закладные детали 199
Затворы гидротехнические 53
— — для мелиоративных систем 54
— — плоские поверхностные 53
— — погруженные 53
— — сегментные 59
Защита деревянных конструкций 138
Защитный слой бетона 267, 333
- Каркасные сооружения 304
Категории требований к трещиностойкости 285
Классы арматуры 192
— бетона 188
Колонны 95, 320
Консольный перепад 331
Контролируемое напряжение в арматуре 214
Косой изгиб 32
Коэффициент армирования
— надежности по материалу 10
— — по нагрузке 8
— — по назначению 10

- приведения длины 26
- продольного изгиба 23, 142
- сочетаний 9
- точности натяжения арматуры
- условий работы 10
- Кривизна элементов 299
- Критическая сила 271

- Лотки 329, 390
- Лотковые каналы 389

- Марки бетона 188
- стали 16
- Модуль упругопластичности бетона 185
- Модуль упругости 185
- Мосты 337
- Мягкие оболочки 171

- Набухание бетона 181
- железобетона 205
- Нагрузки временные 7
- особые 7
- постоянные 7
- расчетные 9
- Напряжения дополнительные
- касательные 28
- критические 28
- нормальные 28
- предварительные в арматуре 207, 212
- — в бетоне 212
- приведенные 28
- Настил 117
- профилированный 117
- Неподвижные части затвора плоского 56
- — — сегментного 60

- Обшивка 54, 59
- Одноэтажные каркасные здания 315
- Опорно-концевая стойка 56
- Опорно-ходовые части колесные 56
- — — скользящие 56
- Опорные концы балок 88
- Опорный шарнир сегментного затвора 60
- Опоры акведуков 330
- лотковых каналов 392
- мостов 339
- Отгибы 258

- Панели слоистые 175
- Пластический момент сопротивления 290
- шарнир 308
- Пластмассы конструкционные 167

- Плиты балочные 227, 307
- монолитные 228
- опертные по контуру 227
- покрытий 308
- сборно-монолитные 231
- сборные 230
- Подпорные стены 357
- — массивные 361
- — облегченные 358, 362
- — уголковые 352
- — ребристые 367
- Покрытия по стропильным фермам 117
- Ползучесть бетона 186
- древесины 135
- железобетона 204
- Поперечные связи затвора 56
- Потери предварительных напряжений 208
- Поясные швы в балке 87
- Предел пропорциональности 15
- прочности 14
- текучести 14
- Предельные состояния 7
- Приведенное сечение 213
- Прогиб 31
- Прогоны 117
- Продольные связи затвора 56
- Процент армирования 249
- Прочность бетона 180
- — кубиковая 182
- — призмная 182
- древесины 135
- стали 14

- Расчетная длина стержня 272
- Ребра жесткости поперечные 83
- — продольные 83
- Ребристые конструкции 306
- монолитные 306
- сборные 311
- Резервуары 322
- прямоугольные 323
- круглые 324
- Решетка ферм 112
- — раскосная 113

- Сварка электродуговая 35
- Сварные каркасы 194
- сетки 194
- швы 37
- — лобовые 38
- — стыковые 37
- — угловые 38
- — фланговые 38
- Связи вертикальные 115
- горизонтальные 116
- Соединения арматуры 198
- болтовые 46
- клеевые 149

- на врубках 154
- нагельные 151
- сварные 39
- Сопротивления временные 14
- нормативные 9
- — арматуры 224
- — бетона 222
- — стали 20
- — древесины 139
- Сопряжения балок 343
- железобетонных элементов 341
- Сортамент 17
- Составные стержни сквозные 101
- — на податливых связях 144
- — сплошные 97
- Сталь 13
- Стеклопластики 171
- Стыки балок заводские 89
- — монтажные 89
- железобетонных конструкций 341
- гибкие 341
- жесткие 342
- лотков 392
- труб 380

Трубы металлические 19

- железобетонные 373
- — безнапорные 375
- — круглые 375
- — напорные 378
- — прямоугольные 386
- — сложных сечений 377
- пластмассовые 170

Узел фермы опорный 130

- — промежуточный 129

- — укрупнительный 130
- Уплотнения затворов 56
- Усадка бетона 187
- железобетона 204
- Устойчивость изгибаемых элементов 28, 145
- сжатых элементов 23, 142

Фасонки 128

Фермы

- , высота 111
- , длина панелей 114
- , очертание поясов 110
- металлодеревянные 162
- связевые 116
- стропильные 117
- Фибробетон 179
- Фундаменты монолитные 350
- отдельные 348
- с подколонником 351
- сборные 348
- составные 348

Хомуты 190

Шаг болтов 52

Эксцентриситет относительный 272

- приведенный 34
- расчетный 273
- случайный 265
- Электроды 36
- Эпюра материалов 262

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	4
Глава 1. Инженерные конструкции и методы их расчета	5
1.1. Общие сведения об инженерных конструкциях	5
1.2. Основные положения расчета инженерных конструкций	7
 РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ	
Глава 2. Металлы, применяемые для изготовления инженерных конструкций	13
2.1. Стали, их состав и свойства	13
2.2. Сортамент сталей	17
Глава 3. Расчет элементов металлических конструкций	19
3.1. Основные положения расчета металлических конструкций. Расчетные сопротивления	19
3.2. Центально-растянутые и центально-сжатые элементы	22
3.3. Изгибаемые элементы	27
3.4. Внецентренно растянутые и внецентренно сжатые элементы	32
Глава 4. Соединения металлических конструкций	35
4.1. Виды сварки и их общая характеристика	35
4.2. Расчет сварных соединений	39
4.3. Общая характеристика болтовых и заклепочных соединений	46
4.4. Расчет и конструирование болтовых соединений	48
Глава 5. Затворы гидротехнических сооружений	53
5.1. Общие сведения о плоских и сегментных затворах	53
5.2. Нагрузки, действующие на затвор	61
5.3. Основы конструирования и расчета затворов	64
Глава 6. Балки и балочные конструкции	75
6.1. Общая характеристика балок и балочных конструкций	75
6.2. Подбор сечения балок	76
6.3. Изменение сечения составной балки по длине	81
6.4. Местная устойчивость элементов составных балок	83
6.5. Соединение поясов со стенкой, опорные концы балок	87
6.6. Стыки балок	89
6.7. Балки с перфорированной стенкой	91
Глава 7. Колонны	93
7.1. Общая характеристика каркасов производственных зданий	93
7.2. Области применения и типы колонн	95
7.3. Сплошные колонны	97
7.4. Сквозные составные колонны	101
7.5. Типы и конструкции баз колонн	108
Глава 8. Фермы	110
8.1. Типы и области применения ферм	110
8.2. Очертания ферм, их высота, системы решеток, длина панели	110

8.3. Связи между фермами	115
8.4. Покрытия зданий по стропильным фермам	117
8.5. Расчет ферм, типы сечений стержней и подбор сечений	120
8.6. Конструирование и расчет узлов легких ферм	128

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Глава 9. Древесина для инженерных конструкций	134
9.1. Общие сведения о древесине, ее свойствах, сортамент, древесные листовые материалы	134
9.2. Защита древесины от гниения, повреждения насекомыми, возгорания, химической агрессии	137
Глава 10. Расчет элементов деревянных конструкций	138
10.1. Основные положения расчета	138
10.2. Центально-растянутые и центально-сжатые элементы	141
10.3. Изгибаемые элементы	145
10.4. Внецентренно растянутые и внецентренно сжатые элементы	146
Глава 11. Соединения элементов деревянных конструкций	148
11.1. Общая характеристика средств соединений	148
11.2. Клеевые соединения	149
11.3. Соединения на нагелях	151
11.4. Соединения на врубках	154
Глава 12. Проектирование деревянных конструкций	156
12.1. Деревянные конструкции в мелиоративном строительстве	156
12.2. Клеевые балки	160
12.3. Фермы	162
Глава 13. Пластмассы в гидромелиоративном строительстве	167
13.1. Основные сведения о пластмассах	167
13.2. Конструкции из пластмасс в мелиоративном строительстве	170

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 14. Общие сведения о железобетоне	175
14.1. Сущность железобетона	175
14.2. Виды железобетонных конструкций	178
Глава 15. Основные свойства и характеристики бетона, арматуры, железобетона	180
15.1. Тяжелый бетон	180
15.2. Арматура и арматурные изделия	190
15.3. Железобетон	200
Глава 16. Основы теории сопротивления железобетона и расчета конструкций по предельным состояниям	206
16.1. Напряженное состояние предварительно напряженных элементов до приложения внешней нагрузки	206
16.2. Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов под нагрузкой	215
16.3. Основные положения расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям	220

Глава 17. Конструирование и расчет прочности изгибаемых элементов . . .	227
17.1. Конструктивные особенности изгибаемых элементов	227
17.2. Расчет прочности по нормальным сечениям	239
17.3. Расчет прочности по наклонным сечениям	252
17.4. Эпюра материалов	262
Глава 18. Конструирование и расчет прочности сжатых элементов . . .	264
18.1. Общие сведения	264
18.2. Конструктивные особенности сжатых элементов	265
18.3. Основные расчетные положения	270
18.4. Расчет прочности элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой	275
18.5. Расчет прочности элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой	278
Глава 19. Конструирование и расчет прочности растянутых элементов .	279
19.1. Конструктивные особенности растянутых элементов	279
19.2. Расчет прочности центрально- и внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения	281
Глава 20. Трещиностойкость и деформации железобетонных элементов	284
20.1. Основные расчетные положения	284
20.2. Расчет по образованию трещин	288
20.3. Расчет по раскрытию и закрытию трещин	293
20.4. Расчет по деформациям	298
Глава 21. Каркасные железобетонные здания и сооружения	304
21.1. Общие сведения	304
21.2. Ребристые конструкции каркасных зданий и сооружений	306
21.3. Одноэтажные каркасные здания	315
21.4. Железобетонные резервуары	322
21.5. Акведуки и консольные перепады	327
21.6. Мосты и переходы через каналы	337
21.7. Стыки и сопряжения элементов железобетонных конструкций	341
Глава 22. Фундаменты	348
22.1. Общие сведения	348
22.2. Конструкции отдельных фундаментов	348
22.3. Расчет отдельных фундаментов	352
Глава 23. Подпорные стены	357
23.1. Типы подпорных стен	357
23.2. Угловые подпорные стены	358
23.3. Ребристые угловые подпорные стены	367
23.4. Доковые конструкции	370
Глава 24. Трубы	373
24.1. Общие сведения	373
24.2. Конструкции круглых труб	375
24.3. Расчет труб	381
24.4. Прямоугольные трубы	386
Глава 25. Лотковые каналы	389
25.1. Конструкции лотков	390
25.2. Опоры и стыки лотков	392
25.3. Расчет лотковых каналов	394
Заключение	397
Приложения	398
Литература	407
Основные буквенные обозначения	408
Предметный указатель	410
	415

Учебное издание

**Рудольф Иванович Берген
Юлиан Меерович Дукарский
Федор Владимирович Расс
Валерий Борисович Семенов**

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Зав. редакцией Б. А. Ягупов
Редактор Л. Б. Лохова
Мл. редактор О. А. Кузнецова
Художественный редактор В. П. Бабинова
Технический редактор З. В. Нуждина
Корректор С. К. Завьялова

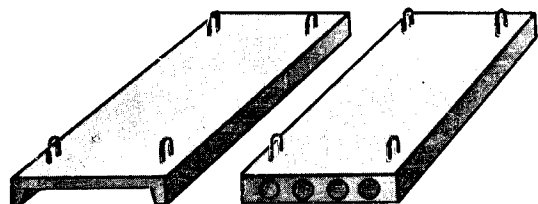
ИБ № 7108

Изд. № СТР-527. Сдано в набор 12.04.88. Подп. в печать 29.11.88. Формат 60×90¹/₁₆. Бум. офс. № 2. Гарнитура Таймс. Печать офсетная. Объем 26,0 усл. печ. л. + 0,25 усл. п. л. форзац. 52,5 усл.-кр.-отт. 27,83 уч.-изд. л. + 0,33 уч.-изд. л. форзац. Тираж 21 600 экз. Зак. № 1287. Цена 1 р. 30 к.

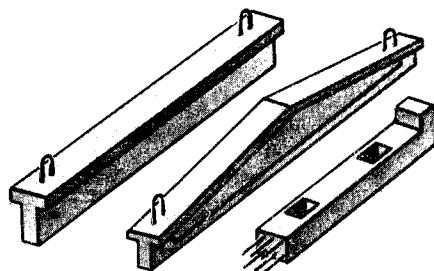
Издательство «Высшая школа», 101430, Москва, ГСП-4, Неглинная ул., д. 29/14.

Ярославский полиграфкомбинат Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 150014, Ярославль, ул. Свободы, 97.

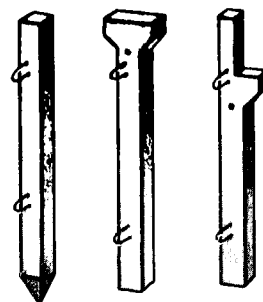
УНИФИЦИРОВАННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ



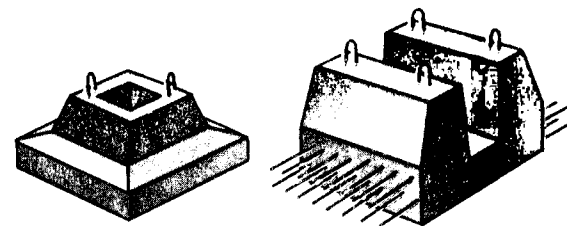
ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ



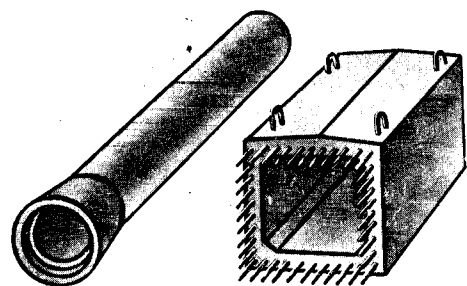
БАЛКИ ПОКРЫТИЙ,
НАСАДКИ



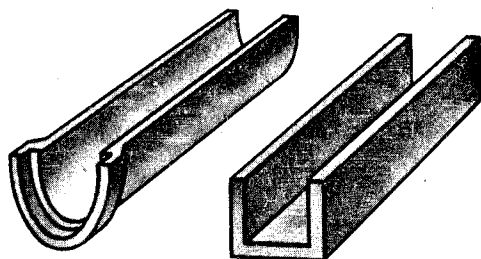
СВАИ, СТОЙКИ



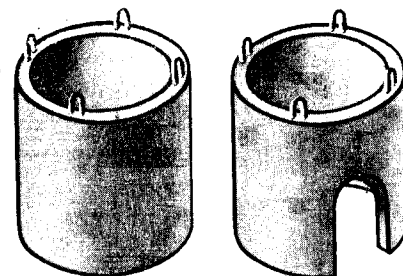
ФУНДАМЕНТНЫЕ БЛОКИ



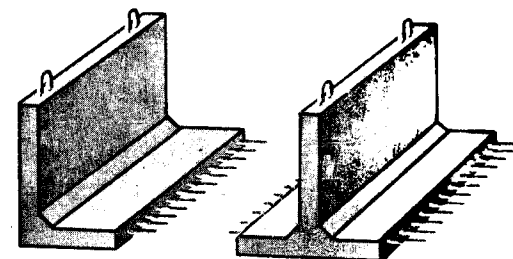
ТРУБЫ



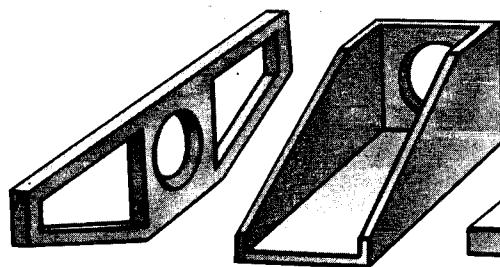
ЛОТКИ



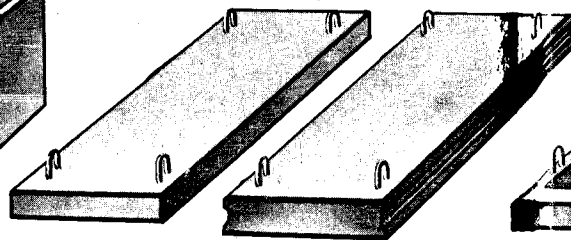
КОЛЬЦА



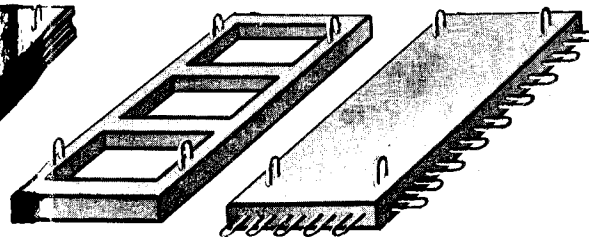
БЛОКИ



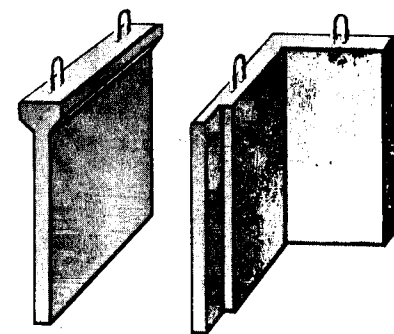
ОГОЛОВКИ



НЕСУЩИЕ ПЛИТЫ



ПЛИТЫ КРЕПЛЕНИЙ



СТЕНОВЫЕ БЛОКИ