

624.012.4

1758

Н.Н.ПОПОВ М.ЧАРЫЕВ

# ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ



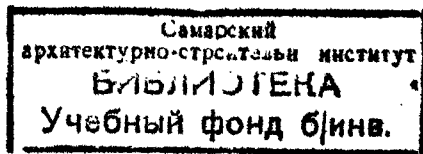
Н.Н.ПОПОВ, М.ЧАРЫЕВ

# ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Рекомендовано Министерством  
общего и профессионального образования  
Российской Федерации  
в качестве учебного пособия  
для студентов вузов,  
обучающихся по специальности  
«Промышленное и гражданское строительство»

Сканировал и обрабатывал

Лукин А.О.



Москва  
Высшая школа  
1996

ББК 38.5  
П 58  
УДК 624.07

Федеральная целевая программа  
книгоиздания России

**Рецензенты:**

кафедра железобетонных конструкций Московского института коммунального хозяйства и строительства (зав. кафедрой — акад. Инженерной академии, проф., д-р техн. наук В. М. Бондаренко); проф., д-р техн. наук А. С. Залесов (НИИЖБ)

**Попов Н. Н., Чарьев М.**

**П 58 Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. пособие.** — М.: Высш. шк., 1996. — 255 с.: ил.

ISBN 5-06-003262-0

В пособии рассмотрены физико-механические и деформативные свойства бетона, стальной арматуры, железобетона, каменной кладки. Подробно изложены предпосылки и методы расчета прочности, трещиностойкости и деформаций железобетонных и каменных конструкций. Приведены сведения по конструированию и расчету плоских и сборных перекрытий, а также фундаментов.

Книга предназначена для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

П  $\frac{3305000000 - 059}{001(01) - 96}$  74 — 96

ББК 38.5  
6С4.05

ISBN 5-06-003262-0

© Н. Н. Попов, М. Чарьев, 1996

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее пособие написано в соответствии с программой курса «Железобетонные и каменные конструкции» для высших учебных заведений по специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство». Особое внимание уделено обоснованию быстро развивающихся фундаментальных положений, принятых в современной теории и практике проектирования железобетонных конструкций.

В пособии изложены физико-механические и деформативные свойства бетона, стальной арматуры и железобетона. Подробно рассмотрены предпосылки и методы расчета железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Приведены сведения по конструированию и расчету монолитных и сборных плоских перекрытий, а также фундаментов. Наряду с традиционными материалами в книгу включен новый раздел, в котором изложены методы расчета и проектирования каменных и армокаменных конструкций, приведены ранее отсутствующие в учебной литературе рекомендации по усилению железобетонных конструкций, особенности проектирования железобетонных конструкций в условиях сухого жаркого климата, расчет сборно-монолитных конструкций и др. В конце глав для самопроверки знаний приведены контрольные вопросы.

При составлении настоящего пособия широко использовалась нормативная и учебная литература, причем в большей степени авторы опирались на изданный в 1989 г. учебник Н. Н. Попова и А. В. Забегаева «Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций».

Изучение курса железобетонных конструкций сопровождается курсовым проектированием, при работе над которым используются дополнительные пособия.

Предисловие, главы 1 — 9 написаны д-ром техн. наук, проф. Н. Н. Поповым и канд. техн. наук М. Чарьевым совместно, главы 10 — 12 и приложения 1 — 11 — канд. техн. наук М. Чарьевым, приложение 12 — д-ром техн. наук, проф. Н. Н. Поповым.

*Авторы*

# Часть первая

## ТЕОРИЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### ГЛАВА 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

#### 1.1. Краткий исторический обзор развития железобетонных конструкций

Железобетон представляет собой конструктивное соединение бетона и расположенной в нем стальной арматуры, рационально объединенных для совместной работы в конструкциях, изделиях и элементах при действии нагрузки, как единое целое.

Бетон, будучи искусственным камнем, как и естественные камни, хорошо сопротивляется сжатию и намного хуже растяжению (при  $R_b = 10...80$  МПа  $R_{bt} = 1...4$  МПа);  $R_b = (10...20)R_{bt}$ , что ограничивает область его применения, и он в основном используется в сжатых элементах. Сталь хорошо сопротивляется сжатию и растяжению. Это сопротивление характеризуется пределом текучести для мягкой стержневой арматуры  $\sigma_{st} = 250...400$  МПа и пределом прочности для высокопрочной арматуры  $\sigma_{st} = 1000...2000$  МПа. Задача проектировщика состоит в том, чтобы создать конструкцию, в которой наиболее полно использовались положительные свойства бетона и стальной арматуры. Чтобы понять работу железобетонного элемента, рассмотрим работу бетонной и железобетонной балки.

При приложении нагрузки к бетонной балке (рис. 1.1, а) в верхней части ее сечения возникает сжатие, в нижней — растяжение. Когда напряжения в растянутой зоне достигнут предельного сопротивления растяжению, образуется трещина и происходит хрупкое разрушение элемента задолго до того, как будет использована прочность бетона на сжатие. Несущая способность такой балки ограничивается низким сопротивлением бетона растяжению. Высокая прочность бетона на сжатие не используется.

Рассмотрим работу железобетонной балки (рис. 1.1, б), в растянутую зону которой уложена мягкая стальная арматура. В процессе загрузки рассматриваемая балка будет вначале работать как бетонная. После образования трещин в бетоне растянутой зоны балка не разрушится, так как растягивающие усилия будут восприняты арматурой. Разрушение в этом случае наступит вследствие развития текучести стали и последующего раздавливания

бетона сжатой зоны. При этом несущая способность армированной балки будет намного выше, чем бетонной. Опыты показывают, что при эксплуатационных нагрузках, составляющих обычно 0,5...0,7 от разрушающих, напряжения в растянутой арматуре не превышают 250...300 МПа, а прогибы конструкции и ширина раскрытия трещин не превышают допустимых значений. В такой конструкции бетон может быть полностью использован в работе на сжатие, а арматура — на растяжение.

В последние годы в строительной практике все шире применяются арматурные стали, обладающие высокой прочностью и дающие существенную экономию металла.

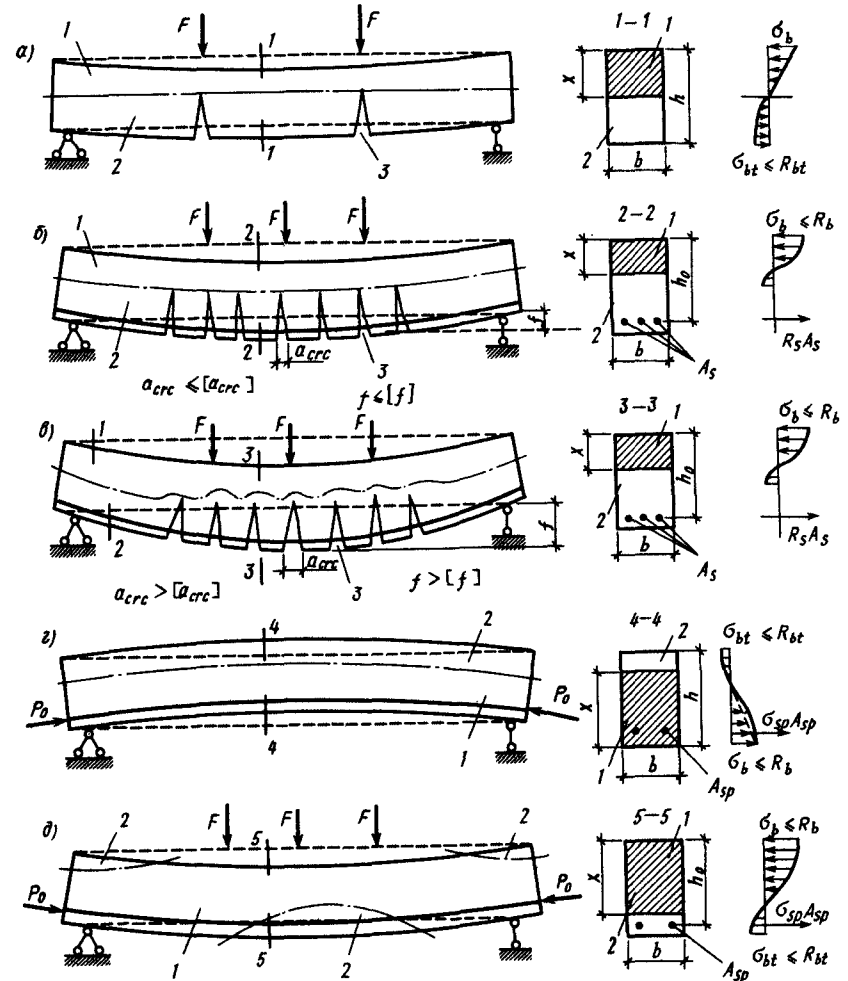


Рис. 1.1. Характер работы бетонных и железобетонных балок

Рассмотрим работу железобетонной балки, армированной высокопрочной арматурой (рис. 1.1, *в*). Работа такой балки не будет отличаться от работы балки, изображенной на рис. 1.1, *б* (при том же количестве арматуры), однако несущая способность ее будет значительно выше. Вместе с тем в такой балке еще до исчерпания несущей способности вследствие больших деформаций арматуры прогибы и ширина раскрытия трещин возрастут настолько, что станут недопустимыми по условиям эксплуатации. Это обстоятельство ограничивает применение высокопрочной арматуры в обычных железобетонных конструкциях.

Около 100 лет назад было предложено предварительно вытягивать арматуру и закреплять ее в этом положении, а после укладки и твердения бетона отпускать. При этом в зависимости от расположения арматуры происходит обжатие всего сечения или только нижней его части. Конструкции такого типа называют предварительно напряженными (рис. 1.1, *з*). При приложении нагрузки растягивающие напряжения в нижней зоне сечения балки суммируются с сжимающими напряжениями от предварительно напряженного напряжения и только тогда, когда последние погасаются, в растянутой зоне будут возникать растягивающие напряжения (рис. 1.1, *д*). Таким образом, предварительное напряжение отодвигает момент образования трещин, ограничивает ширину их раскрытия, уменьшает прогибы. В предварительно напряженных конструкциях удается эффективно использовать стали высокой прочности, при этом трещиностойкость и жесткость элементов будут обеспечены.

Длительное время предварительно напряженный железобетон рассматривался как особый строительный материал, существенно отличающийся по своим свойствам от обычного ненапряженного железобетона. Однако исследования показали, что в любых железобетонных конструкциях возникают начальные напряжения. В обычном железобетоне они всегда имеют место вследствие проявления усадки, ползучести, действия температуры и т. п., а в предварительно напряженном, кроме того, они создаются искусственно путем обжатия бетона арматурой. Такой подход, характерный для отечественной научной школы, позволил рассматривать железобетон с ненапрягаемой арматурой как разновидность предварительно напряженного бетона.

Совместная работа таких различных по своим механическим и физическим свойствам материалов, как сталь и бетон, обеспечивается следующими условиями:

1. При затвердении бетон прочно сцепляется с арматурой, в результате чего образуется монолитный железобетонный элемент. Как правило, для повышения сцепления применяют арматуру периодического профиля или по концам стержней устраивают анкеры (шайбы или крюки).

2. Бетон и сталь обладают почти одинаковыми коэффициен-

тами температурного удлинения. Для бетона этот коэффициент колеблется в зависимости от состава в пределах от  $0,7 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  до  $1,4 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , а для стали он равен  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , вследствие чего колебания температуры (до  $100 \text{ } ^\circ\text{C}$ ) не нарушают монолитности бетона.

3. Бетон при соблюдении определенных требований (содержание цемента не менее  $250 \text{ кг/м}^3$ ), обеспечении защитного слоя является надежной защитой арматуры от коррозии, высоких температур, механических повреждений.

Достоинства и недостатки железобетона. К основным преимуществам железобетона, обеспечивающим ему широкое распространение в строительстве, относятся: огнестойкость, долговечность, высокая механическая прочность, хорошая сопротивляемость сейсмическим и другим динамическим воздействиям, возможность возводить конструкции рациональной формы, малые эксплуатационные расходы (по сравнению с деревом и металлом), хорошая сопротивляемость атмосферным воздействиям, возможность использования местных материалов. Затраты энергии на производство железобетонных конструкций значительно ниже, чем металлических и каменных. Недостатки железобетона: большая плотность, высокая тепло- и звукопроводность, трудоемкость переделок и усилений; необходимость выдержки до приобретения прочности, появление трещин вследствие усадки и силовых воздействий.

Железобетонные конструкции по сравнению с конструкциями из других материалов (камня, стали, дерева) являются новыми. Их возникновение и развитие связано с развитием производительных сил общества. Появление железобетона совпадает с периодом бурного роста промышленности, торговли и транспорта во второй половине XIX в., в связи с чем потребовалось строительство большого количества фабрик, заводов, мостов и других инженерных сооружений. Техническая возможность появления железобетона к тому времени уже имелась — цементная промышленность и черная металлургия были достаточно развиты.

Исследования покрытий Царскосельского Дворца (пригород С.-Петербурга) показали, что русские мастера еще в 1802 г. применяли армированный бетон, однако они не считали, что получили новый строительный материал и не патентовали его. За дату рождения железобетона принято считать 1850 г., когда француз Ламбо изготовил лодку из проволочной сетки, обмазанной цементным раствором, которая в 1855 г. демонстрировалась на Всемирной выставке в Париже. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона в строительстве были получены Монье в 1857 — 1870 гг.

Создание первых теоретических основ расчета и проектирования железобетонных конструкций оказалось возможным благо-

даря работам исследователей и инженеров — Консидера, Геннебика, Мёрша и др. В эти годы были разработаны методы расчета железобетонных конструкций, в основу которых положены законы сопротивления материалов.

В России развитие железобетона было связано с именем проф. Н. А. Белелюбского, который в 1888 и 1896 гг. в Москве и Петербурге провел публичные испытания различных натуральных железобетонных конструкций (плит, сводов, труб, мостов и т. п.). По полученным результатам эти испытания во многом превосходили работы зарубежных ученых и послужили базой для широкого распространения железобетона в строительстве. Появились оригинальные конструкции, предложенные русскими инженерами, получившие широкое распространение за рубежом. Например, В. П. Некрасовым было предложено армирование сжатых элементов горизонтальными сетками, А. Ф. Лолейт в 1908 г. впервые предложил и осуществил в натуре безбалочное перекрытие. Первые технические условия на железобетонные конструкции в России были изданы в 1911 г., а в 1913 г. в России было уже использовано в конструкциях 3,5 млн. м<sup>3</sup> бетона и железобетона.

Первыми наиболее крупными сооружениями, возводимыми с применением железобетона, были гидростанции: Волховская ГЭС (1921 — 1926 гг.), ДнепроГЭС (1927 — 1932 гг.), Нижнесвирская ГЭС (1928 — 1934 гг.).

Наряду с гидротехническим строительством из железобетона возводятся заводы тяжелого машиностроения (Магнитогорский, Краматорский, Запорожсталь), а также производственные здания различного назначения. Его использовали для создания монолитных неразрезных балочных перекрытий, многопролетных и многоярусных рам, арок и других подобных конструкций. Начиная с 1928 г. в строительную практику вошли разработанные В. З. Власовым, А. А. Гвоздевым, П. Л. Пастернаком и другими учеными тонкостенные пространственные покрытия — оболочки, складки, купола. Начиная с 1930 г. наряду с монолитными железобетонными конструкциями начали применять сборные железобетонные конструкции, выполняемые, как правило, на месте строительства. Эти конструкции ускорили ввод в эксплуатацию важнейших промышленных объектов (заводы «Шарикоподшипник», Уралмаш). Однако недостаточное количество мощной крановой техники, отсутствие заводов сборного железобетона в этот период и то обстоятельство, что не была проведена строгая унификация основных размеров сооружений, не дали возможность внедрить в строительство сборный железобетон.

В 1928 г. французский инженер Э. Фрейсинэ впервые предложил и внедрил в строительство предварительно напряженные конструкции. В Советском Союзе предварительно напряженные конструкции начали применяться с 1930 г. С развитием стро-

ительства и накоплением экспериментальных данных были выявлены серьезные недостатки применяемого метода расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям. В конце 1931 г. А. Ф. Лолейт разработал основные положения новой теории расчета железобетона по разрушающим усилиям, которая более правильно отражала действительную работу железобетона и учитывала его упругопластические свойства. Метод расчета железобетонных конструкций по разрушающим нагрузкам был внесен в нормативные документы в 1938 г. Выдающуюся роль в его создании помимо А. Ф. Лолейта сыграли А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и другие ученые.

Дальнейшим развитием теории железобетона явился созданный в СССР единый метод расчета конструкций по предельным состояниям, включенный в Строительные нормы и правила проектирования в 1955 г.; по мере накопления новых сведений о бетоне и железобетоне нормы периодически уточняются. В 1971 — 1975 гг. они подверглись коренной переработке. В 1983 г. в них внесены новые изменения, а обозначения приняты в соответствии со стандартами СЭВ.

В 1954 г. был опубликован ряд постановлений, сыгравших огромную роль в деле развития и внедрения железобетона во всех областях строительной техники и прежде всего в области сборного железобетона как основной индустриальной базы строительства.

В короткие сроки была создана промышленность сборных железобетонных конструкций. Построено и введено в эксплуатацию большое количество новых предприятий сборного железобетона. Значительно улучшилась технология производства железобетона. Проведена унификация конструкций производственных, жилых и гражданских зданий, объекты строительства стали обеспечиваться в большей степени подъемным оборудованием. Проектные организации разработали и выпустили большое количество проектов типовых сборных железобетонных конструкций для различных отраслей строительства. Все эти мероприятия способствовали значительному увеличению производства и применения сборного железобетона, в том числе и предварительно напряженного.

## 1.2. Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций

Способ изготовления железобетонных конструкций (сборные, монолитные, сборно-монолитные) выбирают на основании технико-экономического сравнения запроектированных вариантов здания по приведенным затратам, энергоемкости, трудоемкости, надежности, долговечности, технологичности возведения. При

этом особое внимание уделяется наличию производственной базы.

При возведении зданий и сооружений из сборных железобетонных конструкций вначале на специальных заводах или полигонах изготавливают отдельные элементы, из которых на строительной площадке возводят сооружения. Такой способ индустриален, так как предполагает заводское изготовление и механизированный монтаж. При этом обеспечивается современная технология, рациональные конструктивные формы, возможность изготовления и монтажа в зимнее время. Трудоемкость снижается в 3...4 раза по сравнению с монолитными конструкциями. Сборные железобетонные конструкции наиболее целесообразны, когда количество типов элементов ограничено и применение их предусматривается в зданиях различного назначения. Для этого необходима максимальная унификация и типизация конструктивных схем, пролетов, нагрузок.

Несмотря на прогрессивность сборного железобетона, ему присущи и определенные недостатки: значительные затраты на создание и реконструкцию производственной базы, транспортные расходы по доставке изделий к месту строительства, а также необходимость дополнительных затрат на устройство стыков элементов и обеспечение пространственной жесткости здания.

При возведении монолитных железобетонных конструкций на месте строительства устанавливают опалубку (форму), в нее укладывают арматуру и бетонную смесь. После достижения бетоном необходимой прочности опалубку снимают, получая монолитную конструкцию. Такие конструкции, как правило, малоиндустриальны, трудоемки, требуют большого расхода материала на опалубку и подмости, а в зимнее время — электроэнергии на подогрев бетона. Кроме того, необходима выдержка бетона до приобретения им проектной прочности. Из монолитного железобетона возводятся сооружения, трудно поддающиеся членению на однотипные элементы и требующие повышенной жесткости (фундаменты под прокатное оборудование, гидротехнические сооружения и т. п.).

В последние годы производство конструкций и сооружений из монолитного бетона в значительной степени индустриализировано. Применяют стационарную, переставную или скользящую опалубку, которая может быть использована многократно (до 100 раз и более); бетон и арматурные изделия (каркасы, сетки) изготавливают на специальных заводах и поставляют транспортом на строительную площадку. Подачу бетонной смеси, ее распределение и уплотнение производят механизированным способом с помощью бетононасосов и электровибраторов различных типов.

Вместе с тем в монолитных сооружениях отсутствуют весьма трудоемкие работы по устройству стыков, характерных для сбор-

ных элементов, требующих значительного расхода стали. Вследствие этого сооружения или их элементы из монолитного железобетона в ряде случаев оказываются экономически более выгодными, чем из сборного (ядра жесткости зданий большой этажности, фундаменты и т. п.).

При применении сборно-монолитных железобетонных конструкций вначале укладывают сборные железобетонные элементы, выполняющие роль опалубки, а затем их бетонируют. При выполнении определенных несложных требований обеспечивается сцепление сборного и монолитного бетонов, которые в дальнейшем совместно работают в конструкциях под нагрузкой. Такой способ возведения позволяет отказаться от опалубки и ускорить производство работ по сравнению с монолитными конструкциями. Сборно-монолитные конструкции отличаются от сборных большей монолитностью и простотой устройства стыков, но уступают им в индустриальности и трудоемкости изготовления. Их особенно целесообразно использовать в сооружениях с высокими нагрузками, когда сборные конструкции оказываются слишком тяжелыми и громоздкими и требуют специального оборудования.

### 1.3. Области применения железобетонных конструкций

Железобетон применяют в самых разнообразных отраслях строительства, находя в каждой из них свои оптимальные формы. При строительстве одно- и многоэтажных производственных зданий из сборного железобетона устраивают плиты перекрытий, стеновые панели, прогоны, балки и фермы, колонны, подкрановые балки и фундаменты. Наружные стены крупнопанельных зданий монтируют из сборных керамзитожелезобетонных панелей, остальные элементы — из тяжелого бетона различных марок. В несущую систему гражданских зданий обычно входит сборный железобетонный каркас, плиты перекрытий, стеновые панели. Широкое применение находит железобетон в гидротехническом строительстве, а также при возведении различных сооружений эстакад, силосов, бункеров, резервуаров, дымовых труб, в строительстве метрополитенов, мостов и туннелей, атомных станций различной мощности, объектов судостроения — главным образом при строительстве плавучих доков, понтонов причальных сооружений. В связи с ростом населения больших городов возникает необходимость в строительстве сооружений большой вместимости: стадионов, рынков, зрелищных сооружений. Для покрытий таких зданий успешно применяют железобетонные тонкостенные конструкции типа оболочек.

Наряду с железобетонными применяют также бетонные конструкции, в которых арматура либо совсем отсутствует, либо

устраивается в очень небольших количествах и не учитывается расчетом (фундаментные и стеновые блоки, подпорные стены, плиты аэродромных покрытий и т. п.).

#### 1.4. Направления развития железобетона на ближайшие годы

В настоящее время и в обозримом будущем бетон и железобетон в нашей стране и за рубежом останется важнейшим конструкционным материалом в строительстве. Это объясняется практически неограниченными ресурсами сырья для изготовления вяжущих и заполнителей, относительно небольшим расходом стальной арматуры, высокими конструкционными и эксплуатационными качествами железобетона, его относительно низкой энергоемкостью.

В настоящее время основными направлениями развития и совершенствования железобетона являются:

1. Применение новых конструктивных решений, снижающих массу конструкций и позволяющих наиболее полно использовать физико-механические свойства исходных материалов, местные строительные материалы, бетоны высоких классов (В40 и выше), легкие бетоны, холодную пропитку бетонов мономерами, высокопрочную арматуру (1000 МПа и выше), механизированное и автоматизированное изготовление конструкций.

2. Повышение долговечности, надежности и технологичности конструкций, снижение их приведенных затрат, материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости изготовления и монтажа.

3. Разработка новых уточненных методов расчета конструкций, развитие методов расчета с использованием ЭВМ.

4. Совершенствование методов подбора и изготовления бетона, с тем чтобы получить железобетон с заранее заданными свойствами.

Для реализации этих грандиозных задач необходимо дальнейшее развитие научных исследований, проведение работ по совершенствованию конструктивных решений, технологии изготовления и возведения конструкций. Отсюда возникает потребность в высококвалифицированных кадрах инженеров-строителей, владеющих современной теорией и практикой в области железобетонных конструкций.

? 1. В чем состоит работа железобетонных элементов? 2. Различия работы железобетонных конструкций, армированных мягкими сталями и высокопрочной арматурой. Причины появления предварительно напряженных конструкций. 3. На чем основана совместная работа арматуры и бетона? 4. Основные преимущества железобетона и его недостатки. 5. Существующие способы изготовления и возведения железобетонных конструкций. 6. Каковы основные направления развития железобетона на ближайшие годы? 7. Назовите области применения железобетона.

#### 2.1. Классификация бетона и его структура

Бетон для железобетонных конструкций должен обладать необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью для защиты арматуры от коррозии. В зависимости от назначения сооружения бетон должен также удовлетворять требованиям морозостойкости, коррозионной стойкости при агрессивных воздействиях среды, водонепроницаемости и др.

Бетон классифицируют по следующим признакам:

*по основному назначению:* конструкционный, применяемый для несущих и ограждающих конструкций, к которым предъявляют требования, характеризующие их механические свойства; специальный, к которому предъявляются дополнительные требования в соответствии с условиями эксплуатации, например, жаростойкие, предназначенные для использования в конструкциях, эксплуатируемых при длительном воздействии высоких температур (выше 200 °С); химически кислотостойкие, используемые в условиях агрессивных сред; радиационно-защитные — большой массы, применяемые для защиты от радиационных излучений и др.;

*по виду вяжущего:* на основе цементных вяжущих, известковых, шлаковых, специальных (органических и неорганических) и др.;

*по виду заполнителей:* на плотных заполнителях, применяемых для тяжелого бетона; на пористых — для легкого бетона и на специальных, удовлетворяющих дополнительным требованиям, например, для жаростойких, химически стойких и др.;

*по структуре* — плотной структуры (все пространство между зернами крупного и мелкого заполнителя заполнено затвердевшим вяжущим и порами вовлеченного воздуха); поризованной, ячеистой и крупнопористой структуры;

*по условиям твердения:* естественного твердения; подвергнутой тепловлажностной обработке при атмосферном давлении; подвергнутой автоклавной обработке.

В тех случаях, где отсутствует крупный заполнитель, применяют мелкозернистый бетон плотной структуры (на цементном вяжущем и мелком плотном заполнителе — песке). Несмотря на некоторый перерасход цемента, такой бетон оказывается экономичнее по сравнению с тяжелым.

В последние годы распространение получают полимербетоны, в которых к цементному вяжущему добавляют растворимые синтетические смолы и бетонополимеры, представляющие собой обычные бетоны, пропитанные полимерами или мономерами



с их последующим отверждением. Эти бетоны обладают повышенной прочностью, особенно на растяжение, и высокой химической стойкостью, однако имеют пока относительно высокую стоимость, низкий модуль деформаций (у полимербетонов) и неприменимы в сооружениях с повышенной температурой.

Для дорожных и аэродромных покрытий, полов промышленных зданий и т. п. находят применение бетоны, дисперсно-армированные волокнами (стальными, синтетическими и др.). Этот вид бетона, называемый фибробетоном, обладает повышенной растяжимостью и сопротивляемостью ударным воздействиям.

Для бетонов, характеризующихся наиболее часто применяемыми сочетаниями признаков, приняты следующие наименования: тяжелый, легкий, ячеистый, силикатный.

Тяжелый бетон — это бетон плотной структуры на цементном вяжущем и плотных крупных и мелких заполнителях; легкий бетон — на цементном вяжущем, пористом крупном и пористом или плотном мелком заполнителе. В качестве плотных заполнителей для тяжелого бетона применяют щебень из дробленых горных пород и природный кварцевый песок. Пористые заполнители могут быть естественные (пемза, ракушечник и др.) или искусственные (керамзит, шлак и др.). Оба указанных вида бетона используют для несущих конструкций зданий и сооружений.

Выбор бетона производят в зависимости от назначения конструкции, условий эксплуатации, нагрузок и т. п.

Структура бетона оказывает существенное влияние на прочность и деформативность бетона. При затворении водой смеси из заполнителей и цемента начинается химическая реакция (гидратация) между водой и цементом, в результате которой образуется гель — студнеобразная пористая масса со взвешенными в воде, еще не вступившими в химическую реакцию частицами цемента и незначительными соединениями в виде кристаллов. При перемешивании бетонной смеси гель обволакивает отдельные зерна заполнителей, постепенно твердеет, а кристаллы с течением времени соединяются в кристаллические сростки, пронизывая все тело бетона и скрепляя зерна заполнителей.

Наиболее важным фактором, влияющим на прочность бетона при постоянном его составе, является количество воды в бетонной смеси. Для химической реакции схватывания и твердения цемента требуется воды примерно 0,15...0,20 от массы цемента. Однако для лучшей удобоукладываемости бетона водоцементное отношение увеличивается до 0,40...0,60. Излишек воды, постепенно испаряясь, образует в цементном камне многочисленные поры и капилляры, заполненные водой и воздухом. Общий объем пор в цементном камне (при обычных условиях твердения) составляет 25...40% от объема цементного камня.

Таким образом, бетон обладает весьма сложной структурой, представляющей собой пространственную решетку из цемент-

ного камня, заполненную зернами песка и щебня различной крупности и формы и насыщенную большим числом капилляров, микро- и макропор, содержащих воду, пары и воздух (рис. 2.1). В таком сложном неоднородном теле нагрузка создает сложное напряженное состояние. В бетонном образце, подвергнутом сжатию, напряжения концентрируются на более жестких частицах, вследствие чего по поверхности их соединения возникают усилия, стремящиеся нарушить связь между ними. В то же время в местах, ослабленных порами, происходит концентрация напряжений. При этом в продольном направлении создаются сжимающие, а в поперечном — растягивающие напряжения (рис. 2.2, а). Поскольку в бетоне содержится большое количество пор, то напряжения у одного отверстия суммируются с напряжением у рядом расположенного отверстия. В результате в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают как продольные сжимающие, так и поперечные растягивающие напряжения. Так как сопротивление бетона растяжению на порядок ниже, чем сжимающие, они вызывают по всему объему бетона микротрещины отрыва, которые с ростом нагрузки соединяются, образуя видимые трещины, параллельные направлению действия сжимающих сил (рис. 2.2, б). Затем трещины раскрываются, что сопровождается увеличением объема, и наступает разрушение образца.

Границу образования структурных микротрещин под действием нагрузки можно определить по результатам ультразвуковых измерений (скорость распространения ультразвуковых колеба-

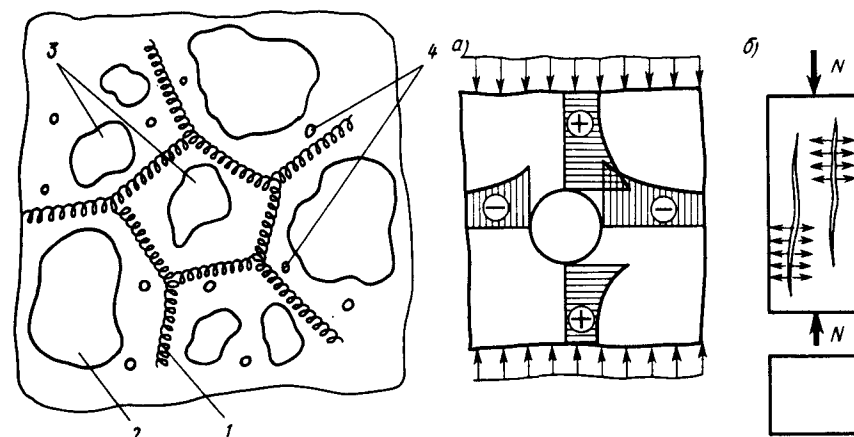


Рис. 2.1. Структура бетона:  
1 — цементный камень; 2 — щебень;  
3 — песок; 4 — поры, заполненные воздухом

Рис. 2.2. Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии

ний, направленных поперек линии действия сжимающих напряжений, уменьшается с развитием микротрещин в бетоне).

Исследования показали, что существующие теории прочности к бетону неприменимы. Суждения о прочности и деформативности бетона основываются на многочисленных экспериментах (проводимых в лабораторных и натуральных условиях), позволяющих получить усредненные данные, которые используются в качестве исходных при проектировании железобетонных конструкций.

## 2.2. Прочность бетона

Прочность бетона зависит от многих факторов, основными из которых являются: возраст и условия твердения бетона; форма и размеры испытываемых образцов; характер напряженного состояния (сжатие, растяжение, срез), длительность действия нагрузки и т. д.

**Возраст и условия твердения.** Прочность бетона нарастает с течением времени. Наиболее интенсивный ее рост происходит в течение первых 28 сут. В дальнейшем нарастание прочности замедляется, но продолжается годами при наличии благоприятных условий (достаточная влажность и температура). Повышение температуры и влажности среды значительно ускоряют процесс твердения бетона (рис. 2.3). С этой целью железобетонные изделия на заводах подвергают специальной тепловлажностной обработке при температуре 80...90 °С и влажности 90...100% или автоклавной обработке при давлении пара около 0,8 МПа и температуре 170 °С. В последнем случае проектная прочность бетона может быть получена уже через 12 ч. При температурах ниже +5 °С твердение бетонов существенно замедляется, а при температуре бетонной смеси -10 °С практически прекращается.

**Кубиковая прочность  $R$ .** В железобетонных конструкциях бетон преимущественно используется для восприятия сжимающих напряжений. Поэтому за основную характеристику прочностных и деформативных свойств бетона принята его прочность на сжатие. Все другие прочностные и деформативные характеристики зависят от прочности на сжатие и определяются по эмпирическим формулам. За величину прочности бетона при сжатии принимают временное сопро-

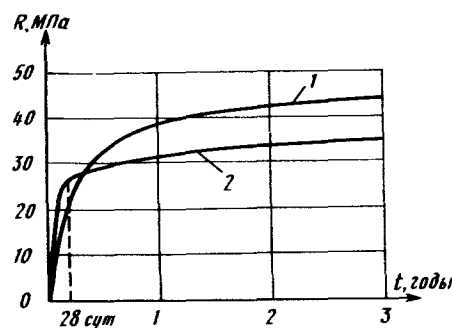


Рис. 2.3. Нарастание прочности бетона при хранении:  
1 — во влажной среде; 2 — в сухой среде

тивление куба с размерами 15 × 15 × 15 в возрасте 28 сут, хранящегося при температуре (20 ± 2) °С.

Опыты показывают, что при осевом сжатии кубы (как и другие сжатые образцы) разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Однако наличие сил трения, развивающихся по опорным граням, препятствует развитию свободных деформаций вблизи их торцов (рис. 2.4, а). Если устранить влияние сил трения (например, смазкой контактных поверхностей), то трещины в образце будут проходить параллельно сжимающей силе (рис. 2.4, б), а сопротивление куба значительно уменьшится. Согласно нормам, кубы испытывают без смазки поверхностей. Вследствие влияния сил трения прочность кубов зависит от их размеров. Чем меньше размеры куба, тем больше его прочность. Так, если прочность кубов с ребром 15 см принять за  $R_m$ , то кубы из бетона того же состава, но с ребром 10 см покажут прочность 1,12 $R_m$ , а с ребром 20 см — 0,93 $R_m$ . В ряде стран (США и др.) вместо кубов берут образец цилиндрической формы: высотой 12 дюймов (30,5 см) и диаметром 6 дюймов (15,2 см). Прочность цилиндрического образца таких размеров составит 0,8...0,9 от прочности куба с размером ребра 15 см.

Поскольку реальные образцы по форме отличаются от кубов, кубиковая прочность непосредственно в расчетах не используется, а служит только для контроля качества.

**Призменная прочность  $R_b$**  — временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Опыты с бетонными призмами со стороны основания  $a$  и высотой  $h$  показали, что с увеличением отношения  $h/a$  прочность их уменьшается (рис. 2.4, в), а при  $\frac{h}{a} \geq 4$

становится практически стабильной и оказывается равной 0,7...0,8 $R$ . Это объясняется тем, что напряжения, вызванные силами трения по торцам призмы, существенны только в области, размеры которой соизмеримы с размерами наружной грани. Таким образом, в призмах с высотой, превышающей двойной размер сечения, средняя часть свободна от влияния сил трения

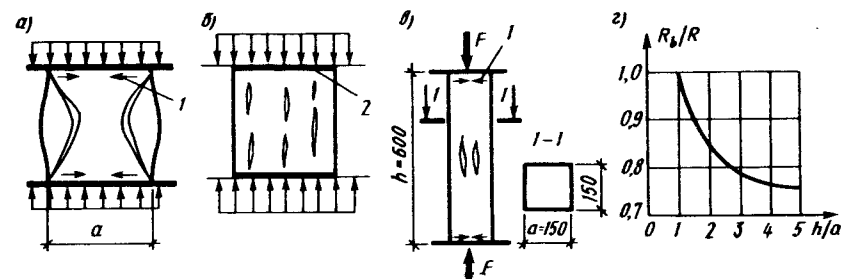


Рис. 2.4. К определению прочности бетона:  
1 — силы трения; 2 — смазка

(рис. 2.4, в). Призменная прочность может быть определена по формуле

$$R_b = \varphi R, \quad (2.1)$$

где  $\varphi$  — экспериментальный коэффициент,  $\varphi = 0,77 - 0,001R \geq 0,72$ .

Прочность при растяжении бетона  $R_{bt}$  зависит в основном от прочности цементного камня и сцепления его с зернами заполнителя. При осевом растяжении прочность бетона в 10...20 раз меньше прочности на сжатие. При этом с увеличением кубиковой прочности относительная прочность бетона при растяжении уменьшается. Значение прочности при растяжении можно определить по формуле

$$R_{bt} = 5R / (45 + R). \quad (2.2)$$

Опытным путем  $R_{bt}$  определяют испытаниями на разрыв образцов в виде восьмерок (рис. 2.5, а), на раскалывание образцов в виде цилиндров (рис. 2.5, б) или на изгиб бетонных балок (рис. 2.5, в). В последнем случае используется формула

$$R_{bt} = \frac{\gamma M}{W} = 3,5 \frac{M}{bh^2}, \quad (2.3)$$

где  $\gamma = 1,7$  — коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона;  $W = bh^2/6$  — момент сопротивления прямоугольного сечения.

Прочность на срез и скалывание  $R_{bsk}$ . В чистом виде срез представляет собой разделение элемента на две части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы. При этом существ-

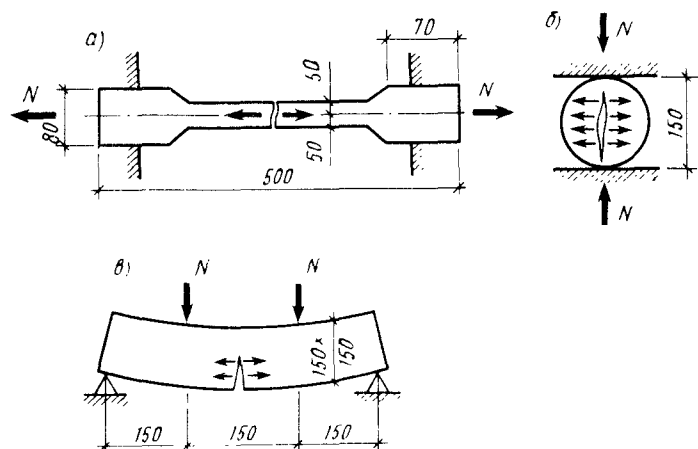


Рис. 2.5. Схемы испытания прочности образцов при растяжении

венное сопротивление срезу оказывают зерна крупных заполнителей. В железобетонных конструкциях чистый срез встречается редко, обычно он сопровождается действием нормальных сил, а в нормах значение временного сопротивления срезу не приводится. При необходимости значение  $R_{b,sk}$  может быть определено по формуле

$$R_{b,sk} = 0,7 \sqrt{R_b R_{bt}}. \quad (2.4)$$

Значительно чаще бетон в железобетонных конструкциях работает на скалывание, например в балках под действием поперечных сил. Временное сопротивление бетона на скалывание при изгибе, согласно опытным данным, в 1,5...2 раза больше прочности на осевое сжатие.

Прочность при местном сжатии (смятии)  $R_{b,loc}$ . Местное сжатие (смятие) встречается при передаче давления только на часть площади (опирание балок, колонн, в стыках элементов и т. д.). Как показывают опыты, в этом случае нагруженная часть площади обладает большей прочностью, чем  $R_b$ , ввиду того что в работе участвует также бетон, окружающий площадку смятия и создающий эффект обоймы. Прочность бетона при местном сжатии (смятии) определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b, \quad (2.5)$$

где  $\varphi_b = \sqrt{A_{loc,1}/A_{loc,2}}$ ;  $A_{loc,1}$  — площадь смятия;  $A_{loc,2}$  — расчетная площадь, включающая площадку смятия и дополнительный участок, определяемый в соответствии с указаниями гл. 6.

Прочность при многократно повторных нагрузках (подвижных или пульсирующих) снижается вследствие накопления пластических деформаций и образования микротрещин в бетоне. Это обстоятельство нужно учитывать при расчете шпал, подкрановых балок, мостов. Наибольшее напряжение, которое выдерживает бетон при  $2 \cdot 10^6$  повторных нагружений, называется *пределом выносливости*. Предел выносливости зависит от характеристики цикла  $\rho = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$  ( $\sigma_{b,min}$  и  $\sigma_{b,max}$  — попеременно возрастающие в бетоне минимальные и максимальные напряжения в пределах цикла изменения нагрузки).

В нормах предел выносливости принимается равным при сжатии  $\gamma_{b1} R_b$ , при растяжении  $\gamma_{b1} R_{bt}$ , где  $\gamma_{b1}$  — коэффициент условий работы при многократно повторяющейся нагрузке, принимается в зависимости от характеристики цикла нагружения  $\rho$  равным для бетона естественной влажности 0,75...1, для влажного бетона 0,5...1.

Прочность бетона при длительных и быстрых нагружениях. При испытании бетонных образцов в лабораторных условиях нагружение обычно осуществляется со скоростью  $v = 20...30$

$\text{H}/(\text{см}^2 \cdot \text{с})$ . Реальные же конструкции могут находиться под действием статических нагрузок неограниченно долгое время. В этом случае в образце развиваются значительные неупругие деформации и происходят структурные изменения бетона, приводящие к снижению его прочности. Предел длительного сопротивления бетона естественного твердения осевому сжатию снижается на 10...20%. При нагрузках малой продолжительности (удар, взрыв) в бетоне не успевают развиться структурные изменения, происходит запаздывание пластических деформаций, приводящее к повышению прочности бетона. При воздействии на конструкцию взрывных и сейсмических нагрузок прочность бетона повышается до 20...30%.

### 2.3. Деформативные характеристики бетона

В бетоне различают деформации двух основных видов: *силовые*, проявляющиеся под действием приложенных внешних нагрузок и развивающиеся в направлении их действия, и *несиловые*, связанные с изменением температуры и влажности окружающей среды и носящие объемный характер. В зависимости от характера приложения и продолжительности действия нагрузок силовые деформации бетона разделяют на деформации, возникающие при однократном нагружении кратковременной статической нагрузкой, а также при продолжительном и повторном действии нагрузки.

**Деформации при кратковременном нагружении.** Будем нагружать бетонную призму по этапам, измеряя деформации дважды: сразу после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой, на диаграмме « $\sigma_b - \epsilon_b$ » получим ступенчатую линию (рис. 2.6). Деформации  $\epsilon_{b, el}$ , замеренные сразу после приложения нагрузки, упругие, т. е. прямо пропорциональны напряжениям. Деформации  $\epsilon_{b, pl}$ , развивающиеся за время выдержки образца, неупругие (пластические).

Упругие деформации соответствуют мгновенной скорости нагружения образ-

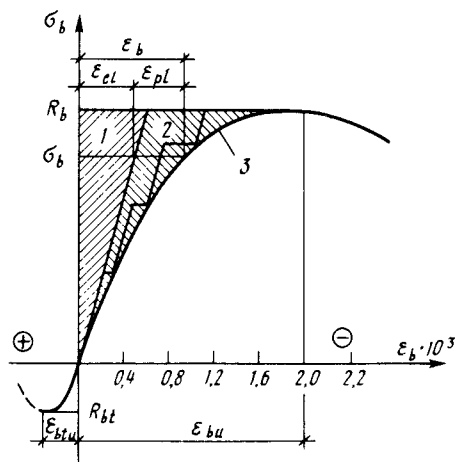


Рис. 2.6. Диаграмма деформаций бетона при ступенчатом нагружении: 1 — область упругих деформаций; 2 — область пластических деформаций; 3 — кривая полных деформаций

ца, неупругие проявляются во времени, зависят от скорости нагружения и величины напряжений. С уменьшением скорости нагружения или увеличением времени выдержки образца под нагрузкой пластические деформации возрастают, и зависимость  $\sigma - \epsilon$  становится более пологой. Таким образом, полная деформация бетона  $\epsilon_b$  в любой момент времени состоит из упругой и пластической деформаций, т. е.  $\epsilon_b = \epsilon_{b, el} + \epsilon_{b, pl}$ .

При большом количестве ступеней нагружения график  $\sigma_b - \epsilon_b$  становится криволинейным (линия 3 на рис. 2.6). В общем случае диаграмма  $\sigma_b - \epsilon_b$  для бетона изображена на рис. 2.7. Если в какой-то момент нагружения, соответствующий  $\sigma_b$ , нагрузку с бетонного образца снять, произойдет разгрузка (рис. 2.7). При полной разгрузке в образце сохраняются остаточные деформации, которые с течением времени несколько уменьшаются. Эта часть не превышает 10...15% от остаточных деформаций и называется *деформацией упругого последствия*  $\epsilon_{b, ep}$ . Характер диаграммы  $\sigma_b - \epsilon_b$  при растяжении аналогичен рассмотренному при сжатии (см. рис. 2.6).

**Модуль деформаций.** Для расчета напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных конструкций необходимо иметь аналитическую зависимость связывающую напряжения с деформациями. Такая зависимость может быть получена из рассмотрения диаграммы  $\sigma_b - \epsilon_b$  для бетона. При небольших деформациях ( $\sigma_b \leq 0,2R_b$ ) связь между деформациями и напряжениями будет линейной и устанавливается законом Гука  $\epsilon_b = \sigma_b / E_b$ , где  $E_b$  — модуль упругости, определяемый как тангенс угла наклона касательной, проведенной к кривой  $\sigma_b - \epsilon_b$  в начале координат  $E_b = \text{tg } \alpha_0 = \sigma_b / \epsilon_b$  (рис. 2.7). Модуль  $E_b$  зависит от класса и вида бетона, способа приготовления и соответствует только упругим деформациям.

При  $\sigma_b > 0,2R_b$  зависимость  $\sigma - \epsilon$  становится нелинейной, модуль в каждой точке диаграммы — переменным  $E_b = d\sigma/d\epsilon = \text{tg } \alpha$  и определение полных деформаций затруднительно. Для практических расчетов было предложено выражать напряжения с помощью упру-

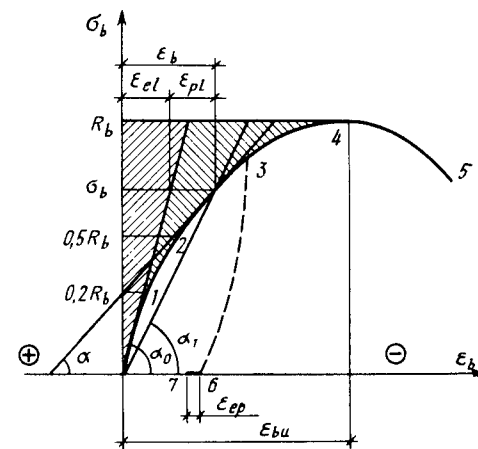


Рис. 2.7. Полная диаграмма деформаций бетона

гопластического модуля, представляющего собой тангенс угла наклона секущей к кривой в точке с заданным напряжением  $E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1$  (рис. 2.7).

Так как угол  $\alpha$  меняется в зависимости от напряжений, то модуль упругопластичности — тоже переменная величина, причем меньшая, чем начальный модуль упругости. Для определения зависимости между модулем упругопластичности и начальным модулем упругости бетона выразим одно и то же напряжение бетона  $\sigma_b$  по графику (рис. 2.7) через упругие  $\varepsilon_{bel}$  и полные деформации  $\varepsilon_b = \varepsilon_{bel} + \varepsilon_{bpl}$

$$\sigma_b = \varepsilon_{bel} E_b = \varepsilon_b E'_b.$$

Откуда модуль упругопластичности бетона

$$E'_b = \frac{\varepsilon_{bel}}{\varepsilon_b} E_b = \nu E_b, \quad (2.6)$$

где  $\nu = \varepsilon_{bel}/\varepsilon_b$  — коэффициент упругопластичности бетона, зависящий от длительности действия нагрузки, характера окружающей среды. Согласно нормам, при кратковременном действии нагрузки принимают  $\nu = 0,45$ , при длительном действии  $\nu = 0,1 \dots 0,15$ .

При осевом растяжении диаграмма  $\sigma_b - \varepsilon_b$  — криволинейная. Начальные модули упругости бетона при растяжении и сжатии могут быть приняты одинаковыми. Тогда модуль упругопластичности бетона при растяжении

$$E'_{bt} = \nu_t E_b, \quad (2.7)$$

где  $\nu_t = 0,5$  — коэффициент упругопластичности бетона при растяжении.

Начальный модуль упругости бетона при сжатии может быть определен испытанием призм при сжимающих напряжениях  $\sigma_b \leq 0,3R_b$ .

Модуль сдвига бетона в пределах применимости закона Гука принимают равным

$$G_b = E_b/2(1 + \nu), \quad (2.8)$$

где  $\nu$  — коэффициент поперечных деформаций. При  $\nu = 0,2$   $G_b = 0,4 E_b$ .

**Деформации бетона при однократном длительном действии нагрузки.** Если нагрузить бетонную призму длительной сжимающей нагрузкой  $F_t$ , то в начальный момент времени возрастут упругие деформации  $\Delta_{el}$  (рис. 2.8, а), а затем в течение длительного периода, исчисляемого годами, будут развиваться, постепенно затухая, неупругие деформации  $\Delta_p$ . Нарастание неупругих деформаций во времени при длительном действии постоянной нагрузки называют ползучестью.

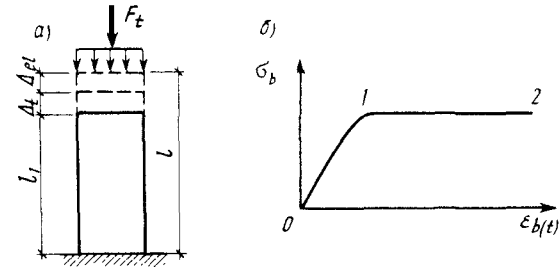


Рис. 2.8. Деформация ползучести

Ползучесть наиболее интенсивно нарастает в течение первых 3...4 мес (рис. 2.8, б), а ее полная величина может в некоторых случаях в 3...4 раза превышать упругие деформации. Различают ползучесть *линейную* и *нелинейную*.

Линейная ползучесть имеет место при  $\sigma_b < 0,5R_b$  и обусловлена, главным образом, уплотнением геля. При этом происходит перераспределение под нагрузкой напряжений с гелевой структуры на цементный камень и зерна заполнителя, увеличение деформаций ползучести примерно пропорционально увеличению напряжений. При увеличении напряжений до величин  $\sigma_b > 0,5R_b$  в бетоне образуются микротрещины и начинается ускоренное нарастание деформаций, ползучесть в этом случае будет нелинейная. Ползучесть бетона во времени затухает вследствие перераспределения напряжений с вязкой составляющей геля на кристаллический скелет и заполнитель. Ползучесть бетона зависит от многих факторов. Она увеличивается с возрастанием напряжений в бетоне, водоцементного отношения и количества цемента. Уменьшается ползучесть с увеличением возраста бетона к моменту его загрузки, с повышением влажности среды, прочности и модуля упругости каменных заполнителей. В жарком и сухом климате ползучесть развивается быстрее и за более короткий период времени достигает своего максимума.

Для количественной оценки деформаций ползучести пользуются так называемой *характеристикой ползучести*:

$$\varphi = \varepsilon_{pl(t)} / \varepsilon_{el}$$

где  $\varepsilon_{pl(t)}$  — деформация ползучести к моменту времени  $t$ ;  $\varepsilon_{el}$  — упругая деформация в момент загрузки. При оценке ползучести используют также понятие *меры ползучести*, представляющее собой отношение деформаций ползучести к действующим напряжениям  $\sigma_b$ :

$$C_{(t)} = \varepsilon_{pl(t)} / \sigma_b. \quad (2.9)$$

Зная меру ползучести, можно перейти от напряжений к полным деформациям бетона под нагрузкой:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl(t)} = \frac{\sigma_b}{E_b} + \sigma_b C_{(t)} = \sigma_b \left( \frac{1}{E_b} + C_{(t)} \right). \quad (2.10)$$

**Деформации бетона при многократно повторных нагружениях.** Многократное повторение циклов загрузки и разгрузки конструкции приводит к постепенному накапливанию в ней пластических деформаций. После определенного числа нагружения и разгрузки неупругие деформации выбираются, и бетон начинает работать упруго (рис. 2.9). Такой характер деформирования наблюдается при напряжениях, не превышающих предела выносливости  $R_{b,rep}$ . При большем напряжении после некоторого числа циклов неупругие деформации начинают неограниченно возрастать и происходит разрушение образца.

**Предельные деформации бетона.** Предельными называют деформации бетона в момент разрушения. Различают *предельную сжимаемость*  $\varepsilon_{b,u}$  и *растяжимость*  $\varepsilon_{bt,u}$ , которые зависят от прочности бетона, его состава и длительности приложения нагрузки. С увеличением прочности бетона  $\varepsilon_{b,u}$  уменьшается, а с ростом длительности нагрузки — увеличивается. Для расчетов принимают: при осевом кратковременном сжатии  $\varepsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$ , при длительном  $\varepsilon_{bu} = 2,5 \cdot 10^{-3}$ , при осевом растяжении  $\varepsilon_{bt,u} = 1,5 \cdot 10^{-4}$ , при изгибе и внецентренном сжатии  $\varepsilon_{b,u} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ .

**Температурные деформации бетона.** Бетон с увеличением температуры расширяется, а с ее понижением — укорачивается.

В тех случаях, когда нагрев бетонного элемента по сечению происходит неравномерно или температурные деформации стеснены, в нем возникают температурные напряжения, которые могут вызвать появление дополнительных усилий и образование трещин. Температурные деформации имеют место в сооружениях, находящихся на открытом воздухе и подвергающихся воздействию окружающей среды, в горячих цехах, массивных сооружениях (вследствие экзотермии) и т. п.

Определение в сооружениях усилий, вызванных температурными деформациями, производится по формулам сопротивления материалов, при этом коэффициент линейного расширения при температуре от  $-50$  до  $+50$  °С принимается равным  $\varepsilon_{bt} = 1 \cdot 10^{-5}$  град $^{-1}$ .

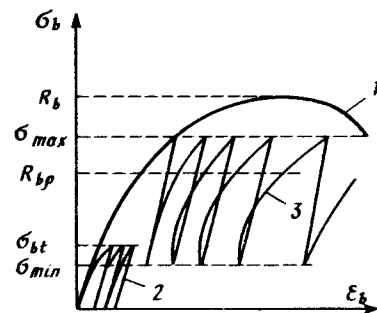


Рис. 2.9. Деформации бетона при повторных нагружениях: 1 — однократное нагружение; 2 — многократное нагружение  $\sigma_{bt} \leq R_{br}$ ; 3 — то же, при  $\sigma_{bt} > R_{br}$ .

**Влажностные деформации бетона.** Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в воздушной среде (усадка) и увеличиваться при увлажнении (набухание). Усадка, как и ползучесть, развивается в течение длительного периода (рис. 2.10).

Различают усадку *обратимую*, связанную с испарением свободной воды в цементном камне и обусловленную капиллярными явлениями (натяжением менисков в порах бетона), и *необратимую*, происходящую в результате потери химически связанной влаги на гидратацию цемента и, как следствие, уменьшения объема геля.

Усадка бетона происходит наиболее интенсивно в начальный период твердения, в дальнейшем она постепенно затухает. Усадка проявляется тем больше, чем больше содержание в бетоне цемента, воды и чем ниже влажность окружающей среды. Усадка повышает сцепление бетона с арматурой, вызывая ее обжатие, что является положительным фактором.

Неравномерное высыхание бетона по объему приводит к неравномерной усадке. Открытые поверхностные слои бетона теряют влагу быстрее и усадка их больше, чем во внутренних, более влажных зонах. В результате такой неравномерности во внутренних слоях бетонного тела возникают сжимающие, а в наружных — растягивающие напряжения, приводящие к образованию поверхностных трещин.

Уменьшение усадочных напряжений в бетоне достигается как технологическими (уменьшение расхода цемента и отношения В/Ц, повышение плотности бетона, увлажнение открытых поверхностей), так и конструктивными мерами, например, устройством усадочных швов в конструкциях, постановкой противоусадочной арматуры. Наиболее радикальным средством устранения усадки является применение безусадочных цементов.

Величина усадки зависит от вида цемента, состава бетона, способов укладки и ухода за бетоном, температурно-влажност-

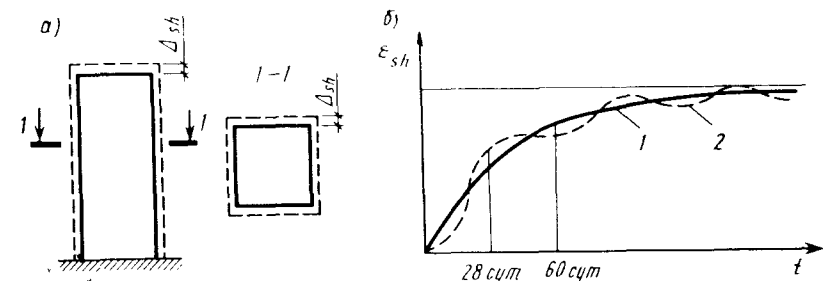


Рис. 2.10. Деформации усадки бетона:

а — объемный характер усадки бетона; б — развитие усадки во времени; 1 — деформации усадки; 2 — влияние изменения температуры и влажности воздуха на усадку

ных условий и колеблется в широких пределах. Средние деформации усадки тяжелого бетона составляют  $2 \cdot 10^{-4} \dots 4 \cdot 10^{-4}$ .

#### 2.4. Классы и марки бетона

При проектировании железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий эксплуатации нормами установлены показатели качества бетона, основными из которых являются: классы бетона по прочности на сжатие и на растяжение, марки по морозостойкости, водонепроницаемости, плотности и самонапряжению. Так как вследствие неоднородности бетона и других случайных факторов действительные его характеристики могут существенно отличаться от среднестатистических, в расчет вводят показатели качества (прочность и др.), заданные с определенной надежностью (см. гл. 3).

*Класс бетона по прочности на сжатие B* (от нем., франц. «Beton») отвечает значению предельного сопротивления (предел прочности с обеспеченностью 0,95), при сжатии кубика с ребром 15 см после выдержки в течение 28 сут при температуре  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  и относительной влажности воздуха  $W \geq 60\%$ . Нормами приняты следующие классы по прочности на сжатие тяжелых бетонов: B3,5; B5, B7,5; B10; B12,5; B15; B20, B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60. Класс B20 соответствует прочности 20 МПа.

*Класс бетона по прочности на осевое растяжение B<sub>t</sub>* (индекс *t* от англ. *tension* — растяжение) назначается в тех случаях, когда конструкция работает преимущественно на растяжение (резервуары, напорные трубы). Ее значение контролируется на производстве. Нормами приняты следующие классы бетонов по прочности на растяжение: B<sub>t</sub>0,8; B<sub>t</sub>1,2; B<sub>t</sub>1,6; B<sub>t</sub>2; B<sub>t</sub>2,4; B<sub>t</sub>2,8; B<sub>t</sub>3,2.

*Марка бетона по морозостойкости F50...F500* (от англ. *frost resistance* — морозостойкость) характеризуется количеством циклов замораживания и оттаивания, которые выдерживает бетон в насыщенном водой состоянии при снижении прочности не более чем на 15%. Назначается для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания (градирни, гидротехнические сооружения).

*Марка бетона по водонепроницаемости W2...W12* (от англ. *Watertight* — водонепроницаемость). Число после буквы *W* (например, W6) соответствует наибольшему давлению воды в  $\text{кг}/\text{см}^2$ , при котором еще не наблюдается просачивание воды через образец толщиной 150 мм. Назначается для конструкций, работающих под напором воды.

*Марка бетона по средней плотности D* (от англ. *density* — плотность) характеризует его среднюю плотность в  $\text{кг}/\text{м}^3$  (для тяжелых бетонов D2300...D2500, для легких — D800...D2100). Назначается в тех случаях, когда к бето-

ну кроме конструктивных предъявляются требования теплоизоляции. Число после буквы соответствует средней плотности бетона в  $\text{кг}/\text{м}^3$ .

*Марка по самонапряжению S<sub>p</sub>0,4...S<sub>p</sub>4* (от англ. *prestress* — преднапряжение) характеризует величину предварительного напряжения в бетоне (в МПа) на уровне центра тяжести арматуры при коэффициенте армирования  $\mu = 0,01$ ; назначается для самонапряженных конструкций, изготавливаемых из бетона на вяжущем цементе. К таким конструкциям относятся трубы, покрытия дорог, аэродромов и т. п.

**Рекомендации по выбору класса бетона.** Наиболее широкое применение в настоящее время имеет тяжелый (обычный) бетон плотной структуры на цементных вяжущих. Он используется для изготовления практически всех несущих конструкций, если этому не противоречат специальные требования и если невозможно применение легкого бетона. Легкие, поризованные, ячеистые бетоны применяют преимущественно в ограждающих конструкциях.

Выбор оптимального класса бетона производят в каждом конкретном случае на основании технико-экономических расчетов в зависимости от типа конструкций, способов ее изготовления и монтажа, условий эксплуатации.

Применение для железобетонных конструкций тяжелого и мелкозернистого бетонов класса по прочности на сжатие менее B7,5 не допускается.

Наиболее широко используют для изгибаемых элементов без предварительного напряжения бетон классов B15...B30, для сжатых элементов: колонн — B20...B40, ферм — B30...B50. Класс бетона предварительно напряженных элементов назначают в зависимости от класса арматуры. Например для арматуры класса А-IV класс бетона должен быть не ниже B15, для А-VI — не ниже B30. Применение бетонов высоких классов, особенно в сжатых элементах, позволяет получить существенную экономию.

#### 2.5. Назначение и виды арматуры для железобетонных конструкций

**Арматурой** называют гибкие или жесткие стержни, размещаемые в бетоне в соответствии с расчетом, конструктивными и производственными требованиями. Арматуру в железобетонных конструкциях устанавливают для восприятия растягивающих напряжений или усиления сжатого бетона. В качестве арматуры применяют в основном сталь. В ряде случаев возможно использование и других материалов, например стеклопластиковой арматуры, состоящей из тонких стекловолокон, объединенных в арматурный стержень с помощью связующих пластификов из синтетических смол. Такие стержни обладают высокой прочно-

стью, химической стойкостью. Однако они значительно дороже стали и применяются лишь в конструкциях, к которым предъявляются требования коррозионной стойкости, электроизолирующей способности и немагнитности.

По назначению арматуру для железобетонных конструкций подразделяют на *рабочую* и *монтажную* (конструктивную). Рабочую арматуру ставят по расчету на действующие усилия для восприятия растягивающих напряжений и усиления сжатых зон конструкции. В зависимости от воспринимаемых усилий ее подразделяют на продольную и поперечную (рис. 2.11). Монтажную (конструктивную) арматуру устанавливают по конструктивным и технологическим соображениям. Она обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, более равномерно распределяет усилия между отдельными стержнями, воспринимает неучитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры и т. д.

В сборных конструкциях для подъема и транспортирования элемента устанавливают монтажные (строповочные) петли, трубки и др. Для сопряжения и стыкования сборных конструкций применяют стальные закладные детали. Всю арматуру (рабочую, монтажную, строповочные петли и закладные детали) объединяют в арматурные изделия — сварные или вязаные сетки и каркасы.

Арматуру для железобетонных конструкций классифицируют по следующим признакам.

По способу изготовления различают арматуру *горячекатаную стержневую* диаметром 6...40 мм, полученную способом проката, и *проволочную* диаметром 3...8 мм, изготавливаемую путем вытяжки в холодном состоянии. При диаметре более 10 мм

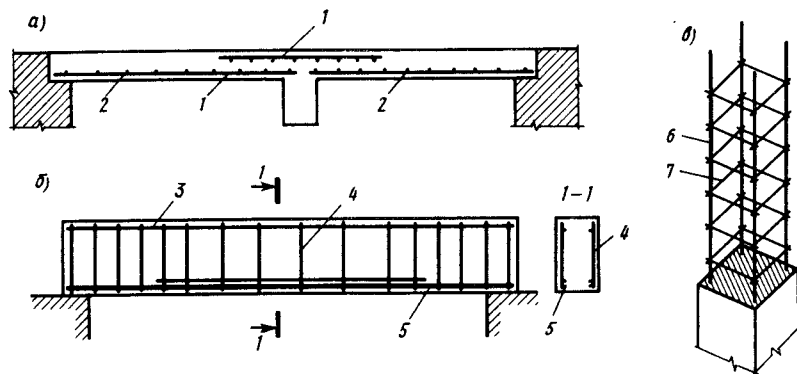


Рис. 2.11. Арматурование железобетонных элементов:  
 а — неразрезная плита; б — балка; в — колонна; 1 — продольная рабочая арматура плиты; 2 — конструктивная арматура; 3 — монтажная; 4 — поперечная арматура балки (хомуты); 5 — продольная рабочая арматура балки; 6 — рабочая арматура колонны; 7 — поперечная арматура колонны

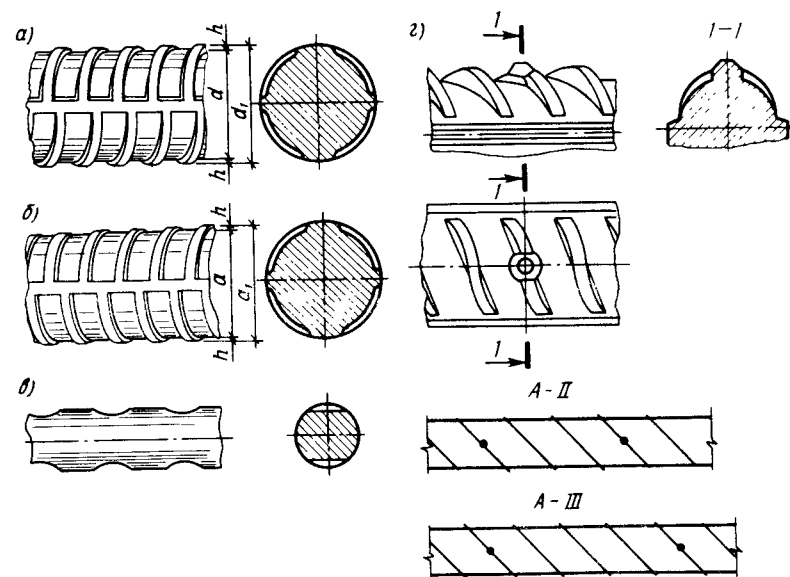


Рис. 2.12. Арматура периодического профиля:  
 а — стержневая класса А-II; б — стержневая классов А-III...А-VI; в — высокопрочная проволока класса Вр-II; з — маркировочный прокатный знак

арматура поставляется в прутках, а при меньшем диаметре — в мотках (бухтах) массой до 1300 кг.

По профилю поверхности различают арматурные стали *гладкие* и *периодического профиля* (рис. 2.12). Последние обладают лучшим сцеплением с бетоном и в настоящее время являются основной арматурой. Вместе с тем выступы являются концентраторами напряжений и снижают сопротивляемость арматуры периодического профиля циклическим воздействиям.

По способу применения при армировании железобетонных элементов различают *напрягаемую* арматуру, т. е. подвергаемую предварительному натяжению, и *ненапрягаемую*.

Горячекатаную и холоднотянутую арматуру называют *гибкой*. Помимо нее в конструкциях в ряде случаев применяют *жесткую* (несущую) арматуру из прокатных или сварных двутавров, швеллеров, уголков и т. п.

## 2.6. Физико-механические свойства стали

Свойства арматуры зависят от химического состава, способа производства и обработки. В состав арматурной стали обычно входят углерод в количестве 0,2...0,8% и легирующие добавки. Увеличение количества углерода приводит к повышению прочности при одновременном снижении деформативности и сварива-



емости. Изменение свойств стали может быть достигнуто введением легирующих добавок. Марганец, хром повышают прочность без существенного снижения деформативности. Кремний, увеличивая прочность, ухудшает свариваемость.

Химический состав стали определяется маркой. Например, в марке 25Г2С первое число обозначает содержание углерода в сотых долях процента (0,25%), буква Г — сталь легирована марганцем, цифра 2 — его содержание в процентах, С — наличие в стали кремния. Присутствие других химических элементов, например в марках 20ХГ2Ц, 23Х2Г2Т, обозначается буквами: Х — хром, Т — титан, Ц — цирконий.

Прочностные и деформативные свойства сталей характеризуются диаграммой « $\sigma$  —  $\epsilon$ », полученной путем испытаний на растяжение стандартных образцов. Все арматурные стали по характеру диаграммы подразделяются на два вида: 1) мягкие, обладающие явно выраженной площадкой текучести; 2) твердые, с неявно выраженной площадкой текучести (рис. 2.13). Основной характеристикой прочности стали  $R_s$  для сталей вида 1 является физический предел текучести  $\sigma_{0,2}$ ; для сталей вида 2 — условный предел текучести  $\sigma_{0,02}$ , принимаемый равным напряжению, при котором остаточные деформации составляют 0,2%. Помимо этого характеристиками диаграмм являются предел прочности  $\sigma_{su}$  (временное сопротивление) и предельное удлинение при разрыве  $\epsilon_{su}$ , характеризующее пластические свойства стали. Малые предельные удлинения могут послужить причиной хрупкого обрыва арматуры под нагрузкой и разрушения конструкции; высокие пластические свойства сталей создают благоприятные условия работы железобетонных конструкций (перераспределение

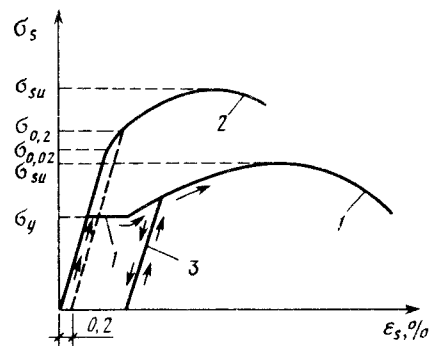


Рис. 2.13. Диаграммы «напряжение — деформация» арматурных сталей: 1 — мягкая сталь; 2 — твердая сталь; 3 — сталь, механически упрочненная вытяжкой

усилий в статически неопределимых системах; при интенсивных динамических нагрузках).

Повышение прочности арматурных сталей может быть достигнуто термическим упрочнением и механической вытяжкой.

При термической обработке вначале осуществляется нагрев арматуры до 800 °С и быстрое охлаждение в масле, а затем нагрев до 300...400 °С с постепенным охлаждением. При механической вытяжке арматуры на 3...5% вследствие структурных изменений кристаллической решетки — наклепа — сталь упрочняется. При по-

вторной вытяжке (нагрузке) диаграмма деформирования будет отличаться от исходной (рис. 2.13).

Помимо прочностных и деформативных характеристик в ряде случаев необходимо также учитывать и другие свойства арматурных сталей: свариваемость, реологические свойства, усталостное разрушение и т. п.

*Свариваемость арматурных сталей* — это способность давать доброкачественные соединения при сварке. Хорошо свариваются малоуглеродистые стали. При содержании углерода выше 0,5% свариваемость стали ухудшается. Нельзя сваривать арматурные стали, упрочненные термической обработкой или вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения.

Реологические свойства арматурной стали характеризуются *ползучестью* и *релаксацией*. Ползучесть проявляется лишь при больших напряжениях и высоких температурах. Более опасна релаксация — падение напряжений во времени при неизменной длине образца (отсутствии деформаций). Релаксация зависит от химического состава стали, технологии изготовления, интенсивности напряжения, температуры и др. Она наиболее интенсивно протекает в первые часы, но может продолжаться длительное время. Учет ее важен при расчете предварительно напряженных конструкций.

Многократно повторяющаяся нагрузка вызывает в арматурной стали усталостные явления, которые могут привести к понижению сопротивления и хрупкому разрушению. Усталостная прочность (предел выносливости) стали зависит от числа повторений нагрузки и коэффициента асимметрии цикла.

При действии на конструкции нагрузок большой интенсивности, продолжительность которых весьма мала, наблюдается динамическое упрочнение стали вследствие запаздывания пластических деформаций (на развитие которых нужно время). Явление динамического упрочнения особенно характерно для мягких сталей, предел текучести которых повышается на 20...30% и более.

## 2.7. Классификация арматуры

Все арматурные стали подразделяют на классы, объединяющие стали с одинаковыми прочностными и деформативными свойствами, при этом к одному классу могут относиться стали, отличающиеся по химическому составу, т. е. разных марок.

Стержневая горячекатаная арматура обозначается буквой А и римской цифрой (чем больше цифра, тем выше прочность): горячекатаная — гладкая класса А-I; периодического профиля классов А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI; термически и термомеханически упрочненная — периодического профиля классов А-III,

A<sub>r</sub>-IV, A<sub>r</sub>-V, A<sub>r</sub>-VI, A<sub>r</sub>-VII и механически упрочненная класса А-IIIв (см. табл. 3.2).

Для установления классов сталей А-II...А-VII с 1989 г. вводится новая маркировка (см. рис. 2.12, з), согласно которой класс арматурной стали обозначают числом поперечных ребер между двумя выпуклыми метками, нанесенными на стержень при прокате.

Для дополнительной характеристики стержневой арматуры, необходимой при использовании ее в определенных условиях, к обозначениям классов вводятся буквенные индексы: индекс «С» указывает на возможность стыкования стержней, подвергнутых термическому упрочнению с помощью сварки, например А<sub>r</sub>-IIIС; индекс «К» обозначает повышенную стойкость к коррозионному растрескиванию под напряжением, например А<sub>r</sub>-IVК; индекс «с» употребляется для арматуры, рекомендуемой к использованию в условиях низких температур, например А<sub>c</sub>-II. Арматурную проволоку обозначают буквой В и подразделяют на два класса: Вр-I — обыкновенная арматурная проволока (холоднотянутая рифленая низкоуглеродистая), предназначенная, главным образом, для изготовления сварных сеток; Вр-II — высокопрочная рифленая и В-II — гладкая (многократно волоченная, углеродистая), применяется в качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов.

Армирование конструкции отдельными высокопрочными проволоками (вследствие их большого числа) трудоемко, а размещение их приводит к излишнему развитию сечения. В связи с этим проволоку укрупняют в канаты и пучки. Канаты свивают из высокопрочных проволок так, чтобы не происходило их раскручивания. Обычно они состоят из семи или девятнадцати проволок одного диаметра и обозначаются К-7, К-19 (рис. 2.14, в). Диаметр проволок каната К-7 от 1,5 до 5 мм. Расчетные характеристики канатов приведены в табл. 3.2. Пучки состоят из параллельных высокопрочных проволок. Проволоки (14, 18 и 24 шт.) располагают по окружности с зазорами, обеспечивающими проникновение цементного раствора внутрь пучка, и обматывают мягкой проволокой, а по концам могут иметь анкеры. Доставляют канаты и пучки в бухтах длиной до 200 м.

**Арматурные изделия.** Арматуру применяют не только в виде отдельных стержней или проволок, но и в виде сварных сеток и каркасов (рис. 2.15, а, б). Сетки и каркасы в большей степени отвечают требованиям индустриализации и, кроме того, имеют более надежное сцепление с бетоном. Стержни сеток укладывают в двух взаимно перпендикулярных направлениях и соединяют при помощи контактной точечной сварки. В зависимости от направления рабочих стержней они бывают с продольной и поперечной рабочей арматурой; а также с рабочей арматурой в обоих

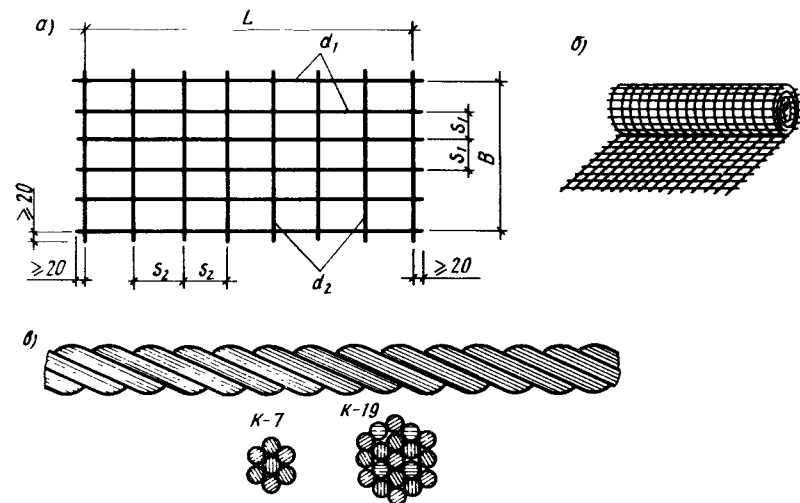


Рис. 2.14. Арматурные изделия:  
а — плоская сетка; б — рулонная сетка; в — канаты

направлениях. Стержни, расположенные перпендикулярно рабочим стержням, являются распределительными (монтажными). Сетки подразделяют на плоские и рулонные (рис. 2.14). Рулонные сетки с продольной рабочей арматурой изготавливают при диаметре продольных стержней не более 8 мм. При большем диаметре применяют сетки с поперечной рабочей арматурой или плоские. Ширину рулонных сеток принимают 1040...3630, а длину — из условия ограничения массы рулона. Длина плоских сеток не должна превышать 9000 мм. Стандартные сетки изготавливают из обыкновенной арматурной проволоки класса Вр-I диаметром 3...5 мм и стержневой арматуры класса А-III диаметром 6...8 мм.

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 контактно-точечной сваркой поперечных (см. рис. 2.15). В сварных каркасах для армирования изгибаемых элементов продольные рабочие стержни могут устраиваться в один или два ряда, при этом расположение стержней может

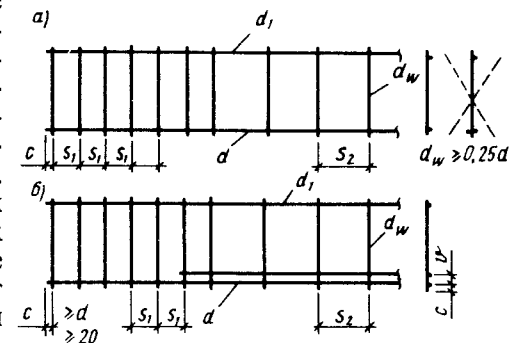


Рис. 2.15. Каркасы сварные плоские

быть односторонним и двусторонним. Приварка продольных стержней к поперечным, с одной стороны, более технологична, чем с двух, наряду с этим такое соединение обеспечивает хорошее сцепление арматуры с бетоном. В конструкциях плоские каркасы часто объединяются в пространственные. При выборе рабочей арматуры целесообразно ориентироваться на большие диаметры, что позволяет сократить объем работ по заготовке и сварке. Однако при этом необходимо обеспечить возможность изготовления арматурных каркасов на имеющемся оборудовании.

Соотношение между диаметром продольных и поперечных стержней, соединенных контактной точечной сваркой, необходимо назначать с учетом требований технологии во избежание пережога более тонких стержней в соответствии с данными, приведенными ниже.

Диаметры стержней одного направления, мм	3—10	12—16	18—20	22	25—32	36—40
Наименьшие диаметры стержней другого направления, мм	3	4	5	6	8	10

Диаметр монтажных стержней принимают на 2...4 мм больше диаметра поперечных. Крайний поперечный стержень каркаса должен находиться от конца продольной рабочей арматуры на расстоянии  $c \geq 0,5d_1 + d_2$  или  $c \geq 0,5d_2 + d_1$  и не менее 20 мм. Для возможности свободной укладки в форму цельных арматурных стержней, сеток или каркасов их концы должны отстоять от границы элемента на 10...15 мм.

**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 рекомендуется применять контактно-стыковую сварку (рис. 2.16, а) на специальных сварочных машинах\*.

При монтаже арматурных изделий и сборных железобетонных конструкций для соединения встык как горизонтальных, так и вертикальных стержней (или выпусков) арматуры классов А-I, А-II, А-III диаметром 20 мм и более применяют дуговую ванную сварку в съемных инвентарных формах (рис. 2.16, б). Стержни меньшего диаметра ( $d < 20$  мм) соединяют встык с помощью дуговой сварки с накладками четырьмя фланговыми швами (рис. 2.16, в). Допускается также сварка односторонними фланговыми

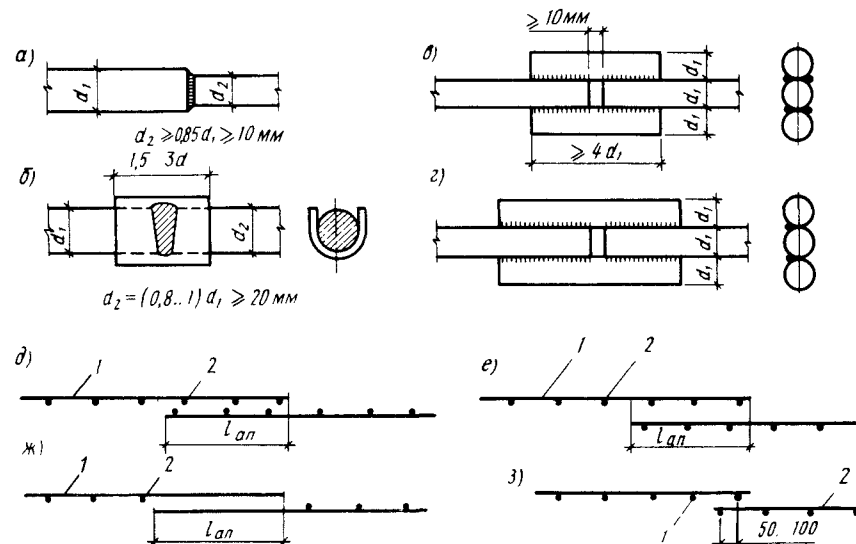


Рис. 2.16. Сварные стыки ненапрягаемой арматуры и стыки сеток

швами (рис. 2.16, з). В случае, когда выполнение сварных стыков затруднительно, при диаметре арматуры до 36 мм допускается устраивать стыки внахлестку (без сварки) с перевязкой места перепуска стержней вязальной проволокой. Площадь стыкуемых в одном сечении арматурных стержней (без сварки) не должна превышать 50% от площади всей арматуры при стержнях периодического профиля и 25% — при гладких стержнях. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто (затяжки арок), а также во всех случаях применения стержневой арматуры класса А-IV и выше.

Стыки сварных сеток в рабочем направлении выполняют внахлестку с расположением распределительных стержней в одной или разных плоскостях. При гладкой арматуре в каждой из стыкуемых сеток на длине нахлестки должно быть не менее двух поперечных анкерных стержней, приваренных к продольным стержням сетки (рис. 2.16, д, е). В сетках из стержней периодического профиля поперечная арматура на длине нахлестки может отсутствовать (рис. 2.16, ж). Стыки сварных сеток в нерабочем направлении также производят внахлестку с перепуском крайних рабочих стержней на 50...100 мм (рис. 2.16, з).

**Применение арматуры в железобетонных конструкциях.** Выбор класса арматурных сталей производят в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, вида и значения арматуры в конструкции, а также с учетом требований по экономному расходованию материалов.

\*Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры классов А-V и А-VI, высокопрочной арматурной проволоки и канатов не допускаются. Стыковые соединения упрочненной вытяжной арматуры класса А-IIIв должны свариваться до ее упрочнения.

В качестве ненапрягаемой арматуры используют имеющую сравнительно высокие показатели прочности стержневую арматуру классов А-III и арматурную проволоку класса Вр-I. Возможно применение арматуры класса А-II, если прочность арматуры класса А-III не полностью используется в конструкции из-за чрезмерных деформаций или раскрытия трещин. Арматуру класса А-I можно применять в качестве монтажной, а также для хомутов вязаных каркасов, поперечных стержней сварных каркасов. Стержневую арматуру класса А-IV и выше допускается использовать только для рабочей арматуры вязаных каркасов.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных железобетонных элементов при длине до 12 м включительно следует преимущественно применять термически и термомеханически упрочненную арматуру классов А<sub>т</sub>-VI и А<sub>т</sub>-V; допускается использовать арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, арматурные канаты классов К-7 и К-19, а также горячекатаную арматуру классов А-VI, А-V, А-IV. При длине свыше 12 м следует преимущественно применять: арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты классов К-7 и К-19; горячекатаную арматуру классов А-IV и А-V; допускается использовать горячекатаную и термомеханически упрочненную арматуру классов А-IV, А<sub>т</sub>-IVC и А-IIIв.

## 2.8. Сцепление арматуры с бетоном

Надежное сцепление арматуры с бетоном, препятствующее сдвигу арматуры в бетоне, является основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне и позволяющим ему работать под нагрузкой как единому монолитному телу. Надежное сцепление арматуры с бетоном создается тремя основными факторами: 1) *сопротивлением* бетона усилиям смятия и среза, обусловленным выступами и другими неровностями на поверхности арматуры, т. е. механическим зацеплением арматуры за бетон (рис. 2.17, б); 2) *силами трения*, возникающими на поверхности арматуры, благодаря обжатую арматурных стержней бетоном при его усадке; 3) *склеиванием* поверхности арматуры с бетоном благодаря вязкости коллоидной массы цементного теста.

Наибольшее влияние на сцепление арматуры с бетоном оказывает первый фактор — он обеспечивает около 75% от общей величины сцепления. Сцепление стержней арматуры периодического профиля с бетоном в 2...3 раза выше по сравнению со сцеплением гладкой арматуры и достигает для бетонов средних классов (В25, В35) 7 МПа.

Напряжения сцепления арматуры с бетоном, а также напряжения в арматуре распределяются по длине стержня неравномерно

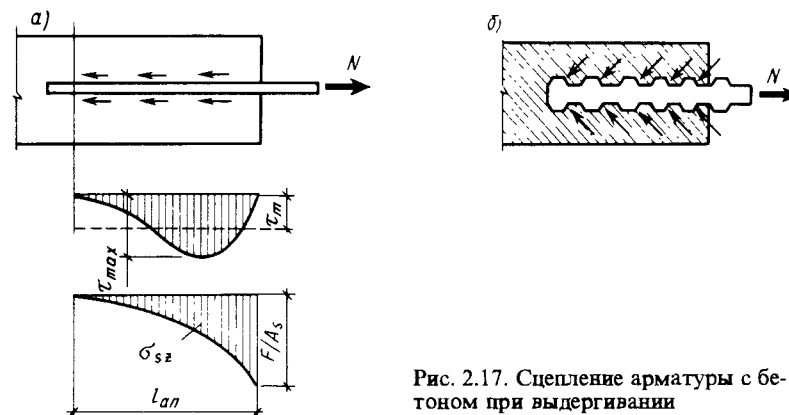


Рис. 2.17. Сцепление арматуры с бетоном при выдергивании

(рис. 2.17, а). При выдергивании максимальные напряжения в начале действуют вблизи наружной грани; с ростом усилия, по мере нарушения сцепления, они смещаются от торца элемента, что приводит к выдергиванию стержня. Средние напряжения, обеспечивающие анкеровку стержня, определяют по формуле

$$\tau_m = \frac{N}{\pi d_s l_{an}}, \quad (2.11)$$

где  $l_{an}$  — длина заделки (анкеровки) стержня. Выражая продольное усилие в стержне  $N$  через напряжение в арматуре  $\sigma_s$ , получим

$$l_{an} = \frac{N}{\tau_m \pi d_s} = \frac{\sigma_s \pi d^2}{4 \tau_m \pi d_s} = \frac{\sigma_s d}{4 \tau_m}. \quad (2.12)$$

Из (2.12) видно, что длина заделки, при которой обеспечивается сцепление, увеличивается с повышением диаметра стержня  $d$ , и напряжения в нем  $\sigma_s$ , и может быть уменьшена при увеличении  $\tau_m$ . Для уменьшения  $l_{an}$  (в целях экономии металла) следует ограничить диаметр растянутой арматуры, повысить класс бетона и использовать арматуру периодического профиля. Применение поперечных сеток и увеличение толщины защитного слоя бетона позволяет повысить прочность сцепления и уменьшить длину зоны анкеровки. При вдавлировании арматурного стержня в бетон прочность сцепления больше, чем при выдергивании.

Согласно нормам, ненапрягаемую арматуру периодического профиля заводят за нормальное к продольной оси элемента сечения, в котором она учитывается с полным расчетным

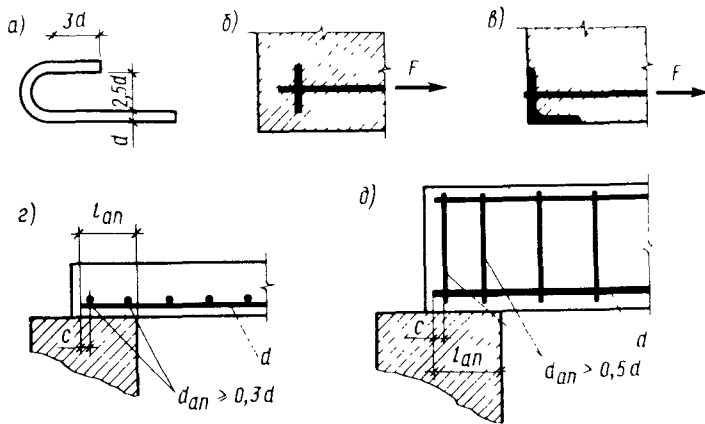


Рис. 2.18. Анкеровка ненапрягаемой арматуры: а — круглых гладких стержней в вязаных каркасах; б — шайбами; в — уголками; с — на крайних свободных опорах плит; д — то же, балок

сопротивлением, на длину зоны анкеровки, определенную по формуле

$$l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d \geq \lambda_{an} d, \quad (2.13)$$

где  $\omega_{an} = 0,7$  и  $0,5$ ;  $\Delta \lambda_{an} = 11$  и  $8$ ;  $\lambda_{an} \geq 20$  и  $\geq 12$ ;  $l_{an}$  не менее 250 и 200 мм. Первые значения относятся к растянутой арматуре в растянутом бетоне, вторые — к сжатой или растянутой арматуре в сжатом бетоне. При этом необходимо, чтобы гладкие арматурные стержни (класса А-I) оканчивались крюками.

Если в элементе невозможно разместить анкеровку на всю длину, определенную по формуле (2.13), то на концах стержней устраивают анкеры (рис. 2.18) в виде пластин, шайб, уголков, высаженных головок. Размеры анкеров определяют из условия прочности бетона на смятие. При применении специальных анкеров длину заделки стержней можно уменьшить до  $10d$  (рис. 2.18, д).

## 2.9. Усадка и ползучесть железобетона

Бетон при твердении на воздухе подвержен усадке (см. § 2.3), т. е. укорочению во всех трех измерениях. В железобетонном элементе арматура вследствие ее сцепления с бетоном препятствует свободной усадке, что приводит к появлению в бетоне растягивающих, а в арматуре сжимающих напряжений. Если длина бетонного элемента при усадке уменьшится на величину  $\epsilon_{sh}$  (рис. 2.19, а), то такой же железобетонный элемент при симметричном армировании укоротится на меньшую величину

$\epsilon_{sh,s}$  (рис. 2.19, б). Разность этих деформаций можно рассматривать как удлинение бетона  $\epsilon_{bt}$ , вызванное сопротивлением арматуры укорочению  $\epsilon_{sh,s}$ ,

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{sh} - \epsilon_{sh,s}. \quad (2.14)$$

Средние сжимающие напряжения в арматуре составят  $\sigma_s = \epsilon_{sh,s} E_s$ , а растягивающие напряжения в бетоне с учетом его пластических свойств  $\sigma_{b,t} = \epsilon_{bt} E'_b = \epsilon_{bt} \nu_t E_b$ . Используя равновесие внутренних сил, получим

$$\sigma_s A_s = \sigma_{b,t} A_b,$$

где  $A_s$  и  $A_b$  — соответственно площади сечений арматуры и бетона, откуда  $\sigma_s = \frac{A_b}{A_s} \sigma_{b,t} = \frac{\sigma_{b,t}}{\mu}$ . Подставляя в (2.14) значения деформаций, выраженные через напряжения, получим

$$\begin{aligned} \sigma_{b,t} / \nu_t E_b &= \epsilon_{sh} - \sigma_{b,t} / \mu E_s; \\ \sigma_{b,t} &= \epsilon_{sh} \mu E_s / (1 + \alpha \mu / \nu_t). \end{aligned} \quad (2.15)$$

Таким образом, при усадке железобетона растягивающие напряжения в бетоне зависят от свободной усадки бетона, коэффициента армирования и упругопластических свойств бетона. При большом содержании арматуры растягивающие напряжения могут возрастать настолько, что в бетоне образуются трещины.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях (арках, рамах и т. п.) лишние связи препятствуют усадке железобетона, вызывая появление дополнительных внутренних усилий. Средняя деформация усадки равна  $15 \cdot 10^{-5}$ , что равносильно понижению температуры на  $15^\circ \text{C}$  (так как коэффициент линейной температурной деформации  $\alpha_{bt} \approx 1 \cdot 10^{-5}$ ). Это позволяет заменить расчет на действие усадки расчетом на температурные воздействия. Отрицательное влияние усадки в этом случае может быть снижено путем устройства деформационных швов, которые часто совмещаются с температурными и называются *температурно-усадочными*.

В предварительно напряженных элементах усадка бетона также оказывает отрицательное влияние, приводя к уменьшению предварительного напряжения в арматуре.

Арматура в железобетонных конструкциях, являясь, как и при усадке, внутренней связью, препятствует свободной деформации ползучести. Вследствие сцепления арматуры с бетоном при про-

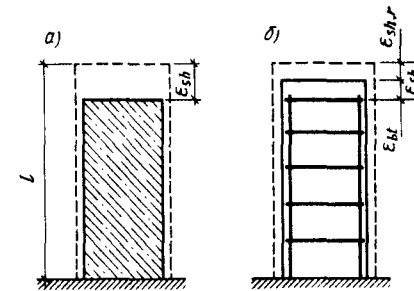


Рис. 2.19. Деформации усадки

должительном действии нагрузки ползучесть приводит к перераспределению напряжений между арматурой и бетоном.

Если нагрузить железобетонную колонну постоянной длительной нагрузкой  $N_t$ , то в момент приложения нагрузки колонна укоротится на величину  $\Delta_{ct}$  (рис. 2.20, а). Напряжения в бетоне будут  $\sigma_b$ , а в арматуре —  $\sigma_s$ . Через определенный промежуток времени колонна под влиянием ползучести бетона укоротится на величину  $\Delta_r$ . На такую же величину укоротится и арматура, работающая совместно с бетоном. Арматура работает в упругой стадии, поэтому напряжения в ней возрастают и достигают величины  $\sigma_{st}$  (рис. 2.20, б). Но так как внешняя длительная нагрузка осталась постоянной, то для сохранения условий равновесия в сечении напряжения в бетоне должны уменьшиться до величины  $\sigma_b$ . Это приведет к догрузению арматуры во времени и к лучшему использованию арматурной стали.

В зависимости от вида железобетонных конструкций и напряженного состояния ползучесть может оказывать положительное и отрицательное влияние на их работу. В коротких центрально-сжатых элементах ползучесть оказывает положительное влияние, обеспечивая более полное использование прочностных свойств арматуры. В гибких сжатых элементах ползучесть вызывает увеличение начальных эксцентриситетов и снижение несущей способности. В изгибаемых элементах под влиянием ползучести бетона сжатые волокна будут сокращаться во времени, а растянутые — удлиняться. Это приводит к увеличению прогиба до значения, превышающего начальный прогиб в 2...3 раза. В предварительно напряженных конструкциях под влиянием ползучести бетона напрягаемая арматура будет укорачиваться, в результате чего, как и при развитии деформаций усадки, произойдет потеря

части предварительного напряжения. В статически неопределимых системах ползучесть играет положительную роль, смягчая концентрацию напряжений и вызывая перераспределение усилий.

## 2.10. Коррозия железобетона

Под **коррозией** понимают разрушение железобетонных конструкций с течением времени под воздействием агрессивной среды. Различают коррозию бетона и арматуры. *Коррозия бетона* зависит от его прочности и плотности, свойств цемента и агрессивности среды.

*Коррозия арматуры* вызывается недостаточным содержанием цемента или наличием в нем вредных примесей, чрезмерным раскрытием трещин, недостаточной толщиной защитного слоя. Коррозия арматуры может протекать одновременно с коррозией бетона и независимо от нее. Для уменьшения коррозии ограничивают агрессивность среды в процессе эксплуатации (отвод агрессивных вод, улучшение вентиляции помещений), применяют плотные бетоны на сульфатостойких и других специальных вяжущих, устраивают на поверхности бетона защитные покрытия, ограничивают раскрытие трещин и т. д.

**Защитный слой** бетона должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном, а также защиту арматуры от коррозии и внешних атмосферных, температурных и других воздействий.

Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня или каната и не менее 10 мм — в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно; 15 мм — в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках высотой менее 250 мм; 20 мм — в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах; 35 мм — для нижней арматуры в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки; 70 мм — при ее отсутствии.

Толщина защитного слоя бетона для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее: 10 мм — при  $h < 250$  мм, 15 мм — при  $h \geq 250$  мм.

Толщина защитного слоя у концов предварительно напряженных элементов на длине передачи напряжений должна составлять не менее: для стержневой арматуры классов А-IV, А-IIIв, а также для арматурных канатов —  $2d$ ; для стержневой арматуры классов А-V, А-VI —  $3d$ . Кроме того, толщина защитного слоя на указанном участке должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов.

Для свободной укладки в форму целых стержней концы их должны отстоять от грани элемента на 10, 15 или 20 мм при размере изделия соответственно 9, 12 или свыше 12 м.

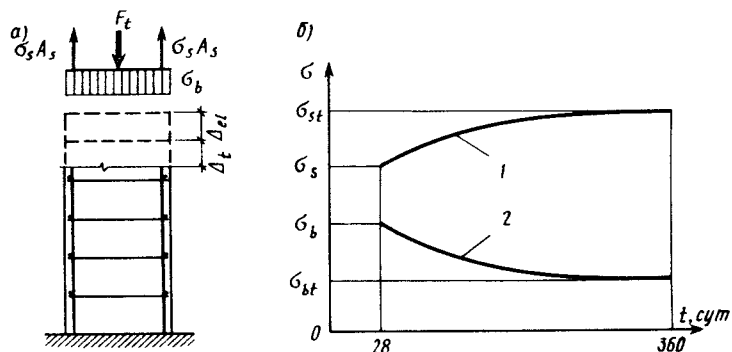


Рис. 2.20. Деформации и напряженное состояние в конструкциях, вызываемые ползучестью бетона:

а — в железобетонной колонне; б — график перераспределения напряжений между бетоном и арматурой колонны; 1 — напряжения в арматуре; 2 — то же, в бетоне

Для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, при повышенной температуре или влажности толщина защитного слоя увеличивается на 5...15 мм.



1. Виды бетонов для железобетонных конструкций и области их применения. 2. Что представляет собой структура бетона, как она влияет на напряженное состояние бетонного образца? 3. Основные показатели качества бетона. С какой целью они вводятся? Как нормируются? 4. Каковы расчетные характеристики прочности бетона, где они используются? Как влияют форма и размеры образцов на прочность бетона? 5. Нарисуйте диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » при однократном, кратковременном и длительном нагружении. Укажите характерные участки на этих диаграммах. 6. Что такое модуль деформаций бетона? 7. Что такое ползучесть бетона? От чего она зависит? 8. Каковы значения предельных деформаций бетона при сжатии, растяжении, изгибе? 9. Какими характеристиками связаны напряжения и деформации в пределах упругой и пластической работы? 10. Что такое усадка бетона, каковы причины ее возникновения? 11. По каким признакам классифицируется арматура? 12. Нарисуйте диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » для различных арматурных сталей и укажите на них характерные точки. 13. Классы арматурных сталей и применение их в железобетонных конструкциях. 14. Виды арматурных изделий. 15. Способы соединения арматуры в заводских условиях и на монтаже. 16. Какими факторами обеспечивается сцепление арматуры с бетоном? От чего зависит и как определяется длина зоны анкеровки? 17. Усадка бетона в железобетонных конструкциях и влияние ее на напряженное состояние. 18. Ползучесть бетона в железобетонных конструкциях и влияние ее на деформативность элементов. 19. Коррозия железобетона и меры защиты от нее. 20. Назначение и минимальная толщина защитного слоя.

### ГЛАВА 3. ОСНОВЫ ТЕОРИИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, МЕТОДЫ РАСЧЕТА

#### 3.1. Стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых элементов

Железобетон состоит из двух различных по физико-механическим свойствам материалов: стальной арматуры — упругого материала и бетона — упругопластического материала, не подчиняющегося закону Гука. Несущая способность железобетонных конструкций, вычисленная по формулам сопротивления упругих материалов, часто существенно отличается от прочности, установленной при испытаниях.

Образование трещин в растянутой зоне в стадии эксплуатации еще больше затрудняет возможность применения методов расчета сопротивления упругих материалов к расчету железобетонных конструкций. В связи с этим современная прикладная теория расчета железобетона строится на основе опытных данных, законах механики твердого тела и исходит из действительного напряженного состояния элементов под нагрузкой.

Рассмотрим работу изгибаемого железобетонного элемента. Опыты показывают, что разрушение элемента происходит либо по нормальному сечению от действия изгибающего момента, либо по наклонному сечению вблизи опор от действия изгибающего момента и поперечной силы (рис. 3.1). Вследствие значительного различия свойств бетона и арматуры напряженное состояние сечений при постепенном увеличении внешней нагрузки от нуля до разрушения меняется не только количественно, но и качественно. Для нормального сечения принято различать три характерные стадии напряженного состояния.

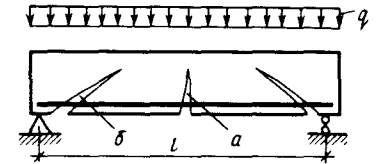


Рис. 3.1. Схема разрушения балки:  
а — по нормальным сечениям;  
б — по наклонным сечениям

**Стадия I.** При малых нагрузках на элемент напряжения в арматуре и бетоне невелики, деформации носят упругий характер, зависимость между напряжениями и деформациями линейная, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения треугольные (рис. 3.2, а). По мере увеличения нагруз-

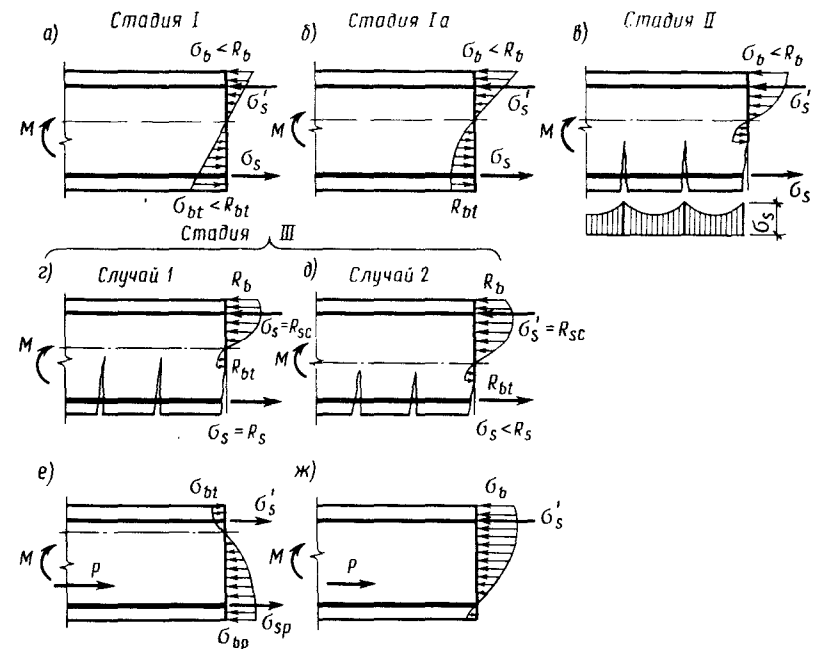


Рис. 3.2. Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях элемента при изгибе:  
а...д — с ненапрягаемой арматурой; е...ж — то же, с напрягаемой

ки в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются, а затем становятся равными пределу прочности бетона при растяжении. Это состояние называют стадией Ia (рис. 3.2, б). Именно эта стадия положена в основу расчета изгибаемых элементов по образованию трещин.

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

**Стадия II.** В том месте растянутой зоны, где образовались трещины, растягивающие усилия в сечении воспринимаются арматурой и участком бетона растянутой зоны над трещиной (рис. 3.2, в). В интервалах между трещинами в растянутой зоне сцепление арматуры с бетоном сохраняется и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. В сжатой зоне развиваются неупругие деформации, и эпюра нормальных напряжений искривляется. Считается, что стадия II заканчивается, когда напряжения в растянутой арматуре достигнут предела текучести, физического или условного. По этой стадии, называемой *эксплуатационной*, производится расчет прогибов и ширины раскрытия трещин конструкции.

**Стадия III.** Это стадия разрушения. Опыты показывают, что характер разрушения зависит главным образом от количества и вида арматуры, при этом возможны два случая (рис. 3.2, г, д).

Случай 1. В нормально армированных балках, когда количество растянутой арматуры не превышает определенного предела, разрушение начинается в растянутой арматуре и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны (рис. 3.2, г). В арматуре из мягких сталей напряжения достигают физического или условного предела текучести, что приводит к интенсивному увеличению ширины трещин, а элемент получает значительный прогиб, высота сжатой зоны бетона сокращается, и напряжения быстро достигают предела прочности на сжатие. Разрушение носит пластический характер. Если элемент армирован твердой сталью (с относительным удлинением при разрыве  $\sim 4\%$ ), то одновременно с ее разрывом раздавливается бетон сжатой зоны, т. е. происходит хрупкое разрушение.

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. 3.2, д). Независимо от свойств арматурных сталей разрушение по этому случаю носит хрупкий характер. Поскольку прочность арматуры в таких элементах оказывается использованной не полностью, они считаются неэкономичными и без специального обоснования не применяются.

Стадия III положена в основу расчета несущей способности железобетонных конструкций.

В предварительно напряженных элементах до приложения внешней нагрузки напрягаемая арматура обжимает все сечение или часть его (рис. 3.2, е). В процессе последовательного нагружения внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения в бетоне погашаются (рис. 3.2, ж), и в элементе будут последовательно развиваться те же стадии напряженно-деформированного состояния, что и в элементе без предварительного напряжения.

### 3.2. Методы расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим нагрузкам

Процесс развития и совершенствования теории расчета железобетона характеризуется тремя основными этапами. На первом этапе до 1938 г. расчет производили по методу допускаемых напряжений, с 1938 — 1955 гг. — методом расчета по разрушающим усилиям и с 1955 г. по настоящее время — методом расчета по предельным состояниям.

В основу метода расчета по допускаемым напряжениям была положена II стадия напряженно-деформированного состояния и при расчете прочности принимались следующие допущения: бетон рассматривался как упругий однородный материал; в сжатой зоне принималась треугольная эпюра напряжений; в растянутой зоне работа бетона не учитывалась, а все растягивающие усилия воспринимались арматурой; считалась справедливой гипотеза плоских сечений и закон Гука, а модуль упругости сжатого бетона принимался постоянным, не зависящим от величины напряжения. В расчет вместо действительного железобетонного сечения вводилось приведенное, в котором арматура заменялась эквивалентным сечением бетона с помощью постоянного коэффициента приведения  $\alpha = E_s/E_b$ . В таком приведенном сечении методом сопротивления материалов определялись напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационных нагрузок и сравнивались с допускаемыми напряжениями, которые назначались как доля предела прочности  $\sigma_b = R/\gamma$ , где  $\gamma$  — обобщенный коэффициент запаса.

Метод расчета по допускаемым напряжениям не учитывает пластических свойств бетона, не позволяет определять действительных напряжений в бетоне и арматуре, находить разрушающую нагрузку, правильно назначать коэффициент запаса и т. п. Поэтому был разработан новый метод расчета — расчет по разрушающим усилиям. Основанный на больших экспериментах данный метод учитывал упругопластические свойства железобетона и позволял достаточно точно определять несущую способность элемента. При получении расчетных зависимостей пред-



полагалось, что напряжения в бетоне и арматуре достигают предельных значений одновременно (принцип Лолейта). Гипотеза плоских сечений и закон Гука не использовались. Усилие, допускаемое при эксплуатации, определялось делением разрушающего усилия на обобщенный коэффициент запаса.

Метод расчета по разрушающим усилиям дает более правильное представление о действительной работе железобетона, позволяет более правильно использовать прочностные и деформативные свойства материалов и конструкций и в ряде случаев позволяет получить более экономичные конструктивные решения.

Общим недостатком методов расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим усилиям является использование единого коэффициента запаса, весьма приближенно учитывающего многообразие факторов, влияющих на работу конструкции. Кроме того, метод расчета по разрушающим усилиям позволял определять только прочность конструкции, не давая возможности оценить ее работу при эксплуатационных нагрузках. Когда применялись сталь и бетон относительно низкой прочности, конструкции имели развитые сечения, трещины в бетоне и прогибы от эксплуатационных нагрузок были невелики и не препятствовали нормальной работе конструкции. С появлением бетонов и арматуры более высокой прочности поперечные сечения элементов уменьшались, снижалась их жесткость, вследствие чего прогибы конструкции и ширина раскрытия трещин от расчетных нагрузок оказывались значительными и могли нарушить нормальную эксплуатацию. В связи с этим был разработан новый метод расчета железобетонных конструкций, включенный в нормы в 1955 г.

### 3.3. Метод расчета по предельным состояниям

Метод расчета конструкции по предельным состояниям является дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим нагрузкам. При расчете по этому методу четко устанавливают предельные состояния конструкций и используют систему расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое состояние не наступает при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок. Установлены две группы предельных состояний: первая — по несущей способности; вторая — по пригодности к нормальной эксплуатации.

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения: разрушения конструкции (расчет по прочности), потери устойчивости формы или положения, усталостного разрушения (расчет на выносливость), разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных воздействий внешней среды.

Расчет по второй группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения: развития недопустимых деформаций

(расчет прогибов и углов поворота) и колебаний, образования трещин или их чрезмерного раскрытия.

Расчет по первой группе предельных состояний является основным и используется при подборе сечений. Расчет по второй группе производится для тех конструкций, которые, будучи прочными, теряют свои качества вследствие чрезмерных прогибов (балки больших пролетов при малой нагрузке), образования трещин (резервуары, напорные трубопроводы) или чрезмерного раскрытия трещин, приводящего к преждевременной коррозии арматуры.

Чтобы не допустить наступления во время эксплуатации любого из предельных состояний, вводится система коэффициентов, учитывающих возможные отклонения (в неблагоприятную сторону) различных факторов, под влиянием которых находятся конструкции: коэффициенты надежности по нагрузке, учитывающие изменчивость нагрузок или воздействий; коэффициенты надежности по бетону и арматуре, учитывающие изменчивость их механических свойств; коэффициенты надежности по назначению зданий и сооружений, учитывающие степень их ответственности и капитальности; коэффициенты условий работы, позволяющие оценить некоторые особенности работы материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем.

**Нагрузки и воздействия.** При изготовлении, транспортировке, монтаже и эксплуатации несущих конструкций на них действуют различные нагрузки. Все нагрузки в зависимости от продолжительности действия делятся на постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые).

*К постоянным, действующим* в течение всего периода эксплуатации, относятся вес частей здания, в том числе несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунта, усилия предварительного обжатия.

*К временным длительным* нагрузкам относятся: вес стационарного оборудования; аппаратов, станков, моторов, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование; нагрузки на перекрытия от складированных материалов в книгохранилищах, складах, библиотеках, холодильниках и подобных помещениях.

*К временным кратковременным* нагрузкам относятся: нагрузки от масс людей, снега, ветра, кранов, а также нагрузки, возникающие при монтаже и ремонте конструкции.

*Особые* нагрузки могут возникать вследствие сейсмических и взрывных воздействий или в результате нарушения технологических процессов. В тех случаях, когда требуется учитывать влияние длительности действия нагрузок на деформации и образование трещин, к длительным нагрузкам относится и часть кратковременных. Это от 30 до 60% снеговой, от 50 до 70%

полной нагрузки от мостовых кранов, часть нагрузки от массы людей. Эти нагрузки отнесены к длительным, вследствие того что они могут действовать в течение времени, достаточного для проявления деформаций ползучести, увеличивающих прогиб и ширину раскрытия трещин.

При расчете по предельным состояниям нагрузки разделяют на *нормативные* и *расчетные*. Установленные нормами нагрузки на конструкцию при ее нормальной эксплуатации являются нормативными  $F_n$ . Возможные отклонения фактических нагрузок от нормативных их значений учитываются коэффициентами надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . В расчет вводится расчетная нагрузка  $F$ , которая определяется как произведение нормативной  $F_n$  на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , т. е.

$$F = F_n \gamma_f. \quad (3.1)$$

При расчете по первой группе предельных состояний значения коэффициента надежности  $\gamma_f$  принимают: для постоянных нагрузок — 1,1...1,3, временных — 1,2...1,4, для снеговой нагрузки — 1,4...1,6. Если при уменьшении массы конструкции условия ее работы под нагрузкой ухудшаются (опрокидывание), то коэффициент надежности принимают  $\gamma_f = 0,8...0,9$ .

Расчет конструкций по второй группе предельных состояний производят на действие расчетных нагрузок при  $\gamma_f = 1$ , тем самым учитывается меньшая опасность наступления этих состояний для зданий и сооружений.

**Сочетание нагрузок.** При эксплуатации зданий все нагрузки могут действовать в различных сочетаниях. Расчет конструкций должен производиться для наиболее неблагоприятного реально возможного их сочетания. Нормами установлены два вида сочетаний нагрузок: *основное* — постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; *особое* — постоянные, длительные, кратковременные и одна из особых нагрузок. Вероятность одновременного появления наибольших нагрузок учитывается коэффициентами сочетаний  $\psi_1$  и  $\psi_2$ . Если в основное сочетание включается постоянная и одна временная (длительная или кратковременная), то коэффициенты сочетаний принимаются равными 1; при учете двух и более временных нагрузок последние умножаются на  $\psi_1 = 0,95$  для длительных нагрузок и на  $\psi_2 = 0,9$  для кратковременных, так как считается маловероятным, чтобы они одновременно достигали наибольших расчетных значений.

Степень ответственности зданий оценивается размером материального и социального ущерба при их преждевременном разрушении. При проектировании степень ответственности зданий учитывается умножением расчетной нагрузки на коэффициент надежности по назначению, принимаемый в зависимости от класса ответственности зданий. Для сооружений класса I и объектов

особо важного народнохозяйственного значения (главные корпуса ТЭС, АЭС, телевизионные башни)  $\gamma_n = 1$ ; для сооружений II класса — объектов, имеющих важное народнохозяйственное значение (здания промышленного и гражданского строительства, не входящие в класс I)  $\gamma_n = 0,95$ ; для сооружений III класса, имеющих ограниченное народнохозяйственное значение (одноэтажные жилые дома, склады),  $\gamma_n = 0,9$ .

### 3.4. Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры

Прочностные характеристики бетона в силу существенной неоднородности его структуры обладают изменчивостью. Так, прочность бетонных образцов, даже изготовленных из одной и той же смеси, может изменяться в значительных пределах в зависимости от размеров и формы изделия, характера приложения нагрузки и длительности ее действия, условий и сроков твердения, технологических факторов и т. д. Поэтому с целью обеспечения достаточной надежности конструкций для выполнения расчетов необходимо назначить такие значения сопротивления бетона, которые в подавляющем большинстве случаев были бы ниже их возможных фактических значений в конструкциях. Изменчивость прочности бетона характеризуется статистической кривой распределения. Последняя представляет собой график, по оси абсцисс которого откладываются значения прочности бетона, полученные при испытании большого количества образцов одной серии (с округлением), а по оси ординат — частота случаев появления того или иного значения прочности (рис. 3.3, а). При достаточно большом количестве образцов эта кривая близка

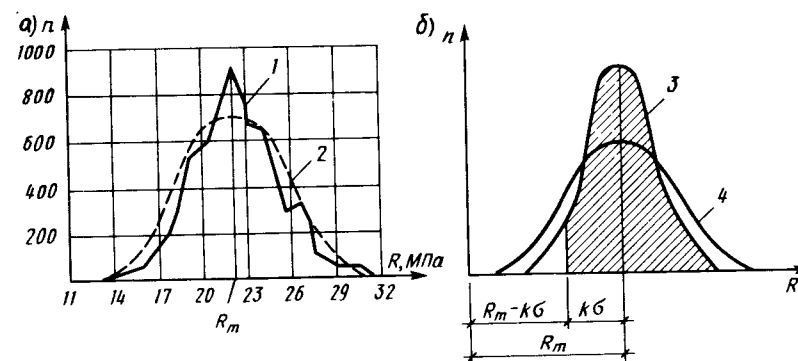


Рис. 3.3. Кривые распределения прочности бетона: 1 — опытная статистическая; 2 — теоретическая; 3 — при малой изменчивости прочности образцов; 4 — то же, при большой изменчивости

к теоретической кривой нормального распределения — кривой Гаусса. Пользуясь кривой распределения, можно вычислить среднее значение основной характеристики бетона — сопротивления сжатию

$$R_m = (n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_k R_k) / n, \quad (3.2)$$

где  $n_1, n_2, \dots, n_k$  — количество опытов, в которых была зафиксирована прочность  $R_1, R_2, \dots, R_k$ . Средняя прочность соответствует экстремуму кривой распределения. Остальные значения отклоняются в ту или другую сторону, причем чем больше это отклонение, тем реже оно наблюдается. Разброс прочности (отклонение от среднего) характеризуется среднеквадратическим отклонением:

$$\sigma = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2}{n_1 + n_2 + \dots + n_k}}, \quad (3.3)$$

где  $\Delta_i = R_i - R_m$ .

Вычислив  $\sigma$ , можно методами теории вероятностей назначить такое сопротивление  $R_{\min}$  (выраженное через отклонение от среднего значения), частота появления которого была бы заранее задана:

$$R = R_{\min} = R_m - k\sigma = R_m \left(1 - k \frac{\sigma}{R_m}\right) = R_m (1 - kv). \quad (3.4)$$

Отношение  $v = \sigma/R_m$  называют коэффициентом изменчивости или вариационным коэффициентом;  $k$  — показатель надежности.

Кривые распределения, имеющие одинаковую среднюю величину, могут отличаться по своей форме (рис. 3.3, б), которая характеризуется коэффициентом изменчивости  $v$ . Более пологие кривые распределения имеют повышенный коэффициент изменчивости  $v$  и, следовательно, больший разброс результатов. Напротив, более подъемистые кривые имеют низкий коэффициент изменчивости и более стабильные результаты, близкие к среднему.

На рис. 3.4 видно, что чем больше величина  $k$ , тем большее число испытываемых образцов покажут прочность  $R_m - k\sigma$  и тем выше будет надежность. Если за минимальную прочность принять  $R_n = R_m - \sigma$ ,

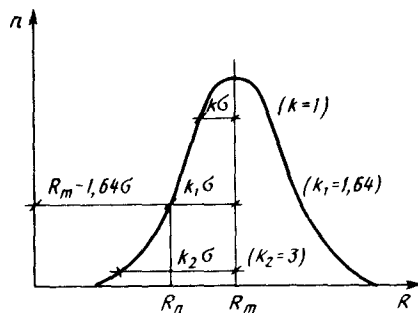


Рис. 3.4. Зависимость сопротивления бетона от показателя надежности

т. е. положить  $k=1$ , то 84% всех образцов (ими могут быть кубы, призмы, восьмерки) покажут такую же или большую прочность (надежность 0,84). При  $k=1,64$  95% образцов покажут прочность  $R_n = R_m - 1,64\sigma$  и более, а при  $k=3$  — 99,9% образцов будут обладать прочностью не ниже  $R_n = R_m - 3\sigma$ .

Таким образом, если ввести в расчет значение  $R_m - 3\sigma$ , то только в одном случае из тысячи прочность окажется ниже принятой. Такое явление считается практически невероятным.

Согласно нормам [1], основной контролируемой на заводах характеристикой является класс бетона В, равный временному сопротивлению сжатию (МПа) куба со стороной 15 см с надежностью 0,95. Прочность, соответствующая классу бетона на сжатие, определяется по формуле (3.4) при  $k=1,64$ :

$$R_n = B = R_m (1 - 1,64v). \quad (3.5)$$

При проектировании нормативное сопротивление бетона принимают численно равным прочности бетона, соответствующей его классу.

Нормативное сопротивление бетонных призм осевому сжатию  $R_{b,n}$  (призменная прочность) определяют по нормативному сопротивлению кубиковой прочности с учетом зависимости (2.1), связывающей призменную и кубиковую прочность. Значения  $R_{b,n}$ , полученные по формуле

$$R_{b,n} = R_n (0,77 - 0,001R_n) \geq 0,72R_n, \quad (3.6)$$

приведены в табл. 3.1.

Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению  $R_{bt,n}$ , когда прочность бетона на растяжение не контролируется, определяют по нормативному значению кубиковой прочности с учетом зависимости (2.2), связывающей прочность на растяжение с прочностью на сжатие. Значения  $R_{bt,n}$  приведены в табл. 3.1. Если же прочность бетона на растяжение контролируется непосредственным испытанием образцов на производстве, то нормативное сопротивление осевому растяжению определяется по формуле

$$R_{bt,n} = R_{bt,m} (1 - 1,64v) \quad (3.7)$$

и характеризует класс бетона по прочности на растяжение.

До 1984 г. основной характеристикой прочности бетона являлась марка М, которую определяли как среднее значение временного сопротивления бетона сжатию  $R_m$  (кгс/см<sup>2</sup>). При разработке ныне действующих СНиП 2.03.01 — 84 взамен марок были введены классы бетона по прочности на сжатие. Численное соотношение между маркой М и классом В бетона такое же, как между его нормативной и средней прочностью:

$$B = M (1 - 1,64v). \quad (3.8)$$

Таблица 3.1. Прочностные и деформативные характеристики тяжелого бетона

Класс бетона по прочности на сжатие	Нормативные и расчетные сопротивления бетона для расчета по предельным состояниям второй группы, МПа		Расчетные сопротивления бетона при расчете по предельным состояниям первой группы, МПа		Начальный модуль упругости бетона при сжатии, МПа, $E_n \cdot 10^{-3}$	
	сжатую $R_{b,n}$	растяжению $R_{bt,n}$	сжатую $R_b$	растяжению $R_{bt}$	естественного твердения	подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении
B7,5	5,5	0,70	4,5	0,48	16,0	14,5
B10	7,5	0,85	6,0	0,57	18,0	16,0
B12,5	9,5	1,00	7,5	0,66	21,0	19,0
B15	11,0	1,15	8,5	0,75	23,0	20,5
B20	15,0	1,40	11,5	0,90	27,0	24,5
B25	18,5	1,60	14,5	1,05	30,0	27,0
B30	22,0	1,80	17,0	1,20	32,5	29,0
B35	25,5	1,95	19,5	1,30	34,5	31,0
B40	29,0	2,10	22,0	1,40	36,0	32,5
B45	32,0	2,20	25,0	1,45	37,5	34,0
B50	36,0	2,30	27,5	1,55	39,0	35,0
B55	39,5	2,40	30,0	1,60	39,5	35,5
B60	43,0	2,50	33,0	1,65	40,0	36,0

Опыты показывают, что коэффициент вариации  $v = \sigma/R_m$  на разных стройках и заводах изменяется в широких пределах от 0,05 до 0,25. Нормами принят средний коэффициент  $v = 0,135$ . Заводу-изготовителю необходимо обеспечить соответствующую классу бетона нормативную прочность  $R_n$  с учетом коэффициента  $v$ , определенного для конкретных заводских условий. Очевидно, на предприятии с хорошо организованным производством, выпускающим бетон с высокой однородностью, фактический коэффициент вариации будет меньше нормативного ( $v_{факт} < v_n = 0,135$ ). В этом случае средняя прочность бетона  $R_m$  (3.5) может быть снижена, вследствие чего на таком предприятии появляется возможность получить экономию цемента. Если же выпускаемый заводом бетон имеет большую изменчивость прочности ( $v_{факт} > v_n$ ), то для обеспечения требуемого значения  $R_n$  необходимо повысить прочность бетона  $R_m$ , что вызовет перерасход цемента.

Изменчивость прочности бетона учитывается вероятностным методом. Однако в процессе изготовления реальных конструкций (при транспортировании бетонной смеси, укладке бетона, вибрации, твердении) вследствие влияния различных факторов, трудно поддающихся учету, могут возникнуть отклонения прочности бетона от нормативных значений, возможны также отклонения фактических размеров конструкций от проектных. Учесть эти отклонения статистическими методами пока не представляется возможным, поскольку отсутствует достаточное коли-

чество опытных данных прочности бетона непосредственно в конструкциях. В связи с этим возможное отклонение прочности бетона в конструкциях учитывается специальным коэффициентом надежности  $\gamma_b$ , большим единицы, на который делится нормативное сопротивление бетона. Тогда учитываемое при проектировании расчетное сопротивление бетона

$$R_b = R_{b,n} / \gamma_{bc}; \quad R_{bt} = R_{bt,n} / \gamma_{bt}. \quad (3.9)$$

Коэффициенты надежности по бетону при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы принимают: при осевом сжатии  $\gamma_{bc} = 1,3$ , при осевом растяжении  $\gamma_{bt} = 1,5$ . Расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы  $R_{b,ser}$ ,  $R_{bt,ser}$  принимают равными нормативным сопротивлениям, т. е. коэффициенты надежности в этом случае равны  $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$ .

При расчете железобетонных конструкций расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы  $R_b$  и  $R_{bt}$  снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона  $\gamma_{bi}$ , учитывающие особенности свойств бетона, длительность действия, многократную повторяемость нагрузки, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, влияние окружающей среды, размеры сечения и т. п.

Так, с целью учета снижения прочности бетона, имеющей место при длительном действии нагрузки, вводится коэффициент  $\gamma_{b2} = 0,85 \dots 0,90$ , при учете нагрузок малой продолжительности  $\gamma_{b2} = 1,1$ ; коэффициент  $\gamma_{b5}$ , равный 0,85, вводится для монолитных железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см и учитывает большее влияние дефектов (раковин) на сечения малых размеров; коэффициент  $\gamma_{b7}$  вводится при расчете железобетонных конструкций, не защищенных от солнечной радиации. При расчете конструкций по второй группе предельных состояний коэффициенты условий работы  $\gamma_{bi}$  принимают равными единице. Такой подход объясняется, прежде всего, меньшей опасностью отказа конструкции по признакам второй группы предельных состояний: эти состояния не приводят, как правило, к обрушению конструкций.

**Нормативные и расчетные сопротивления арматуры.** Для арматурных стале-й за нормативное сопротивление  $R_{s,n}$  принимают наименьшие контролируемые значения, устанавливаемые действующими стандартами и проверяемые заводскими лабораториями: для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов  $R_{s,n}$  равно физическому или условному пределу текучести, для обыкновенной арматурной проволоки  $R_{s,n}$  равно напряжению, составляющему 0,75 временного сопротивления

ния. Значения нормативных сопротивлений для арматурных стале, как и для бетона, принимаются и гарантируются с надежностью 0,95 (табл. 3.2).

Таблица 3.2. Прочностные и деформативные характеристики арматурных сталей и канатов

Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативные $R_{sn}$ и расчетные сопротивления растяжению $R_{s,ser}$ для предельных состояний второй группы, МПа	Расчетные сопротивления арматуры, МПа, при расчете по предельному состоянию первой группы			Модуль упругости $E_b \cdot 10^{-5}$ , МПа
			растяжению		сжатию $R_{sc}$	
			продольной и поперечной при расчете на действие изгибающего момента $R_s$	поперечной при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{sw}$		
<b>Стержневая</b>						
A-I	6...22	235	225	175	225	2,1
A-II	10...32	295	280	225	280	2,1
A-III	6...8	390	355	285	355	2,0
A-III	10...40	390	365	290	365	2,0
A-IIIв с контролем удлинений и напряжений	20...40	540	450	360	200	1,8
A-IV	10...32	590	510	405	400	1,9
A-V	10...32	785	680	545	400	1,9
A-VI	10...32	980	815	650	400	1,9
<b>Проволочная</b>						
Bp-I	3...5	410...395	375...360	270...260	375...360	1,7
B-II	3...8	1490...1100	1240...915	990...730	400	2,0
Bp-II	3...8	1460...1020	1215...850	970...680	400	2,0
<b>Канатная</b>						
K-7	6...15	1450...1295	1210...1080	965...865	400	1,8...1,5
K-19	14	1410	1175	940	400	1,5

Расчетные сопротивления растяжению  $R_s$  и  $R_{s,ser}$  для предельных состояний первой и второй групп (табл. 3.2.) определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по арматуре  $\gamma_s$ :

$$R_s = R_{s,n} / \gamma_s \quad (3.10)$$

Коэффициенты надежности по арматуре учитывают возможное уменьшение площади поперечного сечения стержней, изменения механических свойств в процессе изготовления конструкций и их эксплуатации, недостаточное развитие пластических деформаций перед разрывом для некоторых классов арматуры. При

расчете по первой группе предельных состояний коэффициент надежности  $\gamma_s$  принимают равным: для стержневой арматуры классов A-I, A-II — 1,05; для класса A-III — 1,07...1,1 (в зависимости от диаметра); для остальных классов стержневой арматуры — 1,15...1,20; для проволочной арматуры классов Bp-I, B-I — 1,1, классов Bp-II, B-II — 1,20. При расчете по предельным состояниям второй группы значение коэффициента надежности для всех видов арматуры принято равным единице, т. е. расчетные сопротивления  $R_{s,ser}$  численно равны нормативным.

При назначении расчетных сопротивлений арматуры сжатию  $R_{sc}$  учитываются не только свойства стали, но и предельная сжимаемость бетона. Принимая  $\varepsilon_{bc,u} \approx 2 \cdot 10^{-3}$ , модуль упругости стали  $E_s \approx 2 \cdot 10^5$  МПа, можно получить наибольшее напряжение  $\sigma_{sc}$ , достигаемое в арматуре перед разрушением бетона из условия совместных деформаций бетона и арматуры  $\sigma_{sc} = \varepsilon_{bc,u} E_s = \varepsilon_s E_s$ .

Согласно нормам [1], расчетное сопротивление арматуры сжатию  $R_{sc}$  принимают равным  $R_s$ , если оно не превышает 400 МПа; для арматуры с более высоким значением  $R_s$  расчетное сопротивление  $R_{sc}$  принимают 400 МПа (или 330 МПа при расчете в стадии обжатия). При длительном действии нагрузки ползучесть бетона приводит к повышению напряжения сжатия в арматуре. Поэтому если расчетные сопротивления бетона принимают с коэффициентом условий работы  $\nu_{b2} = 0,9$  (т. е. с учетом продолжительного действия нагрузки), то допускается [1] повышать значение  $R_{sc}$  до 450 МПа для сталей класса A-IV и до 500 МПа для сталей классов A-I-IV и выше.

Расчетные сопротивления арматуры для первой группы предельных состояний снижаются (или повышаются) путем умножения на соответствующие коэффициенты условий работы  $\gamma_{si}$ , учитывающие неравномерность распределения напряжений в сечении, опасность усталостного разрушения, работу арматуры при напряжениях выше условного предела текучести. Например, при расчете прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям сопротивление поперечной арматуры вводится с коэффициентом  $\gamma_{sw} = 0,8$ , учитывающим неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонной трещины; возможность превышения условного предела текучести арматуры  $\sigma_{02}$  при использовании арматуры классов A-IV...A-VI учитывается коэффициентом  $\gamma_{s6} > 1$ .

### 3.5. Основные расчетные положения

Бетонные и железобетонные конструкции рассчитывают по несущей способности (предельное состояние первой группы) и пригодности к нормальной эксплуатации (предельное состояние второй группы).

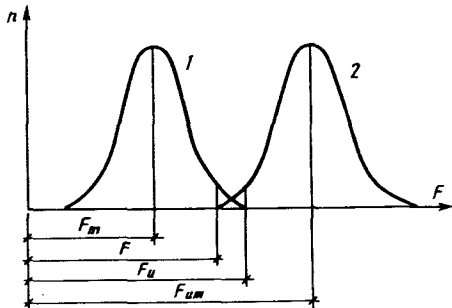


Рис. 3.5. Кривые распределения усилий: 1 — от внешней нагрузки; 2 — от несущей способности;  $F_m$ ,  $F$  — среднестатистические и расчетные значения усилий от внешней нагрузки;  $F_{um}$  и  $F_u$  — то же, несущей способности

Левая часть (3.11) представляет собой расчетное усилие, равное практически возможному максимальному усилию в сечении элемента при невыгоднейшей комбинации расчетных нагрузок или воздействий; оно зависит от усилий, вызванных расчетными нагрузками при  $\gamma_f > 1$ , коэффициентах сочетаний и коэффициентах надежности по назначению зданий и сооружений. Условие (3.11) означает, что расчетное усилие от внешней нагрузки  $F$  не должно превышать расчетную несущую способность, воспринимаемую элементом  $F_u$ , которая является функцией расчетных сопротивлений материалов (бетона и арматуры) и коэффициентов условий работы, учитывающих неблагоприятные условия эксплуатации конструкций, а также изменчивость формы и размеров сечений. Выполнение условия (3.11), выраженное графически (рис. 3.5), гарантирует требуемую несущую способность.

При расчете по второй группе предельных состояний:

по перемещениям — требуется, чтобы прогибы  $f$  от нормативной нагрузки не превышали предельных значений прогибов  $f_u$ , установленных нормами для данного конструктивного элемента:

$$f \leq f_u; \quad (3.12)$$

по образованию трещин — усилие  $F$  от расчетной или нормативной нагрузки (в зависимости от категории требований к трещиностойкости) не должно быть больше усилия  $F_{crc}$ , при котором возникают трещины в сечении:

$$F \leq F_{crc}; \quad (3.13)$$

по раскрытию нормальных и наклонных к оси элемента трещин — ширина их на уровне растянутой арматуры должна быть меньше установленного нормами предельного их раскрытия:

$$a_{crc} \leq a_{crc, u} \approx 0,1 \dots 0,4 \text{ мм}. \quad (3.14)$$

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов выполняют, как правило, для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

При расчете по первой группе предельных состояний должно выполняться условие

$$F \leq F_u. \quad (3.11)$$

В необходимых случаях (см. гл. 7) требуется, чтобы трещины, образовавшиеся от полной нагрузки, были надежно закрыты (зажаты) при действии длительной нагрузки. В этих случаях производят расчет на закрытие трещин.



1. Особенности расчета железобетонных конструкций.
2. Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов. Какие из этих стадий используются при расчете прочности, трещиностойкости, прогибов?
3. Особенности напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных конструкций.
4. Основные предпосылки методов расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим нагрузкам. Недостатки этих методов.
5. Основные положения расчета по методу предельных состояний. Группы предельных состояний.
6. Цели расчета по первой и второй группам предельных состояний.
7. Классификация нагрузок и их расчетные сочетания.
8. Нормативные и расчетные нагрузки. Коэффициенты надежности по нагрузкам.
9. Что такое класс и марка бетона? В чем их отличие?
10. Нормативное сопротивление бетона. Как оно связано со средней прочностью? С какой обеспеченностью его назначают?
11. Как определяют расчетное сопротивление бетона для первой и второй групп предельных состояний?
12. С какой целью вводят коэффициенты надежности по бетону и коэффициенты условий работы?
13. Как назначают нормативные сопротивления арматуры для различных сталей?
14. Расчетные сопротивления арматуры, коэффициенты надежности и условий работы.
15. Запишите в общем виде условия, исключющие наступление предельных состояний первой и второй групп, объясните их смысл.

#### ГЛАВА 4. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

##### 4.1. Сущность и преимущества

Под *предварительно напряженными* понимают железобетонные конструкции, в которых предварительно, т. е. в процессе изготовления, искусственно созданы в соответствии с расчетом начальные напряжения в части или во всей рабочей арматуре и обжатие всего или части бетона.

Обжатие бетона в предварительно напряженных конструкциях на заданную величину  $\sigma_{br}$  осуществляется предварительно натянутой арматурой, стремящейся после отпуска натяжных устройств возвратиться в первоначальное состояние. При этом проскальзывание арматуры в бетоне исключается их взаимным естественным сцеплением, а при недостаточности естественного сцепления — специальной искусственной анкерровкой торцов арматуры в бетоне.

В последние годы применение предварительного напряжения стало одним из направлений совершенствования железобетонных конструкций. Оно позволяет уменьшить расход стали до 50% за

счет использования арматуры высокой прочности; отдалить момент образования трещин в растянутых зонах элементов; ограничивать ширину их раскрытия; повысить жесткость и уменьшить прогибы; повысить выносливость конструкций при работе на воздействие многократно повторяющихся нагрузок; увеличить срок службы при эксплуатации в агрессивных средах; уменьшить расход бетона и снизить массу конструкций; расширить область применения железобетона, заменяя им дефицитную сталь в таких конструкциях, как напорные трубопроводы, резервуары, шпалы и т. п.

Указанные достоинства настолько значительны, что, несмотря на большую трудоемкость процесса изготовления, усложнение конструкции опалубки, опасность разрушения бетона в момент отпуска натяжных устройств, опасность проскальзывания арматуры вследствие нарушения сцепления с бетоном, предварительно напряженные конструкции выгодны и находят все более широкое применение в строительстве.

#### 4.2. Способы натяжения арматуры

Предварительное обжатие конструкций выполняют в основном двумя способами: натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) и на бетон (после бетонирования и затвердения бетона). Наибольшее распространение получил способ натяжения арматуры на упоры, потому что он в большинстве случаев оказывается более экономичным при массовом заводском производстве. Этот способ применяют в конструкциях малых и средних

размеров, изготовляемых в заводских условиях. Арматуру укладывают в форму, натягивают до заданного напряжения и закрепляют на упорах стенда (рис. 4.1, а). После бетонирования и приобретения бетоном передаточной прочности, назначаемой не менее 11 МПа и не менее 50% принятого класса бетона, арматура освобождается от связи с упорами и, стремясь возвратиться к первоначальному состоянию, обжимает бетон (рис. 4.1, б, в). При этом арматура теряет часть предварительного напряжения. Передаточная про-

чность равна кубиковой прочности в момент обжатия бетона.

Натяжение на бетон применяют главным образом для большепролетных конструкций (ферм, мостов и т. п.). В этом случае вначале изготавливают бетонный или слабоармированный элемент, в теле которого оставляют каналы или пазы для укладки напрягаемой арматуры. Каналы, превышающие диаметр арматуры на 5...15 мм, создаются в бетоне с помощью укладки извлекаемых пустотообразователей (стальные спирали, резиновые шланги) или оставляемых гофрированных трубок. После приобретения бетоном передаточной прочности  $R_{bp}$  в каналы пропускают рабочую арматуру, натягивают ее до заданного напряжения и закрепляют на торцах конструкции с помощью анкеров (рис. 4.1, з). В процессе натяжения происходит обжатие бетона. Каналы заполняются цементным или цементно-песчаным раствором под давлением для защиты арматуры от коррозии и для связи с бетоном за счет сцепления. Арматуру можно располагать и с внешней стороны элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров). После натяжения арматуры поверх ее наносят слой бетона.

Натяжение арматуры на упоры производят механическим, электротермическим или электротермомеханическим способом, а натяжение арматуры на бетон, как правило, — механическим способом.

Для натяжения механическим способом применяют гидравлические и винтовые домкраты, намоточные машины. Сущность электротермического натяжения арматуры заключается в том, что арматуру, снабженную по концам ограничителями, разогревают, пропуская электрический ток, до температуры 310...350 °С, в результате чего она удлиняется. Нагретые стержни укладывают в форму таким образом, чтобы ограничители оказались заведенными за упоры формы. При остывании упоры препятствуют укорочению стержней, благодаря чему в стержнях возникают заданные растягивающие напряжения. После укладки бетона и приобретения им в процессе твердения достаточной прочности арматуру отпускают с упоров и вследствие ее укорочения происходит обжатие бетона конструкции.

Электротермомеханический способ натяжения представляет собой сочетание электротермического и механического способов, осуществляемых одновременно.

В последние годы для создания предварительного напряжения в конструкциях начинают успешно применять бетоны, изготавливаемые на специальных напрягающих цементах. Бетон на таком цементе при твердении увеличивается в объеме и вследствие сцепления с арматурой растягивает ее. Так как арматура препятствует свободному расширению бетона, в нем возникают сжимающие напряжения. Такие конструкции называют самонапряжен-

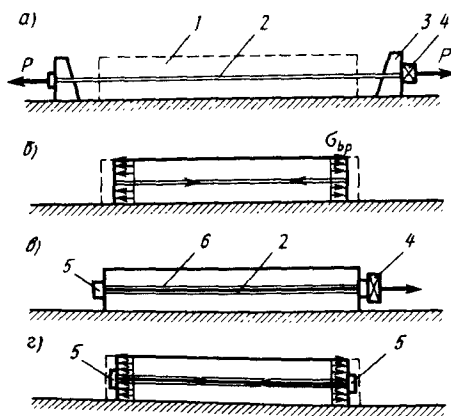


Рис. 4.1. Схемы создания предварительно напряженного элемента:  
1 — форма; 2 — арматура; 3 — упор; 4 — домкрат; 5 — анкер; 6 — канал

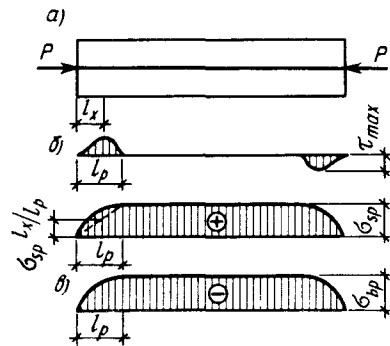


Рис. 4.2. Распределение напряжений в арматуре и бетоне по длине элемента

тура обжимает конструкцию (рис. 4.2, а). На концах изделий на длине  $l_p$  возникает зона передачи усилий. Напряжения на этом участке линейно изменяются от нуля у края элемента до  $\sigma_{sp}$  в сечении, расположенном на расстоянии  $l_p$  (рис. 4.2, б). Длина зоны передачи напряжений с арматуры на бетон  $l_p$  зависит от диаметра арматуры  $d_s$ , усилия предварительного напряжения  $\sigma_{sp}$ , прочности бетона к моменту обжатия  $R_{bp}$ :

$$l_p = \left( \omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d_s \geq 15d_s, \quad (4.1)$$

где  $\omega_p$ ,  $\lambda_p$  — экспериментальные коэффициенты, принимаемые для стержневой арматуры периодического профиля  $\omega_p = 0,25$ ,  $\lambda_p = 10$ .

При натяжении на упоры стержней периодического профиля и канатов при достаточно высоком классе бетона (В25 и более) анкеровка арматуры обеспечивается ее сцеплением с бетоном. Высокопрочная проволока класса Вр-II должна закрепляться в бетоне с помощью специальных анкеров — колец с коротышами (рис. 4.3, а) и т. п.

Устройство анкеров на торцах элемента всегда необходимо при натяжении арматуры на бетон. Типы анкеров весьма разнообразны и выбираются исходя из производственных возможностей, вида арматуры и арматурных изделий. Для стержневой арматуры используют анкеры с обжатými шайбами, приваренными коротышами, высаженными головками (рис. 4.3, б, в), анкеры в виде гаек, навинчиваемых на нарезной конец стержня (рис. 4.3, г), и др. Наиболее рациональными являются анкеры в виде наконечников с обжатými шайбами, так как при их

ными. Применение напрягающего цемента позволяет отказаться от приспособлений для натяжения арматуры.

В предварительно напряженных конструкциях особенно важно обеспечить совместную работу арматуры с бетоном. При изготовлении железобетонных элементов с натяжением на упоры после набора бетоном передаточной прочности  $R_{bp}$  предварительно напряженную арматуру плавно освобождают от закрепления на упорах. Вследствие проявления сил упругости и сцепления арматуры обжимает конструкцию

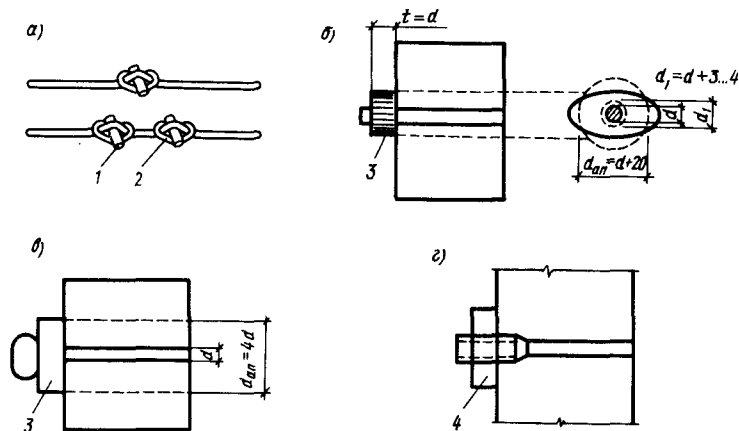


Рис. 4.3. Анкеровка напрягаемой арматуры: 1 — коротыш; 2 — кольцо; 3 — шайба; 4 — гайка

применении отсутствуют горячие процессы, и прочностные свойства арматуры вблизи анкеров не снижаются за счет ее отжига.

Для предотвращения продольных трещин, раскола и нарушения сцепления арматуры с бетоном при ее отпуске приопорные участки элемента усиливаются путем увеличения их поперечного сечения, устройства поперечной и косвенной арматуры, охватывающей все продольные стержни.

### 4.3. Предварительные напряжения в арматуре

Предварительное напряжение арматуры растянутой зоны по возможности принимают наибольшим. Чем оно выше, тем значительнее будет предварительное обжатие бетона, а следовательно, выше трещиностойкость и жесткость конструкции. Однако чрезмерно большое предварительное напряжение арматуры опасно из-за ее обрыва при натяжении, значительных остаточных деформаций, раздавливания и раскалывания бетона при его обжатии, а также может привести конструкцию в предельное состояние за счет проскальзывания арматуры в торцах элемента. Недостаточное предварительное напряжение арматуры может привести конструкцию к предельному состоянию за счет образования недопустимых прогибов, преждевременного образования трещин, недопустимой ширины их раскрытия.

В нормах на основании опыта проектирования и изготовления предварительно напряженных элементов рекомендуется назначать предварительное напряжение стержневой и проволоочной арматуры в следующих пределах:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser}, \quad (4.2)$$



где  $p$  — допустимое отклонение предварительного напряжения, МПа. При механическом способе натяжения арматуры  $p = 0,05\sigma_{sp}$ , при электротермическом  $p = 30 + 360/l$  ( $l$  — длина натягиваемого стержня).

Начальные напряжения в арматуре рекомендуется назначать такими, чтобы сжимающие напряжения в бетоне от обжатия  $\sigma_{bp}$  не превышали  $(0,55...0,75)R_{bp}$ , когда напряжения обжатия уменьшаются при действии внешней нагрузки, и  $(0,45...0,55)R_{bp}$ , когда напряжения обжатия увеличиваются при действии внешней нагрузки. При более высоком обжатии бетона значительно возрастают деформации ползучести, что приводит к большим потерям предварительного напряжения.

Вследствие погрешностей, вызванных различными технологическими причинами, фактическое предварительное напряжение может отличаться от расчетного  $\sigma_{sp}$ . Это учитывается с помощью коэффициента точности натяжения:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \Delta\gamma_{sp} \geq 0,1. \quad (4.3)$$

Коэффициент  $\gamma_{sp}$  зависит от способа и величины натяжения, числа напрягаемых стержней и других факторов. Знак плюс принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т. е. когда оно снижает несущую способность элемента), знак минус — при благоприятном (например, при расчете по образованию и раскрытию трещин).

#### 4.4. Потери предварительного напряжения

Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются. Эти потери могут достигать 30% начального предварительного напряжения. Различают первые потери, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона, и вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

1. Потери  $\sigma_1$  от релаксации напряжений, происходящие в натянутой на упоры арматуре при неизменной ее длине; и зависящие от способа натяжения и вида арматуры. Для стержневой арматуры при механическом способе натяжения  $\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20$ , при электротермическом  $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp}$ .

2. Потери  $\sigma_2$  от температурного перепада, происходящие в процессе тепловой обработки свежесформованных железобетонных изделий с арматурой, натянутой на упоры, когда часть ее упругого удлинения теряется вследствие нагрева. Для бетонов классов В15...В40  $\sigma_2 = 1,25\Delta t$ , где  $\Delta t = 65$  °С — разность между температурой арматуры и упоров стенда.

3. Потери  $\sigma_3$  от деформаций анкеров, расположенных у на-

тяжных устройств, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в зажимах.

4. Потери  $\sigma_4$  от трения арматуры о стенки каналов (при натяжении на бетон), об огибающие приспособления (при натяжении на упоры).

5. Потери  $\sigma_5$  от деформаций стальных форм.

6. Потери  $\sigma_6$  от быстронатекающей части ползучести бетона, происходящей в процессе обжатия элемента усилиями арматуры, натягиваемой на упоры.

7. Потери  $\sigma_7$  от релаксации напряжений в арматуре при натяжении ее на бетон принимаются такими же, как и при натяжении на упоры.

8. Потери  $\sigma_8$  от усадки бетона связаны с укорочением элемента и зависят от вида и класса бетона, условий твердения.

9. Потери  $\sigma_9$  от ползучести бетона в возрасте не менее 100 сут, вызывающие укорочение элемента, зависят главным образом от вида бетона, интенсивности напряжений в бетоне.

10. Потери  $\sigma_{10}$  от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры учитывают только в конструкциях цилиндрической формы.

11. Потери  $\sigma_{11}$  от деформаций обжатия швов между блоками сборных конструкций, которые обжаты арматурой, натягиваемой на бетон.

Для конструкций, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды ниже 40%, потери от усадки и ползучести бетона увеличивают на 25%, для конструкций, эксплуатируемых в районах с сухим жарким климатом, — на 50%.

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

первые потери (при изготовлении элемента и во время обжатия)

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6, \quad (4.4)$$

вторые потери (после обжатия)

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_8 + \sigma_9. \quad (4.5)$$

При натяжении арматуры на бетон

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_3 + \sigma_4, \sigma_{loss,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}. \quad (4.6)$$

Полные потери при любом способе натяжения

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2}. \quad (4.7)$$

#### 4.5. Напряжения в бетоне при обжатии

При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций необходимо знать напряжения в арматуре и бетоне для стадий изготовления, транспортирования, монтажа

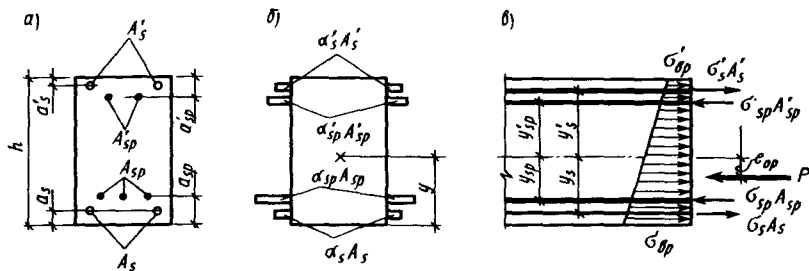


Рис. 4.4. К определению напряжений в бетоне при обжатии: а — схема расположения продольной арматуры; б — приведенное сечение; в — схема усилий в сечении предварительно напряженного элемента

и эксплуатации конструкций. Напряжения в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, определяют как для упругого материала по формулам сопротивления материалов. При этом усилие предварительного обжатия  $P$  рассматривается как внешняя сила. В качестве расчетного принимается приведенное сечение, включающее в себя площадь бетона с учетом ослабления его пазами, а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, замененной эквивалентной площадью сечения бетона (рис. 4.4), исходя из равенства деформаций арматуры и бетона с помощью отношения модулей упругости  $\alpha_s = E_s/E_b$ .

Значения площади  $A_{red}$  статического момента  $S_{red}$  и момента инерции  $J_{red}$  приведенного сечения определяются по формулам:

$$A_{red} = A_b + \alpha_s A_s + \alpha'_s A'_s + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha'_{sp} A'_{sp}; \quad (4.8)$$

$$S_{red} = S_b + \alpha_s A_s a_s + \alpha'_s A'_s (h - a'_s) + \alpha_{sp} A_{sp} a_{sp} + \alpha'_{sp} A'_{sp} (h - a'_{sp}), \quad (4.9)$$

$$J_{red} = J_b + \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha'_s A'_s (y'_s)^2 + \alpha_{sp} A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha'_{sp} A'_{sp} (y'_{sp})^2. \quad (4.10)$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани

$$y = S_{red}/A_{red}. \quad (4.11)$$

Усилие предварительного обжатия бетона принимают равным равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (4.12)$$

а эксцентриситет приложения этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения определяют из условия равенства моментов равнодействующей и составляющих (рис. 4.4, в):

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P}. \quad (4.13)$$

Нормальные напряжения в бетоне от усилия обжатия определяют как для внецентренно сжатого упругого тела:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P e_{op} y_i}{J_{red}}. \quad (4.14)$$

В формулах (4.12)...(4.14) приняты обозначения:  $\sigma_{sp} (\sigma'_{sp})$  — напряжения в напрягаемой растянутой (сжатой) арматуре, в стадии обжатия принимаются с учетом первых потерь  $\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1}$ ,  $(\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss,1})$ , а в стадии эксплуатации — с учетом полных потерь  $\sigma_{sp} - \sigma_{loss}$ ,  $(\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss})$ ;  $\sigma_s (\sigma'_s)$  — сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, в стадии обжатия равны потерям от быстронатекающей ползучести  $\sigma_s = \sigma_6$ ,  $(\sigma'_s = \sigma'_6)$ , а в стадии эксплуатации — потерям от усадки и ползучести  $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ ,  $(\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9)$ ;  $y_i$  — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяются напряжения.

При изготовлении предварительно напряженных конструкций необходимо знать величину контролируемых по приборам усилий натяжения в напрягаемой арматуре. Напряжения в арматуре  $\sigma_{con,1}$ , контролируемые по окончании натяжения на упоры, определяют с учетом деформаций анкеров  $\sigma_3$  и трения между арматурой и огибающими приспособлениями  $\sigma_4$  (если имеются перегибы арматуры):

$$\sigma_{con,1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con,1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4. \quad (4.15)$$

При натяжении арматуры на бетон одновременно с натяжением арматуры часть усилий расходуется на обжатие бетона. Контролируемые напряжения в арматуре

$$\sigma_{con,2} = \sigma_{sp} - \alpha \sigma_{bp}, \quad \sigma'_{con,2} = \sigma'_{sp} - \alpha' \sigma'_{bp}, \quad (4.16)$$

где  $\sigma_{bp} (\sigma'_{bp})$  — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры  $S$  и  $S'$  от действия усилия обжатия  $P$ , определяемого с учетом первых потерь.

#### 4.6. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных элементов

Рассмотрим характер изменения напряженного состояния в нормальном сечении изгибаемого элемента, предварительное напряжение в котором создается путем натяжения арматуры на упоры. При этом имеют место следующие состояния.

**Состояние 1** (рис. 4.5, а). При натяжении арматуры на упоры верхнюю  $A'_{sp}$  и нижнюю  $A_{sp}$  арматуры укладывают в форму и натягивают до заданных контролируемых напряжений.

**Состояние 2** (рис. 4.5, б). Во время укладки и твердения бетона предварительное напряжение в арматуре  $A_{sp}$  уменьшается за счет релаксации напряжений в арматуре  $\sigma_1$ , температурного перепада (при пропаривании изделия)  $\sigma_2$ , обжатия анкеров  $\sigma_3$ , деформации упоров  $\sigma_4$ .

**Состояние 3** (рис. 4.5, в). После приобретения бетоном передаточной прочности  $R_{bp}$  арматуру освобождают с упоров, и она, стремясь укоротиться, обжимает бетон. В процессе обжатия элемента в бетоне развиваются деформации быстронатекающей ползучести  $\sigma_6$ , которые приводят к увеличению первых потерь, кроме того, в арматуре произойдет снижение напряжений за счет упругого обжатия бетона. Напряжения в арматуре в конце обжатия элемента составят  $\sigma_{sp} - \sigma_{loss,1}$ .

**Состояние 4** (рис. 4.5, г). С течением времени вследствие усадки  $\sigma_8$  и ползучести  $\sigma_9$  арматура, следуя за укорочением элемента, продолжает терять предварительное напряжение, т. е. происходят вторые потери  $\sigma_{loss,2}$ . Упругие напряжения в бетоне также снижаются и достигают значения  $\sigma_{bp,1}$ . С учетом проявления всех потерь и упругого обжатия бетона установившиеся напряжения в напрягаемой арматуре будут  $\sigma_{sp} - \sigma_{loss} - \alpha\sigma_{bp,1}$ .

Состояния 1 — 4 имеют место до загрузки элемента. После приложения внешней нагрузки изгибающий момент создает сжатие со стороны арматуры  $A'_{sp}$  и растяжение со стороны арматуры  $A_{sp}$ . Эти напряжения суммируются с напряжениями от предвари-

тельного обжатия, вследствие чего со стороны арматуры  $A'_{sp}$  сжимающие напряжения в бетоне увеличиваются, а со стороны  $A_{sp}$  — уменьшаются.

**Состояние 5** (рис. 4.5, д). При некотором значении внешней нагрузки напряжения предварительного обжатия бетона на уровне арматуры  $A_{sp}$  достигнут нуля, а напряжения в арматуре  $A_{sp}$  при этом возрастут и будут равны  $\sigma_{sp} - \sigma_{loss}$ . При дальнейшем росте нагрузки работа предварительно напряженной балки не будет качественно отличаться от сопротивления изгибаемого элемента с ненапрягаемой арматурой, характеризуемого тремя рассмотренными выше стадиями.

**Состояние 6** (рис. 4.5, е). При увеличении нагрузки напряжения крайнего волокна бетона растянутой зоны достигнут  $R_{bt,ser}$  (стадия Ia), а деформации его увеличатся на  $\epsilon_{bt} = R_{bt}/\nu E_b = 2R_{bt}/E_b$  ( $\nu = 0,5$ ). Вследствие совместности деформаций ( $\epsilon_s = \epsilon_{bt}$ ) напряжения в арматуре  $A_{sp}$  возрастут на  $\Delta\sigma_s = \Delta\epsilon_s E_s = 2\alpha R_{bt}$  ( $\alpha = E_s/E_b$ ) и будут равны  $\sigma_{sp} - \sigma_{loss} + 2\alpha R_{bt}$ .

**Состояние 7** (рис. 4.5, ж). В растянутой зоне появляются трещины (стадия II), все растягивающие напряжения в сечении с трещиной воспринимаются арматурой  $A_{sp}$ , при этом соответственно возрастут напряжения в бетоне сжатой зоны.

В конце стадии II начинают проявляться неупругие деформации арматуры, которые постепенно погашают ее первоначальное напряжение. Как только суммарная величина неупругих деформаций арматуры достигнет величины предварительной вытяжки арматуры, произойдет полное погашение ее предварительного напряжения. После этого предварительно напряженный элемент начнет работать под нагрузкой так же, как с ненапрягаемой арматурой.

При достижении растянутой арматурой  $A_{sp}$  предельных напряжений  $R_s$ , а в сжатой зоне  $R_b$  наступает разрушение элемента (стадия III). При натяжении на бетон последовательность и общая картина напряженного состояния поперечных сечений элемента остаются те же, что и при натяжении арматуры на упоры.

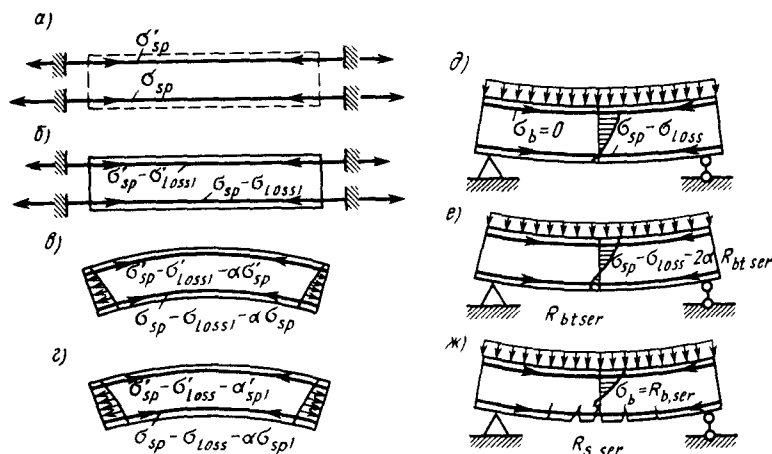


Рис. 4.5. Стадии напряженного состояния предварительно напряженного изгибаемого элемента



1. Сущность предварительного напряжения.
2. Каковы преимущества предварительно напряженных конструкций?
3. Способы создания предварительно напряженных конструкций?
4. Как осуществляется анкеровка напрягаемой арматуры?
5. Как назначается предварительное напряжение в арматуре? Для чего вводится коэффициент точности натяжения?
6. Виды потерь предварительного напряжения. Потери до и после обжатия.
7. Как определяются напряжения в бетоне при обжатии?
8. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных изгибаемых элементов. Назовите рациональные области применения предварительно напряженных конструкций.

### 5.1. Конструктивные особенности изгибаемых элементов

К изгибаемым элементам относятся плиты и балки. Плитой называют конструкцию, толщина  $h_1$  которой мала по сравнению с ее пролетом  $l_1$  и шириной сечения  $b_1$  (рис. 5.1). Размеры поперечного сечения балки (высота  $h_2$  и ширина  $b_2$ ) значительно меньше ее пролета. Для плит отношение  $h_1/l_1 = 1/20 \div 1/40$  и менее. Для балок  $h_2/l_2 = 1/8 \dots 1/20$  и  $b_2 = (0,25 \dots 0,5)h_2$ . Балки и плиты применяют как отдельные конструктивные элементы, так и в сочетании друг с другом. В этом случае они образуют ребристые перекрытия (рис. 5.1, в). Плиты и балки бывают однопролетными и многопролетными и выполняются монолитными, сборными и сборно-монолитными.

**Плиты.** В конструктивном отношении различают плиты балочные и опертые по контуру. Если плита опирается по четырем сторонам и имеет отношение сторон 2 : 1 или меньше, то она изгибается в двух направлениях и является опертой по контуру (рис. 5.1, з). При отношении сторон больше 2 : 1 считают, что

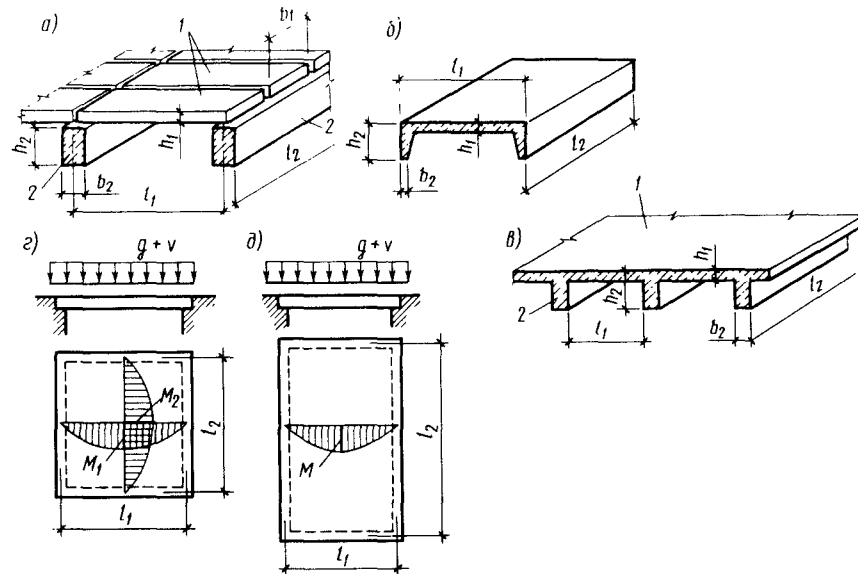


Рис. 5.1. Конструкции изгибаемых железобетонных элементов:  
а — сборное перекрытие; б — сборная плита; в — монолитное перекрытие; з — схема плиты, опертой по контуру; д — схема балочной плиты; 1 — плита; 2 — балка

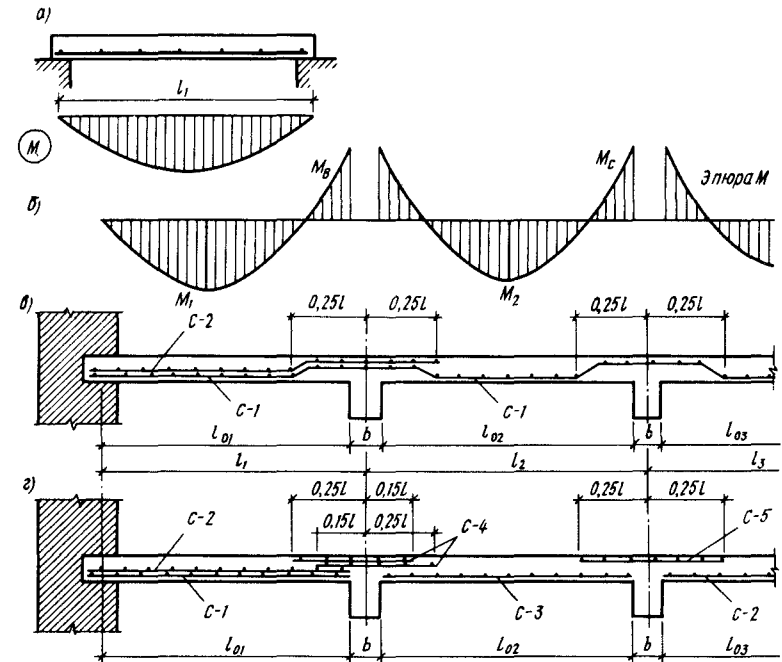


Рис. 5.2. Армирование железобетонных плит:  
а — однопролетной свободно лежащей на двух опорах; б — эпюра изгибающих моментов; в — многопролетной — рулонными сетками с продольной рабочей арматурой; з — то же, с поперечной

плита изгибается в одном направлении. Расчетным пролетом в этом случае является более короткая из сторон. Такую плиту, а также плиту, опертую только двумя противоположными сторонами, называют *балочной* (рис. 5.1, д). Толщину плит определяют расчетом на действующие усилия, но во всех случаях она не должна быть меньше минимального размера, установленного из условия соблюдения необходимой толщины защитного слоя бетона и условий производства работ.

Минимальная толщина монолитных плит в покрытиях 40 мм, в перекрытиях гражданских зданий 50 мм, промышленных — 60 мм, для сборных плит, изготавливаемых на заводах с применением стальных форм, толщина может быть уменьшена до 25...30 мм.

Плиты армируют преимущественно сварными сетками из стержней, направленных взаимно перпендикулярно (рис. 5.2). Стержни, расположенные вдоль пролета конструкции, — рабочие, перпендикулярно — распределительные. Рабочие стержни располагают ближе к растянутой грани плиты. Площадь поперечного сечения рабочей арматуры определяют расчетом, а распределительной принимают конструктивно. В однопролетных свободно

лежащих плитах рабочую арматуру ставят только в пролете (рис. 5.2, а), а в заземленных и многопролетных в соответствии с эпюрой моментов — в пролете и на опорах (рис. 5.2). При действии изгибающих моментов в двух направлениях плиты армируют сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях.

Для армирования плит применяют сварные сетки с продольной и поперечной рабочей арматурой. Рулонные сетки с продольной арматурой раскатывают вдоль пролета плиты (рис. 5.2, в), рабочую арматуру располагают в середине пролета внизу, а на опоре — вверху плиты. Такое армирование называют непрерывным и применяют при сравнительно небольших нагрузках на перекрытие и толщине плиты  $h=6...10$  см. При  $h=11$  см и более плиты армируют рулонными или плоскими сетками с поперечной рабочей арматурой; в пролетах и на опорах укладывают отдельные сетки (рис. 5.2, з), ширина которых зависит от пролета плиты (раздельное армирование).

Сварные сетки изготовляют из стали классов В-I, Вр-I диаметром 3...5 мм и из стали А-III — 6...10 мм, вязаные — из стали классов А-I и А-III диаметром 6...10 мм, а в толстых плитах — диаметром 12 мм и более. Стержни рабочей арматуры располагают через 100...200 мм, а распределительной диаметром 3...6 мм укладывают через 250...300 мм, но не реже 350 мм. Этой арматурой обеспечивается проектное положение рабочих стержней, уменьшаются усадочные и температурные деформации бетона, распределяются местные нагрузки на большую площадь. Общее сечение распределительной арматуры принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры. Часть рабочих стержней в плитах, опертых по контуру, в целях экономии не доводится до опоры и обрывается в пролете в соответствии с эпюрой моментов. До опоры доводится не менее 1/3 площади сечения стержней в пролете, соответствующей наибольшему положительному моменту. Защитный слой для рабочей арматуры принимают не менее 10 мм, а в плитах толщиной более 100 мм — 15 мм.

**Балки.** Поперечные сечения железобетонных балок без предварительного натяжения арматуры обычно бывают *прямоугольные, тавровые* (с полкой внизу или вверху), *трапециевидные* (рис. 5.3, а) и др. Рациональными для предварительно напряженных балок являются сечения с развитой верхней и нижней полкой. Уширение нижней полки вызывается необходимостью размещения напрягаемой арматуры и обеспечения прочности сечения при передаче усилия предварительного напряжения с арматуры на бетон. Высоту балок принимают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и 100 мм при больших размерах.

Армирование балок выполняют продольными рабочими стержнями, поперечной арматурой и монтажными стержнями, соединенными между собой в сварные (реже вязаные) каркасы (рис. 5.3,

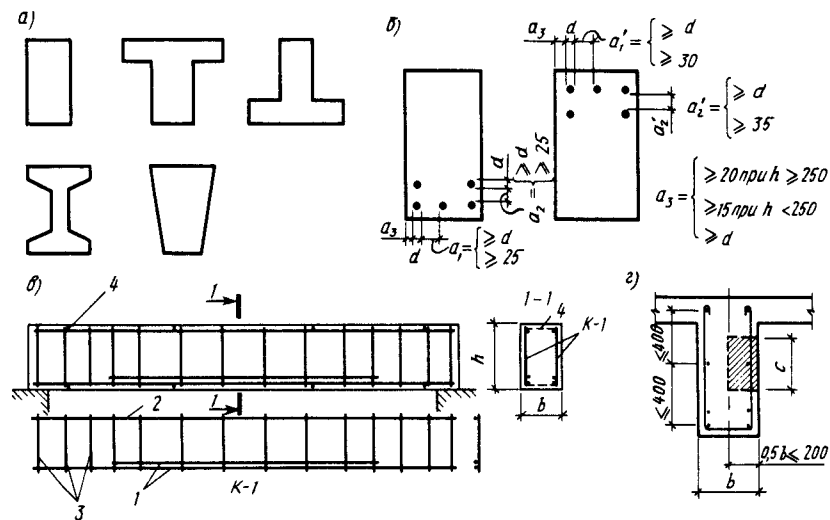


Рис. 5.3. Формы поперечного сечения и армирование железобетонных балок: а — возможные формы сечения; б — размещение продольной арматуры в сечении; в — армирование однопролетной железобетонной балки; г — к определению площади дополнительной арматуры у боковых граней балок при  $h > 700$  мм; 1 — рабочая арматура; 2 — монтажная арматура; 3 — поперечные стержни; 4 — соединительные стержни

в). Продольную рабочую арматуру укладывают в растянутых зонах согласно эпюре изгибающих моментов. Размещают арматуру в один или два ряда (рис. 5.3, б) по высоте сечения с такими зазорами, которые позволили бы произвести плотную укладку бетона и обеспечить его надежное сцепление с арматурой. Для обеспечения этого требования необходимо, чтобы расстояния в свету между отдельными стержнями продольной арматуры принимались бы не менее наибольшего диаметра стержней: для нижней арматуры — не менее 25 мм, для верхней — 35 мм. При расположении стержней по ширине сечения балки расстояние между ними рекомендуется принимать не менее: для нижней арматуры — 25 мм, для верхней — 30 мм.

Продольную рабочую арматуру без предварительного напряжения применяют, как правило, периодического профиля из стали класса А-III диаметром 12...32 мм, реже — из стали класса А-II. Арматура диаметром более 32 мм вызывает трудности при производстве работ, поэтому используется реже. При ширине балки 150 мм и более рабочих стержней в сечении должно быть не менее двух. Балки шириной менее 150 мм допускается армировать плоскими каркасами с одним рабочим стержнем. Площадь сечения продольной рабочей арматуры балок должна быть не менее 0,05% от рабочей площади бетона. Монтажную арматуру принимают диаметром 10...12 мм, а поперечную — 6...10 мм из

сталей классов А-I, А-II, А-III. В балках небольшой высоты используют сталь классов Вр-I, В-I диаметром 3...5 мм.

Балки армируют сварными и вязаными пространственными каркасами; в первом случае отдельные плоские сварные каркасы объединяются в пространственный каркас с помощью горизонтальных соединительных стержней, привариваемых контактной или дуговой сваркой через 1...1,5 м (рис. 5.3, в).

Поперечную арматуру ставят для восприятия поперечных усилий, действующих в наклонных сечениях. Количество поперечной арматуры, ее диаметр и расстояние между стержнями определяют расчетом (см. § 5.4) и конструктивными требованиями. В балках и ребрах высотой 150 мм и менее, а также в многопустотных панелях высотой до 300 мм поперечную арматуру можно не ставить, если она не требуется по расчету. В остальных случаях поперечная арматура обязательна.

При высоте балок более 700 мм у боковых граней ставят конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм. Площадь этих стержней принимают не менее 0,1% площади сечения бетона, имеющего размер, равный половине ширины элемента, но не более 200 мм (рис. 5.3, г). На рис. 9.3, а показано армирование неразрезной второстепенной балки монолитного перекрытия.

**Особенности конструирования предварительно напряженных элементов.** Предварительно напряженная арматура не входит в состав каркасов и размещается в соответствии с эпюрой моментов и поперечных сил. В однопролетных балках небольшой высоты и при небольших нагрузках и пролетах предварительно напряженную арматуру располагают в растянутой зоне прямолинейно и по всей длине элемента (рис. 5.4, б). От усилия предварительного обжатия  $P$ , если оно приложено вне ядра сечения, балка выгибается, и в верхних волокнах появляются растягивающие напряжения, постоянные по всей длине балки (рис. 5.4, б). При действии эксплуатационной нагрузки в верхней зоне возникают сжимающие напряжения, изменяющиеся по длине элемента по параболе (рис. 5.4, в). Суммируя эпюры напряжений (рис. 5.4, г), видим, что в верхних волокнах балки вблизи опор неизбежно появление растягивающих напряжений, которые могут вызывать образование трещин. Для погашения этих напряжений, если они достигают опасной величины, в балках большой высоты укладывают верхнюю напрягаемую арматуру  $A'_{sp}$  в количестве 15...25% от нижней (рис. 5.4, д). Равнодействующая усилий напрягаемых арматур  $\sum P_i$  в этом случае должна находиться вблизи границы ядра сечения.

При больших нагрузках и пролетах часть напрягаемой арматуры располагают прямолинейно, а часть отгибают кверху

(рис. 5.4, е). Это улучшает работу приопорных участков балки на главные растягивающие напряжения, а также снижает растягивающие напряжения в верхних волокнах вблизи опор благодаря уменьшению эксцентриситета равнодействующей сил предварительного обжатия.

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 арматуру (рис. 5.4, ж, з, и).

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование концов элементов. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон, в результате чего возникают значительные местные сжимающие и растягивающие напряжения в торцевой части балки, что приводит к появлению продольных трещин на торце и в опорной части элемента. Поэтому концевые участки предварительно напряженных балок усиливают путем увеличения размеров сечения на опорах, утолщения защитного слоя бетона, а также постановкой дополнительной поперечной арматуры. Последнюю обычно используют в виде сварных сеток  $d=4$  мм или хомутов с шагом 50...100 мм, охватывающих все продольные стержни предварительно напряженной арматуры и располагаемых на участке не менее  $0,6l_p$ , где  $l_p$  определяется по

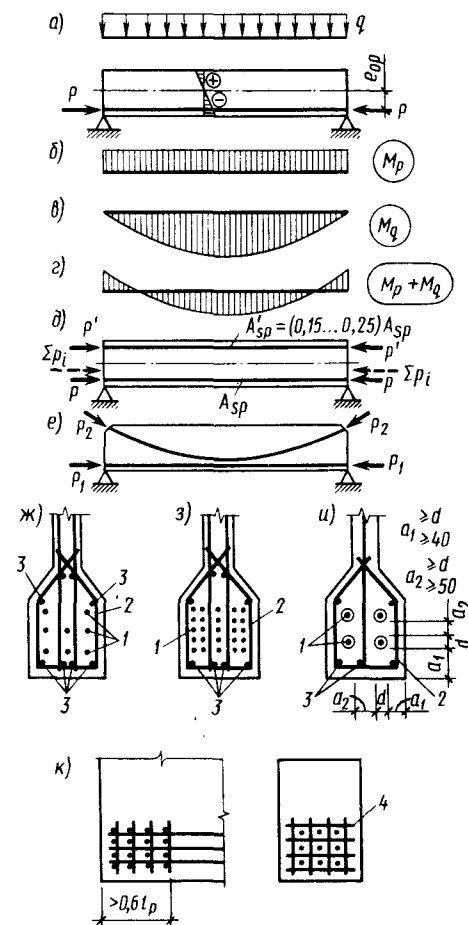


Рис. 5.4. Схемы армирования балок предварительно напряженной арматурой (а...е); размещение напрягаемой арматуры в растянутой зоне балок (ж...и); усиление торца элемента косвенным армированием (к): 1 — напрягаемая арматура; 2 — хомуты; 3 — ненапрягаемая продольная арматура; 4 — сетки косвенного армирования

формуле (4.1) (рис. 5.4, κ). Толщину защитного слоя у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны анкеровки принимают не менее  $(2...3)d$  и не менее 40 мм.

## 5.2. Зависимость напряжений в арматуре от высоты сжатой зоны бетона

В § 3.1 было показано, что в зависимости от количества растянутой арматуры в сечении возможны два случая разрушения (рис. 5.5).

Случай 1. В нормально армированных балках, когда количество арматуры не превышает определенного предела, разрушение начинается в растянутой зоне вследствие текучести арматуры и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны.

Случай 2. В сечениях с чрезмерно большим количеством арматуры (переармированные сечения) разрушение начинается раздроблением бетона сжатой зоны при напряжениях в нем  $R_b$ , при этом в растянутой арматуре действует напряжение  $\sigma_s$ , меньшее  $R_s$ .

Для построения метода расчета необходимо установить условия, при которых имеет место 1-й или 2-й случай разрушения, и получить зависимости для определения напряжения  $\sigma_s$ . Опыты показывают, что напряжения в растянутой и сжатой зонах зависят от высоты сжатой зоны  $x$ . Чтобы физически представить эту зависимость, рассмотрим схему деформирования нормального

сечения изгибаемого элемента. Тогда, считая справедливой гипотезу плоских сечений, получим зависимость, связывающую средние краевые деформации бетона  $\epsilon_{bm}$  и арматуры  $\epsilon_{sm}$  (рис. 5.5, а):

$$\frac{\epsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\epsilon_{bm}}{x_m}; \quad \epsilon_{sm} = \epsilon_{bm} \cdot \frac{1 - \xi_m}{\xi_m} = \epsilon_{bm} \left( \frac{1}{\xi_m} - 1 \right), \quad (5.1)$$

где  $x_m$  — средняя высота сжатой зоны бетона;  $\xi_m = x_m/h_0$  — средняя относительная высота сжатой зоны бетона.

Зависимость  $\epsilon_{sm}/\epsilon_{bm}$  от  $\xi_m$ , показанная на рис. 5.5, б, имеет гиперболический характер, т. е. при  $x_m = h_0$  деформации растянутой арматуры равны нулю, что соответствует физическому смыслу. В современных методах расчета прочности железобетонных конструкций применяют ряд упрощающих предпосылок: в частности, эпюру напряжений в сжатой зоне бетона принимают прямоугольной, что не позволяет непосредственно использовать теоретическую формулу (5.1) в практических расчетах. В связи с этим расчетные зависимости для определения деформаций (напряжений) в арматуре должны быть скорректированы на основании опытных данных.

Результаты многочисленных исследований позволили установить, что для железобетонных конструкций деформации арматуры и относительная высота сжатой зоны  $\xi$  в момент разрушения бетона связаны гиперболической зависимостью, которая аналогична показанной на рис. 5.5, б. На основании обработки опытных данных для описания этой зависимости было получено уравнение

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{bu}}{1 - \frac{\xi_0}{\xi}} \left( \frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right) + \epsilon_{op}, \quad (5.2)$$

где  $\epsilon_{bu}$  — предельные деформации бетона сжатой зоны, принимаемые: 0,002 (при кратковременной нагрузке,  $\gamma_{b2} = 1$ ); 0,0025 (при длительно действующей нагрузке  $\gamma_{b2} < 1$ );  $\epsilon_{s,op}$  — деформация арматуры при ее предварительном натяжении с учетом потерь (для конструкций без предварительного натяжения  $\epsilon_{s,op} = 0$ );  $h/h_0 = 1,1$  — отношение высоты сечения к рабочей высоте.

Величина  $\xi_0$  представляет собой относительную высоту сжатой зоны бетона с прямоугольной эпюрой напряжений, при которой деформации и напряжения в продольной арматуре равны нулю, т. е. когда фактическая нейтральная линия при фактической криволинейной эпюре напряжений проходит через центр тяжести продольной арматуры и фактическая высота сжатой зоны равна  $h_0$  (рис. 5.5, в). Таким образом, величина  $\xi_0$  харак-

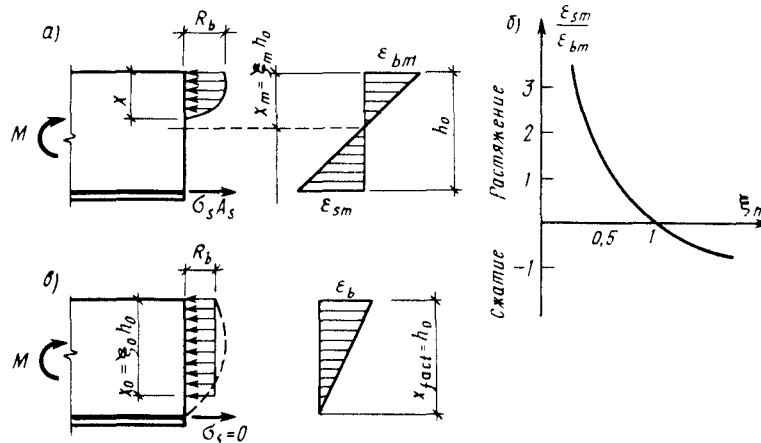


Рис. 5.5. К определению граничной относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R$ : а — схема напряженного состояния нормального сечения балки; б — зависимость соотношения деформаций  $\epsilon_{sm}/\epsilon_{bm}$  от величины  $\xi_m = x_m/h_0$ ; в — расчетная и фактическая высота сжатой зоны

теризует отклонение фактической эпюры напряжений от прямоугольной, т. е. полноту эпюры напряжений в сжатой зоне, обозначаемую далее  $\omega$ .

Для вычисления  $\omega$  используют линейную зависимость, учитывая связь деформативности бетона и его прочности:

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b.$$

Коэффициент  $\alpha$  для тяжелого бетона равен 0,85, для легкого бетона — 0,8;  $R_b$  — в МПа.

Умножая левую и правую части выражения (5.2) на модуль упругости  $E_s$ , получим для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1,1} \left( \frac{\omega}{\xi} - 1 \right), \quad (5.3)$$

где  $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{bu} E_s = R_{sc}$  — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при  $\gamma_{b2} \geq 1$  равным 400 МПа, при  $\gamma_{b2} < 1$  (длительное действие нагрузки) равным 500 МПа.

Уравнение (5.3) справедливо только для упругой работы арматуры.

Если в уравнение (5.3) подставить значение  $\sigma_s = R_s$  и  $\xi = \xi_R$ , то получится выражение для определения граничной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R$ , при которой напряжения в арматуре достигают предела текучести стали:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}. \quad (5.4)$$

Для элементов из бетона класса В30 и ниже, армированных ненапрягаемой арматурой классов А-I...А-III, рекомендуется использовать упрощенную линейную зависимость для напряжений  $\sigma_s = f(\xi)$  в интервале от  $R_s$  до  $R_{sc} = -R_s$ :

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (5.5)$$

Рассмотрим условия, при которых разрушение может произойти либо вследствие достижения в растянутой арматуре напряжений, соответствующих пределу текучести (физическому или условному)  $\sigma_s = R_s$ , и последующего разрушения бетона сжатой зоны (случай 1), либо при напряжениях в арматуре, меньших предела текучести  $\sigma_s < R_s$  (случай 2).

На рис. 5.6 показаны распределения деформаций в сечениях железобетонных элементов с различным содержанием продоль-

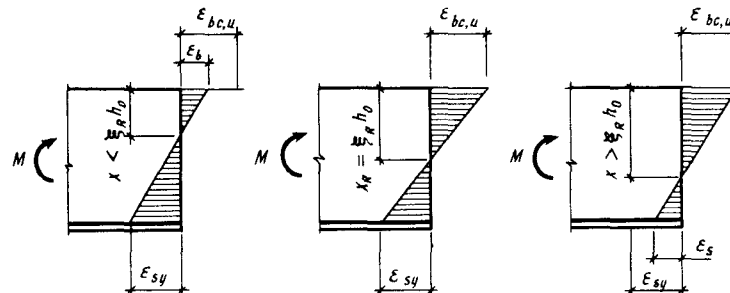


Рис. 5.6. К определению граничной высоты сжатой зоны

ной арматуры при достижении в ней деформаций, соответствующих началу текучести  $\varepsilon_{sy} = R_s/E_s$ . Из рисунка видно, что при небольшой площади арматуры  $A_s$  высота сжатой зоны  $x$  также невелика, и деформации арматуры достигают значения  $\varepsilon_{sy}$  раньше, чем деформации бетона при сжатии достигают своих предельных значений  $\varepsilon_{bu}$ , т. е. имеет место случай 1. С увеличением содержания арматуры растут высота и деформации бетона сжатой зоны. При величине  $x = x_R$  деформации бетона достигнут предельного значения  $\varepsilon_{bu}$  одновременно с наступлением текучести в арматуре. Очевидно, это состояние и будет границей между случаями 1 и 2. При больших значениях площади сечения арматуры  $A_s$ , когда  $x > x_R$ , разрушение произойдет по сжатому бетону (случай 2).

Таким образом, при  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R = x_R/h_0$  расчет следует производить по случаю 1, при  $\xi = x/h_0 > \xi_R = x_R/h_0$  — по случаю 2.

### 5.3. Расчет прочности по нормальным сечениям

Нормальные сечения изгибаемых элементов, симметричных относительно плоскости изгиба, характеризуются наличием в них одновременно растягивающих и сжимающих напряжений (см. рис. 1.1). Сжимающие усилия воспринимаются бетоном, растягивающие — арматурой.

Необходимость в обеспечении прочности по нормальным сечениям обусловлена возможностью излома элементов в этих сечениях под действием внешнего изгибающего момента. Предотвращение такого характера разрушения и составляет цель рассматриваемого ниже расчета. При его выполнении определяются размеры поперечного сечения элемента и площадь сечения растянутой, а иногда и сжатой арматуры, гарантирующие надежную работу конструкции в течение заданного срока службы сооружения.

Использование в расчетах железобетонных конструкций классических методов строительной механики приводит к существен-



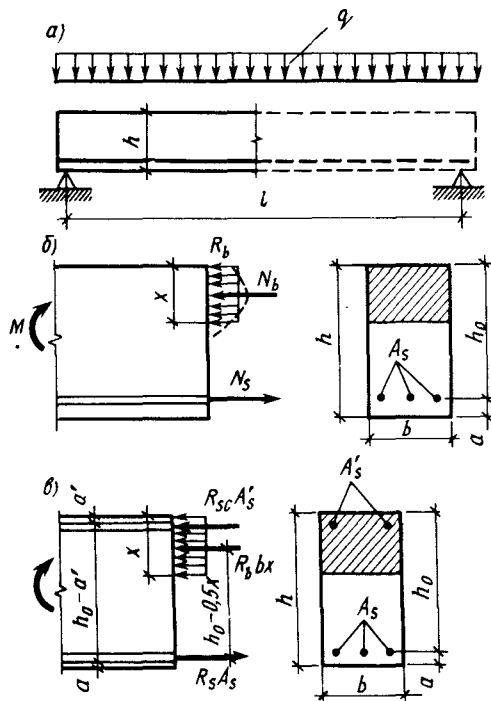


Рис. 5.7. К расчету сечений с одиночной (а, б) и двойной (б) арматурой

Элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Расчет изгибаемых элементов по нормальным сечениям производят по стадии III напряженно-деформированного состояния (см. § 3.1). Для получения расчетных зависимостей проведем в балке сечение (рис. 5.7, а), отбросим правую часть и заменим ее действие внутренними силами. Так как действительные законы распределения напряжений по сечению достаточно сложны, то часто используют следующие упрощающие предпосылки: 1) напряжения в бетоне в предельном состоянии равны расчетному сопротивлению  $R_b$ ; 2) действительную криволинейную эпюру напряжений в бетоне сжатой зоны заменяют прямоугольной (рис. 5.7, б); применение такой эпюры в качестве расчетной приводит к погрешностям, не превышающим 2...8%, но позволяет существенно упростить расчетные зависимости; 3) усилиями, воспринимаемыми растянутым бетоном над устьем трещины, пренебрегают вследствие их малости; 4) деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона с учетом деформаций (напряжений) от предварительного натяжения; 5) растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению  $R_s$ .

ным погрешностям: бетон не подчиняется закону Гука, к нему неприменима и гипотеза плоских сечений. Кроме того, после появления трещин в растянутой зоне нарушается сплошность элемента. Разрабатываемые в настоящее время условно точные методы, учитывающие многочисленные, влияющие на работу элемента факторы, зачастую недостаточно изученные, весьма сложны для практического применения. Поэтому при разработке методов расчета железобетонных конструкций широко используются опытные данные, полученные в результате специальных экспериментов, направленных на выявление влияния того или иного фактора.

Прочность сечения элемента будет обеспечена, если расчетный момент от внешней нагрузки не превысит расчетного момента внутренних усилий относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры (рис. 5.7, б)

$$M \leq N_b(h_0 - x/2) = R_b b x (h_0 - x/2) \quad (5.6)$$

или относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$M \leq N_s(h_0 - x/2) = \sigma_s A_s (h_0 - x/2), \quad (5.7)$$

где  $h_0$  — рабочая (расчетная) высота сечения, равная  $h_0 = h - a$  ( $a$  — расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести арматуры; в плитах  $a = 1,5 \dots 2$  см, в балках при расположении арматуры в один ряд  $a = 3 \dots 4$  см, в два ряда  $a = 5 \dots 6$  см);  $x$  — высота сжатой зоны над трещиной, отвечающая прямоугольной эпюре напряжений в сжатом бетоне; определяется из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента (рис. 5.7, б)

$$N_s = \sigma_s A_s = N_b = R_b b x, \quad (5.8)$$

где  $\sigma_s$  — напряжения в растянутой арматуре;  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона сжатию (призматическая прочность).

Как уже отмечалось, при  $\xi \leq \xi_R$  расчет элементов следует производить по случаю 1, полагая  $\sigma_b = R_b$ ,  $\sigma_s = R_s$ ; при  $\xi > \xi_R$  по случаю, когда  $\sigma_b = R_b$ ,  $\sigma_s < R_s$ .

Случай 1 ( $\xi \leq \xi_R$ ). С учетом вышеизложенного формулы (5.6), (5.7) и (5.8) примут вид

$$M \leq R_b b x (h_0 - x/2); \quad (5.9)$$

$$M \leq R_s A_s (h_0 - x/2); \quad (5.10)$$

$$R_s A_s = R_b b x. \quad (5.11)$$

Из формулы (5.11) высота сжатой зоны

$$x = R_s A_s / R_b b. \quad (5.12)$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \mu \frac{R_s}{R_b}, \quad (5.13)$$

где  $\mu$  — коэффициент армирования. В проектной практике часто используют также понятие «процент армирования»  $\mu\% = \mu \cdot 100\%$ .

Пользуясь полученными формулами, можно решать различные задачи, связанные с расчетом сечений. Для упрощения практических расчетов формулы преобразуют введением параметров  $\alpha_m$  и  $\varphi$ . Подставляя в формулу (5.9)  $x = \xi h_0$ , получим

$$M = R_b b h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = \alpha_m R_b b h_0^2, \quad (5.14)$$

откуда

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right); \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m};$$

$$h_0 = \sqrt{M / (\alpha_m R_b b)}. \quad (5.15)$$

Аналогично, преобразуя уравнение (5.10), будем иметь

$$M = R_s A_s h_0 (1 - \xi/2) = R_s A_s \varphi h_0,$$

$$\varphi = (1 - \xi/2), \quad (5.16)$$

откуда

$$A_s = M / R_s \varphi h_0. \quad (5.17)$$

Полученные формулы справедливы при

$$\alpha_m = \xi (1 - \xi_R/2) \leq \alpha_R = \xi_R (1 - \xi_R/2). \quad (5.18)$$

Максимальный момент, который может воспринять сечение с одиночной арматурой, будет

$$M_{\max} = \alpha_R R_b b h_0^2. \quad (5.19)$$

Величины  $\xi$ ,  $\alpha$ ,  $\varphi$  взаимосвязаны друг с другом. Зная одну из них, с помощью табл. 5.1 определяется любая другая.

Таблица 5.1. Значения коэффициентов  $\xi$ ,  $\varphi$  и  $\alpha_m$  для расчета изгибаемых элементов

$\xi = x/h_0$	$\varphi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\varphi$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,12	0,94	0,113
0,02	0,99	0,02	0,13	0,935	0,121
0,03	0,98	0,03	0,14	0,93	0,13
0,04	0,985	0,039	0,15	0,925	0,139
0,05	0,975	0,048	0,16	0,92	0,147
0,06	0,97	0,058	0,17	0,915	0,155
0,07	0,965	0,067	0,18	0,91	0,164
0,08	0,96	0,077	0,19	0,905	0,172
0,09	0,955	0,085	0,20	0,9	0,18
0,1	0,95	0,095	0,22	0,89	0,196
0,11	0,945	0,104	0,24	0,88	0,211

$\xi = x/h_0$	$\varphi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\varphi$	$\alpha_m$
0,26	0,87	0,226	0,47	0,765	0,359
0,28	0,86	0,241	0,48	0,76	0,365
0,30	0,85	0,255	0,49	0,755	0,37
0,32	0,84	0,269	0,5	0,75	0,375
0,34	0,83	0,282	0,51	0,745	0,38
0,35	0,82	0,295	0,52	0,74	0,385
0,37	0,815	0,301	0,53	0,735	0,39
0,38	0,81	0,309	0,54	0,73	0,394
0,39	0,805	0,314	0,55	0,725	0,399
0,4	0,8	0,32	0,57	0,715	0,408
0,41	0,795	0,211	0,59	0,705	0,416
0,42	0,79	0,332	0,61	0,695	0,424
0,43	0,785	0,337	0,63	0,685	0,432
0,44	0,78	0,343	0,65	0,675	0,439
0,45	0,775	0,349	0,67	0,665	0,446
0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Одинаковую несущую способность элемента можно обеспечить при различных размерах сечения и соответственно различных процентах армирования. Так, с увеличением высоты сечения можно уменьшить количество арматуры, и наоборот. При проектировании следует исходить из наиболее экономичных решений, для которых стоимость конструкции будет наименьшей. Исследования показывают, что экономичные решения будут получены при  $\xi = 0,25 \dots 0,4$  для балок и  $\xi = 0,1 \dots 0,2$  для плит. Максимальное значение коэффициента армирования, при котором сечение еще будет работать по случаю 1, получим, подставив граничное значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi_R$  в формулу (5.13), откуда

$$\mu_R = \xi_R (R_b / R_s). \quad (5.20)$$

Для железобетонных изгибаемых элементов из бетона классов В15...В30, армированных сталями классов А-II, А-III, Вр-I,  $\mu_R \% = 1,2 \dots 3,2\%$ .

Для арматуры с условным пределом текучести

$$\mu_R = \frac{\omega R_b}{\left[1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{с,н}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)\right] R_s}. \quad (5.21)$$

Минимальные значения процента армирования для элементов прямоугольного сечения в зависимости от классов бетона и арматуры получают из условия равенства их расчетных моментов в бетонном ( $M_b = W_{pl} R_{bt,ser}$ ) и железобетонном ( $M_{sb} = R_b b x (h_0 - x/2)$ ) сечениях. Для изгибаемых элементов

$\mu_{\min} = 0,05\%$ . Если процент армирования элемента ниже указанного минимума, то расчет следует производить без учета арматуры, т. е. как неармированного бетонного сечения.

Полученные формулы позволяют решать различные практические задачи. Блок-схемы решения характерных задач приведены в приложениях 1 — 3.

Случай 2 ( $\xi > \xi_R$ ). При расчете элементов с одиночной арматурой используют условия (5.6)...(5.8). Расчет элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III при  $x > \xi_R h_0$  допускается производить по формулам случая 1, подставляя в них  $x = \xi_R h_0$ . В этом случае момент, воспринимаемый сечением, будет равен

$$M = R_b b h_0^2 \xi_R (1 - \xi_R/2) = \alpha_R R_b b h_0^2. \quad (5.22)$$

Элементы с избыточным содержанием арматуры («перearмированные»), для которых  $\xi > \xi_R$ , экономически невыгодны, так как прочностные свойства арматуры используются не полностью, что приводит к перерасходу стали. Поэтому изгибаемые элементы следует проектировать так, чтобы соблюдалось условие

$$x \leq \xi_R h_0. \quad (5.23)$$

**Элементы прямоугольного сечения с двойной арматурой.** Сечениями с двойной арматурой называют такие, в которых кроме растянутой арматуры ставят по расчету сжатую. Необходимость в сжатой арматуре возникает, когда сечение с одиночной арматурой не может воспринять расчетный момент от внешней нагрузки вследствие недостаточной прочности бетона сжатой зоны (разрушение по случаю 2), т. е.  $M > \alpha_R R_b b h_0^2$ . Чтобы сжатая зона в таких конструкциях восприняла все сжимающие усилия, ее необходимо усилить арматурой.

Сечения с двойной арматурой неэкономичны по расходу стали, так как увеличивается расход продольной арматуры и требуется постановка поперечных стержней (с шагом не более  $15d$  в вязаных каркасах и  $20d$  в сварных), обеспечивающих закрепление сжатых продольных рабочих стержней от выпучивания. Поэтому сжатую арматуру устанавливают по расчету только в особых случаях: при ограниченных размерах поперечного сечения элемента; невозможности повышения класса бетона; при действии изгибающих моментов двух знаков или других специальных требованиях. Арматура в сжатой зоне используется только в пределах возможных деформаций бетона. Среднее значение предельных деформаций бетона при сжатии  $\varepsilon_{bu}$  кратковременно действующей нагрузкой принимают равным 0,002. Тогда наибольшие напряжения, которые возникают в сжатой арматуре, определяют, исходя из условия совместности деформаций бетона

и стали:  $\sigma_{sc} = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{bu} E_s = 0,002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 400$  МПа. Поэтому считается, что при использовании в качестве сжатой арматуры с расчетным сопротивлением  $R_s \leq 400$  МПа (А-II, А-III) ее прочность используется полностью. В случаях, когда конструкция загружена длительно действующей нагрузкой, а прочность бетона вводится в расчет с коэффициентом условий работы  $\gamma_{b2} < 1$ , принимается  $\varepsilon_{bu} = 0,0025$ , и предельные напряжения в арматуре могут быть увеличены, но во всех случаях  $R_{sc} \leq 500$  МПа.

Формулы для расчета нормальных сечений элементов с двойной арматурой получим из тех же условий, что и для элементов с одиночной. В соответствии с расчетной схемой (рис. 5.7, в) условие прочности изгибаемого элемента в предельном состоянии имеет вид

$$M \leq M_b + M'_s = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (5.24)$$

где  $M_b$  — момент, воспринимаемый сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры;  $M'_s$  — момент, воспринимаемый сжатой арматурой  $A'_s$  и оставшейся частью растянутой; а уравнение проекций всех сил на горизонтальную ось

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_s A_s, \quad (5.25)$$

откуда

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}. \quad (5.26)$$

При расчете элементов с двойной арматурой могут встретиться два типа задач: 1) сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона (если увеличение размеров сечения нежелательно); 2) сжатая арматура предусмотрена по конструктивным соображениям или при условии действия изгибающих моментов разных знаков.

При решении задач первого типа в двух исходных уравнениях (5.24) и (5.25) оказывается три неизвестных:  $x$ ,  $A_s$ ,  $A'_s$ . Вследствие этого принимается дополнительное условие, которое отвечает экономическим требованиям.

Исследования показывают, что сечение будет наиболее экономичным, когда на бетон передается максимальное сжимающее усилие. Это будет иметь место при  $\xi = \xi_R$ ,  $\alpha_m = \alpha_R$ . Тогда сжатая и часть растянутой арматуры воспримут момент

$$M'_s = R_{sc} A'_s (h_0 - a') = M - \alpha_R R_b b h_0^2, \quad (5.27)$$

откуда

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (5.28)$$

Коэффициент армирования для сечений, рассчитываемых по случаю 1, принимают  $\mu = A_s/bh_0$ .

При заданной площади сечения растянутой арматуры случай 1 будет иметь место при соблюдении условия

$$R_s A_s \leq R_b b' h_f'. \quad (5.33)$$

Случай 2 ( $x > h_f'$ ) имеет место, если внешний расчетный момент будет больше момента внутреннего усилия, воспринимаемого сжатой полкой, относительно центра тяжести арматуры. Сечение в этом случае рассчитывают с учетом сжатия в полке и ребре. Тавровые сечения этого типа встречаются при расчете балочных конструкций с малой шириной свесов полки.

Для получения расчетных зависимостей изгибающий момент, воспринимаемый сечением (рис. 5.8, д), разделяют на два заменяющих момента:  $M_{fl}$  (рис. 5.8, е), воспринимаемый свесами полок и соответствующей арматурой  $A_{s,fl}$ , и момент  $M_{rib}$  (рис. 5.8, ж), воспринимаемый сжатым бетоном ребра и соответствующей ему арматурой  $A_{s,rib}$ ;  $M = M_{fl} + M_{rib}$ . Тогда из рис. 5.8, е

$$M_{fl} = N_{b,fl} \cdot z = R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - h_f'/2), \quad (5.34)$$

$$M_{fl} = N_{s,fl} z = R_s A_{s,fl} (h_0 - h_f'/2). \quad (5.35)$$

Определив  $M_{fl}$  по формуле (5.34), из формулы (5.35) имеем

$$A_{s,fl} = \frac{M_{fl}}{R_s (h_0 - 0,5 h_f')}. \quad (5.36)$$

Далее определяют

$$\alpha_m = \frac{M_{rib}}{R_b b h_0^2}. \quad (5.37)$$

Затем по табл. 5.1 находят соответствующее значение  $\varphi$ , тогда

$$A_{s,rib} = \frac{M_{rib}}{R_s \varphi h_0}. \quad (5.38)$$

Общая площадь продольной рабочей арматуры в тавровом сечении

$$A_s = A_{s,rib} + A_{s,fl}. \quad (5.39)$$

Блок-схема расчета таврового сечения приведена в приложении 6.

Элементы прямоугольного сечения, армированные ненапрягаемой и напрягаемой арматурой. Рассмотрим балку, имеющую напрягаемую арматуру (в сжатой и растянутой зонах) — из высокопрочной стали, а ненапрягаемую (в сжатой и растянутой зонах) — из мягкой стали с физическим пределом текучести. На-

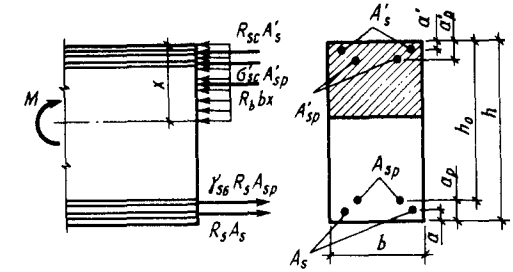


Рис. 5.9. Схема усилий в сечении элемента с обычной и напрягаемой арматурой при расчете прочности

личие предварительно напряженной арматуры в сжатой зоне изгибаемого элемента обычно приводит к увеличению высоты сжатой зоны бетона и уменьшению несущей способности конструкции. Поэтому ее применение целесообразно только в том случае, когда необходимо обеспечить трещиностойкость зоны, сжатой в стадии эксплуатации, но растянутой в стадиях предварительного обжатия (изготовления), транспортирования и монтажа конструкции, а также в условиях работы изгибаемого элемента под действием многократно повторяющихся или знакопеременных нагрузок. Площадь предварительно напрягаемой арматуры в сжатой зоне  $A'_{sp}$  обычно назначается в пределах 15...20% от площади растянутой предварительно напрягаемой арматуры  $A_{sp}$ .

Расчет прочности элемента производят по III стадии напряженно-деформированного состояния при  $\xi \leq \xi_R$  (случай 1). Условие прочности получают из рассмотрения усилий, действующих в сечении (рис. 5.9):

$$M \leq R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma'_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_b b x (h_0 - x/2). \quad (5.40)$$

Положение нейтральной оси определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b b x - R_{sc} A'_s - \sigma'_{sc} A'_{sp} = 0, \quad (5.41)$$

откуда высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s - \sigma'_{sc} A'_{sp}}{R_b \cdot b}. \quad (5.42)$$

Для III стадии напряженно-деформированного состояния при  $\xi \leq \xi_R$  (случай 1) напряжения в бетоне и ненапрягаемой арматуре в предельном состоянии достигают расчетных значений  $R_b, R_s, R_{sc}$ . Напряжения в растянутой напрягаемой арматуре, не име-

ющей физического предела текучести, определяют произведением  $\gamma_{sc}R_s$ , где  $\gamma_{sc}$  — коэффициент условий работы

$$\gamma_{sc} = \eta - (\eta - 1) \left( 2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta, \quad (5.43)$$

где  $\eta$  — коэффициент, принимаемый равным: для арматуры классов А-IV — 1,2; А-V, В-II, К-7 и К-19 — 1,15; А-VI — 1,10.

Необходимость введения коэффициента  $\gamma_{sc}$  обусловлена тем, что при достижении в арматуре напряжения  $\sigma_{02}$  (если  $\xi \leq \xi_R$ ) бетон сжатой зоны, как показывают опыты, не разрушается. При увеличении внешней нагрузки до значения, при котором разрушается бетон, удлинения растянутой арматуры возрастают, что приводит к увеличению напряжений в ней. В элементах, армированных сталями с физическим пределом текучести, это явление выражено значительно слабее и обычно не учитывается. Повышение напряжений зависит от характера диаграммы растяжения стали с условным пределом текучести и величины  $\xi$ . С уменьшением  $\xi$  деформации растянутой арматуры в момент разрушения сжатой зоны увеличиваются, напряжения в ней возрастают.

Напряжения в предварительно напрягаемой арматуре  $A'_{sp}$ , расположенной в сжатой зоне, определяют по формуле

$$\sigma'_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{sp}, \quad (5.44)$$

где  $\sigma_{sc,u}$  — предельные напряжения в арматуре сжатой зоны.

Формула (5.44) выражает тот факт, что до приложения внешней нагрузки в арматуре  $A'_{sp}$  действует растягивающее напряжение  $\sigma'_{sp}$  (с учетом потерь и коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp} > 1$ ). Внешняя нагрузка вызывает сжимающие напряжения, предельные значения которых при коэффициенте условий работы бетона  $\gamma_{b2} \geq 1$  составляют 400 МПа, а при  $\gamma_{b2} < 1$  — 500 МПа. Если  $\gamma_{sp} \sigma'_{sp} > 400$  (или 500) МПа, предварительное напряжение не будет погашено ( $\sigma'_{sc} < 0$ ) и арматура останется растянутой, действуя на сечение как внешняя обжимающая сила. Блок-схема расчета сечения с предварительно напряженной арматурой приведена в приложении 7.

#### 5.4. Расчет прочности по наклонным сечениям

**Основные расчетные положения.** В изгибаемых элементах вблизи опор вследствие совместного действия поперечной силы и изгибающего момента возникают главные растягивающие и главные сжимающие напряжения:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}, \quad (5.45)$$

где  $\sigma_x$  — нормальные напряжения в направлении оси  $x$ ;  $\sigma_y$  — то же, в направлении оси  $y$  (рис. 5.10, а);  $\tau_{xy}$  — касательные напряжения.

Величиной  $\sigma_y$  обычно пренебрегают вследствие ее малости, и формула (5.45) принимает вид

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2},$$

$$\sigma_x = \frac{My}{J}; \quad \tau_{xy} = \frac{QS}{Jb}. \quad (5.46)$$

Для балки прямоугольного сечения главные напряжения у нейтральной оси, где  $\sigma_x = 0$ , составляют

$$\sigma_{mt} = -\sigma_{mc} = \tau = Q/bz, \quad (5.47)$$

где  $z \approx J/S$  — плечо внутренней пары сил в сечении.

Разрушение элемента может произойти вследствие достижения главными растягивающими напряжениями значения  $R_b$ , или главными сжимающими напряжениями  $R_b$ . Прочность такого элемента при действии главных сжимающих и главных растягивающих напряжений будет обеспечена при

$$Q \leq R_b b z; \quad Q \leq R_{bt} b z. \quad (5.48)$$

Эти условия используют в качестве основы для получения зависимостей, оценивающих максимальную и минимальную несущую способность железобетонных элементов по наклонному сечению.

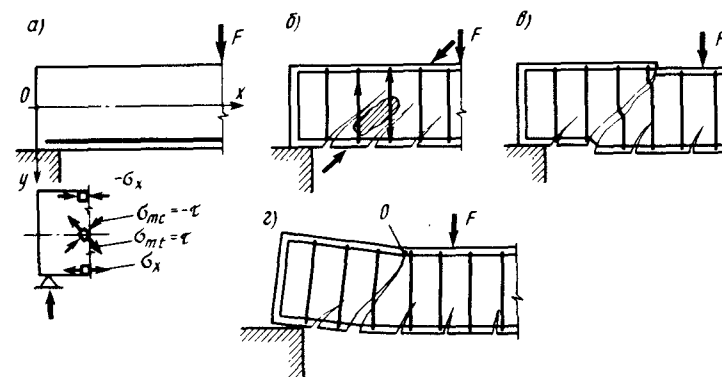


Рис. 5.10. Схемы действия главных напряжений (а) и разрушения изгибаемого элемента по наклонному сечению от главных сжимающих напряжений (б), от поперечной силы (в) и от изгибающего момента (г)

Поскольку бетон хорошо работает на сжатие, главные сжимающие напряжения опасны в основном в элементах с тонкой стенкой. Более опасны главные растягивающие напряжения. Когда  $\sigma_{mt}$  достигают прочности бетона при растяжении  $R_{bt}$ , в нем образуется наклонная трещина, которая разделяет приопорный участок железобетонного элемента на две части, связанные между собой в сжатой зоне бетоном над трещиной, а в растянутой зоне продольной арматурой, хомутами и отгибами, пересекаемыми трещиной. С повышением внешней нагрузки разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит по одному из трех возможных случаев.

**Случай 1.** При малой ширине стенки поперечного сечения изгибаемых элементов (тавровое, двутавровое, коробчатое) и сильной поперечной арматуре элементы могут разрушаться в зоне действия поперечных сил из-за раздробления бетона стенки между наклонными трещинами от главных сжимающих напряжений (рис. 5.10, б).

**Случай 2.** При наличии достаточно сильной, хорошо заанкеренной продольной арматуры, препятствующей взаимному повороту разделенных трещиной частей приопорного блока элемента, разрушение происходит вследствие среза бетона сжатой зоны. При этом обе части приопорного блока смещаются друг относительно друга (рис. 5.10, в), а напряжения в стержнях поперечной и наклонной арматуры достигают предела текучести. Такой характер разрушения вызывается преимущественно действием поперечной силы.

**Случай 3.** При слабой продольной арматуре напряжения в ней, а также в хомутах и отгибах, пересекаемых наклонной трещиной, достигают предела текучести. Под действием изгибающего момента происходит взаимный поворот частей приопорного блока элемента относительно точки  $O$  приложения равнодействующей сжимающих усилий (рис. 5.10, г). С увеличением нагрузки трещина раскрывается, высота сжатой зоны уменьшается и происходит раздробление бетона. Характер разрушения элемента аналогичен рассмотренному выше для нормальных сечений при  $\xi \leq \xi_R$ . Элемент может разрушиться по данной схеме и при напряжениях в продольной арматуре, меньших предела текучести, если нарушится анкеровка и произойдет проскальзывание арматуры.

Хотя разрушение изгибаемых элементов по наклонным сечениям является следствием совместного действия изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$ , в настоящее время такие сечения в соответствии с рассмотренными схемами разрушения рассчитывают раздельно: а) на сжатие в полосе бетона стенки балки между наклонными трещинами (рис. 5.10, б); б) по наклонной трещине на действие поперечной силы (рис. 5.10, в); в) по

наклонной трещине на действие изгибающего момента (рис. 5.10, г); г) для элементов без поперечной арматуры — из условия, ограничивающего развитие наклонных трещин.

**Расчет на сжатие в полосе бетона стенки балки между наклонными трещинами.** Разрушение изгибаемых элементов по сжатой полосе в стенке между наклонными трещинами возможно в тонкостенных железобетонных элементах (преимущественно предварительно напряженных), когда от совместного действия предварительного обжатия и внешних нагрузок в стенке возникают значительные сжимающие усилия. Между тем анализ экспериментальных данных показал, что при разрушении высоких предварительно напряженных балок по сжатой полосе между наклонными трещинами главные сжимающие напряжения в стенке заметно меньше прочности бетона при осевом сжатии. Это объясняется наличием здесь двухосного напряженного состояния от главных сжимающих напряжений и растягивающих усилий от поперечной арматуры (см. рис. 5.10, б). Последние и являются причиной существенного снижения прочности бетона на сжатие. Вследствие этого, а также других факторов для обеспечения прочности бетона на сжатие в полосе между наклонными трещинами (в элементе с поперечной арматурой) должно соблюдаться условие (5.49), полученное с учетом формулы (5.48) и экспериментальных данных:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (5.49)$$

где  $\varphi_{w1}$  — коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$$

$\alpha = E_s/E_b$ ;  $\mu_w = A_{sw}/bs$ ;  $\varphi_{b1}$  — коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

здесь  $\beta$  — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона — 0,01, для легкого — 0,02.

Если условие (5.49) не соблюдается, то необходимо увеличить размеры сечения элемента. При использовании низкопрочных бетонов можно сохранить размеры сечения, увеличив класс бетона.

**Расчет элементов прямоугольного сечения по наклонной трещине на действие поперечной силы.** Наклонная трещина в элементе не образуется [см. формулу (5.48)], если  $\sigma_{mt} \leq R_{bt}$ . Для железобетонных конструкций этому условию соответствует приближенная зависимость, полученная из опытов

$$Q \leq \varphi_{b3} R_b b h_0, \quad (5.50)$$

где  $\varphi_{b3}$  — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона 0,6, для легкого — 0,4.

Таким образом, при соблюдении условия (5.50) расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечной силы не требуется и арматура может быть назначена по конструктивным соображениям. Если  $Q > \varphi_{b3} R_b b h_0$ , то прочность элементов необходимо обеспечить установкой поперечной, а иногда и наклонной арматуры в соответствии с расчетом.

Для получения расчетных зависимостей рассмотрим схему усилий, действующих в наклонном сечении (рис. 5.11, а). В инженерных расчетах принято условие, согласно которому поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, не должна превышать суммы проекций на нормаль к оси элемента расчетных усилий в поперечной арматуре, отогнутых стержнях и бетоне сжатой зоны:

$$Q_A \leq Q_{sw} + Q_{s, inc} + Q_b = \sum R_{sw} A_{sw} + R_{sw} A_{s, inc} \sin \theta + Q_b, \quad (5.51)$$

где  $Q_{sw}$  и  $Q_{s, inc}$  — поперечные силы, воспринимаемые соответственно хомутами и отгибами, пересекающими наклонное сечение;  $Q_b$  — поперечная сила, воспринимаемая бетоном;  $A_{sw}$  и  $A_{s, inc}$  — площади сечения соответственно поперечных стержней и отгибов;  $\theta$  — угол наклона отгибов к горизонтали;  $R_{sw}$  — расчетное сопротивление хомутов и отогнутых стержней при действии поперечной силы;  $R_{sw} = 0,8 R_s$ ; коэффициент 0,8 учи-

тывает, что в хомутах (отгибах), расположенных у вершины наклонной трещины, напряжения могут быть ниже предельных. Значения  $R_{sw}$  приведены в табл. 4.2.

Расчет элементов с поперечной арматурой (хомутами). В практике проектирования наибольшее распространение получило поперечное армирование в виде хомутов (без отгибов). В этом случае расчетное условие (5.51) примет вид

$$Q_A \leq Q_{sb} = Q_{sw} + Q_b. \quad (5.52)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном  $Q_b$  над вершиной наклонной трещины, зависит от прочности бетона на растяжение  $R_b$ , ширины сечения  $b$ , рабочей высоты  $h_0$ , а также от относительного пролета среза  $c/h_0$ . Пролетом среза называют проекцию наклонного сечения (рис. 5.11, а). С увеличением  $c/h_0$  происходит резкое снижение поперечной силы  $Q_b$ , которое для средних значений  $c/h_0$  приближенно описывается гиперболической зависимостью:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_b b h_0}{c/h_0} \text{ или } Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_b b h_0^2}{c}.$$

Анализ многочисленных опытных данных показал, что при малых и больших значениях относительного пролета среза поперечная сила  $Q_b$  стремится к некоторым постоянным значениям, равным соответственно  $Q_{b, max} = 2,5 R_b b h_0$  и  $Q_{b, min} = \varphi_{b3} R_b b h_0$ . С учетом этого для обычных изгибаемых элементов прямоугольного сечения поперечную силу определяют по формуле

$$Q_b = \varphi_{b2} R_b b h_0^2 / c = M_b / c, \quad (5.53)$$

но не более  $2,5 R_b b h_0$  и не менее  $\varphi_{b3} R_b b h_0$ .

Коэффициенты  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b3}$  получены в результате обработки опытных данных и учитывают влияние вида бетона. Для тяжелого бетона эти значения равны соответственно  $\varphi_{b2} = 2$ ;  $\varphi_{b3} = 0,6$ .

Если поперечные стержни на некотором участке элемента располагаются равномерно (с одинаковым шагом и одинакового диаметра), то их можно рассматривать как поперечную арматуру, непрерывно распределенную по длине элемента, и усилие  $Q_{sw}$  находят по формуле

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (5.54)$$

где  $q_{sw}$  — усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} n A_{sw, i}}{s},$$

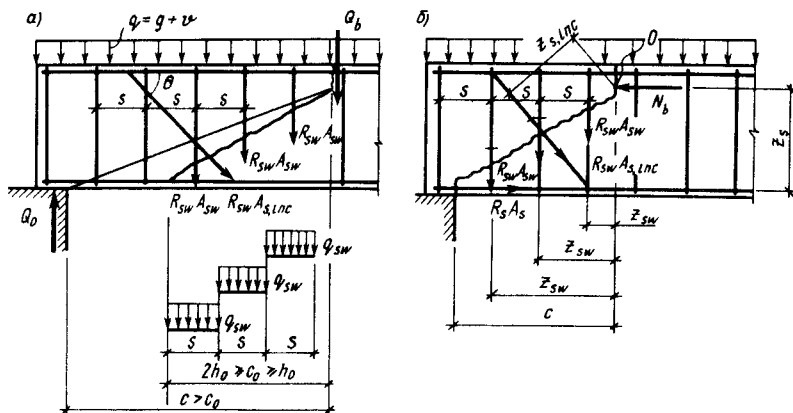


Рис. 5.11. Схема расчетных усилий в наклонном сечении: а — при расчете на действие поперечной силы; б — на действие изгибающего момента

$A_{sw,i}$  — площадь сечения одного поперечного стержня;  $n$  — число поперечных стержней в одной плоскости, нормальной к оси элемента;  $c_0$  — длина проекции наклонной трещины, на которой учитываются усилия в хомутах.

Учитывая (5.54) и (5.53), из (5.52) получим выражение для определения поперечной силы  $Q_{sb}$ , воспринимаемой хомутами и бетоном:

$$Q_{sb} = Q_{sw} + Q_b = q_{sw}c_0 + M_b/c. \quad (5.55)$$

Из формулы (5.55) видно, что при увеличении  $c$  поперечная сила, воспринимаемая хомутами  $Q_{sw}$ , возрастает (рис. 5.12, а), а поперечная сила, воспринимаемая бетоном  $Q_b$ , напротив, уменьшается (рис. 5.12, б). Для определения длины проекции опасной наклонной трещины  $c_0$ , при которой поперечные стержни и сжатый бетон воспринимают наименьшее поперечное усилие, воспользуемся правилом нахождения экстремума функции (рис. 5.12,

в), т. е. условием равенства нулю частной производной  $\frac{\partial Q_{sb}}{\partial c_0}$ :

$$\frac{\partial Q_{sb}}{\partial c_0} = q_{sw} - \frac{M_b}{c_0^2} = 0, \quad (5.56)$$

откуда

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}. \quad (5.57)$$

На основании опытных данных нормы рекомендуют при назначении  $c_0$  соблюдать условие  $h_0 < c_0 < 2h_0$ .

При определении расчетной поперечной силы (см. рис. 5.11, а) нагрузку, уменьшающую внешнюю поперечную силу, нужно учи-

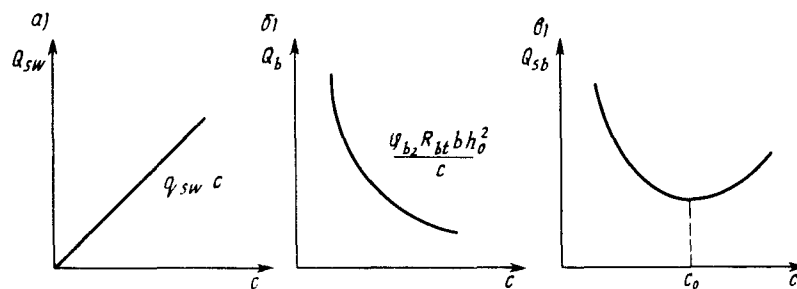


Рис. 5.12. Графики зависимостей:  
а —  $Q_{sw} = f(c)$ ; б —  $Q_b = f(c)$ ; в —  $Q_{sb} = f(c)$

тывать лишь в тех случаях, когда она действует (давление воды, грунта и т. п.). При ее учете

$$Q_A = Q_0 - \nu c. \quad (5.58)$$

В этом случае расчетное условие (5.52) примет вид

$$Q_0 = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} + q_{sw}c_0 + \nu c. \quad (5.59)$$

Для исключения возможности образования трещин между двумя соседними хомутами необходимо, чтобы поперечная сила на этом участке воспринималась только бетоном, т. е. должно удовлетворяться условие (5.53):

$$Q \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}.$$

Приняв  $c = s$  и вводя коэффициент 0,75, учитывающий возможные неточности при установке хомутов, получим

$$s_{\max} = \frac{0,75 \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q}.$$

В соответствии с нормами [1] расстояния между поперечными стержнями должны также удовлетворять конструктивным требованиям. На приопорных участках, равных при равномерно распределенной нагрузке  $1/4$  пролета, поперечную арматуру должны устанавливать с шагом: при высоте сечения элемента  $h$ , равной и менее 450 мм, — не более  $h/2$  и не более 150 мм; свыше 450 мм — не более  $h/3$  и не более 500 мм.

На остальной части пролета при высоте сечения элемента более 300 мм поперечную арматуру устанавливают с шагом не более  $3/4$  высоты и не более 500 мм.

Для того чтобы поперечная арматура включалась в работу с расчетным сопротивлением  $R_{sw}$ , она должна иметь надежную анкеровку по концам. Эта анкеровка обычно достигается приваркой поперечной арматуры к продольной.

Блок-схема расчета наклонных сечений на поперечную силу дана в приложении 8.

Расчет элементов прямоугольного сечения на действие изгибающего момента по наклонной трещине. Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента заключается в проверке их прочности при известном количестве и расположении арматуры. Прочность сечения будет обеспечена, если расчетный момент внешних сил  $M_0$  относительно точки  $O$  (приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне) не превысит суммы моментов



расчетных усилий в продольной арматуре, хомутах и отогнутых стержнях относительно той же точки (см. рис. 5.11, б):

$$M_0 \leq M_s + M_{sw} + M_{s, inc}. \quad (5.60)$$

Момент  $M_s$ , расчетного усилия в продольной арматуре относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне определяют по формуле

$$M_s = R_s A_s z_s,$$

момент  $M_{sw}$  усилия в поперечных стержнях — по формуле

$$M_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw}$$

или из рассмотрения поперечной арматуры, как непрерывно распределенной по длине элемента

$$M_{sw} = \frac{q_{sw} c_0^2}{2},$$

где  $c_0$  — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента. Момент  $M_{s, inc}$  расчетных усилий в отгибах относительно той же точки составляет  $M_{s, inc} = \sum R_{sw} A_{s, inc} z_{s, inc}$ . Значения  $z_s$ ,  $z_{sw}$  и  $z_{s, inc}$  в этих формулах есть расстояния от равнодействующей усилий в соответствующей арматуре (продольной, поперечной и отогнутой) до равнодействующей усилия в сжатом бетоне.

Высоту сжатой зоны наклонного сечения определяют из условия равновесия всех внешних и внутренних продольных сил, действующих на блок железобетонного элемента, отделенного наклонным сечением. Для изгибаемого элемента с поперечными стержнями, нормальными к продольной оси элемента, получим

$$N_b - N_s = 0 \text{ или } R_b b x = R_s A_s. \quad (5.61)$$

Отсюда высоту сжатой зоны наклонного сечения находят по формуле, аналогичной полученной выше для нормального сечения:

$$x = R_s A_s / R_b b, \quad (5.62)$$

а расстояние от равнодействующей усилий в продольной растянутой арматуре  $N_s$  до равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона определяют по формуле

$$z_s = h_0 - x/2.$$

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие изгибающего момента должен производиться в приопорных зонах балок, в местах обрыва продольной арматуры, резкого изменения конфигурации элемента (подрезы и т. п.).

Расчет в приопорной зоне (см. рис. 5.11, б) в общем случае производят из условия

$$M \leq N_s z_s + \frac{q_{sw} c^2}{2}, \quad (5.63)$$

где  $N_s$  — усилие, которое может воспринять продольная арматура в наклонном сечении за счет прочности ее анкеровки.

Если наклонное сечение  $A-A$  пересекает продольную растянутую арматуру без специальных анкеров (шайб, закладных деталей) в пределах зоны анкеровки  $l_{an}$  (рис. 5.13, а) или предварительно напрягаемую арматуру без анкеров, в пределах зоны передачи напряжений  $l_p$  (рис. 5.13, б), то значение расчетного сопротивления соответствующей арматуры снижается умножением его на коэффициент условий работы  $\gamma_s$ .

При определении коэффициента  $\gamma_s$  для элементов без предварительного напряжения предполагается, что в пределах зоны анкеровки арматуры  $A_s$  напряжения в ней могут возрастать от нуля у начала стержня до расчетного сопротивления в конце зоны анкеровки. Тогда  $\gamma_s = l_x / l_{an}$ , а вводимое в расчетную формулу (5.63) усилие будет

$$N_s = \gamma_s R_s A_s. \quad (5.64)$$

Если в пределах зоны анкеровки имеется специальная косвенная или поперечная арматура, то усилие  $N_s$ , вычисленное по формуле (5.64), увеличивается за счет повышения сопротивления бетона раскалыванию.

Для обычных элементов с продольной арматурой, все стержни которой доведены до опоры и имеют анкерровку, обеспечивающую ее использование с полным расчетным сопротивлением, расчет прочности по наклонным сечениям на действие изгибающего момента не производится. Очевидно, что при обеспечении прочности элемента по нормальным сечениям и соблюдении правил анкеровки продольной арматуры будет заведомо гаран-

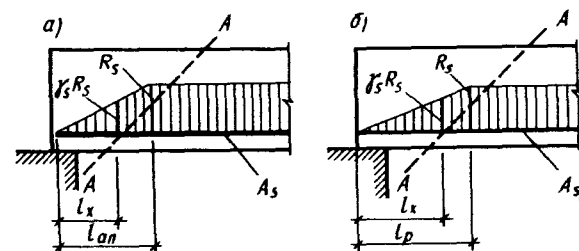


Рис. 5.13. К определению расчетного сопротивления арматуры в расчетных сечениях, пересекающих продольную рабочую арматуру в пределах зоны анкеровки

тирована и прочность по наклонным сечениям: момент  $M$ , расчетного усилия в продольной арматуре остается неизменным по длине элемента и равным предельному моменту в нормальном сечении. При этом к последнему, согласно условию (5.60), добавляются моменты от расчетных усилий в поперечных и отогнутых стержнях, тогда как изгибающий момент от внешней нагрузки не превышает своего значения в соответствующем нормальном сечении.

Расчет прочности элементов по наклонным сечениям на действие изгибающего момента можно не производить в случаях, когда: а) поперечная арматура по расчету не требуется, а продольная заведена за грань опоры на расстояние не менее  $10d$ ; б) поперечная арматура по расчету необходима, а продольная заведена за грань опоры на расстояние не менее  $15d$ .

Для экономии металла при армировании изгибаемых элементов часть продольной растянутой арматуры (до 50% максимальной расчетной площади) допускается не доводить до опор, а обрывать в пролете там, где она не требуется из условия обеспечения прочности нормальных сечений по изгибающему моменту (рис. 5.14, а, сечение 1—1). Однако для обеспечения прочности наклонного сечения 2—2, в котором действует момент  $M_A$  (рис. 5.14, б), необходимо, чтобы обрыв части продольной арматуры был компенсирован соответствующим количеством поперечной арматуры, пересекаемой рассматриваемым наклонным сечением, т. е. должно соблюдаться условие

$$R_s A_{szs} \leq \sum R_s A_{swz_{sw}}$$

Обычно при обрыве арматуры в точке теоретического обрыва (сечение 1—1) прочность наклонных сечений по моменту не обеспечивается, и поэтому необходимо заводить обрываемые стержни за место их теоретического обрыва на величину  $w$ , определяемую по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d, \quad (5.65)$$

где  $Q$  — поперечная сила от внешней нагрузки в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва;  $q_{sw}$  — усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины элемента в месте теоретического обрыва.

Места теоретического обрыва стержней устанавливают графоаналитическим способом. С этой целью на эпюре изгибающих моментов от внешней нагрузки (см. рис. 5.14, б) наносят в том же масштабе эпюру моментов, воспринимаемых сечениями элемента с фактически имеющейся растянутой арматурой. Полученный график, называемый эпюрой арматуры, наглядно показывает,

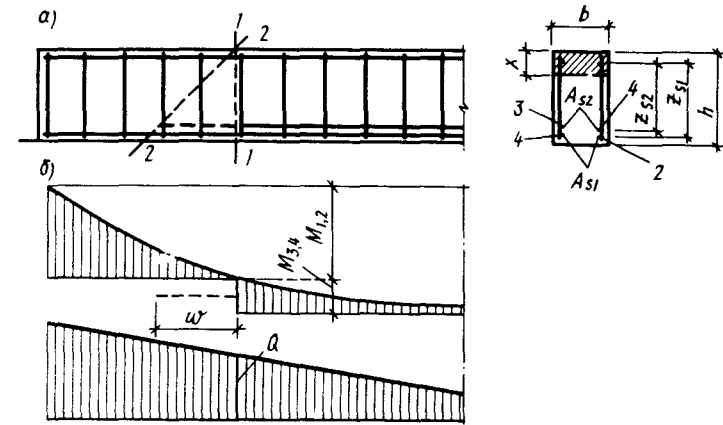


Рис. 5.14. Обеспечение анкеровки арматуры в пролете изгибаемого элемента (а); построение эпюры арматуры (б):

1—1 — место теоретического обрыва стержней; 2—2 — то же, фактического

насколько величины изгибающих моментов, которые способна воспринять конструкция на том или другом участке при расчетных сопротивлениях и фактических сечениях арматуры, превышают величины моментов от внешней нагрузки. Для получения экономии стали необходимо стремиться к минимуму этого превышения, обрывая лишнюю арматуру в пролете. Пусть, например, в балке по наибольшему моменту подобрана арматура из четырех стержней 1, 2, 3, 4 (см. рис. 5.14, а). Два из них 1, 2 доводят до опоры, стержни 3, 4 обрывают в пролете. Для определения места их теоретического обрыва на графике (см. рис. 5.14, б) в принятом масштабе откладывают момент, воспринимаемый сечением, армированным стержнями 1, 2 с площадью  $A_{s1,2}$  ( $M_{1,2} = R_s A_{s1,2} z_{s1}$ ), и проводят горизонтальную линию, параллельную оси. Место пересечения этой линии с эпюрой изгибающих моментов (сечение 1—1) и будет местом теоретического обрыва.

**Расчет элементов без поперечной арматуры.** В некоторых типах железобетонных конструкций (сплошные плиты, балки высотой до 150 мм, многослойные сборные плиты высотой  $h \leq 300$  мм и т. п.) допускается не устраивать поперечную арматуру. В этом случае расчет прочности по наклонным сечениям производят, исходя из условия (5.51) при  $Q_{sw} = Q_{s,inc} = 0$ .

С учетом опытных данных поперечную силу  $Q_{b1}$ , воспринимаемую бетоном, определяют по формуле, аналогичной (5.53). Тогда условие прочности

$$Q_b = \varphi_{b4} R_{bt} (bh_0^2/c), \quad (5.66)$$

но не более  $2,5 R_{bt} bh_0$  и не менее  $\varphi_{b3} R_{bt} bh_0$ .

Отличие формулы (5.66) от (5.53) состоит в том, что числовой коэффициент  $\varphi_{b1}$  в целях повышения безопасности элементов без поперечной арматуры принимается пониженным по сравнению с коэффициентом  $\varphi_{b2}$  в формуле (5.53). Для тяжелого бетона  $\varphi_{b1} = 1,5$ .

Из теории упругости известно, что в широких плитах распределение касательных напряжений по ширине сечения отклоняется от равномерного. У краев касательные напряжения возрастают, а к середине плиты уменьшаются. Для восприятия повышенных касательных напряжений у краев плит устанавливается специальная поперечная арматура.

7. Требования, предъявляемые к конструированию железобетонных плит. 2. Требования, предъявляемые к конструированию железобетонных балок. 3. Особенности конструирования предварительно напряженных конструкций. 4. Назначение продольной и поперечной арматуры. 5. Основные случаи разрушения железобетонных балок по нормальному сечению. Условия, определяющие разрушение элемента по сжатой и растянутой зонам, от каких факторов они зависят? 6. Каковы предпосылки, принимаемые для расчета нормальных сечений с одиночной арматурой? Чему равны напряжения в растянутой арматуре А-II и А-III при  $\xi \leq \xi_R$ ? 7. Вывод формул для расчета сечений с одиночной арматурой. 8. Какие основные задачи встречаются при расчете сечений с одиночной арматурой? Что нужно сделать в расчете, если при проверке сечения балки с одиночной арматурой получено  $\xi > \xi_R$ ? 9. Особенности расчета перearмированных сечений. 10. Чем определяется максимальный и минимальный процент армирования? 11. Как определить несущую способность по нормальному сечению элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой? 12. Как определять площадь сечения продольной арматуры балки при известных  $M$ ,  $h$ ,  $b$ ,  $R_b$ ,  $R_s$ ? 13. Как решить эту задачу, если  $h$  и  $b$  неизвестны? 14. В каких случаях прибегают к установке двойной арматуры? 15. Выведите формулы для расчета прямоугольных сечений изгибаемых элементов с двойной арматурой. 16. Запишите условия, определяющие необходимость установки сжатой арматуры, и укажите последовательность ее расчета. 17. Как назначается ширина полки, вводимой в расчет таврового сечения. 18. Напишите условия, при которых тавровое сечение может рассматриваться как прямоугольное. 19. Выведите формулы для расчета таврового сечения. 20. Особенности расчета нормальных сечений элементов, армированных обычной и напрягаемой арматурой в сжатой и растянутой зонах. 21. Каковы причины, вызывающие образование наклонных трещин? Опишите схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям. 22. Как проверить прочность наклонного сечения изгибаемого элемента на действие сжимающих напряжений? 23. Каково условие образования наклонных трещин? Выведите формулы для расчета хомутов на поперечную силу при наличии трещин. 24. Запишите условия прочности прямоугольного наклонного сечения по изгибающему моменту. 25. Как устанавливаются места теоретического обрыва арматуры в пролете и длина заделки стержней? 26. Каковы особенности расчета элементов без поперечной арматуры? 27. Каковы конструктивные требования к расстановке поперечной арматуры? 28. Когда необходимо проводить расчет поперечной арматуры? 29. В каких случаях необходимо увеличить размеры поперечного сечения? 30. Для чего делаются отгибы у продольных стержней?

### 6.1. Виды внецентренно сжатых элементов

В условиях внецентренного сжатия находятся колонны одноэтажных производственных зданий с крановыми нагрузками (рис. 6.1, а), элементы рамных конструкций, арки (рис. 6.1, б); стены прямоугольных резервуаров (рис. 6.1, в), воспринимающие боковое давление грунта, элементы безраскосных ферм и т. д. Внецентренно сжатые элементы испытывают воздействие продольной силы  $N$ , приложенной с эксцентриситетом относительно центра тяжести (рис. 6.2, а) или воздействие силы  $N$  и момента  $M$  (рис. 6.2, б). Одновременное действие силы  $N$  и момента  $M$  эквивалентно действию только одной силы  $N$ , приложенной с эксцентриситетом  $e_0 = M/N$  относительно центра тяжести сечения (рис. 6.2, в).

Существует класс конструкций, в которых в соответствии со статическим расчетом продольная сила действует по оси, проходящей через центр тяжести сечения. Однако фактически и в этих конструкциях имеет место случайный эксцентриситет  $e_a$ , обусловленный случайными горизонтальными силами, начальным искривлением элемента, неточностью монтажа, неоднородностью свойств бетона по сечению элемента, неточностью расположения продольной рабочей арматуры и т. п.

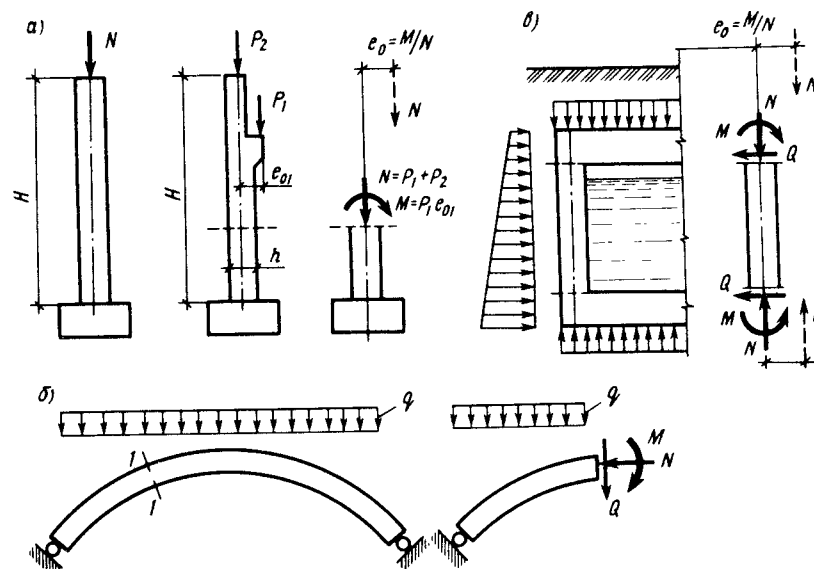


Рис. 6.1. Виды внецентренно сжатых конструкций

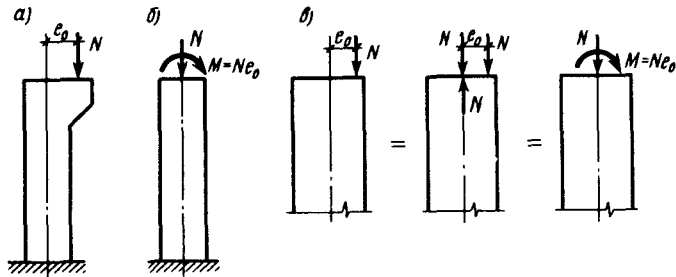


Рис. 6.2. Сжатые элементы

Величину  $e_a$  принимают равной большому из значений:  $e_a = l/600$ ,  $e_a = h/30$ , где  $l$  — длина элемента;  $h$  — размер поперечного сечения. Кроме того, для конструкций, образуемых из сборных элементов, следует учитывать смещение, зависящее от вида конструкции, способа монтажа и т. п.

Согласно нормам [1], при расчете статически определимых конструкций случайный эксцентриситет  $e_a$  суммируется с эксцентриситетом  $e_0 = M/N$ , определенным расчетом; для статически неопределимых конструкций делается послабление, обусловленное возможностью перераспределения усилий в элементах конструкций, и значение эксцентриситета принимается равным расчетному, но не менее случайного.

## 6.2. Конструктивные особенности сжатых элементов

Поперечные сечения элементов назначают в зависимости от характера их работы. Для элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, применяют преимущественно квадратную, круглую или многоугольную формы поперечного сечения (рис. 6.3, а). В целях экономии такие элементы могут быть полыми.

Поперечные сечения элементов, работающих с расчетным эксцентриситетом, развивают в плоскости действия внешнего момента и принимают прямоугольными, тавровыми и двутавровыми (рис. 6.3, б). Наиболее распространенными являются прямоугольные сечения с отношением сторон в пределах  $h = (1,3 \dots 3)b$ .

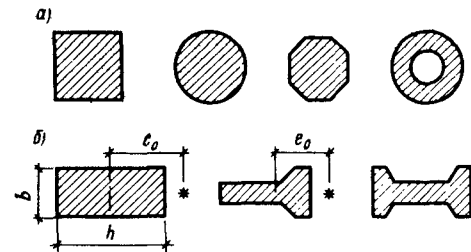


Рис. 6.3. Поперечные сечения внецентренно сжатых элементов

Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом и в целях унификации опалубки и армирования назначают их кратными 50, если сечения не превышают 500 мм, и кратными

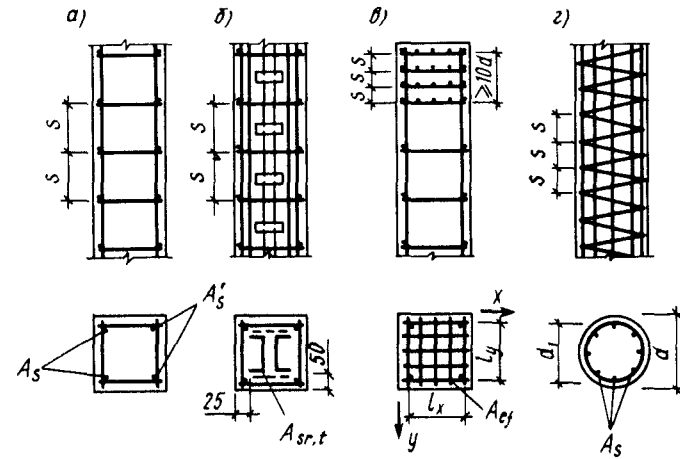


Рис. 6.4. Виды армирования сжатых элементов

100 — при больших размерах. Для повышения качества бетонирования размеры поперечного сечения менее 250 мм для монолитных колонн не рекомендуются.

Для сжатых колонн применяют бетоны классов В15...В30. В последние годы разработаны проекты и начато внедрение элементов из бетонов более высоких классов, что позволяет получить существенную экономию материалов, особенно у элементов со случайным эксцентриситетом.

Системы армирования сжатых элементов классифицируют по виду продольной и поперечной арматуры. Армирование в продольном направлении может выполняться гибкой (рис. 6.4, а) или жесткой (несущей) арматурой (рис. 6.4, б), в поперечном направлении — с помощью хомутов, сеток (так называемое косвенное армирование, рис. 6.4, в) и спиральной арматуры (рис. 6.4, г), учитываемых в расчете.

Сжатые элементы проектируют с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой. Предварительно напряженную арматуру целесообразно применять при относительно больших эксцентриситетах, когда изгибающие моменты значительны и вызывают растяжение части сечения, а также при большой гибкости элементов. Для гибких элементов предварительное напряжение создает лучшие условия работы в период изготовления, транспортирования и монтажа, так как они работают на поперечный изгиб.

В основном сжатые элементы армируют ненапрягаемой арматурой классов А-II...А-III. В этом случае диаметр продольных стержней обычно назначают не более 40 мм и не менее 16 мм в сборных элементах и 12 мм в монолитных. Стержни диаметром более 40 мм трудно обработать, а менее 12...16 мм не обеспечивают жесткости каркаса при монтаже.

Все стержни рабочей арматуры рекомендуется назначать одинакового диаметра. Если рабочая арматура конструируется из стержней разного диаметра, то допускается применение не более двух разных диаметров. При этом стержни большого диаметра размещают в углах сечения. Рабочие стержни устанавливают в поперечном сечении возможно ближе к поверхности бетона, которая должна быть не менее диаметра стержня и не менее 20 мм. Расстояние в свету между стержнями назначают не менее 30 мм в сборных колоннах (при горизонтальном бетонировании), не менее 50 мм в монолитных колоннах (при вертикальном бетонировании) и в обоих случаях не менее диаметра стержня (рис. 6.5). Максимально допустимое расстояние между стержнями составляет 400 мм.

В элементах со случайным эксцентриситетом продольную арматуру распределяют равномерно по периметру сечения с обязательной постановкой стержней в углах, с тем чтобы колонна могла лучше воспринимать изгибающие моменты от случайных боковых воздействий и расчетных усилий. Колонны сечением до 40 × 40 см можно армировать четырьмя стержнями, а при расстоянии между ними более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения.

В элементах с расчетными эксцентриситетами ( $e_0 > e_a$ ) и сечениями, развитыми в плоскости действия момента, продольные рабочие стержни размещают вдоль коротких граней (рис. 6.5).

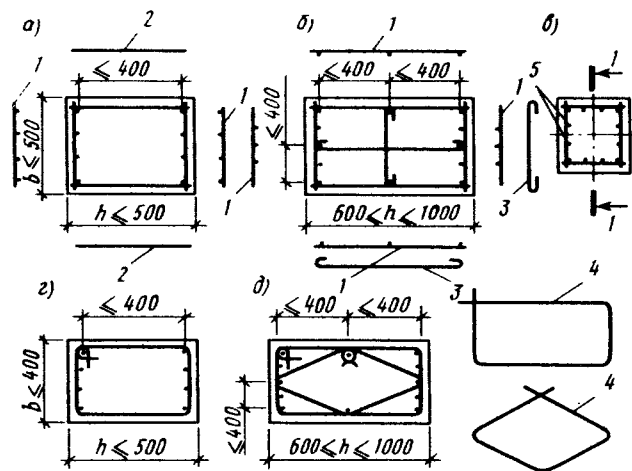


Рис. 6.5. Армирование сжатых элементов с гибкой арматурой:  
 а, б, в — сварными каркасами; г, д — вязаными; 1 — сварные каркасы; 2 — соединительные стержни; 3 — шпильки; 4 — вязанные хомуты; 1 — 1 — плоскость, в которой лежит эксцентриситет  $e_a$

Расположение продольной арматуры может быть симметричным ( $A_s = A'_s$ ) (рис. 6.5) относительно центра тяжести сечения и несимметричным ( $A_s \neq A'_s$ ). Первый вариант армирования применяют в элементах с малыми эксцентриситетами приложения продольной силы и при действии близких по значению моментов разных знаков. Симметричное армирование проще в изготовлении, но менее экономично в случае больших эксцентриситетов.

Поперечную арматуру (хомуты) в сжатых элементах устанавливают конструктивно для обеспечения проектного положения продольной арматуры и предотвращения ее стержней от выпучивания при действии внешней нагрузки, а при необходимости для восприятия поперечной силы. Исходя из этого расстояния между хомутами назначают: при  $R_{sc} \leq 400$  МПа — не более 500 мм и не более  $20d$  в сварных каркасах или  $15d$  в вязаных; при  $R_{sc} \geq 450$  МПа — не более 400 мм и не более  $15d$  в сварных каркасах и  $12d$  в вязаных. В местах стыкования рабочих стержней внахлестку без сварки расстояния между хомутами принимают не более  $10d$ . Если общее насыщение элемента продольной арматурой составляет более 3%, то хомуты устанавливают не более чем через  $10d$  и 300 мм. Во всех случаях шаг хомутов округляют до размеров, кратных 50 мм.

Продольную и поперечную арматуру в сжатых элементах объединяют в пространственные сварные и вязанные каркасы. Сварные пространственные каркасы образуются из плоских каркасов, расположенных у противоположных граней колонны, с помощью поперечных соединительных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням или путем сварки отдельных плоских каркасов между собой. Если каркасы противоположных граней колонны имеют промежуточные продольные стержни, то их по крайней мере через один соединяют с помощью привариваемых поперечных стержней или шпилек (рис. 6.5, б). 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. 6.5, а).

Вязанные пространственные каркасы образуют путем охвата продольных стержней замкнутым хомутом. При этом продольные стержни хотя бы через один должны располагаться в местах перегиба хомутов, а расстояние между перегибами должно быть не более 400 мм по ширине грани элемента (рис. 6.5, д).

В качестве продольной арматуры целесообразно применять горячекатаные стали классов А-III, А<sub>т</sub>-III и А-II. Максимальные сжимающие напряжения в арматуре зависят от предельной сжимаемости бетона и достигают  $\sigma_s = 400$  МПа, а при длительном действии нагрузки  $\sigma_s = 500$  МПа. Поэтому применение в сжатых

элементах арматуры с расчетным сопротивлением  $R_s > \sigma$ , невыгодно, так как не используются прочностные свойства стали. При значительных нагрузках и больших эксцентриситетах возможно применение в вязаных каркасах арматуры классов А<sub>1</sub>-IV, А<sub>1</sub>-V, А-V диаметром до 32 мм в сочетании с сетками косвенного армирования, повышающего деформативность бетона.

Насыщение поперечного сечения сжатых элементов продольной арматурой оценивают коэффициентом (процентом) армирования  $\mu$  ( $\mu\%$ ). При этом в элементах со случайным эксцентриситетом принимают  $\mu = (A_s + A'_s)/bh_0$ , а в элементах с расчетным эксцентриситетом  $\mu = A_s/bh_0$  и  $\mu' = A'_s/bh_0$ . По экономическим соображениям оптимальный процент армирования принимают 1...2%. Не рекомендуется проектировать элементы с  $\mu > 3\%$ .

Минимальное содержание арматуры устанавливают в зависимости от гибкости элемента: оно обеспечивает восприятие не учитываемых расчетом воздействий (температурных, усадочных и др.) и предотвращает хрупкое разрушение от образования трещин. В элементах с расчетным эксцентриситетом минимальный процент армирования, определенный по площади сечения арматуры  $A_s$  или  $A'_s$ , колеблется в пределах 0,05...0,25%, а в элементах со случайным эксцентриситетом и продольной арматурой, расположенной по всему контуру, минимальный процент армирования относится к полной площади сечения бетона и принимается вдвое больше указанных значений.

### 6.3. Основы расчета прочности сжатых элементов

Опыты показывают, что внецентренно сжатые элементы в стадии III напряженно-деформированного состояния разрушаются по нормальным сечениям в двух случаях: в зависимости от армирования сжатой и растянутой зон, а также от эксцентриситета приложения сжимающей силы.

Случай 1. Наблюдается в элементах, которые нагружены с большим эксцентриситетом и имеют незначительно растянутую арматуру. В этом случае, как и при изгибе, задолго до разрушения в растянутой зоне появляются трещины и по мере возрастания нагрузки ширина их раскрытия увеличивается, а нейтральная ось перемещается ближе к сжатой грани. Разрушение начинается с достижения предела текучести (физического или условного) в растянутой арматуре и завершается достижением предельного сопротивления бетона и арматуры в сжатой зоне (рис. 6.6, б).

Случай 2. Наблюдается в элементах со сравнительно малыми эксцентриситетами. Этим случаем охватывается два варианта напряженного состояния сечения. Если сжимающая сила находится в пределах ядра сечения, все сечение будет сжато, но неравномерно (рис. 6.6, а). При несколько большем эксцентрисите-

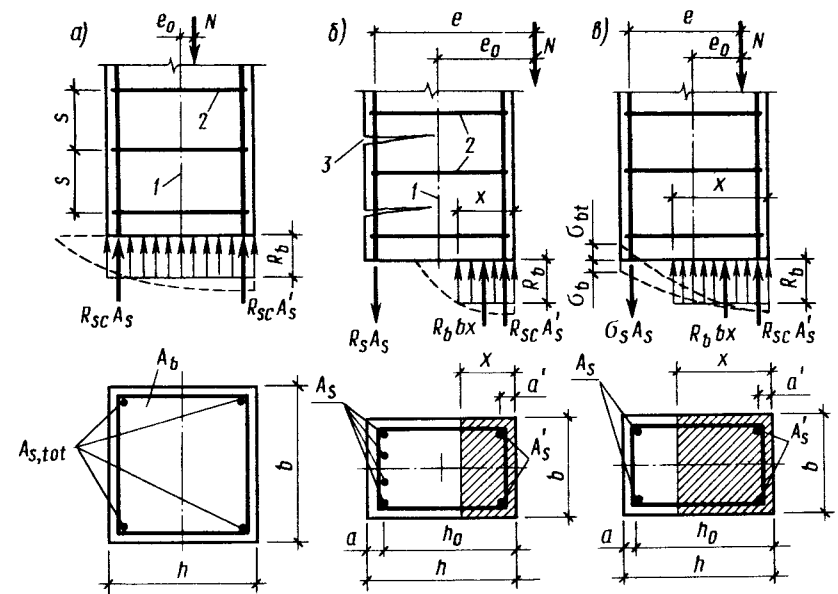


Рис. 6.6. Схемы расчетных усилий в сечениях сжатых железобетонных элементов со случайным (а) и расчетным (б, в) эксцентриситетами

те в части сечения, наиболее отдаленной от точки приложения силы, возникают растягивающие напряжения. В этом случае разрушение элемента происходит в результате достижения предельных сопротивлений в бетоне и арматуре наиболее сжатой части сечения. Напряжения в арматуре, находящейся у противоположной грани (сжата она или растянута), как правило, не достигают предела текучести (рис. 6.6, в).

В сечении с небольшим количеством арматуры при значительной продольной силе, приложенной с небольшим эксцентриситетом, сжимающие напряжения в сечении распределены более равномерно, и разрушение может наступить вследствие достижения предельных сопротивлений в бетоне и арматуре по всему сечению (рис. 6.6, а).

Случай 1 имеет место при  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ , случай 2 — при  $\xi > \xi_R$ . Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяют по формуле (5.4).

### 6.4. Расчет прочности элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой

Случай 1. ( $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ ). Как было сказано выше, первый случай внецентренного сжатия характеризуется тем, что часть сечения сжата, а часть растянута, и что разрушение начинается

с растянутой зоны. Расчетные зависимости получают на основе предпосылок, аналогичных принятым для изгибаемых элементов: расчет ведется по III стадии напряженно-деформированного состояния (случай 1); в предельном состоянии по прочности принимают  $\sigma_s = R_s$ ,  $\sigma'_s = R_{sc}$ ,  $\sigma_b = R_b$ ; эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны прямоугольная; работа растянутого бетона не учитывается.

Условие прочности получают, сопоставляя внешний момент  $M$  и сумму моментов внутренних сил в сечении относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S$  (рис. 6.6, б)

$$Ne \leq M_b + M'_s = R_b b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (6.1)$$

где  $M_b$  — момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны;  $M'_s$  — момент, воспринимаемый сжатой арматурой;  $e = e_0 + h/2 - a$ .

Высоту сжатой зоны бетона находят, проектируя все действующие в сечении силы на горизонтальную ось:

$$N = N_b + N'_s - N_s = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s. \quad (6.2)$$

Пользуясь полученными зависимостями, можно проверить несущую способность сечения или подобрать требуемую арматуру. При определении несущей способности из формулы (6.2) находят

$$x = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) / (R_b b). \quad (6.3)$$

Если  $x \leq x_R = \xi_R h_0$  (случай 1), то подставляют его в формулу (6.1) и проверяют условие прочности. При  $x > x_R$  расчет ведут по формулам случая 2.

При подборе сечения арматуры в двух полученных уравнениях (6.1) и (6.2) оказывается три неизвестных:  $x$ ,  $A_s$ ,  $A'_s$ . В этом случае наиболее экономичное сечение (как и в изгибаемых элементах с двойной арматурой) получают, приняв  $x = x_R$ . Тогда из формулы (6.1) площадь сжатой арматуры

$$A'_s = (N \cdot e - \alpha_R R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a'), \quad (6.4)$$

а из формулы (6.2) площадь растянутой

$$A_s = (R_b b \cdot \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s. \quad (6.5)$$

Для элементов из бетона класса В30 и ниже нормы рекомендуют формулы, в которых принято  $\alpha_R = 0,4$ ,  $\xi_R = 0,55$ . Тогда

$$A'_s = (N \cdot e - 0,4 R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a'); \quad (6.6)$$

$$A_s = (0,55 R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s. \quad (6.7)$$

Полученные зависимости справедливы при  $A'_s > 0$  и  $A'_s > \mu_{\min} b h_0$ . Если  $A'_s \leq 0$ , то по расчету сжатая арматура не требуется, однако в соответствии с нормами она должна быть поставлена конструктивно в количестве  $A'_s = \mu_{\min} b h_0$ . В этом случае из формулы (6.1) определяют момент, воспринимаемый бетоном,

$$M_b = M - M'_s = Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (6.8)$$

и соответствующую ему высоту сжатой зоны, т. е. по

$$\alpha_m = M_b / R_b b h_0^2 \quad (6.9)$$

находят  $\xi$ , после чего из формулы (6.2)

$$A_s = (R_b b \xi h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s. \quad (6.10)$$

При симметричном армировании  $A_s = A'_s$  и при  $R_s = R_{sc}$  (для арматуры классов А-II и А-III)  $x = N / R_b b$ . Тогда из формулы (6.1)

$$A_s = A'_s = [Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)] / R_{sc} (h_0 - a'). \quad (6.11)$$

Случай 2 ( $\xi = x/h_0 > \xi_R$ ). Расчетные предпосылки те же, что и в предыдущем случае, однако напряжения в арматуре, наиболее удаленной от продольной силы, в предельном состоянии  $\sigma_s < R_s$ . Условие прочности определяют по формуле (6.1), а условие равновесия примет вид (рис. 6.6, в)

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (6.12)$$

где  $\sigma_s$  для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III определяют по эмпирической формуле

$$\sigma_s = [2(1 - \xi) / (1 - \xi_R) - 1] R_s.$$

Из формулы видно, что при  $\xi = \xi_R$   $\sigma_s = R_s$ ; при  $\xi = 1$  (все сечение сжато)  $\sigma_s = -R_s = R_{sc}$ .

Согласно нормам, проверка прочности прямоугольного сечения с симметричной арматурой при  $x > \xi_R h_0$  может также производиться из условия (6.1), принимая высоту сжатой зоны, равной  $x = \xi h_0$ , где значение  $\xi$  для бетона класса В30 и ниже равно

$$\xi = \frac{x}{h_0} = [\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R] / (1 - \xi_R + 2\alpha_s). \quad (6.13)$$

Здесь

$$\alpha_n = N / R_b b h_0, \quad \alpha_s = R_s A_s / R_b b h_0.$$

Требуемое количество симметричной арматуры в этом случае

$$A_s = A'_s = \left[ Ne - R_b b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \right] / R_{sc} (h_0 - a'), \quad (6.14)$$

где  $x$  — высота сжатой зоны, определенная из формулы (6.13).

Блок-схемы расчета прочности сечений приведены в приложении 9.

Сжатые элементы под действием внецентренно приложенной силы изгибаются, что приводит к увеличению начального эксцентриситета  $e_0$  продольной силы  $N$  (рис. 6.7). Чем больше гибкость элемента, тем больше будет прогиб, увеличивающий изгибающий момент  $Ne_0$ . Как показывают опыты, разрушение гибкого элемента наступает при меньшей продольной силе по сравнению с короткими элементами. Поэтому сжатые элементы следует рассчитывать по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций бетона и наличия трещин в растянутых зонах. Из-за сложности расчета по деформированной схеме допускается рассчитывать элементы по недеформируемой схеме, учитывая влияние прогиба умножением эксцентриситета на коэффициент  $\eta$ :

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}), \quad (6.15)$$

где  $N_{cr}$  — условная критическая сила, определяемая по формуле, учитывающей особенности железобетона (совместную работу бетона и арматуры, неупругие свойства сжатого бетона, трещины в растянутой зоне, влияние длительного действия нагрузки и др.)

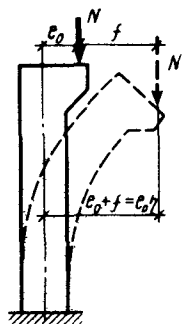


Рис. 6.7. Увеличение эксцентриситета продольной силы в гибких элементах

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[ \frac{J}{\varphi_1} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e / \varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right], \quad (6.16)$$

где  $l_0$  — расчетная длина элемента,  $\alpha = E_s / E_b$ ;  $J$  — момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;  $\varphi_1$ ,  $\delta_e$ ,  $\varphi_p$  — экспериментальные коэффициенты (определяются по формулам, приведенным в СНиП 2.03.01 — 84);  $J_s$  — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента.

При небольшой гибкости  $l_0 / i \leq 14$  (для прямоугольных сечений  $l_0 / h \leq 4$ ) влияние продольного

изгиба на увеличение эксцентриситета незначительно и принимают  $\eta = 1$ . Расчетный эксцентриситет при гибкости  $l_0 / i > 14$  ( $l_0 / h > 4$ ) принимается равным  $e_{0\eta} = e_0 + f = e_0 \eta = e_0 / (1 - N / N_{cr})$ . Для ограничения прогибов элементов рекомендуется соблюдать  $\eta \leq 2,5$ . При  $\eta > 2,5$  следует увеличить размеры поперечного сечения и в первую очередь его высоту.

### 6.5. Расчет элементов со случайным эксцентриситетом

Элементы прямоугольного сечения с симметричной арматурой классов А-I, А-II, А-III и А-IV при  $l_0 \leq 20h$  и начальным эксцентриситетом  $e_0 = e_a$  допускается рассчитывать по прочности из условия

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)], \quad (6.17)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;  $A = bh$  — площадь бетона в поперечном сечении;  $\eta$  — коэффициент (при  $h \leq 200$  мм  $\eta = 0,9$ , при  $h > 200$  мм  $\eta = 1$ );  $\varphi$  — коэффициент, учитывающий гибкость элемента, длительность нагружения, характер армирования и определяемый по эмпирической формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A} \leq \varphi_{sb}, \quad (6.18)$$

где  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$  — коэффициенты, принимаемые по табл. 6.1, в которой  $N_1$  — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок,  $N$  — продольная сила от действия всех нагрузок (постоянных, длительных, кратковременных).

Формула (6.17) представляет собой условие прочности центрально сжатого элемента. Однако это только форма расчета, так как влияние случайного эксцентриситета учтено коэффициентом  $\varphi$ , который зависит от гибкости элемента и длительности нагружения. Его значение получено из расчета на внецентренное сжатие.

Таблица 6.1. Значения коэффициента  $\varphi$

Отношение $l_0/h$	Коэффициент $\varphi_b$ для значений $N_1/N$			Коэффициент $\varphi_{sb}$ для значений $N_1/N$		
	0	0,5	1	0	0,5	1
0	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	0,92/0,92
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,86	0,82	0,89/0,87	0,88/0,85	0,87/0,82
16	0,88	0,82	0,76	0,88/0,85	0,86/0,81	0,84/0,77
18	0,86	0,78	0,69	0,86/0,82	0,83/0,76	0,79/0,70
20	0,84	0,72	0,61	0,84/0,79	0,79/0,71	0,74/0,63



Примечание.  $l_0$  — расчетная длина: для колонн сборных многоэтажных зданий  $l_0 = H$ ; для колонн зданий с монолитными перекрытиями  $l_0 = 0,7H$  ( $H$  — высота этажа). В числителе приведены значения  $\varphi$ , при площади сечения промежуточных стержней  $A_{s,i} < A_{s,tot}/3$  (рис. 6.5, в), в знаменателе —  $A_{s,i} \geq A_{s,tot}/3$ ;  $h$  — высота сечения элемента.

Прочность сжатого элемента при известных размерах поперечного сечения элемента, армировании, материалах и нагрузке проверяют по формуле (6.17), при этом  $\varphi$  определяют по формуле (6.18).

Если размеры поперечного сечения заданы, то площадь сечения арматуры определяют из (6.17)

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}}, \quad (6.19)$$

где  $\varphi$  устанавливается методом последовательного приближения.

Если требуется определить размеры  $h$  и  $b$ , а также площадь сечения арматуры при определенной нагрузке, расчетной длине, то задаются значениями  $\varphi = \eta = 1$  и  $\mu\% = 1\%$  ( $\mu = 0,01$ ). Принимая  $A_s + A'_s = \mu A$ , из условия (6.17) определяют

$$A = N / [\eta \varphi (R_b + \mu R_{sc})] \quad (6.20)$$

и назначают размеры поперечного сечения. Затем по установленным размерам определяют  $l_0/h$ ,  $\varphi$ ,  $\eta$  и подбирают  $(A_s + A'_s)$  по формуле (6.19).

Если процент армирования окажется высоким, то размеры сечения увеличивают и повторяют расчет. Сечение можно считать подобранным удовлетворительно, если  $\mu\% = 1...2\%$ .

Блок-схемы подбора сечений арматуры приведены в приложении 10.

### 6.6. Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием

Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называют *косвенным*. В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получило распространение косвенное армирование в виде спиралей или сварных колец (рис. 6.4, з). Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток (рис. 6.4, е). Косвенное армирование в виде поперечных сеток широко используют для местного усиления железобетонных сборных колонн

вблизи стыков, а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры.

В границах ядра, заключенного внутри спирали или контура сварной сетки, наблюдается повышенное сопротивление бетона. Это объясняется тем, что косвенная арматура сдерживает поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии. В результате повышается сопротивление сжатию даже после образования первых продольных трещин. Такое армирование способствует сопротивлению внешним воздействиям даже после отслаивания защитного слоя бетона. Прочность элемента исчерпывается, когда напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести. Продольные деформации элементов велики и возрастают с увеличением поперечного армирования. Это позволяет применять продольную арматуру из сталей более высокой прочности (классов А-IV, А-V), чем обычно (А-II, А-III).

Для косвенного армирования применяют арматурную сталь классов А-I, А-II и А-III диаметром 6...14 мм или предварительно напряженную проволоку. В колоннах сетки и спирали (кольца) должны охватывать всю рабочую продольную арматуру. Расстояние между витками спирали или кольцами в осях должно быть не более  $1/5$  диаметра элемента и не более 100 мм. Минимальный шаг спирали неограничен, но из удобства бетонирования его назначают не менее 3 см.

При применении косвенного армирования сварными сетками размеры ячеек принимают не менее 45 мм, не более  $1/4$  меньшей стороны колонны и не более 100 мм; шаг сеток — 60...150 мм. Во всех случаях продольная арматура колонны должна проходить внутри контура сеток (рис. 6.4, в).

При усилении концевых участков внецентренно сжатых элементов сварные сетки косвенного армирования устанавливают у торца в количестве не менее четырех сеток по длине (считая от торца элемента) не менее  $20d$ , если продольная арматура выполнена из гладких стержней, и не менее  $10d$  — из стержней периодического профиля. Прочность сжатых элементов с косвенным армированием любого вида рассчитывают по приведенным выше формулам (см. § 6.4), в которых учитывается лишь часть площади бетонного сечения  $A_{ef}$ , ограниченная крайними стержнями сетки или спирали, и вместо сопротивления бетона  $R_b$  применяют приведенное его сопротивление  $R_{b,red}$ , определяемое при армировании элементов поперечными сварными сетками по формуле

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy}, \quad (6.21)$$

где  $\varphi$  — коэффициент эффективности косвенного армирования  $\varphi = 1/(0,23 + \psi)$ ,  $\psi = \mu_{xy} R_{s,xy} / (R_b + 10)$ ;  $\mu_{xy}$  — коэффициент косвенного армирования

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}, \quad (6.22)$$

$n_x, A_{sx}, l_x$  — соответственно число стержней, площадь сечения одного стержня, его длина (считая в осях крайних стержней) в одном направлении;  $n_y, A_{sy}, l_y$  — то же, в другом направлении;  $A_{ef}$  — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток;  $s$  — расстояние между сетками;  $R_{x,xy}$  — расчетное сопротивление стержней арматурных сеток.

При центральном сжатии ( $e_0 = 0$ ) эффективность кольцевой арматуры максимальна. С увеличением  $e_0$  эффективность спирального армирования снижается. Это объясняется тем, что сжатая зона бетона охвачена спиральной арматурой лишь по внешнему контуру сечения, что не может в достаточной мере ограничить развитие поперечных деформаций. Однако при использовании косвенного армирования в виде сеток в сжатой зоне, как правило, оказывается несколько ячеек сетки, каждая из которых работает самостоятельно и тогда прочность бетона во внецентренно сжатых элементах практически не снижается.

Граничное значение  $\xi_R$  вычисляют по формуле (5.4), в которой  $\omega$  находят по эмпирической зависимости, учитывающей большую деформативность элементов с косвенным армированием [1].

Косвенное армирование учитывается в расчетах при гибкости  $l_0/i \leq 35$  (здесь  $i$  — радиус инерции ядра сечения, ограниченного осями крайних стержней поперечной арматуры), а также при условии, что несущая способность элемента, вычисленная по приведенным выше формулам (при  $A_{ef}$  и  $R_{b,red}$ ), превышает его несущую способность, определенную по полному сечению  $A$  и расчетному сопротивлению бетона  $R_b$  (без учета косвенной арматуры).

Помимо расчета прочности производят дополнительный расчет для того, чтобы в стадии эксплуатации в защитном слое не образовались продольные трещины и не произошло преждевременное отслаивание бетона.

### 6.7. Конструирование и расчет прочности растянутых элементов

По характеру работы элементы или сечения конструкций могут быть центрально- и внецентренно растянутыми.

К *центрально-растянутым* элементам относятся стенки цилиндрических резервуаров и напорных трубопроводов, испытывающих внутреннее давление жидкостей, затяжки и подвески арок, нижние пояса ферм и другие элементы. Центрально-растянутые элементы армируют отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры

по сечению. Диаметр продольной арматуры применяют в широких пределах (3...32 мм). Однако для повышения трещиностойкости центрально-растянутых элементов целесообразно применять меньший диаметр при большем количестве стержней, т. е. стремиться к дисперсному (распределенному) размещению арматуры в сечении. Центрально-растянутые элементы применяют, как правило, предварительно напряженными, что является радикальным средством повышения их сопротивляемости образованию трещин. Напрягаемую арматуру в линейных элементах размещают в сечении симметрично, чтобы при передаче усилий на бетон по возможности избежать внецентренного обжатия элемента.

В условиях внецентренного растяжения находятся стенки прямоугольных резервуаров, нижние пояса ферм и арок с внеузловой нагрузкой и т. п. Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой  $N$  и изгибающим моментом  $M$ , что равносильно внецентренному растяжению усилием  $N$  с эксцентриситетом  $e_0 = M/N$  относительно продольной оси элемента (рис. 6.8).

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 (см. рис. 6.5). Для повышения трещиностойкости внецентренно растянутые элементы, как и центрально-растянутые, подвергаются предварительному напряжению. Стыки рабочих стержней элементов выполняют, как правило, на сварке.

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, т. е.  $s \leq 2b$ . Размещение рабочей арматуры в сечении, конструирование арматурных изделий производят в соответствии с требованиями, изложенными в гл. 5.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В25. Предварительно напряженные конструкции изготавливают из бетона класса

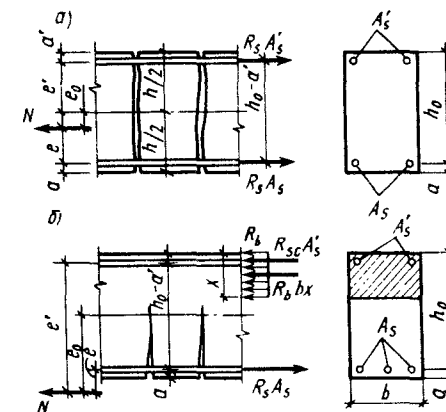


Рис. 6.8. Схемы расчетных усилий в сечениях внецентренно растянутых элементов:  
а — случай 1; б — случай 2

не ниже В25. В конструкциях, находящихся под давлением жидкостей, следует применять для ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь классов А-II, А-I, для предварительно напряженной — высокопрочную проволоку, канаты и горячекатаную сталь классов А-V, А-VI, А<sub>т</sub>-V, А<sub>т</sub>-VI.

Минимальный процент армирования устанавливают из условия предупреждения внезапного разрушения при раскрытии трещин и принимают для центрально-растянутых элементов 0,1%, для внецентренно растянутых — 0,05%.

При работе центрально-растянутых элементов под нагрузкой, так же как и изгибаемых, имеют место три стадии напряженно-деформированного состояния: стадия I — до образования в бетоне трещин; стадия II — после образования трещин до достижения в арматуре текучести и стадия III — разрушения. К моменту разрушения элемент оказывается расчлененным сквозными трещинами. В соответствии с этим в расчетном предельном состоянии по прочности работу бетона на растяжение не учитывают, а продольная сила воспринимается только напрягаемой арматурой площадью  $A_{sp}$  и ненапрягаемой площадью  $A_s$ . Прочность центрально-растянутого элемента будет обеспечена при выполнении условия

$$N \leq \gamma_{sc} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s, \quad (6.23)$$

где  $\gamma_{sc}$  — коэффициент, учитывающий работу высокопрочной арматуры при напряжениях, превышающих условный предел текучести (см. гл. 5).

Характер разрушения внецентренно растянутых элементов зависит от положения продольной силы. При этом различают два случая.

Случай 1 (малых эксцентриситетов) имеет место, когда внешняя продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре. Как и в центрально-растянутых элементах, бетон пересечен сквозными трещинами, а внешняя сила воспринимается только арматурой. Разрушение наступает, когда напряжение в продольной арматуре достигло предельного значения.

Случай 2 (больших эксцентриситетов) имеет место, когда внешняя продольная сила находится за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре. Часть сечения у грани, удаленной от силы  $N$ , сжата, противоположная часть сечения — растянута (рис. 6.8, б). Разрушение наступает от исчерпания несущей способности растянутой арматуры и сжатой зоны сечения (бетона и сжатой арматуры).

Случай 1. Условия прочности получают, составляя уравнения моментов относительно центров тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ :

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a'); \quad Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a'). \quad (6.24)$$

Эти формулы используют для проверки несущей способности и подбора арматуры.

Случай 2. Условия прочности при  $x \leq \xi_R h_0 = x_R$  получают из сопоставления внешнего момента и суммы моментов внутренних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$Ne \leq M_b + M'_s = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (6.25)$$

Высоту сжатой зоны находят из условия

$$N + R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0. \quad (6.26)$$

При проверке несущей способности сечения определяют  $x$  из (6.26) и подставляют его значение в (6.25).

При подборе площади сечения арматуры для получения минимального сечения арматуры  $A_s + A'_s$  принимают  $x = x_R = \xi_R h_0$  и, используя (6.25), находят

$$A'_s = (Ne - \alpha_R R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a'). \quad (6.27)$$

Площадь сечения растянутой арматуры определяют из (6.26)

$$A_s = \frac{N}{R_s} + \frac{R_b b \xi_R h_0}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (6.28)$$

Если окажется, что сжатая арматура по расчету не требуется ( $A'_s \leq 0$ ) или ее количество недостаточно по конструктивным требованиям ( $A'_s \leq \mu_{\min} b h_0$ ), то количество сжатой арматуры принимают равным  $\mu_{\min} b h_0$ . В этом случае вычисляют

$$\alpha_m = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2,$$

определяют  $\xi$  и площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{N}{R_s} + \frac{R_b b \xi h_0}{R_s} + \frac{A'_s R_{sc}}{R_s}. \quad (6.29)$$

Если найденное из (6.26) значение  $x > \xi_R h_0$ , то в формулу (6.25) подставляют  $x = x_R = \xi_R h_0$ , где  $\xi_R$  определяют по формуле (5.4).

Характер напряженного состояния сечения внецентренно-сжатых и внецентренно растянутых элементов, зависящий от эксцентриситета  $e_0$  приложения продольной силы  $N$  и направления ее действия (сжатие, растяжение), показан на рис. 6.9 [11].

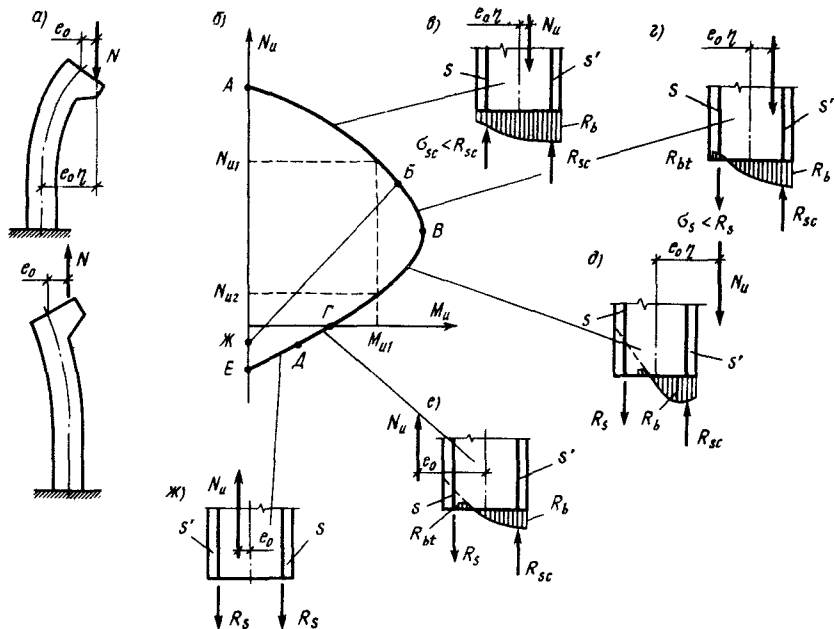


Рис. 6.9. Диаграмма несущей способности элементов при совместном действии продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$  и схемы расчетных усилий в сечениях

Если эксцентриситет  $e_0$  увеличивается от нуля до некоторого предельного значения (рис. 6.9, а), то несущая способность внецентренно-сжатых элементов характеризуется кривой  $A — \Gamma$  (рис. 6.9, б). При эксцентриситете  $e_0 = 0$  (точка  $A$ ) имеет место осевое сжатие элемента при максимальном значении продольной силы  $N$ . С некоторым ростом эксцентриситета разрушение элемента происходит при полностью сжатом сечении и сопровождается раздроблением бетона более сжатой грани, при этом несущая способность элемента характеризуется участком кривой  $A — B$  (рис. 6.9, б, в). Участку кривой  $B — B$  также соответствует разрушение по бетону сжатой зоны, но при частично растянутом сечении, когда напряжения в арматуре  $S$  остаются меньше расчетных сопротивлений  $\sigma_s < R_s$  (рис. 6.9, б, з). Таким образом, участок  $A — B$  графика несущей способности характеризует набор комбинаций внутренних усилий (изгибающего момента и продольной силы) при разрушении внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами.

Случай больших эксцентриситетов имеет место, если напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести стали раньше, чем происходит раздробление бетона сжатой зоны, т. е.

соблюдается условие  $\xi \leq \xi_R$  (рис. 6.9., б, д). Такому случаю разрушения соответствует участок  $B — \Gamma$  графика несущей способности. Максимальное значение изгибающего момента (точка  $B$ ) достигается при относительной высоте сжатой зоны бетона, равной граничному значению  $\xi = \xi_R$ .

Отметим, что при внецентренном сжатии элементов одной и той же величине изгибающего момента  $M_{u,1}$  соответствуют два значения продольной силы  $N_{u,1}$  и  $N_{u,2}$ .

Случаи больших и малых эксцентриситетов внецентренного растяжения характеризуются участками  $\Gamma — Д$  и  $Д — E$  графика несущей способности (рис. 6.9, б). Причем случай малых эксцентриситетов имеет место, если продольная сила  $N$  приложена между равнодействующими усилий в арматуре  $S$  и  $S'$  (рис. 6.9, б, ж).

Нормальные трещины в сечении элемента не образуются, если точка с координатами  $N$  и  $M$  находится внутри области  $A — B — Ж — A$  графика несущей способности. Однако при действии силы  $N$ , близкой к разрушающей, в бетоне сжатого элемента появляются трещины (продольные и наклонные), которые, объединяясь, образуют поверхности разрыва. Такое состояние характеризует разрушение сжатого бетона, при этом продольная арматура теряет устойчивость, изгибаясь наружу вследствие больших поперечных деформаций бетона.

### 6.8. Местное сжатие (смятие)

Если сжимающее усилие с одного элемента на другой передается не на всю площадь поперечного сечения, а лишь на его некоторую часть, то бетон работает в условиях стеснения поперечных деформаций и прочность его повышается (см. § 6.6). Воздействие местной нагрузки встречается в стыках сборных колонн, при опирании балок (ферм) на колонны или стены, под анкерными устройствами предварительно напряженных элементов. Нагрузка может передаваться на бетон непосредственно или через прокладки (рис. 6.10, а). Для усиления бетона при необходимости устраивают косвенное армирование в виде сварных поперечных сеток (рис. 6.10, б).

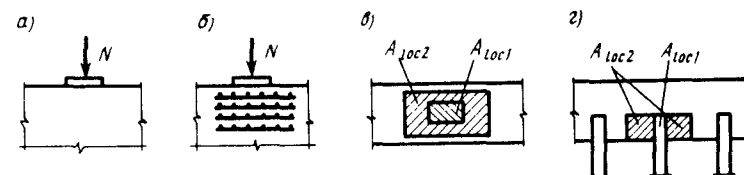


Рис. 6.10. К расчету железобетонных элементов на местное сжатие

Условие прочности элемента без косвенного армирования на местное сжатие получают из условия равновесия

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{loc,1}, \quad (6.30)$$

где  $N$  — сжимающая сила от внешней нагрузки;  $\psi$  — коэффициент, учитывающий характер распределения местной нагрузки по площади сечения, принимаемый равным: при равномерном распределении нагрузки — 1, при неравномерном распределении нагрузки (под концами балок) — 0,75;  $R_{b,loc}$  — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b, \quad (6.31)$$

где  $\alpha = 1$  — для бетонов класса В25 и ниже,  $\alpha = 13,5 (R_{bt}/R_b)$  для бетонов класса В25 и выше;  $\varphi_b$  — коэффициент, учитывающий влияние окружающего ненагруженного бетона на повышение смятию загруженного участка

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc,1}} \leq 2,5, \quad (6.32)$$

т. е. значение  $\varphi_b$  зависит от соотношения расчетной  $A_{loc,2}$  и фактической  $A_{loc,1}$  площадей смятия. Расчетная площадь смятия помимо фактической включает дополнительный участок сжимаемого элемента, вовлекаемый в работу и принимаемый в зависимости от схемы приложения нагрузки (рис. 6.10, в, з).

Расчет прочности элементов с косвенным армированием в виде плоских сварных поперечных сеток на местное смятие производят из условия

$$N \leq R_{b,red} A_{loc,1}, \quad (6.33)$$

где  $R_{b,red}$  — приведенная призматическая прочность бетона при расчете на местное смятие

$$R_{b,red} = R_b \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \varphi_s, \quad (6.34)$$

$R_b$ ,  $\varphi$ ,  $\mu_{xy}$ ,  $R_{s,xy}$  — то же, что и в формуле (6.21);  $\varphi_b$  вычисляют по формуле (6.32), но принимают не более 3,5;  $\varphi_s$  — коэффициент, учитывающий влияние сеток косвенного армирования на повышение прочности бетона при смятии

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 A_{loc,1}/A_{ef}, \quad (6.35)$$

$A_{ef}$  — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток (в осях крайних стержней) и удовлетворяющая условию  $A_{loc,1} < A_{ef} \leq A_{loc,2}$ .

Количество сеток по глубине элемента определяют расчетом, но принимают не менее двух.

## 6.9. Расчет на продавливание и отрыв

**Расчет на продавливание.** Плитные конструкции (безбалочные перекрытия, фундаменты под колонны, свайные ростверки и т. п.) при действии сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, могут разрушаться от продавливания. Опыты показывают, что продавливание обычно происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, боковые грани наклонены под углом  $45^\circ$  к горизонту, а высота равна рабочей высоте плиты (рис. 6.11, а, б).

Расчет плиты (без поперечной арматуры) на продавливание должен производиться из условия

$$F \leq \alpha R_b \mu_m h_0, \quad (6.36)$$

где  $F$  — продавливающая сила, принимается равной силе  $N$ , действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания и сопротивляющихся продавливанию;  $\alpha$  — экспериментальный коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1;  $\mu_m$  — среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания.

Если схема опирания такова, что продавливание может происходить только по поверхности пирамиды, боковые грани которой наклонены к горизонтальной поверхности под углом более  $45^\circ$ , например в свайных ростверках (рис. 6.11, б), несущая способность на продавливание увеличивается. Это учитывается умножением правой части условия (6.36) на  $h_0/c$  ( $c$  — длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания). При этом несущую способность принимают равной не более чем удвоенному значению, вычисленному по формуле (6.36).

В ряде случаев возникает необходимость ограничения толщины плиты, определяемой расчетом на продавливание. Это относится к мощным фундаментным плитам, безбалочным перекрытиям в зданиях, сооружаемых методом подъема этажей и др. Одним из способов снижения толщины плиты является установка в пределах пирамиды продавливания хомутов, нормальных к плоскости плиты на ширине не менее  $1,5h$  (рис. 6.11, в). В этом случае расчет производят из условия

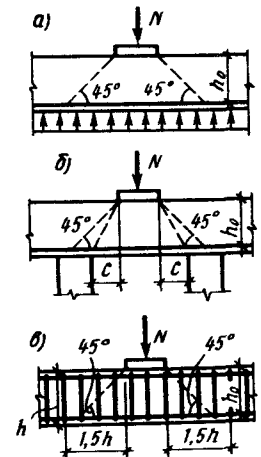


Рис. 6.11. К расчету железобетонных элементов на продавливание

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0 + 0,8 R_{sw} A_{sw}, \quad (6.37)$$

где 0,8 — коэффициент, учитывающий отклонение принятой расчетной схемы от фактического характера работы;  $R_{sw}$  — расчетное сопротивление хомутов, принимаемое не более чем для арматуры класса А-I, т. е.  $R_{sw} = 175$  МПа;  $A_{sw}$  — площадь сечения поперечной арматуры, пересекающей боковые грани пирамиды продавливания.

При учете поперечной арматуры должно также соблюдаться условие  $R_{sw} A_{sw} > 0,5 R_{bt} u_m h_0$ .

**Расчет на отрыв.** При действии нагрузки, приложенной к нижней грани элемента или в пределах высоты его сечения (например, в месте примыкания второстепенной балки к главной), может произойти отрыв растянутой зоны элемента.

Для предотвращения такого вида разрушения необходимо, чтобы отрывающая сила  $F$ , умноженная на коэффициент  $(1 - h_s/h_0)$ , была воспринята специально поставленной в зоне возможного отрыва арматурой. Прочность на отрыв будет обеспечена при соблюдении условия

$$F(1 - h_s/h_0) \leq \sum R_{sw} A_{sw}, \quad (6.38)$$

где  $h_s$  — расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры;  $\sum R_{sw} A_{sw}$  — сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, установленными дополнительно по длине зоны отрыва, равной  $a = 2h_s + b$  ( $b$  — ширина площадки отрывающей силы).

?

1. Как определяют случайный и расчетный эксцентриситет? 2. Какие элементы железобетонных конструкций относятся к внецентренно сжатым, внецентренно растянутым? 3. Классификация сжатых элементов по типу армирования. 4. Как конструируется продольная и поперечная арматура сжатых элементов? 5. Особенности расчета элементов при случайных эксцентриситетах. 6. Каковы два случая разрушения внецентренно сжатых элементов? Чем они характеризуются? 7. Выведите формулы для расчета сжатых элементов прямоугольного сечения для случаев  $\xi \leq \xi_R$  и  $\xi > \xi_R$ . 8. Особенности расчета гибких сжатых элементов (учет влияния продольного изгиба). 9. Сущность косвенного армирования. В каких случаях его целесообразно применять? 10. Какие два случая расчета внецентренно растянутых элементов вы знаете? В чем их принципиальное различие? 11. Напишите формулу для расчета центрально-растянутых элементов. 12. Выведите формулы для расчета внецентренно растянутых элементов, работающих по случаю 1. 13. Чем объясняется повышение прочности бетона при местном сжатии? Как она определяется в этом случае? 14. Напишите формулы для расчета элементов, испытывающих местное сжатие. 15. Какие конструкции рассчитываются на продавливание? 16. Какой характер разрушения имеет место при продавливании? 17. Какие факторы влияют на прочность элемента при продавливании? 18. В каких случаях и как производится расчет железобетонных элементов на отрыв?

### 7.1. Категории требований к трещиностойкости

При проектировании железобетонных конструкций надо обеспечить не только их прочность (первая группа предельных состояний), но и необходимую трещиностойкость и жесткость (вторая группа предельных состояний).

Под трещиностойкостью железобетонных конструкций понимают их сопротивление образованию и раскрытию трещин. В зависимости от условий работы элемента и вида применяемой арматуры к трещиностойкости нормальных и наклонных сечений железобетонных конструкций предъявляют требования, подразделяемые на три категории: 1) не допускается образование трещин; 2) допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин ( $a_{cr,1} \leq 0,2$  мм) при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия); 3) допускается ограниченное по ширине непродолжительное ( $a_{cr,1} \leq 0,4$  мм) и продолжительное ( $a_{cr,2} \leq 0,3$  мм) раскрытие трещин.

Под *непродолжительным раскрытием трещин* понимают их раскрытие при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а под *продолжительным раскрытием* — только от постоянных и длительных нагрузок.

Расчет по 1-й категории требований к трещиностойкости производят для расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1$  (как при расчете на прочность), расчет конструкций по 2-й и 3-й категориям требований к трещиностойкости ведут на действие расчетных нагрузок с коэффициентом  $\gamma_f = 1$ .

По 1-й категории рассчитывают предварительно напряженные конструкции, находящиеся под давлением жидкостей или газов (резервуары, напорные трубы), а также эксплуатируемые ниже уровня грунтовых вод при полностью растянутом сечении. Другие предварительно напряженные элементы в зависимости от условий работы конструкции и вида арматуры должны отвечать требованиям 2-й или 3-й категории. Все конструкции без предварительного напряжения должны отвечать требованиям 3-й категории.

Наряду с нормальными и наклонными трещинами в конструкциях возможно образование продольных трещин. Для предотвращения их раскрытия устанавливают специальную поперечную арматуру, а в предварительно напряженных конструкциях напряжения в бетоне в стадии обжатия ограничиваются значением  $(0,65 \dots 0,85) R_{bp}$ .

## 7.2. Расчет по образованию трещин

За основу расчета по образованию трещин принимают напряженно-деформированное состояние элемента в стадии Ia, при этом исходят из следующих предпосылок: считается справедливой гипотеза плоских сечений; наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна принимают равным

предельной растяжимости бетона  $\varepsilon_{bt,u} = \frac{R_{bt,ser}}{v_t E_b} = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b}$ ; напряжения

в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине  $R_{bt,ser}$ . В этот момент напряжения в напрягаемой арматуре будут равны сумме значений предварительного напряжения (с учетом потерь и коэффициента точности натяжения) и приращения напряжения за счет деформаций растянутого бетона после погашения его обжатия:  $(\sigma_{sp} - \sigma_{loss})\gamma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}$ . Напряжения в ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов равны сумме значений сжимающего напряжения от усадки и ползучести бетона и приращения растягивающего напряжения за счет деформаций растянутого бетона:  $-(\sigma_8 + \sigma_9) + 2\alpha R_{bt,ser}$ .

**Центрально-растянутые элементы.** Трещины не образуются, если усилие от внешней нагрузки  $N$  не превысит усилия, воспринимаемого сечением при образовании трещин  $N_{crc}$ :

в элементах без предварительного напряжения

$$N \leq N_{crc} = R_{bt,ser} A_b + \sigma_s A_s = R_{bt,ser} (A_b + 2\alpha A_s), \quad (7.1)$$

где  $\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{bt,u} E_s = (R_{bt,ser} / v_t E_b) E_s = 2\alpha R_{bt,ser}$ ;  $v_t = 0,5$ ;

в предварительно напряженных элементах

$$N \leq R_{bt,ser} (A_b + 2\alpha A_s) + P, \quad (7.2)$$

где  $P$  — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (4.12).

В элементах с ненапрягаемой арматурой, стесненной усадкой в бетоне, появляются растягивающие напряжения, снижающие трещиностойкость сечения.

**Изгибаемые элементы.** Для недопущения образования трещин необходимо, чтобы момент внешних сил  $M$  не превышал момента  $M_{crc}$ , воспринимаемого сечением при образовании трещин в бетоне растянутой зоны:

$$M \leq M_{crc}. \quad (7.3)$$

В предварительно напряженных изгибаемых элементах появлению трещин препятствует сила обжатия, создавая в нижней зоне бетона сжимающие напряжения (рис. 7.1, а):

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{op}}{W_{red}}, \quad (7.4)$$

где  $P$  — равнодействующая усилий во всей продольной арматуре с учетом соответствующих потерь

$$P = A_{sp} \sigma_{sp} + A'_{sp} \sigma'_{sp} - A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s; \quad (7.5)$$

$W_{red}$  — упругий момент сопротивления приведенного сечения  $W_{red} = J_{red} / y_0$ ; ( $J_{red}$  — момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести;  $y_0$  — расстояние от центра тяжести до волокна, трещиностойкость которого определяется).

Изгибающий момент  $M_{crc}$ , вызывающий образование трещин в предварительно напряженном элементе, можно представить состоящим из двух слагаемых: момента  $M_1$ , уменьшающего напряжения обжатия в крайнем волокне бетона до нуля, и момента  $M_2$ , повышающего напряжения в том же волокне от 0 до  $R_{bt,ser}$ :

$$M_{crc} = M_1 + M_2. \quad (7.6)$$

При воздействии момента  $M_1$  предполагается упругая работа бетона во всем сечении, эпюра напряжений принимается треугольной как в сжатой, так и в растянутой зоне (рис. 7.1, б). Поэтому момент может быть выражен известной формулой сопротивления материалов:

$$M_1 = W_{red} \sigma_{bp}. \quad (7.7)$$

Подставляя (7.4) в (7.7), получим

$$M_1 = W_{red} \left( \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{W_{red}} \right) = P \left( \frac{W_{red}}{A_{red}} + e_{op} \right) = P(r + e_{op}) = M_{rp}, \quad (7.8)$$

где  $r$  — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядерной точки, наиболее удаленной от растянутой зоны. В изгибаемых и внецентренно сжатых сечениях эпюра в сжатой зоне

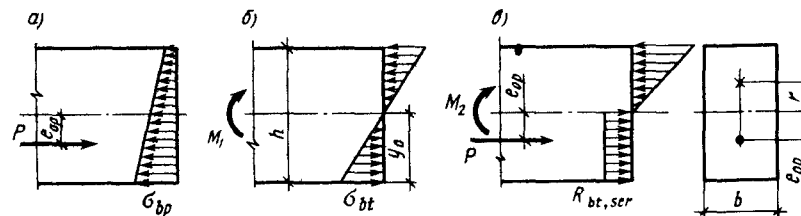


Рис. 7.1. К определению момента образования трещин в изгибаемом предварительно напряженном элементе

приближается к трапеции вместо принятой в расчете треугольной. Влияние пластических деформаций учитывается в расчете введением коэффициента 0,8. Тогда

$$r = 0,8(W_{red}/A_{red});$$

$M_{rp}$  — момент сил обжатия относительно более удаленной (верхней) ядровой точки.

При определении  $M_2$  принимают эпюру нормальных напряжений в сжатой зоне треугольной, а в растянутой — прямоугольной с напряжением, равным  $R_{bt,ser}$ . Такая эпюра учитывает наличие в растянутой зоне пластических деформаций и близко соответствует опытным данным. В этом случае (рис. 7.1, в)

$$M_2 = W_{pl}R_{bt,ser} \quad (7.9)$$

где  $W_{pl}$  — упругопластический момент сопротивления приведенного железобетонного сечения относительно растянутой грани, равный  $W_{red}\gamma$  ( $\gamma$  — коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона, для прямоугольного сечения  $\gamma = 1,75$ ).

Подставив (7.8) и (7.9) в (7.6), получим

$$M \leq M_{crc} = R_{bt,ser}W_{pl} + M_{rp} \quad (7.10)$$

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, выполняют как для сплошного упругого тела, т. е. в предположении отсутствия нормальных трещин. Поскольку наклонные трещины образуются в бетоне в условиях плоского напряженного состояния, в расчетах трещиностойкости следует принимать во внимание не только главные растягивающие, но и главные сжимающие напряжения. Испытание бетонных образцов при двухосном напряженном состоянии сжатия в одном направлении снижает способность бетона сопротивляться растяжению в другом направлении. Трещиностойкость наклонного сечения может считаться обеспеченной, если главные растягивающие напряжения удовлетворяют эмпирическому условию

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4}R_{bt,ser} \quad (7.11)$$

где  $\gamma_{b4}$  — коэффициент, учитывающий влияние двухосного напряженного состояния на прочность бетона

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0,2 + \alpha B} \leq 1,$$

$\alpha$  — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона — 0,01;  $B$  — класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

Значение  $\alpha B$  принимают не менее 0,3.

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений определяют по формуле (5.46).

### 7.3. Расчет по раскрытию трещин

Расчет по раскрытию трещин производят по стадии II напряженно-деформированного состояния элементов на действие нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ . Цель расчета сводится к определению теоретической величины раскрытия трещин  $a_{crc}$  и сравнения ее с допускаемой  $[a_{crc}]$ , при которой обеспечивается нормальная эксплуатация зданий, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкции.

Если теоретическая величина оказывается больше допускаемой, то увеличивают усилие предварительного обжатия бетона, повышают класс бетона или увеличивают поперечные размеры сечения.

Рассмотрим центрально-растянутый элемент (рис. 7.2). Ширину раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры определяют из условия, что сумма удлинения  $\Delta_{bt}$  растянутого бетона на участке между трещинами и ширина раскрытия трещин  $a_{crc}$  должны равняться удлинению арматуры  $\Delta a_s$  на участке между трещинами:

$$\Delta_{bt} + a_{crc} = \Delta a_s \quad (7.12)$$

Пренебрегая удлинениями растянутого бетона как малой величиной и выражая удлинение арматуры  $\Delta a_s$  через средние относительные деформации арматуры  $\varepsilon_{sm}$  и расстояние между трещинами  $l_{crc}$ , получим

$$a_{crc} = \Delta a_s = \varepsilon_{sm}l_{crc} \quad (7.13)$$

Представим средние деформации арматуры в виде  $\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s$ , где  $\psi_s$  — коэффициент, учитывающий работу бетона на участке между трещинами. Тогда

$$a_{crc} = \psi_s \varepsilon_s l_{crc} = \psi_s \sigma_s \frac{l_{crc}}{E_s} \quad (7.14)$$

где  $\varepsilon_s$  и  $\sigma_s$  — деформации и напряжения в арматуре в сечении с трещиной.

Расстояние между трещинами определяют из условия, что разность усилий в растянутой арматуре в сечениях с трещиной и между трещинами уравновешивается усилиями сцепления арматуры с бетоном.

Для центрально-растянутых элементов

$$l_{crc} = d\eta/4\mu, \quad (7.15)$$

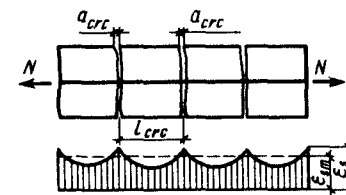


Рис. 7.2. К определению ширины раскрытия нормальных трещин в растянутом железобетонном элементе



где  $d$  — диаметр стержней;  $\eta$  — коэффициент, зависящий от вида и профиля арматуры;  $\mu$  — коэффициент армирования. Подставив (7.15) в (7.14), будем иметь

$$a_{cr} = \psi_s \frac{\sigma_s d}{E_s 4\mu} \eta. \quad (7.16)$$

Исследования показали, что фактическая ширина раскрытия трещин вследствие неоднородности бетона и других факторов может до 1,5 раза превышать величину  $a_{cr}$ , вычисленную по формуле (7.16). В связи с этим нормы проектирования рекомендуют определять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента  $a_{cr}$ , по эмпирической формуле, аналогичной по структуре теоретической формуле (7.16), но позволяющей получить результаты, более близкие к опытам:

$$a_{cr} = \delta \varphi \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (7.17)$$

где  $\delta$  — коэффициент, принимаемый равным: для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов — 1; для растянутых — 1,2;  $\varphi$  — коэффициент, зависящий от длительности и характера действия нагрузки, вида бетона и его состояния; при учете кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок  $\varphi = 1$ , при учете многократно повторяющихся нагрузок или продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности  $\varphi = 1,5$ ;  $\eta$  — коэффициент, принимаемый равным: для стержней периодического профиля — 1, для гладких стержней — 1,3;  $\mu$  — коэффициент армирования по растянутой арматуре, принимаемый равным не более 0,02;  $\sigma_s$  — напряжения в стержнях крайнего ряда арматуры  $S$  или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от действия внешней нагрузки: для центрально-растянутых элементов без предварительного напряжения  $\sigma_s = N/A_s$ , с предварительным напряжением  $\sigma_s = (N - P)/(A_{sp} + A_s)$ , для изгибаемых элементов с одиночной арматурой без предварительного напряжения  $\sigma_s = M/A_s z$ , с предварительным напряжением  $\sigma_s = [M - P(z - e_{sp})]/(A_{sp} + A_s)z$  ( $z$  — плечо внутренней пары;  $e_{sp}$  — расстояние от центра тяжести площади арматуры  $S_p$  до точки приложения усилия обжатия).

Ширина раскрытия нормальных трещин зависит от напряжения в растянутой арматуре, коэффициента армирования сечения, вида и диаметра арматуры, длительности действия нагрузки. Для уменьшения ширины раскрытия трещин следует уменьшать диа-

метр арматуры, увеличивая ее количество, и применять арматуру периодического профиля.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширину непродолжительного раскрытия трещин  $a_{cr,1}$  определяют от суммарного воздействия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте  $\varphi = 1$ . Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширину продолжительного раскрытия трещин находят от действия постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте  $\varphi > 1$ . Кроме того, определяют ширину непродолжительного раскрытия трещин как сумму приращения ширины раскрытия трещин ( $a_{cr,1} - a_{cr,2}$ ) от непродолжительного действия всей нагрузки и непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок при  $\varphi = 1$  и ширины раскрытия ( $a_{cr,3}$ ) от постоянных и длительных нагрузок (рис. 7.3):

$$a_{cr} = a_{cr,1} - a_{cr,2} + a_{cr,3}. \quad (7.18)$$

Ширину раскрытия наклонных трещин рассчитывают в случаях, когда не соблюдается условие (7.11). На ширину раскрытия наклонных трещин наибольшее влияние оказывает поперечная арматура. С увеличением ее количества ширина наклонных трещин уменьшается. Влияние продольной арматуры на раскрытие трещин незначительно. При армировании элементов вертикальными хомутами ширину раскрытия наклонных трещин определяют по эмпирической формуле

$$a_{cr} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_t(1 + 2\alpha\mu_w)}, \quad (7.19)$$

где  $\varphi_l$  и  $\eta$  — то же, что и в формуле (7.17);  $d_w$  — диаметр поперечной арматуры;  $\sigma_{sw}$  — напряжение в хомутах

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

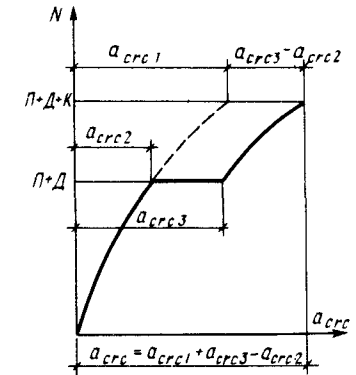


Рис. 7.3. График — нагрузка, ширина раскрытия трещин: П — постоянные; Д — длительные; К — кратковременные

$Q$  и  $Q_{b1}$  — соответственно левая и правая части условия (5.48), в котором  $R_{b1}$  заменяется на  $R_{b1,ser}$ , при этом коэффициент  $\varphi_{b4}$  умножается на 0,8;  $s$  — шаг хомутов;

$$\mu_w = A_{sw}/bs.$$

#### 7.4. Расчет по закрытию трещин

В целях нормальной эксплуатации конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, необходимо обеспечивать надежное закрытие нормальных и наклонных трещин после снятия кратковременных нагрузок. Это обусловлено тем, что для коррозии арматуры таких конструкций наиболее опасно продолжительное раскрытие трещин.

Для надежного закрытия нормальных к продольной оси трещин должны соблюдаться следующие требования:

а) в напрягаемой арматуре от действия полной нагрузки не должны возникать неупругие деформации, которые не дадут возможность трещинам закрыться при снижении нагрузки, что обеспечивается условием

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}, \quad (7.20)$$

где  $\sigma_{sp}$  — предварительное натяжение в арматуре с учетом всех потерь;  $\sigma_s$  — приращение напряжения в напрягаемой арматуре от воздействия внешних нагрузок, определяемое как и в формуле (7.17);

б) сечение элемента с трещиной в растянутой зоне от полной нагрузки должно оставаться обжатым при действии длительных нагрузок. При этом нормальные напряжения сжатия  $\sigma_b$  на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента должны быть не менее 0,5 МПа. Напряжения  $\sigma_b$  определяют как для упругого тела от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия

$$\sigma_b = [P(e_{op} + r) - M]/W_{red} \geq 0,5 \text{ МПа}, \quad (7.21)$$

где  $P$  и  $e_{op}$  вычисляют по формулам (4.12) и (4.13).

Для обеспечения надежного закрытия наклонных трещин оба главных напряжения в бетоне, определяемые по формуле (5.46), на уровне центра тяжести приведенного сечения при действии постоянных и длительных нагрузок должны быть сжимающими и по величине не менее 0,5 МПа. Указанное требование обеспечивается с помощью предварительно напряженной поперечной арматуры.

#### 7.5. Расчет перемещений железобетонных конструкций

Широкое применение сборных железобетонных конструкций из материалов высокой прочности и уточнение методов расчета привело к уменьшению размеров поперечных сечений элементов, а следовательно, к снижению их жесткости и увеличению прогибов. Поэтому расчет деформаций (перемещений) приобрел в последние годы важное значение. Цель его состоит в ограничении прогибов конструкции до таких пределов, которые не могли бы нарушить эксплуатационных качеств конструкций

$$f \leq f_u,$$

где  $f$  — прогиб от расчетных нагрузок при  $\gamma_f = 1$ ;  $f_u$  — допустимый нормами предельный прогиб, установленный на основании технологических, конструктивных, эстетических и других требований: для элементов перекрытий и покрытий из плоских панелей при  $l < 6$  м —  $l/200$ , при  $6 < l \leq 7,5$  м — 3 см, при  $l > 7,5$  м —  $l/250$ ; для подкрановых балок при ручных кранах  $f_u = l/500$ ; при электрических  $f_u = l/600$  и т. п.

Испытания показывают, что железобетонная балка до образования трещин работает полным сечением.

После образования трещин балка в средней части будет разделена на отдельные блоки (рис. 7.4, а), связанные понизу арматурой, а поверху — бетоном сжатой зоны. Жесткость балки в середине пролета падает (рис. 7.4, б), на ее величину оказывают влияние не только геометрические размеры сечений, но и количество растянутой арматуры (рис. 7.4, в), ползучесть бетона, усадка и другие факторы. Это вызывает определенные сложности при определении жесткости сечений железобетонных элементов с трещинами в растянутой зоне. Нормы рекомендуют вычислять прогибы по кривизнам, используя методы строительной механики. Наиболее удобной зависимостью для определения прогибов является интеграл Мора:

$$f = \int_0^l \overline{M}_x (1/r)_x dx, \quad (7.22)$$

где  $\overline{M}_x$  — изгибающий момент в сечении  $x$  от единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения;  $(1/r)_x$  — кривизна элемента в сечении  $x$  от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Для упрощения расчетов можно при вычислении прогибов определять кривизну для наиболее напряженного сечения и принять, что она изменяется пропорционально изгибающему моменту вдоль оси элемента. Такое допущение, принятое в нормах для

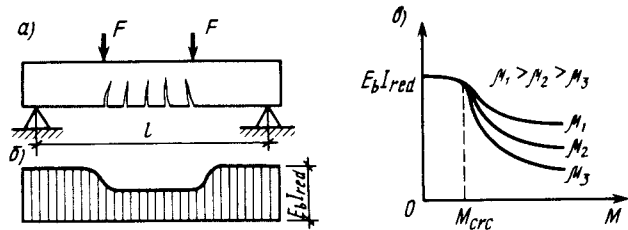


Рис. 7.4. Влияние трещин и коэффициента армирования на жесткость железобетонной балки

элементов постоянного сечения, хорошо подтверждается экспериментально. В этом случае формула (7.22) примет вид

$$f = \varphi_m (1/r) l_0^2, \quad (7.23)$$

где  $\varphi_m$  — коэффициент, зависящий от условий опирания и схемы загрузки, для свободно опертой балки при равномерно распределенной нагрузке  $\varphi_m = 5/48$ , при сосредоточенной нагрузке в середине пролета  $\varphi_m = 1/12$ ; при двух равных моментах по концам балки  $\varphi_m = 1/8$ ;  $1/r$  — кривизна элемента с трещинами или без них в растянутой зоне;  $l_0$  — расчетный пролет.

### 7.6. Прогибы и кривизна железобетонных элементов без трещин в растянутой зоне

Кривизна изгибаемых и внецентренно сжатых элементов без трещин в растянутой зоне определяется по стадии I напряженно-деформированного состояния как для сплошного тела, при этом учитывается увеличение деформаций за счет ползучести бетона:

$$1/r = \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}}, \quad (7.24)$$

где  $M$  — момент от соответствующей внешней нагрузки (кратковременной, длительной) относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения;  $\varphi_{b2}$  — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона, при кратковременных нагрузках  $\varphi_{b2} = 1$ , при постоянных и длительных нагрузках: при влажности воздуха окружающей среды 40...75%  $\varphi_{b2} = 2$ , при влажности воздуха ниже 40%  $\varphi_{b2} = 3$ ;  $\varphi_{b1}$  — коэффициент, учитывающий увеличение кривизны вследствие кратковременной ползучести, принимаемый для тяжелого бетона 0,85.

К конструкциям, работающим без трещин в растянутой зоне, обычно относятся предварительно напряженные конструкции.

В этом случае расчетный прогиб будет складываться из прогибов от усилий, создаваемых предварительным натяжением арматуры, и от эксплуатационных нагрузок: постоянных, длительных, кратковременных.

Рассмотрим свободно опертую балку постоянного сечения. После освобождения продольной арматуры с упоров балка получит обжатие и выгиб  $f_3$  (рис. 7.5) от кратковременного действия усилий предварительного обжатия  $P$ , определяемого с учетом всех потерь к рассматриваемому моменту. Тогда, учитывая формулы (7.23) и (7.24), получим

$$f_3 = \left(\frac{1}{r}\right)_3 \frac{l^2}{8} = \frac{P e_{op} l^2}{8 \varphi_{b1} E_b J_{red}}, \quad (7.25)$$

где  $e_{op}$  — эксцентриситет усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения.

При длительном действии предварительного обжатия выгиб балки вследствие ползучести и усадки возрастет на величину

$$f_4 = \left(\frac{1}{r}\right)_4 \frac{l^2}{8} = \frac{(\varepsilon_b - \varepsilon'_b) l^2}{8 h_0}, \quad (7.26)$$

где  $\varepsilon_b$  и  $\varepsilon'_b$  — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия и определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона:

$$\varepsilon_b = \sigma_b / E_s; \quad \varepsilon'_b = \sigma'_b / E_s,$$

$\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$  — сумма потерь предварительного напряжения растянутой арматуры от быстроснатекающей ползучести бетона, усадки, а также ползучести, проявившейся после окончания обжатия бетона;  $\sigma'_b = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$  — то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

После приложения длительных постоянной и временной равномерно распределенных по пролету нагрузок балка получит прогиб (см. рис. 7.5):

$$f_2 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_2 l^2 \varphi_{b2}}{9,6 \varphi_{b1} E_b J_{red}}, \quad (7.27)$$

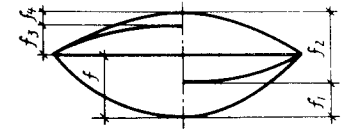


Рис. 7.5. К определению прогиба предварительно напряженной железобетонной балки, работающей без трещин в растянутой зоне

где  $M_2$  — момент в балке от постоянной и временной длительной нормативной нагрузки.

От кратковременного действия нормативной нагрузки ( $\varphi_{b2} = 1$ ) балка получит дополнительный прогиб:

$$f_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_1 l^2}{9,6\varphi_{b1} E_b J_{red}} \quad (7.28)$$

Таким образом, полный прогиб и полная кривизна балки от усилия обжатия и внешней нагрузки равны

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4; \quad (7.29)$$

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4. \quad (7.30)$$

### 7.7. Прогибы и кривизна железобетонных конструкций с трещинами в растянутой зоне

К элементам, работающим при эксплуатационных нагрузках с трещинами в растянутой зоне, относятся железобетонные конструкции без предварительного напряжения и предварительно напряженные конструкции 3-й категории требований по трещиностойкости. Для таких элементов метод определения деформаций, как для упругих систем, неприемлем. Поэтому расчет деформаций при наличии трещин производят, исходя из реального напряженно-деформированного состояния в момент определения деформаций.

Рассмотрим работу балки при эксплуатационной нагрузке, находящуюся в стадии II напряженно-деформированного состояния. Опыты показывают, что после образования трещин балка разделяется на блоки, которые соединяются между собой растянутой арматурой и сжатым бетоном. Нейтральная ось в таком элементе будет волнообразной, поскольку высота сжатой зоны над трещинами меньше, чем между ними (рис. 7.6, а).

Напряжения в арматуре и бетоне изменяются по длине элемента, при этом в сечении с трещиной они будут больше (рис. 7.6, б). Уменьшение напряжений в арматуре на участке между трещинами, как уже указывалось ранее, объясняется тем, что часть растягивающих усилий воспринимается бетоном, еще не потерявшим сцепление с арматурой.

Исходной характеристикой при расчете перемещений служит кривизна, однако определение ее истинных значений для каждого сечения в элементе с трещинами в растянутой зоне — задача сложная. В. И. Мурашов предложил при определении перемещений исходить из средней кривизны, которую выражал через сред-

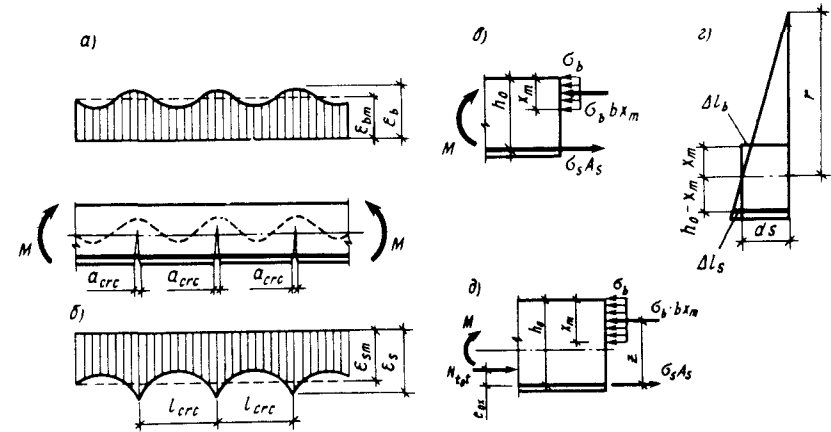


Рис. 7.6. Схема определения кривизны оси изгибаемого элемента с трещинами в растянутой зоне

ние относительные деформации арматуры  $\varepsilon_{sm}$ , средние деформации бетона сжатой зоны  $\varepsilon_{bm}$  и среднее положение нейтральной оси  $x_m$ .

Для получения выражения для средней кривизны вырежем из балки прямоугольного профиля двумя параллельными сечениями элемент  $ds$ . После приложения нагрузки элемент примет вид, изображенный на рис. 7.6, г. Из подобия треугольников получим

$$\frac{ds}{r} = \frac{\Delta l_b}{x_m} = \frac{\Delta l_s}{(h_0 - x_m)} = \frac{(\Delta l_b + \Delta l_s)}{h_0}, \quad (7.31)$$

где  $\Delta l_b$  и  $\Delta l_s$  — абсолютные деформации растянутой арматуры и сжатой грани бетона на участке  $ds$ .

Учитывая, что  $\varepsilon_{sm} = \Delta l_s / ds$  и  $\varepsilon_{bm} = \Delta l_b / ds$ , из (7.31) будем иметь

$$1/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) / h_0. \quad (7.32)$$

Для получения расчетных зависимостей выразим средние деформации арматуры и бетона  $\varepsilon_{sm}$  и  $\varepsilon_{bm}$  через соответствующие деформации и напряжения в сечении с трещиной:

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s; \quad (7.33)$$

$$\varepsilon_{bm} = \psi_b \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_{b,pl}} \psi_b = \frac{\sigma_b \psi_b}{\nu E_b}, \quad (7.34)$$

где  $\psi_s$  — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами,  $\psi_s = \epsilon_{sm}/\epsilon_s$  определяется по эмпирической формуле [1];  $\psi_b$  — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона на участке с трещинами,  $\psi_b = \epsilon_{bm}/\epsilon_b = 0,9$ ;  $E_{b,pl}$  — модуль деформации,  $E_{b,pl} = E_b \nu$ ;  $\nu$  — коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона: при кратковременном действии нагрузки  $\nu = 0,45$ , при длительном действии  $\nu = 0,15$  (см. гл. 2).

Подставляя (7.33) и (7.34) в (7.32), будем иметь

$$\frac{1}{r} = \frac{\sigma_s \psi_s}{E_s h_0} + \frac{\sigma_b \psi_b}{\nu E_b h_0} \quad (7.35)$$

Напряжения в арматуре и бетоне в сечении с трещиной получим, принимая, как и ранее, прямоугольную эпюру напряжений в бетоне сжатой зоны (рис. 7.6, в):

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}; \quad \sigma_b = \frac{M}{A_b z} \quad (7.36)$$

где  $z$  — плечо внутренней пары вычисляется по эмпирической формуле [1];  $A_b$  — площадь сечения сжатой зоны бетона, для прямоугольного сечения  $A_b = b x_m$ . После подстановки  $\sigma_s$  и  $\sigma_b$  в (7.35) и выполнения преобразований выражение для средней кривизны примет вид

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{z h_0} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) \quad (7.37)$$

Из формулы (7.37) видно, что кривизна элемента с трещинами в растянутой зоне зависит от размеров сечения, площади арматуры, в ней учитывается также работа бетона на растяжение на участке с трещинами, характеризуемая коэффициентом  $\psi_s$ , неравномерность деформаций бетона сжатой зоны на участках с трещинами, характеризуемая коэффициентом  $\psi_b$ , неупругие деформации бетона сжатой зоны, характеризуемые коэффициентом  $\nu$ .

Если вместе с изгибающим моментом к элементу приложена и продольная сжимающая сила  $N_{tot}$  (или усилие от предварительного обжатия), то напряжения в бетоне и арматуре с учетом выражений (7.36) составят:

$$M + N_{tot} e_{ox} = \sigma_b A_b z; \quad \sigma_b = \frac{M + N_{tot} e_{ox}}{A_b z} = \frac{M_3}{A_b z} \quad (7.38)$$

$$M - N_{tot}(z - e_{ox}) = \sigma_s A_s z; \quad \sigma_s = \frac{M_3}{A_s z} - \frac{N_{tot}}{A_s} \quad (7.39)$$

Подставляя (7.38) и (7.39) в (7.35), получим

$$\frac{1}{r} = \frac{M_3}{z h_0} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot} \psi_s}{E_s A_s h_0} \quad (7.40)$$

где  $M_3 = M$  — заменяющий момент, равный моменту всех сил, действующих в сечении (включая  $N_{tot}$ ), относительно центра тяжести растянутой арматуры.

С течением времени кривизна элемента не остается постоянной, а изменяется в зависимости от величины и длительности нагрузки.

В соответствии с этим полная кривизна

$$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_1 - \left( \frac{1}{r} \right)_2 + \left( \frac{1}{r} \right)_3 - \left( \frac{1}{r} \right)_4 \quad (7.41)$$

где  $(1/r)_1$  — кривизна от непродолжительного (кратковременного) действия всей нагрузки, на которую производится расчет по деформациям;  $(1/r)_2$  — кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;  $(1/r)_3$  — кривизна от продолжительного (длительного) действия постоянных и длительных нагрузок;  $(1/r)_4$  — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия.

Кривизны  $(1/r)_1$ ,  $(1/r)_2$  и  $(1/r)_3$  определяют по формуле (7.40), при этом  $(1/r)_1$  и  $(1/r)_2$  вычисляют при  $\psi_s$  и  $\nu$ , отвечающих непродолжительному действию нагрузок, а  $(1/r)_3$  — при  $\psi_s$  и  $\nu$ , отвечающих продолжительному действию нагрузки.

Полный прогиб железобетонной балки с трещинами в растянутой зоне будет

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4 \quad (7.42)$$

где каждый из прогибов вычисляют по формуле (7.23) в зависимости от значения кривизны, определяемой по приведенным выше формулам. Для элементов без предварительного напряжения последние слагаемые в формулах (7.41) и (7.42) равны нулю.



1. В чем состоит цель расчета по образованию и раскрытию трещин? 2. Охарактеризуйте категории трещиностойкости. 3. Каковы основные предпосылки, принимаемые в расчете по образованию трещин? 4. Расчет трещиностойкости центрально-растянутых элементов. 5. Выведите формулы для расчета по образованию трещин изгибаемого элемента. 6. На основании каких предпосылок производится расчет по раскрытию трещин? Какие факторы влияют на ширину раскрытия трещин? 7. Особенности расчета предварительно напряженных конструкций по закрытию трещин. 8. Цель расчета по перемещениям. 9. Факторы, влияющие на прогибы железобетонных изгибаемых элементов при отсутствии и наличии трещин в растянутой зоне. 10. Из чего складывается полный прогиб и кривизна элементов при отсутствии трещин в растянутой зоне? 11. Предпосылки, заложенные в основу определения кривизны изгибаемого элемента с трещинами в растянутой зоне. 12. Выведите формулу для определения кривизны изгибаемого элемента с трещинами в растянутой зоне. 13. Как определяется полная кривизна железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне?

## Часть вторая

### ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### ГЛАВА 8. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

##### 8.1. Основные положения проектирования

Разработка проектов на строительство любого объекта (промышленного, гражданского и другого назначения) осуществляется в соответствии с заданием на проектирование, составленным заказчиком, и включает выбор объемно-планировочного и конструктивного решения объекта, его статический расчет, расчет сечений отдельных элементов и их конструирование.

Выбор наиболее рациональных решений производится в результате сравнения нескольких возможных вариантов по экономическим показателям, материалоемкости, затратам труда, энергетических и других ресурсов, а также степени индустриализации строительства.

Статический расчет заключается в назначении расчетных схем, наиболее близко отвечающих действительной работе конструкций, установлении внешних нагрузок и определении внутренних усилий  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в характерных сечениях проектируемой конструкции.

Под расчетом сечений элементов конструкций понимают определение рациональной формы нормальных сечений, оптимальных классов бетона, классов и площади поперечного сечения арматуры, а также схемы ее размещения с учетом требований прочности, трещиностойкости и жесткости элементов.

Конструирование включает размещение в элементе рабочей и монтажной арматуры, разработку и вычерчивание рабочих чертежей опалубки, арматуры, узлов и элементов конструкций.

Анализ проектных решений показал, что структура стоимости элемента сборных железобетонных конструкций такова (%): материалы — около 55; топливо, энергия — 3; заработная плата — 10; общезаводские расходы — 29; прочие расходы — 3. Таким образом, затраты на материалы составляют более половины полной стоимости сборных железобетонных изделий, и доля этих затрат увеличивается с повышением уровня механизации производства.

Структура затрат на изготовление монолитных железобетонных конструкций несколько иная, так как возводят их непосредственно на месте. Сопоставление стоимости сборных и монолитных железобетонных конструкций подтверждает экономичность первых только при условии их массового изготовления на высококомеханизированных заводах.

Экономия материалов может быть достигнута за счет применения бетонов меньшей плотности и большей прочности, высокопрочной арматуры, а также совершенствования конструктивной арматуры, закладных деталей и анкерных устройств, которые часто применяют без расчета.

Около половины стоимости сборных железобетонных конструкций приходится на заработную плату и накладные расходы. Затраты на изготовление и возведение конструкций уменьшаются с повышением степени индустриализации производственных процессов.

Индустриализация строительства — это превращение строительства в ритмичный комплексно-механизированный, а в будущем автоматизированный технологический процесс. Индустриализация строительства из монолитного железобетона осуществляется путем применения современных механизированных способов уплотнения и обработки бетонных смесей, приготовленных централизованно на автоматизированных бетонных заводах, использования арматурных каркасов и блоков заводского изготовления и сборно-разборной инвентарной опалубки.

Большинство современных сооружений проектируют сборными, так как сборное строительство может быть индустриализовано наиболее полно. Однако, как уже отмечалось, производство сборного железобетона рентабельно только при массовом производстве ограниченного числа типов и размеров изделий. Это достигается путем унификации и типизации, которые являются общими принципами современного строительного проектирования.

## 8.2. Унификация и типизация сооружений и их элементов

Под унификацией понимают приведение к единообразию основных размеров сооружений, габаритных схем, сборных элементов, их привязок к координатным осям, узлов сопряжений элементов, а также нагрузок. Основой унификации является единая модульная система (ЕМС), предусматривающая градацию размеров на базе основного модуля 100 мм (или укрупненного, кратного 100 мм). Так, для одноэтажных промышленных зданий расстояние между поперечными осями (шаг колонн) принято 6, 12 и 18 м, пролеты — кратными 6 м (18, 24, 30 м и более), высота от пола до низа несущих конструкций кратна 0,6 м. В гражданс-

ких зданиях укрупненный модуль размеров сетки колонн 0,2 м, для высоты этажа 0,3 м.

Членение конструкций на сборные элементы должно осуществляться с учетом требований: 1) технологичности при изготовлении элементов и их транспортабельности для заданных конкретных условий; 2) ограничения максимально возможных размеров элемента минимальной грузоподъемностью машин и механизмов, используемых на стадиях изготовления, транспортирования и монтажа; 3) простоты технологии монтажа сборных элементов; 4) минимума объемов работ по монтажной сварке и замоноличиванию стыков. Например, членение многоэтажных зданий на сборные элементы осуществляется так, чтобы их масса не превышала 3...5 т (рис. 8.1).

В соответствии с габаритными схемами унифицированы и основные размеры элементов зданий, которые и принимаются в дальнейшем в качестве типовых для конструкций массового заводского изготовления. Несущая способность типовых элементов повышается главным образом не за счет изменения размеров поперечных сечений, а за счет варьирования класса бетона и процента армирования. Так, в колоннах многоэтажных зданий следует, по возможности, сохранять размеры сечений по высоте, изменяя армирование и класс бетона. В противном случае длина ригелей будет неодинаковой по высоте здания, и количество типов сборных элементов резко возрастет (рис. 8.2, а, б). Общая стоимость здания при постоянном сечении колонн по высоте снижается, несмотря на некоторый перерасход арматуры и бетона в верхних этажах, вследствие использования единой опалубки, типа каркасов и т. д. При проектировании панелей перекрытия различных пролетов и под различные нагрузки целесообразно исходить из одних и тех же размеров поперечного сечения, изменяя при этом насыщение элементов арматурой. Такой подход позволяет изготавливать по одинаковой технологии панели различ-

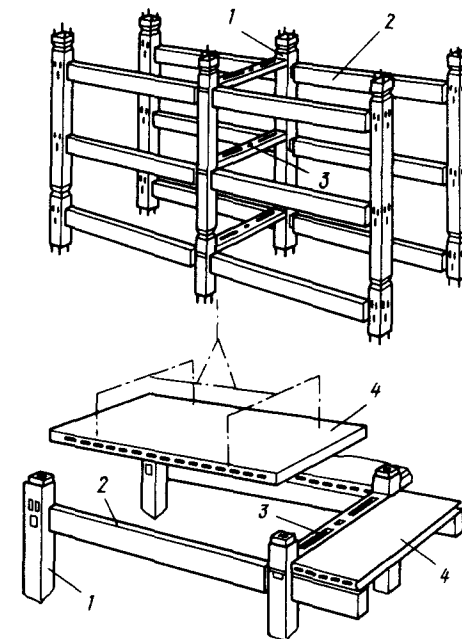


Рис. 8.1. Членение конструкций на сборные элементы:  
1 — колонна; 2 — ригель; 3 — вкладыш;  
4 — панель перекрытия

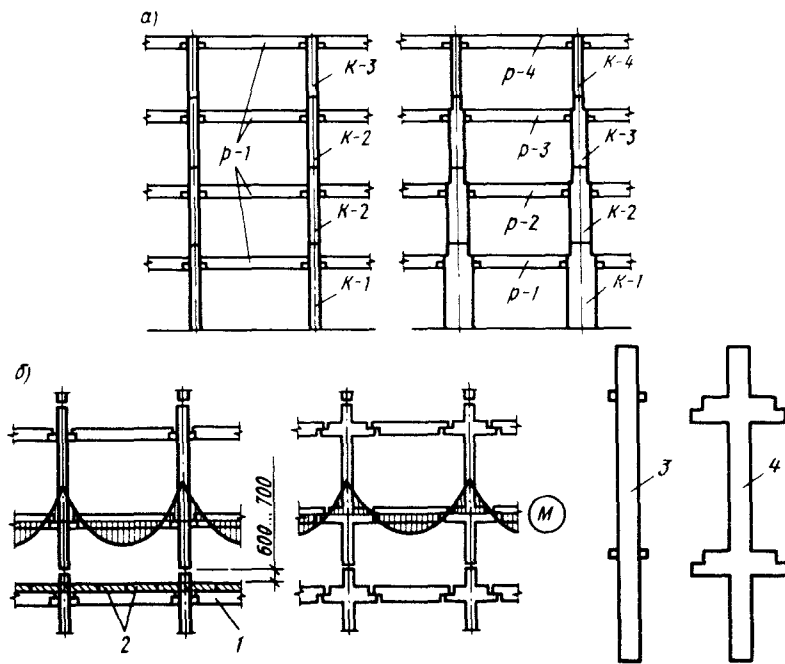


Рис. 8.2. Способы членения многоэтажных рам на сборные элементы: 1 — ригели; 2 — плиты перекрытия; 3 — колонна ливневой разрезки; 4 — колонна с выступающими консолями

ной длины и несущей способности. В результате типизации создаются серии типовых сборных элементов, которыми и пользуются при проектировании. Типизация осуществляется не только для отдельных конструкций, но и в целом для зданий и сооружений. В результате созданы типовые проекты жилых домов, общественных и промышленных зданий и других сооружений для массового строительства. Различные типы унифицированных конструкций, объединенные в государственные стандарты и каталоги, составляют номенклатуру типовых конструкций, которую обязаны выпускать заводы-изготовители. При использовании типовых проектов зданий или сооружений строительные решения не разрабатываются, производится лишь их привязка к конкретным условиям. Необходимость в расчете и конструировании элементов сооружения отпадает.

В целях лучшей взаимной увязки нормы предусматривают три категории размеров типовых конструкций: номинальные, конструктивные и натурные (рис. 8.3).

Под номинальными размерами понимают расстояния между разбивочными осями здания в плане. Например, панель покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину  $l_n = 6000$  мм.

Под конструктивными понимают размеры, отличающиеся от номинальных на величину швов и зазоров. Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер  $l_c = 5970$  мм, т. е. зазор составляет 30 мм. Под натурными понимают размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3...10 мм).

Наряду с требованиями типизации и унификации при проектировании сборных конструкций должны учитываться требования технологичности при изготовлении и монтаже.

Под технологичностью изготовления и монтажа понимают возможность массового изготовления конструкций на заводе или полигоне и удобной установки и закрепления их в проектом положении на строительной площадке. Требование технологичности в ряде случаев определяет выбор конструктивного решения. Например, при членении каркаса многоэтажного здания на сборные элементы, колонны, выполняемые прямолинейными, являются более технологичными, чем колонны с выступающими консолями (см. рис. 8.2, б), несмотря на то что последние предпочтительнее с точки зрения статической работы каркаса. Для удобства монтажа стыки колонн устраивают на высоте 60...70 см от уровня перекрытия, хотя по условиям статической работы каркаса такой стык рациональнее делать в средней части высоты этажа, где изгибающий момент имеет минимальное значение.

Одной из особенностей проектирования сборных железобетонных элементов является их расчет при подъеме, хранении и монтаже. В этих случаях расчетные схемы могут существенно отличаться от назначаемых в стадии эксплуатации. Пренебрежение этими различиями может привести к разрушению элементов. Расчетные схемы элементов при изготовлении, хранении, транспортировании и монтаже следует назначать такими, чтобы действующие в этих стадиях усилия не превышали значений, соответствующих исчерпанию прочности и трещиноустойчивости сечений элементов в стадии эксплуатации. С этой целью места расположения монтажных петель, строповочных отверстий, разнообразных прокладок должны устанавливаться расчетом. Расчет следу-

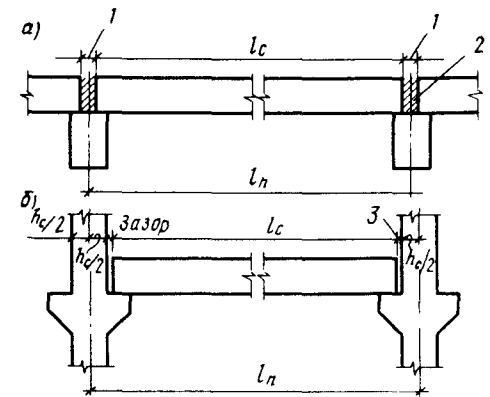


Рис. 8.3. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов: а — плиты; б — ригелей; 1 — зазор 30 мм; 2 — заливка раствором; 3 — зазор 15 мм



ет производить на действие нагрузки от собственного веса с коэффициентом динамичности, равным: при транспортировании — 1,6; при подъеме и монтаже — 1,4. Коэффициент надежности по нагрузке при этом принимается  $\gamma_f = 1$ .

### 8.3. Деформационные швы

Как уже отмечалось, железобетонные конструкции помимо деформаций от внешней нагрузки могут также испытывать деформации, связанные с температурно-влажностными воздействиями окружающей среды. Так, при снижении (повышении) температуры железобетонные элементы укорачиваются (удлиняются), а при твердении в воздушно-сухой среде вследствие проявления усадки бетона — укорачиваются. Кроме того, при возведении сооружений на неоднородных и просадочных грунтах в ряде случаев наблюдается неравномерная осадка основания, в результате которой различные части сооружений смещаются друг относительно друга. Поскольку железобетонные конструкции, как правило, представляют собой многократно статически неопределимые системы, воздействие перечисленных факторов вызывает в них появление дополнительных усилий, которые могут стать причиной чрезмерного раскрытия трещин, а иногда и недопустимых повреждений. С целью уменьшения этих усилий здания большой протяженности разделяют по длине и ширине на отдельные части (деформационные блоки) температурно-усадочными и осадочными швами (рис. 8.4).

Если при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше  $-40^\circ\text{C}$  расстояния между температурно-усадочными швами не превышают значений, указанных в табл. 8.1, то конструкции без предварительного напряжения, а также предварительно напряженные конструкции 3-й категории требований по трещиностойкости на температурные и усадочные воздействия можно не рассчитывать.

Таблица 8.1. Наибольшие допустимые расстояния между температурно-усадочными швами, м

Вид конструкций	При эксплуатации конструкций	
	в отапливаемых зданиях или в грунтах	в неотапливаемых зданиях и на открытом воздухе
Сборные каркасные одноэтажные	72	48
Сборные сплошные многоэтажные	60	40
Монолитные и сборно-монолитные каркасные	50	30
То же, сплошные	40	25

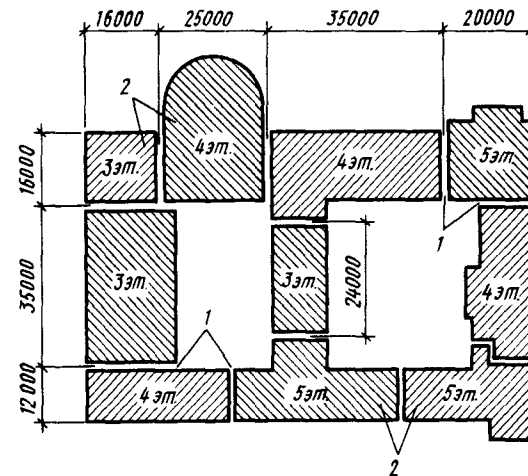


Рис. 8.4. Схема расположения деформационных швов в зданиях сложной формы и при различной этажности:  
1 — деформационные швы; 2 — деформационные блоки

Для предварительно напряженных конструкций 1-й и 2-й категорий требований по трещиностойкости расстояния между температурно-усадочными швами определяются расчетом конструкций на трещиностойкость от усилий, вызванных температурно-усадочными воздействиями и осадкой опор.

Температурные и усадочные деформации в пределах температурного блока вычисляют по формулам

$$\Delta_t = \alpha_{bt} l (t - t_0); \Delta_{sh} = \alpha_{sh} l. \quad (8.1)$$

Тогда напряжения в линейных элементах составят

$$\sigma_t = \varepsilon_t E_b = \frac{\Delta_t}{l} E_b = \alpha_{bt} E_b (t - t_0); \quad (8.2)$$

$$\sigma_{sh} = \varepsilon_{sh} E_b = \alpha_{sh} E_b, \quad (8.3)$$

где  $\Delta_t$ ,  $\Delta_{sh}$  — соответственно абсолютные удлинения или укорочения блока (элемента) от перепада температуры  $(t - t_0)$  и от усадки;  $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5}$  — коэффициент линейной температурной деформации бетона,  $^\circ\text{C}^{-1}$ ;  $\alpha_{sh} = 2 \cdot 10^{-4}$  — средний коэффициент линейной усадки бетона, зависящий от класса бетона, вида цемента;  $l$  — длина температурного блока.

Эшоры  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  от смещения верха колонн, вызванного температурными и усадочными деформациями, строятся согласно общим правилам строительной механики.

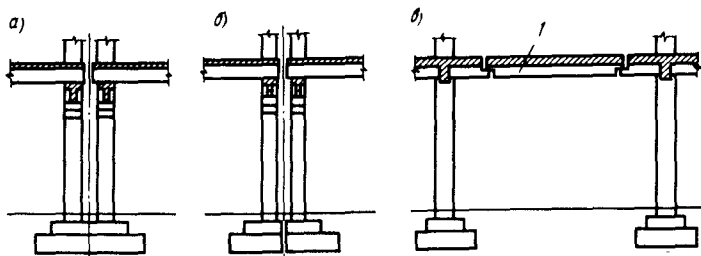


Рис. 8.5. Деформационные швы:  
1 — вкладыш

Температурно-усадочные швы обычно устраивают на спаренных колоннах с общим фундаментом (рис. 8.5, а).

Возможность такого решения обосновывается тем, что в течение всего срока эксплуатации сооружения температурно-влажностный режим грунта вокруг фундаментов не претерпевает существенных изменений. Поэтому незначительные напряжения от усадки и перепада температуры практически не влияют на эксплуатационные качества фундаментов. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 2...3 см и может уточняться расчетом в зависимости от длины блока и значения перепада температуры.

Осадочные швы предусматривают в местах сопряжений разновысоких частей здания, в случаях пристройки новых зданий к существующим, а также при возведении сооружений на неоднородных и просадочных грунтах. Осадочные швы устраивают также на спаренных колоннах, но с раздельными фундаментами (рис. 8.5, б), т. е. в отличие от температурно-усадочных швов они разрезают здание до подошвы фундаментов. В практике проектирования применяют и конструктивное решение осадочного шва с использованием вкладного пролета из балок и плит (рис. 8.5, в).

#### 8.4. Особенности расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий

Определение усилий в статически неопределимых конструкциях методами строительной механики производят в предположении идеальной упругости материалов и неизменности жесткостных характеристик сечений конструктивных элементов. Между тем в железобетонных конструкциях наряду с упругими проявляются и неупругие деформации, происходит раскрытие трещин, приводящее к изменению жесткости и перераспределению внутренних усилий. В связи с этим фактическое напряженное состояние статически неопределимых конструкций при эксплуатации,

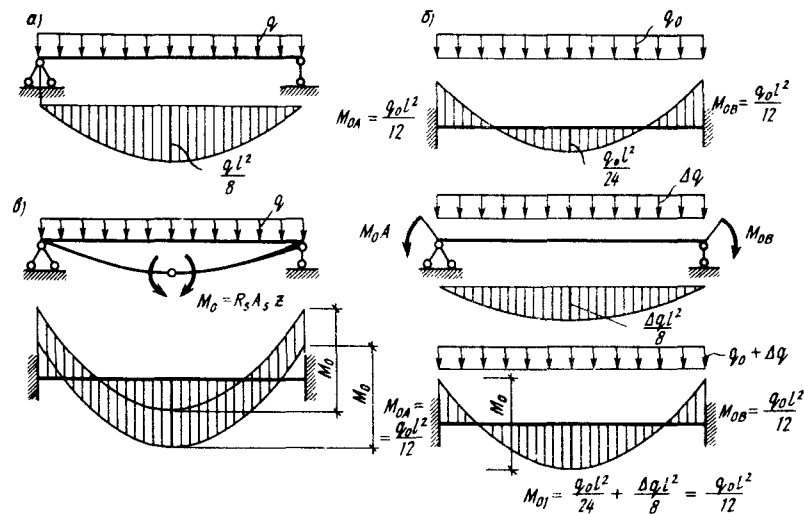


Рис. 8.6. Пластические шарниры и перераспределение моментов вследствие их появления

и особенно на пределе несущей способности, существенно отличается от состояния, получаемого расчетом в упругой стадии.

В настоящее время при расчете статически неопределимых железобетонных конструкций по несущей способности широко применяют метод предельного равновесия, учитывающий перераспределение усилий, обусловленное влиянием различных факторов (образование трещин, неупругие свойства бетона и арматуры, частичное нарушение сцепления арматуры с бетоном). Сущность этого метода рассмотрим на примерах.

Пусть имеем свободно опертую железобетонную балку, армированную стержнями из стали с физическим пределом текучести (рис. 8.6, а). При определенном значении внешней равномерно распределенной нагрузки в опасном сечении напряжения в арматуре достигают предела текучести и возникает участок больших местных деформаций, называемый шарниром пластичности. Отличительной особенностью пластического шарнира от идеального, в котором изгибающий момент равен нулю, является действие в нем постоянного момента, равного предельной для заданного сечения величине  $M = R_s A_s z$ . Кроме того, пластический шарнир представляет собой механизм одностороннего действия: при уменьшении нагрузки он закрывается. С появлением шарнира пластичности происходит взаимный поворот частей балки, трещины раскрываются, прогиб нарастает, и балка разрушается. Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция. Рассмотрим, например, однопролетную балку с защемленными кон-

цами, загруженную равномерно распределенной нагрузкой  $q$ , с одинаковым продольным армированием на опорах и в пролете (рис. 8.6, б). Согласно расчету в упругой стадии, первые два шарнира пластичности одновременно возникают на опорах балки. Нагрузку, вызывающую такое состояние, можно определить из условия  $q_0 = 12M_{0A}/l^2$ .

Однако эта нагрузка еще не является разрушающей: прочность пролетного сечения осталась недоиспользованной. Очевидно, балка в этом состоянии способна воспринять некоторый прирост нагрузки, работая по схеме шарнирно опертой конструкции с постоянными моментами на опорах. Исчерпание несущей способности наступает лишь тогда, когда и в середине пролета балки напряжения в арматуре достигнут предела текучести. Дополнительную, свыше значения  $q_0$ , нагрузку, достаточную для наступления состояния предельного равновесия, определяют из условия  $q_0 l^2 / 24 + \Delta q l^2 / 8 = q_0 l^2 / 12$ , откуда  $\Delta q = q_0 / 3$ . Таким образом, расчет по методу предельного равновесия позволяет вскрыть значительный резерв несущей способности конструкции по сравнению с ее расчетом в упругой стадии. Для реализации несущей способности статически неопределимой конструкции необходимо образование такого количества пластических шарниров, при котором система превращается в геометрически изменяемую (механизм).

На всех этапах нагружения должна соблюдаться известная из строительной механики зависимость: сумма пролетного и соответствующих частей опорных моментов равна моменту в свободно опертой балке, т. е.

$$M_0 = M_{10} + \frac{M_{0A} + M_{0B}}{2}. \quad (8.4)$$

Соотношение между опорными моментами может изменяться в зависимости от принятого количества арматуры на опорах и в пролете. Уменьшение опорных моментов всегда вызывает соответствующее увеличение пролетного момента (рис. 8.6, в).

При проектировании статически неопределимых железобетонных конструкций исходя из рационального распределения арматуры между опорными и пролетными сечениями предварительно задаются соотношением изгибающих моментов. Расчет конструкций с учетом перераспределения усилий позволяет упростить армирование сечений (что особенно важно для опорных стыков сборных элементов), стандартизировать арматурные изделия и добиться экономии до 20% стали в сравнении с расчетом в упругой стадии. Однако для применения этого метода должны соблюдаться следующие условия: а) в конструкции по условиям эксплуатации допускается образование трещин и шарниров пластичности; б) до полного перераспределения усилий не допускает-

ся хрупкое разрушение бетона сжатой зоны и обрыв арматуры; в) конструкция не должна разрушаться от главных растягивающих и главных сжимающих напряжений; г) в целях ограничения раскрытия трещин в пластическом шарнире величина перераспределенного (уменьшенного) момента не должна отличаться от соответствующего момента, полученного из упругого расчета, более чем на 30%; д) прогибы конструкций должны оставаться настолько малыми, чтобы геометрия конструкции не изменилась.

Благодаря своим преимуществам (простоте, надежности и т. п.) метод предельного равновесия получил распространение в расчетах широкого класса статически неопределимых железобетонных конструкций (рамы, плиты, опертые по контуру, безбалочные перекрытия, оболочки и т. п.). Для получения расчетных зависимостей часто также используется кинематический вариант этого метода, основанный на приравнивании работ внешней нагрузки и внутренних усилий на возможных перемещениях.

### 8.5. Особенности проектирования железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата

В последние годы в связи с освоением новых районов, расположенных в южной части страны, возникла необходимость возведения зданий и сооружений из железобетона в районах с сухим и жарким климатом.

Районы с сухим жарким климатом характеризуются продолжительным знойным летом (более 100 дней в году), высокими температурами воздуха — абсолютной максимальной, равной или превышающей 40 °С, и средней максимальной самого жаркого месяца, равной или превышающей 29...30 °С при средней относительной влажности воздуха самого жаркого месяца менее 50...55%.

Проектирование железобетонных конструкций в условиях сухого жаркого климата обладает рядом особенностей, которые должны быть учтены на стадиях приготовления, укладки, ухода за бетоном, а также при расчете. Это вызвано рядом причин и прежде всего тем, что температура воды, вяжущего и заполнителей бетона в условиях жаркого климата существенно выше, чем в нормальных условиях, вследствие чего обезвоженные заполнители отсасывают воду, изменяя прочностные и деформативные характеристики бетона.

Бетонные и железобетонные конструкции, работающие в условиях сухого жаркого климата, должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельное состояние первой группы) и пригодности к нормальной эксплуатации (предельное состояние второй группы).

Расчет железобетонных конструкций с учетом воздействия температуры и влажности наружного воздуха производят на всевозможные неблагоприятные сочетания нагрузок, согласно [7] для следующих стадий работы:

*первая* — кратковременное нагревание конструкций до расчетной летней температуры наружного воздуха;

*вторая* — длительное попеременное нагревание летом и охлаждение зимой до расчетных температур наружного воздуха.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие внешних нагрузок производят для сечений, нормальных и продольной оси, и для наклонных сечений наиболее опасного направления. Эти методы, рассмотренные в гл. 5 применительно к железобетонным конструкциям, возводимым и эксплуатируемым в нормальных климатических условиях, могут быть использованы и для проектирования сооружений, расположенных в районах сухого жаркого климата. Влияние климатических условий учитывают путем введения в расчетные зависимости прочностных характеристик бетона, умноженных на коэффициенты условий работы при сжатии  $\gamma_{b7}$  или при растяжении  $\gamma_{bt}$  (табл. 8.2). Эти коэффициенты учитывают влияние на снижение прочности бетона солнечной радиации, влажности наружного воздуха и массивности конструкции. Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении принимают по табл. 3.1 с умножением его на коэффициент условий работы  $\beta_b$ , учитывающий снижение модуля упругости бетона в условиях жаркого климата. Значение  $\beta_b$  принимают по примечанию 3 табл. 8.2.

Таблица 8.2. Коэффициент условий работы бетона с учетом климата

Влажность воздуха наиболее жаркого месяца $W$ , %	Стадия работы конструкции	Коэффициент условий работы бетона при сжатии $\gamma_{b7}$ при $h_{red}$ , равной, см	
		$\leq 10$	$> 10$
20 и ниже	Первая	0,75/0,95	0,80/0,90
	Вторая	0,70/0,80	0,75/0,85
40	Первая	0,80/0,90	0,85/0,95
	Вторая	0,75/0,85	0,80/0,90
60	Первая	0,85/0,95	0,90/1,0
	Вторая	0,80/0,90	0,85/0,95
70 и выше	Первая	0,90/1,0	0,95/1,0
	Вторая	0,85/0,95	0,90/1,0

Примечания: 1.  $h_{red}$  — приведенная высота сечения элемента, характеризующая массивность конструкции и равная площади сечения, деленной на  $1/2$  его периметра, соприкасающегося с воздухом. 2. В числителе даны коэффициенты для конструкций, не защищенных от солнечной радиации, в знаменателе — защищенных. 3. Значения коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{bt}$  и коэффициента  $\beta_b$  следует принимать на 0,05 меньше значений коэффициента  $\gamma_{b7}$ .

Так, расчет прочности ненапрягаемых прямоугольного профиля элементов, эксплуатируемых в условиях сухого жаркого климата, по нормальным сечениям производят как при обычной температуре с учетом коэффициентов условий работы  $\gamma_{b7}$ .

1. При  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$  из условия

$$M \leq \gamma_{b7} R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (8.5)$$

Положение нейтральной оси определяют из уравнения

$$\gamma_{b7} R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s. \quad (8.6)$$

2. При  $\xi = x/h_0 > \xi_R$  расчет прочности элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой А-I, А-II, А-III допускается также производить из условия (8.5) с заменой  $x$  на  $x_R = \xi_R h_0$ , т. е.

$$M = \gamma_{b7} R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (8.7)$$

где  $\xi_R$  — граничная относительная высота сжатой зоны, определяемая по формуле (5.4), в которой  $\omega$  — характеристика сжатой зоны бетона, принимаемая равной  $\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{b7} R_b$ .

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонных элементов, эксплуатируемых в условиях жаркого климата, определяют по эмпирической формуле, аналогичной (7.17):

$$a_{cr} = \delta \eta 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} \left( \varphi_l \frac{\sigma_s}{E_s} + \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{ct} \right), \quad (8.8)$$

где  $\varepsilon_{sp}$  и  $\varepsilon_{ct}$  — деформация пластической усадки и предельные деформации от влажностной усадки, принимают по [7]. Значения величин  $\delta$ ,  $\eta$ ,  $\mu$ ,  $\varphi_l$ ,  $\sigma_s$ ,  $E_s$  принимают по аналогии с формулой (7.17) или по нормам [1].

Полный прогиб железобетонного элемента  $f$  равен сумме прогибов, обусловленных силовыми воздействиями  $f_m$  и неравномерным нагревом бетона  $f_t$ :

$$f = f_m + f_t. \quad (8.9)$$

Значение силового прогиба вычисляют по формуле (7.23), где значения кривизн элемента от внешних воздействий определяют по кривизмам для участков элемента без трещин и с трещинами в растянутой зоне (7.30), (7.41), а входящие в расчетные зависимости прочностные и деформативные характеристики определяют с учетом коэффициентов  $\beta_b$ ,  $\gamma_{b7}$ ,  $\gamma_{bt}$ .

Кривизну элемента, вызванную неравномерным температурным нагревом, вычисляют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_t = \nu \frac{\alpha_{bt}}{h} \gamma_1, \quad (8.10)$$

где  $\nu$  — температурный перепад по сечению элемента, определяемый согласно [7];  $\alpha_{bt}$  — коэффициент температурных деформаций, равный для тяжелого бетона  $(12...10) \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;  $\gamma_1 = 1,1$  — коэффициент надежности по температуре.

### 8.6. Усиление железобетонных конструкций

При проектировании и строительстве промышленных объектов обычно учитывают возможность их дальнейшего расширения и реконструкции, однако практика показывает, что невозможно предугадать те изменения, которые возникнут во время эксплуатации предприятия. Часто при реконструкции объекта возникает необходимость передачи на несущие конструкции дополнительных, не предусмотренных проектом нагрузок. Увеличение нагрузок во многих случаях требует усиления существующих элементов зданий и сооружений.

Работы по усилению железобетонных конструкций с целью приспособления и использования существующих сооружений под увеличенную нагрузку можно разделить на две основные группы.

К первой группе относятся работы по возведению новых разгружающих и заменяющих конструкций, воспринимающих частично или полностью увеличенные нагрузки и выключающих из работы часть существующих элементов сооружения или здания. Эти конструкции усиления представляют собой систему балок (часто металлических), воспринимающих новую увеличенную нагрузку и передающих ее через свои опоры тем существующим несущим элементам, которые являются в достаточной степени несущеспособными (рис. 8.7, а, б). При недостаточном количестве несущеспособных элементов в реконструируемом сооружении балочные настилы укладывают на вновь сооруженные конструкции (см. рис. 8.9), а при необходимости на фундаменты.

Такой способ реконструкции, являясь достаточно простым, не всегда бывает рациональным, поскольку существующие конструкции частично или полностью исключают из работы, заменяя, по существу, новыми, причем последние часто уменьшают полезную площадь производственных помещений.

Вторая группа связана с реконструктивными работами, направленными на увеличение несущей способности существующих конструкций, т. е. на их усиление.

Любое железобетонное монолитное или сборное сооружение, перекрытие или пространственный каркас, выполняя функции

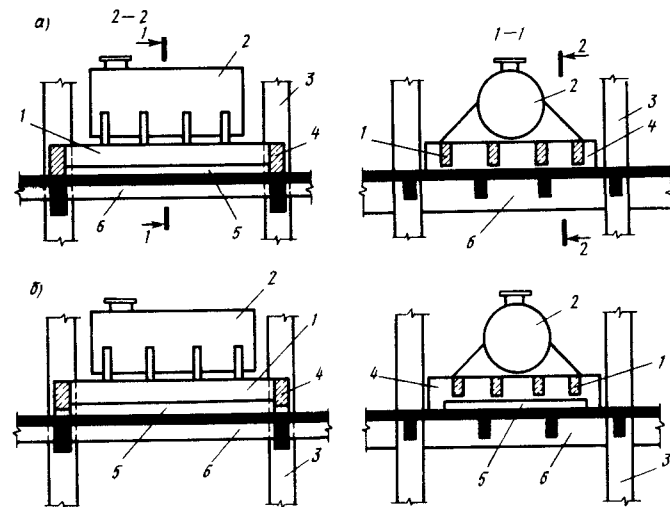


Рис. 8.7. Способы разгрузки железобетонных конструкций: а — частичное разгружение; б — полное разгружение; 1 — второстепенные разгружающие элементы; 2 — вновь устанавливаемое оборудование; 3 — колонны существующего каркаса; 4 — главные разгружающие элементы; 5 — зазор между разгружающими элементами; 6 — существующее железобетонное перекрытие

несущей конструкции, работает преимущественно как пространственная система. Однако при проектировании усилений эти конструкции делят на обособленные плоскостные системы для упрощения довольно сложных задач проектирования. Усиление плоскостных систем зависит главным образом от напряженно-деформированного состояния стержневых статических систем.

Первоначальную несущую способность железобетонных конструкций увеличивают путем усиления без изменения конструктивной схемы элемента сооружения или с ее изменением. Способ усиления с сохранением неизменной первоначальной конструктивной схемы заключается в увеличении поперечного сечения усиливаемого элемента, что достигается устройством обойм, наращиванием рубашек (рис. 8.8), причем одновременно добавляется арматура, а иногда — хомуты и обмотки.

Перед устройством обойм, рубашек и наращиваний подготавливают усиливаемые конструкции. Эта подготовка заключается в скалывании поверхностного слоя бетона там, где должна быть установлена новая дополнительная рабочая арматура, и в насечке боковых поверхностей бетона, где рабочей дополнительной арматуры не будет, а будут установлены хомуты и сетки. Сколотую поверхность промывают из брандспойта, после чего устанавливают дополнительную арматуру и короба опалубки, а затем ведут бетонирование этих конструкций усиления при обязатель-

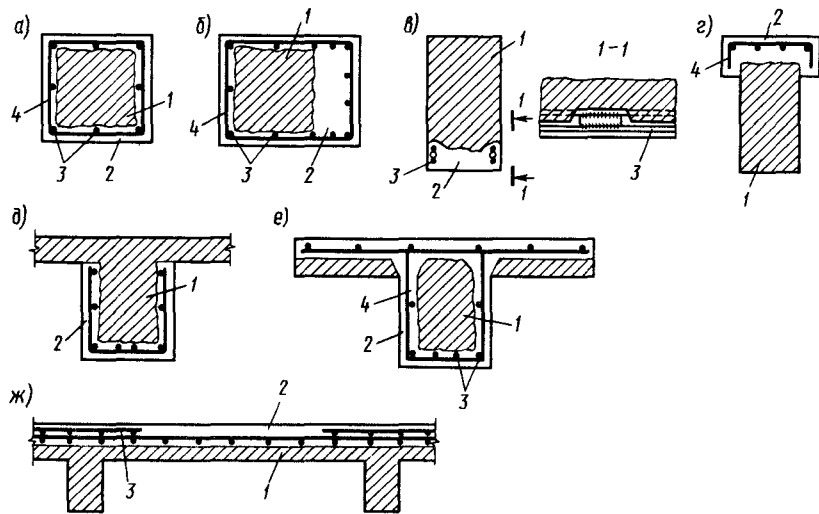


Рис. 8.8. Конструкции усиления путем обетонирования с добавочной арматурой: а — обойма; б — обойма с утолщенной одной стороной; в — одностороннее наращивание снизу; г — то же, сверху; д — трехсторонняя рубашка; е — замкнутая обойма с одновременным усилением плиты; ж — усиление плит наращиванием; 1 — усиливаемая конструкция; 2 — бетон усиления; 3 — рабочая арматура; 4 — хомуты

ном вибрировании. Толщина обойм, рубашек и наращиваний должна быть не менее 6 см при бетонировании и 3 см при нанесении бетона способом торкретирования.

Продольную дополнительную арматуру можно принимать минимального диаметра 12 мм и максимального — 25 мм. Поперечную арматуру в наращиваниях, прикрепляющую рабочую арматуру к усиливаемому элементу, принимают диаметром от 10 до 25 мм. Расчет обойм, рубашек и наращиваний можно производить как расчет цельной конструкции.

Рассмотренные конструкции усиления экономичны, требуют малого расхода материала при одновременном достижении значительного эффекта в увеличении несущей способности усиленных элементов конструкций. Кроме того, эти конструкции весьма незначительно влияют на уменьшение габаритов помещения.

Не менее важно и то, что конструкции усиления можно применять не только для увеличения несущей способности элементов, но также и при исправлении последних.

Отрицательной стороной этих реконструктивных методов является сложность их возведения, которая заключается главным образом в многодельности и трудоемкости реконструктивных работ, которые являются достаточно капитальными. Эти реконструкции связаны с установкой лесов и подмостей на всем участке ведения работ, с вскрытием арматуры существующих конст-

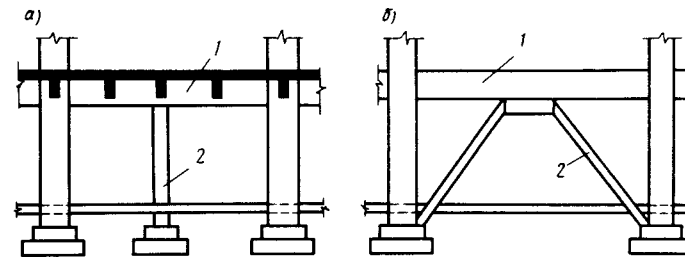


Рис. 8.9. Конструкции дополнительных жестких опор: а — подведенная одиночная опора; б — подведенные подкосные опоры

рукций, в большинстве случаев с потолочной приваркой добавочной арматуры в перекрытиях и покрытиях, а также с бетонированием тонких элементов в стесненных условиях.

Второй способ усиления железобетонных конструкций, связанный с изменением первоначальной конструктивной схемы, в настоящее время получил большое распространение. Увеличение первоначальной несущей способности зависит от рационального изменения соответствующей конструктивной схемы, которая может касаться самой статической системы или ее напряженно-деформированного состояния.

Способ усиления железобетонных изгибаемых элементов посредством дополнительных жестких опор достаточно эффективен, так как он позволяет увеличить первоначальную несущую способность конструкции в 2...3 раза и может быть использован для усиления балок перекрытия и ригелей рам. Новые дополнительные опоры устраивают в пролетах изгибаемых элементов, последние начинают работать с уменьшенным пролетом, в результате чего сильно возрастает их первоначальная несущая способность.

Новые дополнительные опоры выполняют из железобетона или металла в виде одиночных подведенных колонн (рис. 8.9, а) или подкосных подпорок (рис. 8.9, б). В некоторых случаях при осуществлении сопряжений подведенных опор с усиливаемыми элементами-балками их приходится предварительно несколько приподнимать с помощью металлических клиньев, поскольку подъем не превышает нескольких миллиметров и его трудно осуществить домкратом.

Рассмотренная конструкция подведенных промежуточных жестких опор достаточно проста, обеспечивает значительный эффект и может осуществляться на ограниченном участке в действующих цехах. Однако усиление способом устройства дополнительных жестких опор приводит к стеснению габаритов помещений.

Достаточно просто осуществляется усиление изгибаемых элементов с помощью предварительно напряженных затяжек: гори-

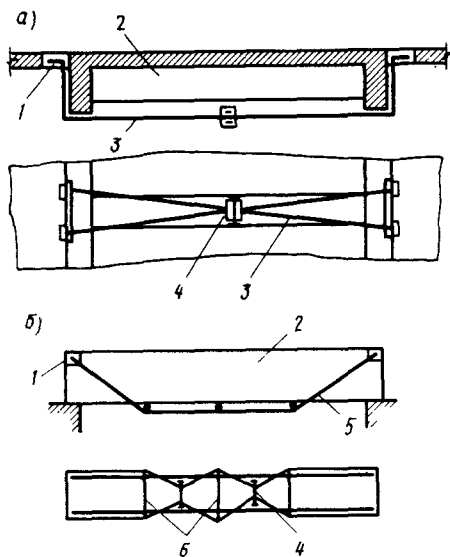


Рис. 8.10. Конструкция предварительно напряженной затяжки усиления: 1 — опорное устройство; 2 — усаживаемый элемент; 3 — предварительно напряженная затяжка; 4 — натяжное устройство; 5 — то же, шпиргель; 6 — распорки

усиление конструкций без остановки производства, отсутствие стеснения габаритов помещения после проведения усиления.

1. Как производят выбор рациональных конструктивных решений сооружений? 2. Какими путями осуществляется индустриализация строительства? 3. С какой целью производится индустриализация и типизация сооружений и их элементов? 4. Деформационные швы. 5. Основные предпосылки расчета железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. 6. Особенности проектирования железобетонных конструкций в условиях сухого жаркого климата. 7. Основные группы усиления железобетонных конструкций. Приведите примеры усиления.

## ГЛАВА 9. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

### 9.1. Общие положения

Перекрытия в жилых, общественных и производственных зданиях делают в основном железобетонными. По способу возведения железобетонные перекрытия делят на *монолитные*, *сборные* и *сборно-монолитные*. По конструктивной схеме их подразделяют на

зонтальных (рис. 8.10, а) и шпренгельных (рис. 8.10, б). Этот способ усиления позволяет до двух раз поднять первоначальную несущую способность. Тяжи затяжек усиления следует выполнять из круглой стали диаметром от 16 до 96 мм. Предварительное натяжение затяжек производят после их установки, затвердения бетона в заделке анкеров и осуществляют путем стягивания ветвей затяжки (рис. 8.10, а, б), устройства натяжных болтов и др. После осуществления напряжения в тяжах затяжек для предотвращения ослабления гаек натяжных болтов они должны свариваться с болтами.

Достоинства предварительно напряженных затяжек: возможность производить

балочные и безбалочные. Балочные состоят из балок, идущих в одном или двух направлениях, и опирающихся на них плит; безбалочные не содержат балок, а плиты этих перекрытий опираются непосредственно на колонны.

С учетом конструктивной схемы и способов возведения существует следующая классификация железобетонных перекрытий: ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами; ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертые по контуру; балочные сборные панельные перекрытия; балочные сборно-монолитные перекрытия; безбалочные монолитные перекрытия; безбалочные сборные перекрытия.

### 9.2. Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами

**Компоновка конструктивной схемы.** Ребристые монолитные перекрытия состоят из балок, расположенных по одному или двум направлениям, и плиты, соединенной с балками в одно монолитное целое (рис. 9.1, а). Балки одного направления обычно опираются на промежуточные опоры — колонны, которые называют *главными*, пролет этих балок — 5...8 м. В перпендикулярном направлении на главные балки опираются *второстепенные*; расстояние между ними или пролет опертых на них плит составляет 1,8...2,8 м. Пролеты второстепенных балок 4...7 м.

Высоту сечений  $h$  главных балок назначают в пределах  $1/10...1/15l$  ( $l$  — длина пролета), второстепенных —  $1/12...1/20l$ . Ширину сечения балок обоих направлений принимают  $b=(0,3..0,5)h$ . Толщина монолитной плиты должна быть опти-

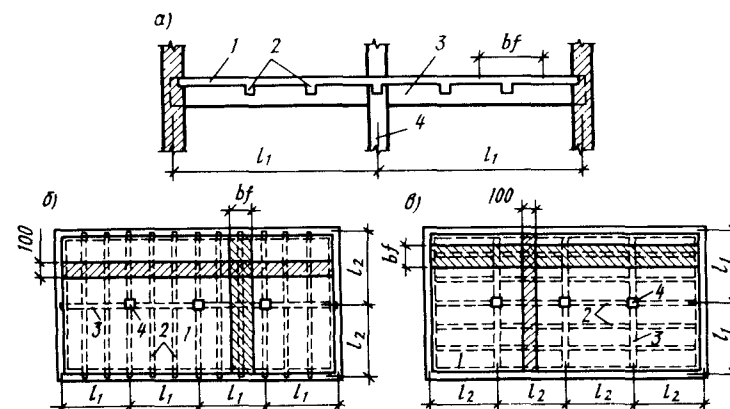


Рис. 9.1. Конструктивные схемы монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами: 1 — плита; 2 — второстепенная балка; 3 — главная балка; 4 — колонна

мальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим, но не менее, мм: для покрытий — 40, для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий — 50, для междуэтажных перекрытий производственных зданий — 60.

Выбор направления главных и второстепенных балок (рис. 9.1, б, в) и назначение их пролетов производят по технологическим, экономическим, архитектурным и конструктивным требованиям.

**Конструирование плит.** Армирование многопролетных балочных плит, как правило, осуществляют сварными рулонными сетками. Сварные сетки выполняют из стали классов А-III и Вр-1. Существуют два способа армирования — *непрерывный*, когда сетка с продольной рабочей арматурой раскатывается поперек второстепенных балок, т. е. вдоль пролетов плиты (см. рис. 5.2, в), и *раздельный*, когда сетка с поперечной рабочей арматурой раскатывается вдоль второстепенных балок отдельно в пролете плит и на их опорах (см. рис. 5.2, з). При непрерывном армировании в крайнем пролете, где момент больше, чем в среднем, ставят дополнительную сетку или отдельные стержни. При раздельном армировании ширину рулона для продольных полос должны подбирать в соответствии с пролетами плиты. Для надопорных полос ширину рулона принимают равной половине пролета плиты, причем сетку располагают симметрично относительно оси второстепенной балки. В плитах больших пролетов в целях экономии металла рекомендуется надопорную арматуру выполнять из раздвинутых двух сеток шириной  $0,4l$  каждая (см. рис. 5.2, з). Глубина заделки плит на опорах  $l_3$  должна быть не менее  $h$  и не менее 12 см.

При сложной форме плит, наличии неупорядоченных отверстий, реконструкции возможно применение вязаных сеток.

**Расчет плит.** При расчете плиты в перекрытии выделяют полосу шириной 1 м, направленную поперек второстепенных балок, являющихся опорами этой плиты, и рассматривают ее как балку (рис. 9.2). Нагрузка, приходящаяся на 1 м<sup>2</sup> плиты, в то же

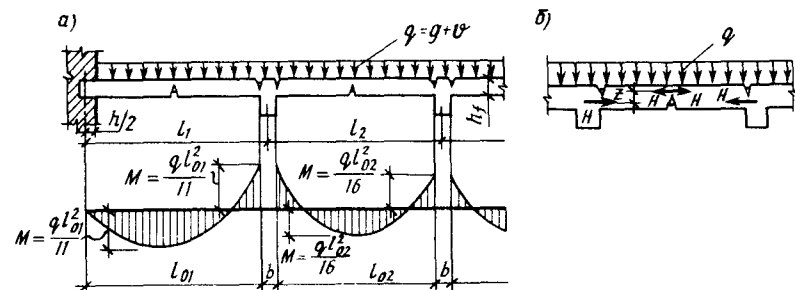


Рис. 9.2. Расчетная схема монолитной балочной плиты

время является нагрузкой на 1 м длины полосы. Таким образом, плита рассматривается как неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой  $q = g + v$  ( $g$  — постоянная и  $v$  — временная нагрузки). За расчетные пролеты  $l_0$  принимают: для средних пролетов — расстояние в свету между гранями второстепенных балок, для крайних пролетов — расстояние от грани второстепенной балки до середины свободной опоры (рис. 9.2).

Рассчитывают плиты по методу предельного равновесия с учетом перераспределения усилий. При равных или отличающихся не более чем на 20% пролетах изгибающие моменты в целях упрощения конструирования принимают (рис. 9.2, а):

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = ql_0^2/11, \quad (9.1)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = ql_0^2/16. \quad (9.2)$$

В балочных плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, горизонтальным смещениям опорных сечений препятствуют ограждающие конструкции, вследствие чего возникает распор  $H$ , обусловленный жесткостью этих балок и повышающий несущую способность плит (рис. 9.2, б). Это явление в плитах при  $h/l \geq 1/30$  учитывают снижением на 20% в средних пролетах и на средних опорах моментов, вычисленных по формуле (9.2).

По полученным изгибающим моментам подбирают сечение плиты и площадь арматуры. При непрерывном армировании основную арматуру с площадью  $A$ , подбирают по моменту  $ql_0^2/16$ , а в первом пролете и над первой от края опорой устанавливают дополнительную арматуру  $\Delta A$ , подбирая ее по моменту  $\Delta M = ql_0^2/11 - ql_0^2/16$ . Поперечные силы для плит не определяют и расчет прочности по наклонным сечениям не делают, так как для плит, как правило, соблюдается условие (5.50).

**Конструирование второстепенных балок.** Второстепенные балки, являясь непосредственными опорами для плит, образуют с ними единое целое, поэтому их сечения обычно тавровые. Армируют такие балки преимущественно сварными каркасами и сетками, реже — отдельными стержнями (вязаные каркасы).

Сварные каркасы доводят до опор элемента (граней главных балок) и соединяют друг с другом гладкими стержнями  $d_1 > 0,5d$ , заводимыми в каждый пролет на длину не менее  $15d$  (рис. 9.3). На промежуточных опорах балки армируют узкими сетками  $b = 400 \dots 600$  мм или широкими сварными сетками с поперечной



рабочей арматурой, раскатываемыми над главными балками. Если сеток две, то они для экономии смещаются друг относительно друга (рис. 9.3, а).

Над крайней опорой второстепенной балки устанавливают конструктивную сетку (рис. 9.3, б), площадь сечения стержней которой составляет не менее 0,25 от площади рабочих стержней в пролете.

Диаметр продольной рабочей и монтажной арматуры должен быть не менее 10 мм, диаметр поперечной принимают в зависимости от диаметров продольной арматуры и составляет 5...12 мм. Классы арматурной стали для продольной рабочей арматуры А-II, А-III, для поперечных стержней или хомутов — А-I, А-II, Вр-I. В балках, армированных несколькими каркасами, с целью экономии металла часть растянутых стержней каркасов обрезают в пролете в соответствии с эпюрой моментов. Все плоские каркасы перед установкой их в опалубку объединяют в пространственные путем приварки к ним понизу и поверху коротышей, шаг которых в 3...4 раза превышает шаг поперечных стержней.

**Расчет второстепенных балок.** Второстепенная балка, как и плита, является неразрезной конструкцией, опирающейся на главные балки. Балка рассчитывается на действие равномерно распределенной нагрузки  $(g_1 + v)$ , передаваемой плитой с полосы шириной  $b_f$  (см. рис. 9.1), и нагрузки от собственного веса  $g_2$  балки  $q = (g_1 + v)b_f + g_2$ .

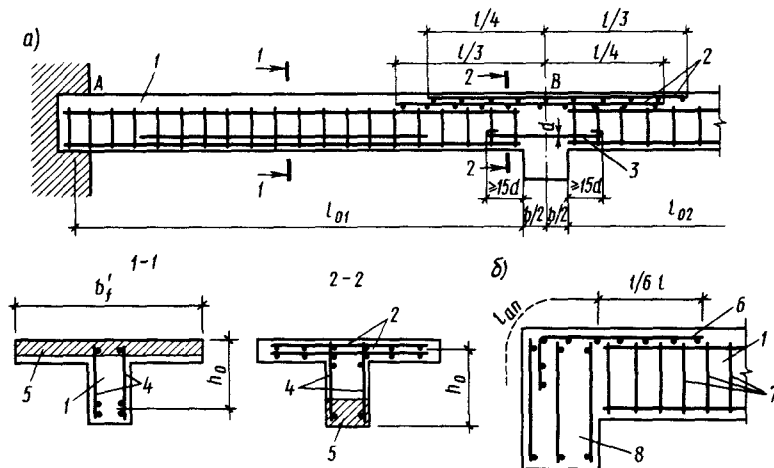


Рис. 9.3. Конструкция второстепенной балки: 1 — второстепенная балка; 2 — надопорные сетки; 3 — стыковой стержень; 4 — пролетные каркасы балок; 5 — сжатая зона бетона; 6 — конструктивная схема над крайней опорой балки; 7 — поперечные стержни

Изгибающие моменты и поперечные силы в критических сечениях второстепенной балки с равными пролетами или с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 20%, определяют по методу предельного равновесия по формулам:

в первом пролете

$$M_1 = ql_{01}^2/11,$$

на первой от края опоре

$$M_B = ql_{01}^2/14;$$

в остальных пролетах и над опорами

$$M = ql_{02}^2/16; Q_A = 0,4ql_{01}; Q_{B1} = 0,6ql_{01};$$

на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах

$$Q_B = Q = 0,5ql_{02};$$

где  $l_{0i}$  — расчетный пролет второстепенной балки, принимаемый равным расстоянию в свету между главными балками, а при опирании на наружные стены — расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки (см. рис. 9.3).

Для определения отрицательных моментов в пролетах и рационального размещения арматуры по длине второстепенной балки строят огибающие эпюры моментов по двум схемам загрузки: 1) полная нагрузка  $q = g + v$  — в нечетных пролетах, а условная постоянная нагрузка  $q' = g + v/4$  — в четных; 2) полная нагрузка — в четных пролетах, а условная  $q' = g + v/4$  — в нечетных. Условную постоянную нагрузку  $q' = g + v/4$  вводят в расчет для учета влияния главных балок, которые препятствуют свободному повороту опор второстепенных балок и тем самым уменьшают влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные.

Размеры сечения уточняют по моменту на первой промежуточной опоре, принимая из условия минимальной стоимости балки  $\xi = 0,35$ ; тогда  $h_0 = 1,8 \sqrt{M_B/R_b b}$ . Затем унифицируют размеры и подбирают рабочую арматуру в расчетных нормальных сечениях; в первом и средних пролетах как для таврового сечения, на первой промежуточной и средних опорах — как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине ребра второстепенной балки (рис. 9.3, б).

**Конструирование и расчет главных балок.** Армирование главных балок выполняют сварными пролетными и опорными плоскими каркасами (рис. 9.4), объединенными перед установкой в опалубку в пространственные. В целях экономии арматуры

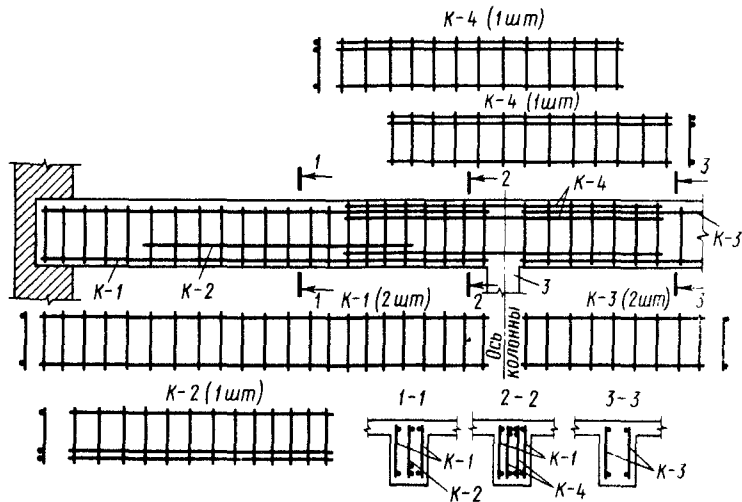


Рис. 9.4. Армирование главной балки сварными каркасами: К-1, К-3 — сквозные пролетные каркасы; К-2 — пролетные каркасы, обрываемые в пролете; К-4 — опорные каркасы, сдвигаемые друг относительно друга в соответствии с эпюрой моментов

средний каркас К-2 не доводят до опор и обрывают в соответствии с огибающей эпюрой перераспределенных моментов. Надпорные каркасы К-4 сдвигают друг относительно друга. На главную балку нагрузка от второстепенных передается через сжатую зону последних. Эта нагрузка воспринимается поперечной арматурой главных балок, а при необходимости ставится дополнительная сетка (см. § 6.10).

Главная балка рассматривается как неразрезная конструкция, загруженная сосредоточенными силами от опирающихся на нее второстепенных балок и равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса. Нагрузку от второстепенных балок вычисляют по соответствующим грузовым площадям, а собственный вес главной балки для упрощения приводят к сосредоточенным в местах опирания второстепенных балок силам. Расчет неразрезных балок по методу предельного равновесия производят после предварительного их расчета как упругих систем с последующим перераспределением усилий. Размеры сечений главной балки уточняют по моменту у грани колонны, определяемому по формуле

$$M_f = M - Q \frac{h}{2},$$

где  $M$  — «перераспределенный» максимальный момент по оси опоры;  $Q$  — поперечная сила на данной опоре при соответствующем нагружении;  $h$  — высота сечения колонны. Тогда высота главной балки

$$h_0 = 1,8 \sqrt{\frac{M_f}{R_{bb}}}, \quad h = h_0 + (6 \dots 8) \text{ см},$$

так как над главной балкой располагается арматура плиты и второстепенных балок. Пример расчета дан в приложении 12.

### 9.3. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру

Ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру (рис. 9.5, а), состоят из системы взаимно пересекающихся балок, опирающихся непосредственно на колонны и стены, и плит, опертых на эти балки и монолитно связанных с ними. Балки обоих направлений обычно имеют одинаковую высоту, пролеты этих балок 4...6 м. Толщина плит зависит от нагрузки и пролета и может составлять 8...14 см. Так как в этих плитах отношение  $l_2/l_1 < 2$ , изгибающие моменты в обоих направлениях имеют существенное значение. Характер разрушения плит, опертых по контуру, под действием равномерно распределенной нагрузки показан на рис. 9.5, в. По нижней поверхности плиты трещины направлены по биссектрисам углов, на верхней поверхности при заделке плиты по контуру трещины идут параллельно сторонам и имеют закругления в углах, перпендикулярные диагоналям.

**Конструирование и расчет плит.** Размещение арматуры в плитах, опертых по контуру, производят в соответствии с характером разрушения. Пролетную арматуру укладывают в нижней части плиты, а у опор (над балками) — поверху (рис. 9.5, д). При пролетах более 2,5 м применяют раздельное армирование. Нижнюю арматуру выполняют из двух сеток с одинаковой площадью сечения рабочей арматуры в каждом направлении. В целях экономии одну из сеток доводят до опоры, а другую размещают в средней части плиты и обрывают в пролете на расстоянии от опоры, равном  $1/4l_1$  — если плита по контуру окаймлена балками (рис. 9.5, д),  $1/8l_1$  — при свободном опирании плиты. Верхнюю арматуру плиты (над балками) выполняют в виде сеток, у которых рабочие стержни располагают в направлении, перпендикулярном балке, и заводят в пролеты на расстояния  $1/4l_1$  и  $1/6l_1$  через один стержень (рис. 9.5, д).

Расчет плит, опертых по контуру, производят в основном по методу предельного равновесия. Предполагается, что в предельном состоянии в плите с трещинами образуется ряд линейных пластических шарниров: на опорах — сверху вдоль них, в пролетах — снизу по биссектрисам углов и в середине пролета — вдоль длинной стороны (рис. 9.5, з). Плиту, таким образом, рассматривают как систему жестких дисков, соединенных между собой пластическими шарнирами по линиям излома.

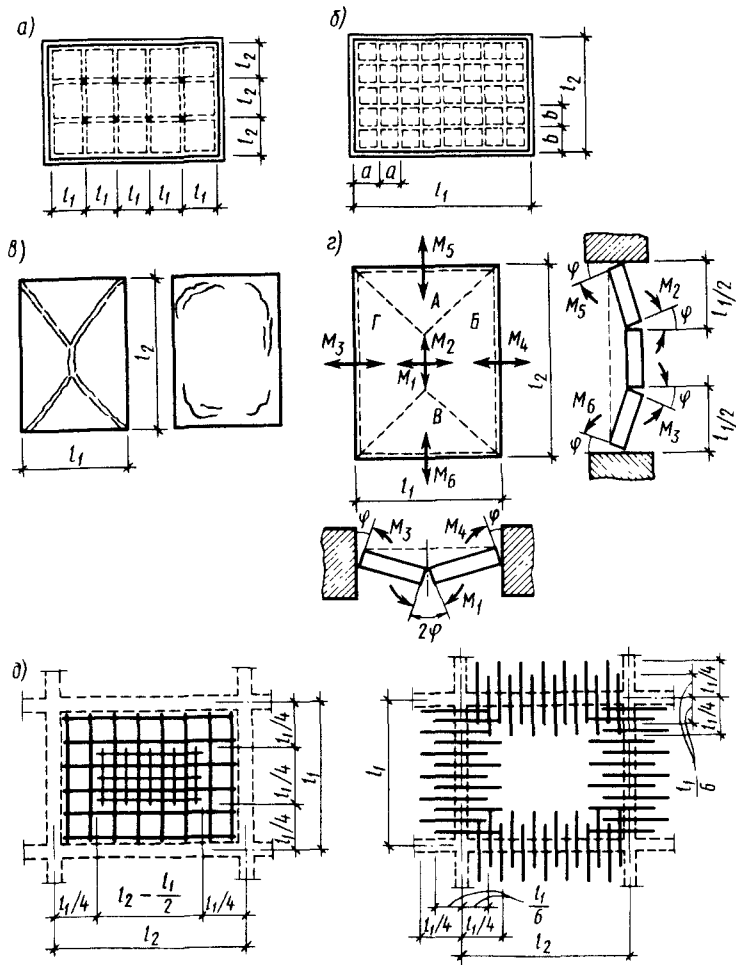


Рис. 9.5. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру:  
 а — при наличии колонн; б — кессонное перекрытие; в — схема разрушения плиты; г — расчетная схема плиты, опертой по контуру (А, Б, В, Г — звенья, образованные линиями излома); д — раздельное армирование плиты (планы нижней и верхней арматуры)

В общем случае каждая ячейка плиты перекрытия испытывает действие шести изгибающих моментов: двух пролетных (положительных)  $M_1$  и  $M_2$  и четырех опорных (отрицательных)  $M_3, M_4, M_5, M_6$ . Значение момента в линейном пластическом шарнире на единицу его длины зависит от площади сечения рабочей арматуры  $A$ , и определяется по формуле

$$M = R_s A_s z_s;$$

где  $z_s$  — плечо внутренней пары  $z_s = 0,9h_0$ .

Работа внешней равномерно распределенной нагрузки

$$W_q = \int_A (g + v) y dA = (g + v) \int_A y dA = (g + v) V, \quad (9.3)$$

где  $A$  — площадь плиты, в пределах которой действует распределенная нагрузка;  $y$  — перемещение рассматриваемой площадки;  $V$  — объем фигуры, ограниченной первоначальной плоскостью плиты и ее звеньями в стадии предельного равновесия (объем перемещений).

В рассматриваемом случае

$$V = f \frac{l_1(3l_2 - l_1)}{6},$$

где  $f$  — прогиб середины плиты.

Тогда выражение (9.3), учитывая, что  $q = (g + v)$ , примет вид

$$W_q = qf l_1(3l_2 - l_1)/6. \quad (9.4)$$

Работа внутренних усилий — изгибающих моментов в пластических шарнирах — при равномерном армировании плиты

$$W_M = \sum_{i=1}^6 M_i \varphi l = (2M_1 \varphi + M_3 \varphi + M_4 \varphi) l_2 + (2M_2 \varphi + M_5 \varphi + M_6 \varphi) l_1. \quad (9.5)$$

Ввиду малости значения  $\varphi$  принимают

$$\varphi = \text{tg } \varphi = \frac{2f}{l_1}. \quad (9.6)$$

Из равенства работ (9.4) и (9.5) с учетом (9.6) получают условие предельного равновесия прямоугольной плиты:

$$\frac{q l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_3 + M_4) l_2 + (2M_2 + M_5 + M_6) l_1. \quad (9.7)$$

Приведенные формулы содержат шесть неизвестных моментов. Задав их соотношениями, получают только одно неизвестное  $M$ , определив которое по принятым соотношениям находят и остальные моменты.

В практических расчетах определение моментов упрощается. Так, для квадратной плиты ( $l_1 = l_2 = l$ ), окаймленной по контуру балками, задавшись  $M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = M$ , получают для пролетных и опорных моментов

$$M = q l^2 / 48. \quad (9.8)$$

Для свободно опертой квадратной плиты все опорные моменты равны нулю, а пролетные —  $M_1 = M_2 = M$ :

$$M = ql^2/24. \quad (9.9)$$

После вычисления моментов подбирают арматуру в пролетах и на опорах как для элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, возникает распор, повышающий их несущую способность, поэтому при подборе арматуры значения моментов, определяемых расчетом в сечениях средних пролетов и у средних опор, следует уменьшить на 20%. Толщина плит предварительно может быть принята из условия жесткости: при упругой заделке по контуру  $h \geq l/50$ , при свободном опирании  $h \geq l/45$ .

**Особенности расчета и конструирования балок.** Плиты, опертые по контуру, передают нагрузку на балки в соответствии с грузовыми площадями (рис. 9.6), при этом считают, что сплошная нагрузка от плиты  $(g+v)$  распределяется в плане на контурные балки по биссектрисам углов и собирается с площадей треугольников или трапеций. Произведение нагрузки на соответствующую грузовую площадь представляет собой полную на-

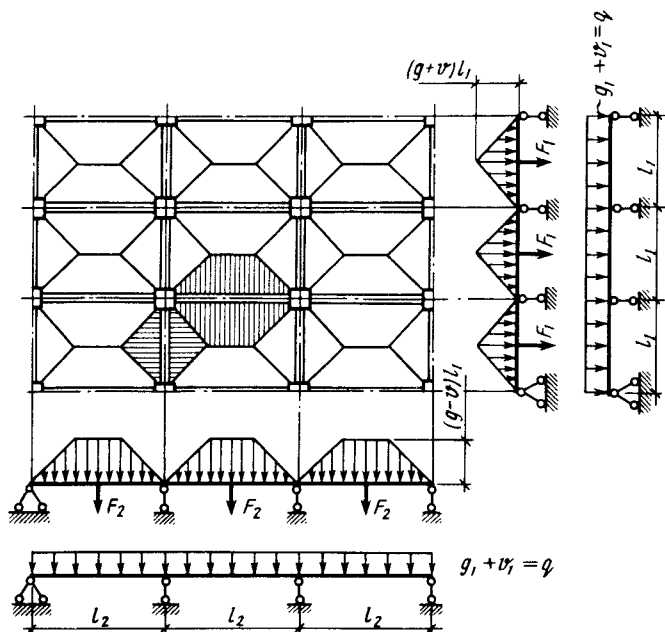


Рис. 9.6. Схема распределения нагрузки на контурные балки

грузку на пролет балки. В случае загрузки балки с двух сторон эта величина будет:

для треугольной нагрузки

$$F_1 = (g+v)l_1^2/2, \quad (9.10)$$

для трапециевидной нагрузки

$$F_2 = (g+v)l_1(2l_2 - l_1)/4. \quad (9.11)$$

Балки перекрытий с плитами, опертыми по контуру, рассчитывают как и обычные неразрезные балки по методу предельного равновесия. Расчетные пролеты принимают равными расстоянию между гранями колонны, а для крайних пролетов — между гранью колонны и осью опоры на стене.

Моменты в первой пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = 0,7M_0 + ql^2/11, \quad (9.12)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = 0,5M_0 + ql^2/16, \quad (9.13)$$

где  $M_0$  — момент в свободно опертой балке в направлении  $l_1$  или  $l_2$ , равный:

при треугольной нагрузке (рис. 9.6)

$$M_0 = (g+v)l_1^2/12, \quad (9.14)$$

при трапециевидной нагрузке

$$M_0 = (g+v)l_1(3l_2 - l_1)/24, \quad (9.15)$$

где  $(g+v)$  — расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$ ;  $q$  — нагрузка от собственного веса балки и части перекрытия с временной нагрузкой на ширине балки  $b$ .

Поперечные силы в таких балках определяют по выражениям

$$Q_A = 0,5Q_0 - \frac{M_B}{l}, \quad Q_{B1} = 0,5Q_0 + \frac{M_B}{l}, \\ Q_{B2} = Q_{C1} = \dots = 0,5Q_0, \quad (9.16)$$

где  $Q_0$  — балочная поперечная сила;  $M_B$  — изгибающий момент на первой промежуточной опоре.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры в пролетах определяют как для тавровых сечений, а на опорах — как для прямоугольных, и в пролетах и на опорах балки армируют сварными каркасами.

Разновидностью перекрытий с опертыми по контуру плитами являются кессонные перекрытия. Особенность этих перекрытий

заключается в том, что пролеты плит имеют малые размеры (1...2 м), а балки опираются на колонны не во всех местах их пересечения, а только по концам или через промежутки, кратные пролетам плит (см. рис. 9.5, б). Стоимость кессонных перекрытий более высокая по сравнению со стоимостью ребристых перекрытий с балочными плитами. Применяют их по архитектурным соображениям для больших помещений общественных зданий (вестибюли, выставочные залы и т. п.). Балки кессонных перекрытий имеют одинаковую высоту и располагаются параллельно сторонам помещений или по диагонали под углом 45°. Помещения, перекрываемые кессонными перекрытиями, должны иметь в плане прямоугольную форму с отношением сторон  $l_2/l_1 < 1,5$ .

Толщину плит кессонных перекрытий при пролетах до 2 м принимают 6...7 см. Рассчитывают их как обычные плиты, опертые по контуру, т. е. по методу предельного равновесия. Высоту балок назначают в пределах  $(1/10...1/20)l$ . Для средних полос изгибающие моменты в балках на единицу ширины перекрытия при свободном опирании можно определять по формулам

$$M_1 = (g + v)_1 a l_1^2 / 8; \quad M_2 = (g + v)_2 b l_2^2 / 8, \quad (9.17)$$

где  $(g + v)_1 + (g + v)_2 = (g + v)$  — полная нагрузка;

$$(g + v)_1 = (g + v) \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4}; \quad (g + v)_2 = (g + v) \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4}, \quad (9.18)$$

$a, b$  — расстояния между балками в каждом направлении.

Изгибающие моменты в менее нагруженных боковых балках вычисляют из условия, что их прогибы пропорциональны моментам, которые в свою очередь пропорциональны нагрузкам. Для расчета можно использовать таблицы.

#### 9.4. Безбалочные перекрытия

Безбалочные перекрытия состоят из плиты, опертая непосредственно на уширения колонн — капители, которые уменьшают пролеты плиты, обеспечивают ее прочность на продавливание и увеличивают жесткость сопряжения плиты с колоннами. Безбалочные перекрытия применяют в промышленных и гражданских зданиях. Их преимущество по сравнению с балочными состоит в отсутствии выступающих ребер, что улучшает освещенность помещений, облегчает прокладку коммуникаций и упрощает устройство теплоизоляции. Меньшая конструктивная высота перекрытия позволяет снизить общую высоту здания и сократить расход материала на стены. Эти перекрытия экономичны при пролетах 6...9 м и полезных нагрузках более 10 кН/м<sup>2</sup>. Поэтому

такие перекрытия находят применение при строительстве холодильников, резервуаров, гаражей, многоэтажных складов, фойе театров.

Сетка колонн может быть квадратной или прямоугольной с отношением пролетов не более 1,5. Такие перекрытия бывают монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Монолитные безбалочные перекрытия состоят из сплошной плиты, монолитно связанной с капителями (рис. 9.7, а). Толщина плиты  $h$  обычно равна  $(1/32...1/35)l$ , где  $l$  — размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн. Плита по контуру может опираться на несущие стены, обвязочные балки или консольно выступать за капители крайнего ряда. При опирании безбалочной плиты на колонну обычно применяют капители трех типов: тип I — при нагрузках до 10 кН/м<sup>2</sup> (рис. 9.7, б), тип II и III — при нагрузках свыше 10 кН/м<sup>2</sup> (рис. 9.7, в). Размеры в плане и очертание капителей подбирают из условия обеспечения прочности безбалочной плиты на продавливание по периметру капители. При этом полагают, что продавливание может произойти по поверхности пирамиды, боковые стороны которой наклонены под углом 45° к вертикали.

Прочность плиты без поперечной арматуры на продавливание проверяют по условию (6.36)

$$F \leq R_{bt} u_m h_0, \quad (9.19)$$

где  $F$  — продавливающая сила, равная нагрузке на колонну за вычетом нагрузки на площади верхнего основания пирамиды продавливания:

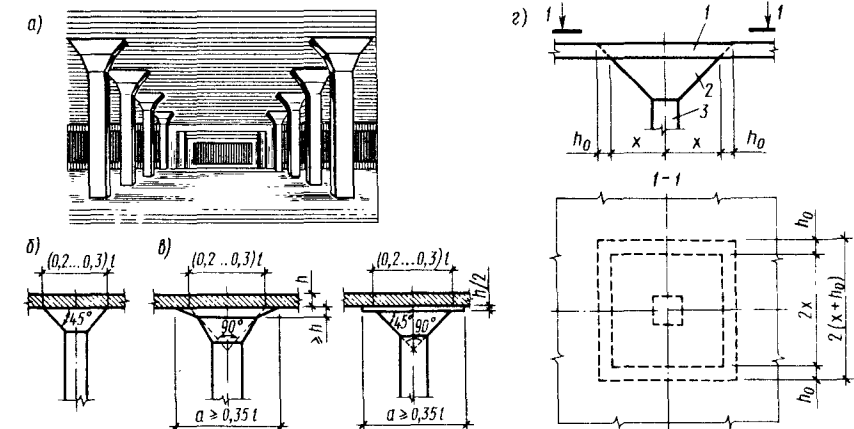


Рис. 9.7. Монолитное безбалочное перекрытие:

$a$  — общий вид;  $б, в$  — типы капителей;  $z$  — к расчету плиты на продавливание;  $l$  — плита;  $2$  — капитель;  $3$  — колонна

$$F = (g + v) [l_1 l_2 - 4(x + h_0)^2]. \quad (9.20)$$

При необходимости ограничения толщины плиты, определенной из условия (9.19), в пределах пирамиды продавливания устанавливают хомуты, нормальные к поверхности плиты.

Расчет плиты безбалочного перекрытия на излом производят методом предельного равновесия. Экспериментальные исследования показали, что наиболее опасными схемами загрузки являются: расположение полосовой нагрузки через пролет и сплошная по всей площади плиты.

При полосовом нагружении в перекрытии образуются три линейных шарнира пластичности (рис. 9.8, а). Два верхних располагаются на расстояниях  $c_x = (0,08 \dots 0,12)l_x$  от осей колонн, а третий — на нижней поверхности в середине пролета  $l_x$ . Изгибающие моменты, воспринимаемые плитой на длине  $l_y$  верхними и нижними пластическими шарнирами, составляют  $M_1 = R_s A_{s1} z_1$ ;  $M_2 = R_s A_{s2} z_2$ , где  $z_1$  и  $z_2$  — плечи внутренних пар в опорном и пролетном сечениях в пределах одной ячейки. При равномерно распределенной полосовой нагрузке среднюю плиту рассчитывают из условия, что сумма опорного и пролетного моментов равна моменту однопролетной балки шириной  $l_y$  и пролетом  $(l_x - 2c_x)$ :

$$\frac{(g + v)l_y(l_x - 2c_x)^2}{8} = R_s(A_{s1}z_1 + A_{s2}z_2). \quad (9.21)$$

При сплошном нагружении безбалочного перекрытия каждая ячейка разделяется пластическими шарнирами на четыре звена (например, АБВГД), поворачивающихся вокруг опорных линий пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей обычно под углом  $45^\circ$  к рядам колонн (рис. 9.8, б). В этом случае расчет выполняют, исходя из условия равновесия моментов всех сил, приложенных к жесткому диску АБВГД относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шарнира ВГ, расположенного в его плоскости. При этом предельная нагрузка на четверть ячейки (звено АБВГД) составляет  $1/4(g + v)l_x l_y$ . Для квадратной ячейки ( $l_x = l_y = l$ ), одинаково армированной в двух направлениях, расчетное уравнение будет

$$\frac{(g + v)l^3}{8} \left[ 1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^3 \right] = R_s(A_{s1}z_1 + A_{s2}z_2), \quad (9.22)$$

где  $c$  — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от колонны.

Задавшись соотношением площадей опорной  $A_{s1}$  и пролетной  $A_{s2}$  арматуры, получают в уравнениях только по одному неизвестному.

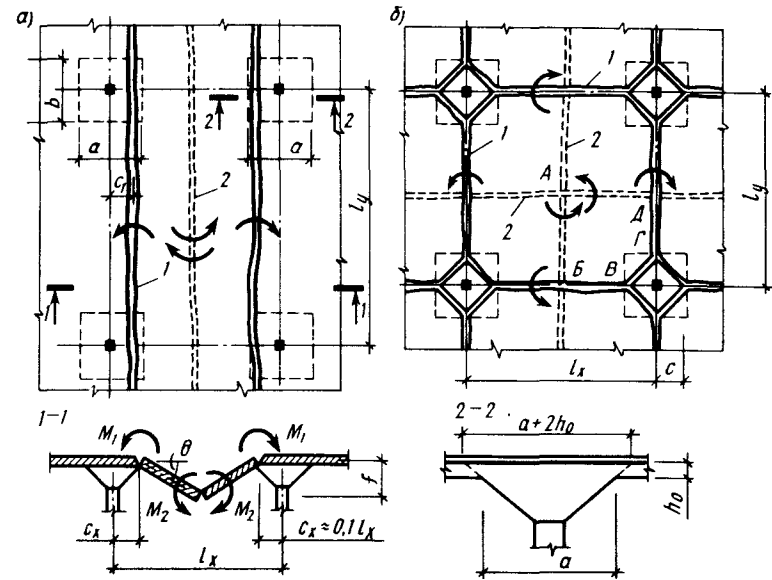


Рис. 9.8. Схема разрушения безбалочного перекрытия: 1, 2 — раскрытие шарниров пластичности поверху и понизу

Плиту монолитного безбалочного перекрытия армируют сварными рулонными или плоскими сетками в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Пролетные моменты воспринимают сетки, уложенные внизу плиты, а опорные — сетки, уложенные в верхней зоне плиты. На опорах надколонных полос в том и другом направлении действуют отрицательные моменты, поэтому арматуру устанавливают в обоих направлениях по верху плиты (рис. 9.9, а). В пролетах надколонной полосы (между капителями) в ее направлении действуют положительные моменты, а в направлении пролетной полосы — отрицательные, поэтому арматуру в пролетах надколонной полосы в обоих направлениях устанавливают внизу и вверху плиты. Стержни верхних и нижних сеток заводят от середины пролета в каждую сторону: 50% — на  $0,3l$  и 50% — на  $0,35l$ .

В пролетах пролетных полос в обоих направлениях действуют положительные моменты, поэтому сетки располагают внизу плиты (рис. 9.9, б). На опорах пролетных полос (над надколонными полосами) действуют отрицательные моменты, поэтому рабочую арматуру укладывают по верху полосы. Для фиксации на расчетной высоте верхних стержней используют специальные подкладки. Капители армируют конструктивно для восприятия усадочных и температурных усилий, а также в целях обеспечения более надежной и прочной связи колонны с плитой.



арматуру укладывают по верху капители. Стенки капителей армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли и при необходимости устраивают дополнительную арматуру.

К сборным безбалочным перекрытиям относятся также бескапительные перекрытия, возводимые методом подъема этажей. Работа по возведению таких перекрытий производится в следующем порядке. Вначале устраивают фундаменты, устанавливают железобетонные колонны на высоту яруса (ярус до 15 м), устраивают подготовку 1-го этажа, по выровненной поверхности подготовки бетонируют одну над другой пакет железобетонных плит перекрытий, нанося между ними разделяющие слои, препятствующие сцеплению слоев бетона. В местах, где колонны пересекают перекрытия, устраивают отверстия, усиленные стальными закладными деталями — воротниками, предназначенными для увеличения прочности и жесткости плит на излом и продавливание. Подъем плит на проектные отметки производят с помощью системы гидродомкратов, установленных на колоннах, после чего их закрепляют.

### 9.5. Сборные балочные перекрытия

Сборные балочные перекрытия состоят из плит (панелей) и ригелей, расположенных вдоль или поперек здания (рис. 9.11). Нагрузка от плит передается на ригели. Ригели могут опираться на колонны (здания с полным каркасом) или на внутренние колонны и наружные стены (в зданиях с неполным каркасом).

Проектирование перекрытий включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет панелей, ригелей, узлов сопряжения их с колоннами, проектирование и т. п.

Компоновка состоит из разбивки здания на температурные блоки (см. рис. 8.4), выбора сетки колонн, направления ригелей, типа и ширины панелей. Это делается с учетом технологического характера (назначения) здания, величины нагрузок, требований по обеспечению пространственной жесткости здания и экономичности конструктивного решения. При выборе сетки колонн должны соблюдаться требования типизации и унификации. Направление ригелей может быть поперечным (рис. 9.11, а) или продольным — вдоль здания (рис. 9.11, б). При поперечном размещении ригелей здания имеют наибольшую жесткость в этом направлении, что важно при проектировании многоэтажных сооружений. Для выбора конструктивной схемы перекрытия разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем и из них по экономическим показателям выбирают оптимальный. Наибольший расход бетона в перекрытии (около 65%) приходится на панели, поэтому разработка их рациональных решений имеет особо важное значение.

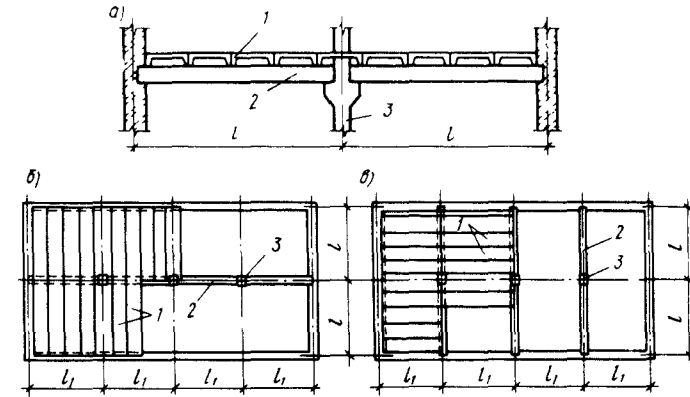


Рис. 9.11. Конструктивные схемы сборных балочных перекрытий: а, в — поперечное расположение ригелей; б — продольное расположение ригелей; 1 — панели перекрытия; 2 — ригели; 3 — колонны

**Конструирование и расчет плит.** Плиты перекрытий опираются на ригели, работая на изгиб, и для уменьшения расхода материалов их проектируют облегченными — *пустотными* или *ребристыми* (рис. 9.12). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняются лишь ребра шириной, необходимой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плита в пролете между ригелями работает на изгиб как балка таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на изгиб между ребрами. При необходимости

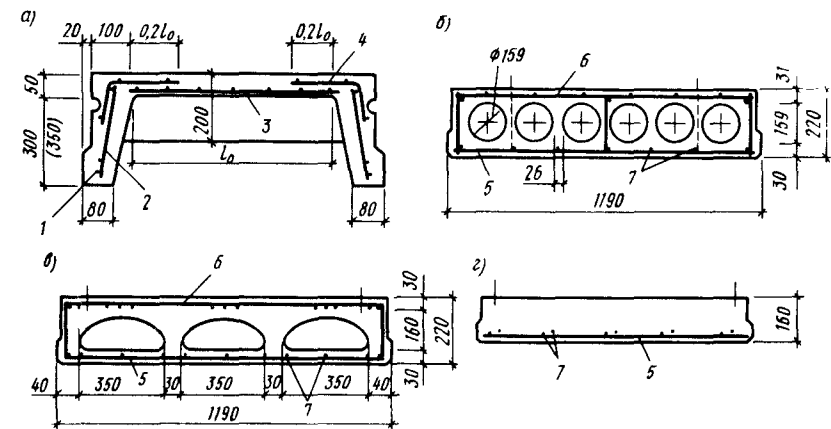


Рис. 9.12. Плиты перекрытий: а — ребристая; б, в — пустотные; г — сплошная; 1 — рабочая напрягаемая арматура; 2 — арматурные каркасы продольных ребер; 3 — арматурная пролетная сетка плиты; 4 — то же, опорная; 5 — нижняя плоская сварная сетка; 6 — то же, верхняя; 7 — продольная рабочая арматура



устройства гладкого потолка создается нижняя полка, образующая замкнутую полость. По форме поперечного сечения плиты бывают с овальными, круглыми пустотами, ребристые — с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), с ребрами вниз, сплошные (рис. 9.12).

Экономичность плит приближенно оценивается по приведенной толщине бетона, которую получают при делении объема бетона панели на ее площадь, и по расходу стали. В табл. 9.1 приведены технико-экономические показатели плит перекрытий при пролете 6 м и нормативной нагрузке 6...7 кН/м<sup>2</sup>. По приведенной толщине наиболее экономичными являются ребристые панели с ребрами вверх, однако расход стали в них выше, чем у пустотных панелей. Среди пустотных панелей по приведенной толщине бетона и расходу стали самые экономичные панели с овальными пустотами, но их изготовление трудоемкое и поэтому чаще применяют панели с круглыми пустотами. Применение ребристых панелей с ребрами вверх ограничивают из-за необходимости настила под полы, что повышает стоимость перекрытия.

Таблица 9.1. Технико-экономические показатели плит перекрытий

Тип плиты	Приведенная толщина бетона, мм	Расход стали на 1 м <sup>2</sup> площади в зависимости от вида арматуры, кг		
		без предварительного напряжения	Напрягаемая	
			стержневая	проволочная
С пустотами:				
овальными	92	8,5	4,7	3,7
круглыми	120	8,5	4,7	3,7
Ребристые ребрами вверх	80	9,1	5	4
Сплошные	120...160	14...16	12...14	10...11

Резервом экономии материалов является применение предварительно напряженных панелей из бетонов классов В20, В30.

Ребристые плиты (с ребрами вниз) применяют преимущественно в промышленных зданиях. В соответствии с требованиями стандартизации и унификации и в зависимости от грузоподъемности монтажных кранов они могут иметь следующие размеры: (1,2; 1,5; 3) × 6 или (1,2; 1,5; 3) × 12, высота панелей 25...35 см (рис. 9.12, а). В качестве рабочей арматуры продольных ребер предусматривают обычно предварительно напряженные стержни классов А-IV, А-V или канаты К-7. Полки ребристых панелей с поперечными промежуточными ребрами рассчитывают как плиты, опертые по контуру, что позволяет снижать значения изгибающих моментов. Полку плиты армируют в пролете и на опорах сварными сетками из проволоки класса Вр-1. Многопустотные панели, имеющие гладкие потолочные поверхности, применяют главным образом в гражданском строительстве.

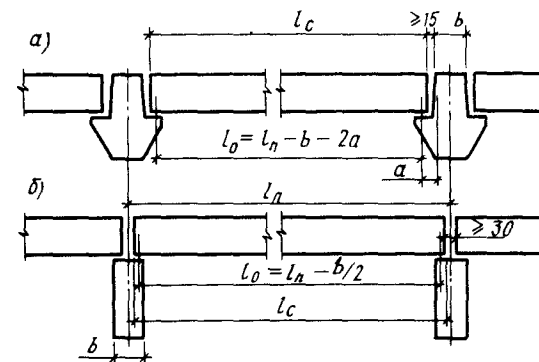


Рис. 9.13. Расчетные пролеты плит при опирании: а — на полки ригелей таврового сечения; б — поверху на ригели прямоугольного сечения

Наибольшее распространение получили панели шириной 1,4...2,4 м (через 0,1 м) с круглыми пустотами (рис. 9.12, б) и высотой сечения 20...24 см. Панели с овальными пустотами (рис. 9.12, в), несмотря на лучшие показатели по расходу материалов, менее технологичны в изготовлении и в последнее время применяются редко. В многопустотных панелях толщину полок и ребер (расстояние между пустотами) назначают не менее 25 мм.

Сплошные плиты толщиной 8...16 см применяют для жилых и гражданских зданий. Плиты 6 × 3,2 м имеют массу 5000...6000 кг и перекрывают полностью жилую комнату (рис. 9.12, г).

Пустотные и ребристые панели работают на изгиб как однопролетные балки таврового сечения, загруженные равномерно распределенной нагрузкой, а их расчетный пролет зависит от формы поперечного сечения ригеля и характера опирания. Он равен расстоянию между осями площадок опирания панелей (рис. 9.13). Максимальные усилия в панелях будут

$$M = ql_0^2/8; Q = ql_0/2, \quad (9.25)$$

где  $q = (g + v)$  — полная нагрузка на 1 м плиты;  $g$  — постоянная нагрузка, кН/м;  $v$  — временная нагрузка, кН/м;  $l_0$  — расчетный пролет. После установления размеров сечения плиты, задавшись классом рабочей арматуры и бетона, выписывают их расчетные характеристики, затем определяют прочность плиты по нормальным и наклонным сечениям. При расчете по нормальным сечениям для ребристой и многопустотной плит вводят эквивалентное тавровое сечение (рис. 9.14, а). Расчетную ширину сечений принимают равной суммарной толщине всех ребер. В ребристых панелях производят также расчет прочности верхней полки на местный изгиб. В этом случае при наличии поперечных ребер плиту рассчитывают как защемленную по контуру; при отсутствии

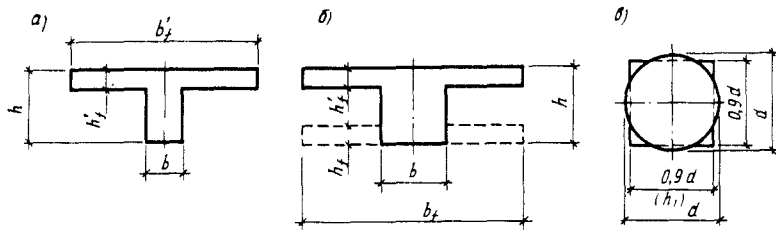


Рис. 9.14. Расчетные поперечные сечения плит

поперечных ребер из полки мысленно выделяют полосу шириной 100 см, расчет которой производят как частично защемленной по концам балки пролетом  $l = b'_f - b$  на действие пролетного и опорного моментов  $M = ql^2/11$ . Далее выполняют расчет прогибов, трещиностойкости и проверку прочности плиты на монтажные нагрузки.

Расчет по второй группе предельных состояний проводят в зависимости от категории требований трещиностойкости. Сечения пустотелых панелей приводятся к эквивалентному двутавровому профилю (рис. 9.14, б). Круглые или овальные отверстия заменяют соответственно квадратными или прямоугольными с той же площадью, моментом инерции и положением центра тяжести. В этом случае, например, для круглого отверстия диаметром  $d$  высоту эквивалентного квадратного сечения принимают  $h_1 = 0,9d$  (рис. 9.14, в).

Для обеспечения анкеровки продольной арматуры по концам многпустотных панелей размещают корытообразные сетки, а в ребристых — специальные анкеры из приваренных уголков, обеспечивающих закрепление стержней на опорах. Длину опирания панелей на кирпичные стены определяют расчетом кладки на местное сжатие и принимают не менее 75 мм для панелей пролетом до 4 м и не менее 120 мм для пролетов более 4 м. В целях устранения местных напряжений при опирании выпележащих стен пустоты панелей в пределах опоры заделывают кирпичной кладкой, бетоном и т. п. Монтажные петли из арматуры класса А-I закладывают по четырем углам и приваривают к основной арматуре. Швы между панелями заполняют бетоном.

**Расчет и конструирование ригеля.** Сборные ригели многоэтажных зданий обычно конструируют как однопролетные элементы, которые объединяют на монтаже с колоннами. В зданиях с полным каркасом ригели являются элементами рамной конструкции. При свободном опирании торцов ригеля на стены (здания с неполным каркасом) при пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20%, и небольшой временной нагрузке сопротивление колонн повороту опорных сечений можно пренебречь и рассматривать ригель как неразрезную балку.

Форма поперечного сечения ригеля — прямоугольная или тавровая с полками внизу иливерху (см. рис. 5.3, а). Ригели при  $l \leq 6$  м обычно выполняют без предварительного напряжения, при  $l > 6$  м — предварительно напряженными из бетона классов В15...В30.

Высота сечения ригеля зависит от пролета и величины нагрузки и назначается в пределах  $1/8...1/12$  пролета. Так, высота типовых ригелей принята: для промышленных зданий — 800 мм, для гражданских зданий (в зависимости от нагрузки) — 450 и 600 мм. Ширину сечения обычно принимают  $b/h = 0,3...0,4$ . Ригели, как изгибаемые элементы, армируют двумя-тремя сварными каркасами, при  $b \leq 150$  мм допускается устанавливать один каркас. В элементах высотой  $h \geq 300$  мм поперечную арматуру (хомуты) располагают по всей длине, при  $h < 300$  мм — только на опорных участках длиной, равной  $1/4$  пролета.

Расчет ригеля производят в такой последовательности. Вначале назначают расчетную схему в виде двух-, пятипролетной рамы или неразрезной балки (в зданиях с неполным каркасом). Расчетный пролет принимают равным расстоянию между осями колонн, а в крайних пролетах — расстоянию от оси колонны до линии действия опорной реакции стены. Подсчитывают постоянные  $g$  и временные  $\nu$  погонные нагрузки на ригель  $g = g_1 l_{гр} + g_2$ ,  $\nu = V_1 l_{гр}$ , где  $g_1$  и  $V_1$  — нагрузки на единицу площади покрытия;  $l_{гр}$  — грузовая полоса ригеля, равная пролету панели;  $g_2 = Ay$  — нагрузка от собственного веса ригеля;  $A$  — площадь сечения ригеля;  $y$  — плотность железобетона. Затем как для упругой рамы или неразрезной балки с учетом значений табличных коэффициентов, приведенных в справочной литературе, находят изгибающие моменты и поперечные силы от постоянной  $g$  и временной нагрузки  $\nu$  при невыгодных расположениях последней по длине ригеля (рис. 9.15):

$$M = (\alpha g + \beta \nu) l^2, \\ Q = (\gamma g + \delta \nu) l, \quad (9.26)$$

где  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  — табличные коэффициенты для определения  $M$  и  $Q$  [8].

Постоянная нагрузка всегда прикладывается во всех пролетах

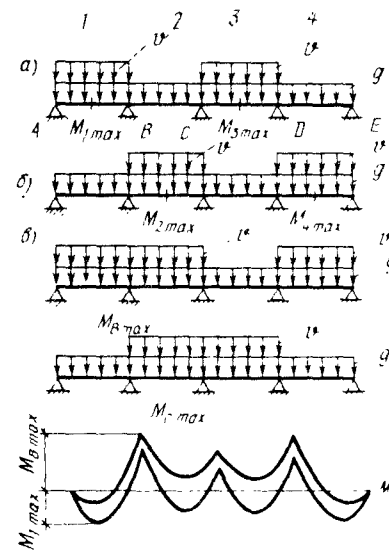


Рис. 9.15. Расчетные схемы загрузки ригеля

одновременно. При расположении временной нагрузки через один пролет (рис. 9.15, а, б) получают максимальные моменты в загружаемых пролетах, при ее расположении в двух смежных пролетах и далее через один получают максимальные по абсолютной величине моменты на опоре (рис. 9.15, в). По полученным эпюрам  $M$  и  $Q$  строят объемлющие эпюры (рис. 9.15, г) и производят перераспределение усилий. Особенно целесообразно допускать образование пластических шарниров на опорах, что дает возможность упростить конструкцию стыков и получить экономию арматуры. Минимальное значение «перераспределенного» опорного момента должно быть не менее 70% от полученного расчетом в упругой стадии.

Задавшись классом бетона и арматуры, а также шириной поперечного сечения ригеля, находят рабочую высоту его сечения по моменту  $M_f$  на грани колонны:

$$h_0 = \sqrt{M_f / \alpha_m R_b b} = 1,8 \sqrt{M_f / R_b b}, \quad (9.27)$$

где 1,8 — коэффициент, соответствующий  $\alpha_m = 0,289$  и  $\xi = 0,35$ , при котором сечение ригеля является наиболее экономичным;  $M_f = M - Qh_{col}/2$  ( $M$  — изгибающий момент по оси опоры). Тогда полная высота сечения будет  $h = h_0 + a$ . Полученные размеры округляют в соответствии с требованиями унификации.

Далее производят подбор продольной арматуры в расчетных сечениях — в пролетах и на опорах, выполняют расчет наклонных сечений, строят эпюру материалов и определяют места фактического обрыва продольной арматуры в целях ее экономии (см. § 5.4), производят расчет по второй группе предельных состояний и на монтажные нагрузки. Ригель армируют в соответствии с требованиями, предъявляемыми к изгибаемым элементам. Общий вид ригеля таврового сечения для гражданских зданий показан на рис. 9.16. Конструкцию стыка ригеля с колонной назначают в соответствии со способом обеспечения пространственной жесткости здания, т. е. с принятой системой каркаса. С учетом этого стыки ригеля с колонной подразделяют на три основных типа: жесткие, упругоподатливые и шарнирные. Жесткие стыки воспринимают значительные изгибающие моменты и поперечные силы, упругоподатливые — поперечные силы и небольшие изгибающие моменты, шарнирные — только поперечные силы.

Наиболее широкое применение в промышленных зданиях и сооружениях получил жесткий стык, устраиваемый на консолях. Такие стыки удобны в монтаже и могут воспринимать значительные усилия, однако наличие выступающей консоли несколько ухудшает интерьер. Действующий в стыке изгибающий момент вызывает растяжение в верхней части опорного сечения и сжатие

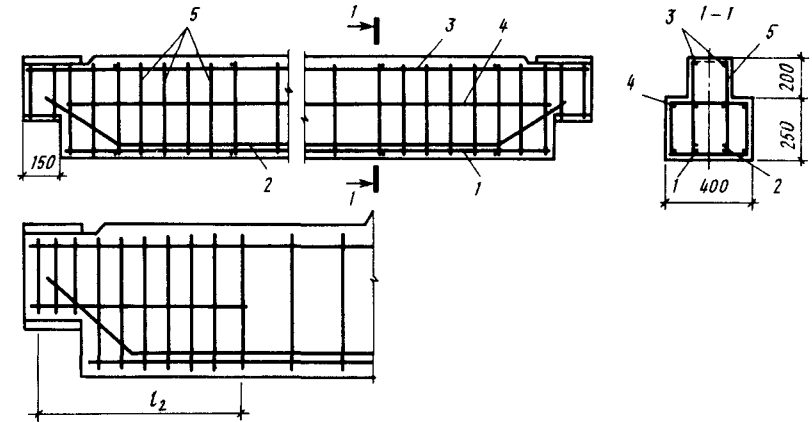


Рис. 9.16. Армирование ригеля таврового сечения для гражданских зданий: 1...5 — номера стержней

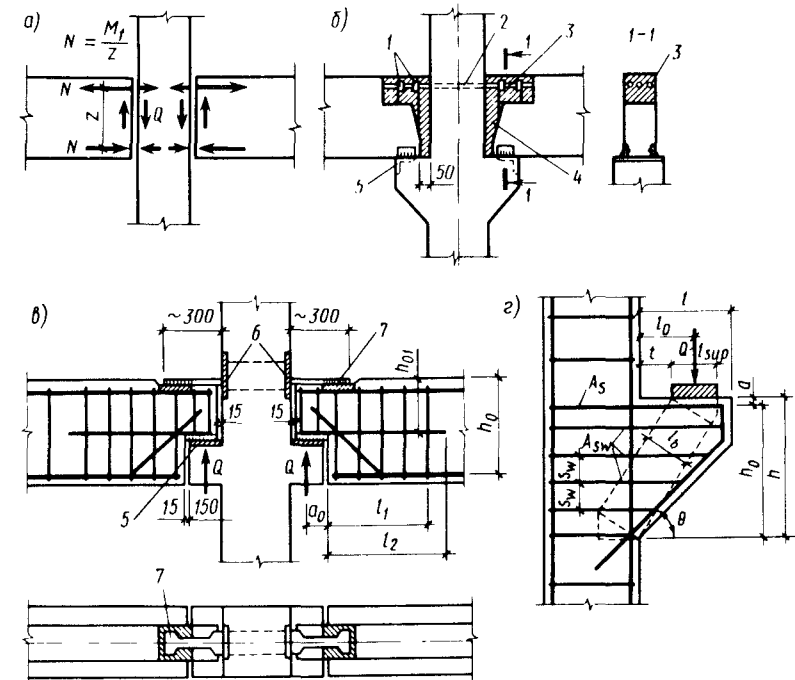


Рис. 9.17. Стыки ригелей с колоннами: 1 — ванная сварка; 2 — стыковые стержни; 3 — вставка арматуры; 4 — бетон омоноличивания; 5 — монтажный сварной шов; 6 — закладные детали; 7 — накладка «рыбка»

в нижней (рис. 9.17, а). Растягивающие усилия воспринимаются стыковыми стержнями (или пластинами), привариваемыми во время монтажа к закладным деталям или непосредственно к верхней арматуре ригелей. Эти стержни могут быть заранее забетонированы в колонну и иметь выпуски (рис. 9.17, б) или заводиться на монтаже в специально оставляемые в колонне отверстия. Сжимающее усилие в нижней части ригеля может передаваться через сварные швы, присоединяющие стальные закладные детали нижней части ригеля к закладным деталям колонны (стык без обетонирования), или через бетон, тщательно укладываемый в полость стыка (стык с обетонированием). В этом случае монтажный зазор между колонной и торцом ригеля принимают равным 50 мм. В стыке с обетонированием соединение ригеля с консолью понизу при помощи сварки закладных деталей является конструктивным. Расчет прочности стыка, изображенного на рис. 9.17, б, состоит из расчета стыковых стержней и опорной консоли. Расчетное растягивающее (сжимающее) усилие в стыке определяют по формуле

$$N = M_f / z, \quad (9.28)$$

где  $z$  — плечо внутренней пары сил, равное в стыке с обетонированием расстоянию от центра тяжести сжатой зоны бетона, заполняющего полость, до центра тяжести сечения соединительных стержней (см. рис. 9.17, а), а в стыке без обетонирования — расстоянию между центрами тяжести верхней и нижней арматуры ригеля. Площадь поперечного сечения стыковых растянутых стержней

$$A_s = N / R_s, \quad (9.29)$$

Наименьший вылет опорной консоли зависит от опорного давления ригеля  $Q$  и зазора  $t$  между торцом ригеля и гранью колонны (см. рис. 9.17, з), т. е.

$$l = \frac{Q}{R_b b} + t.$$

Короткие консоли ( $l \leq 0,9h_0$ , рис. 9.17, з) рассчитывают на совместное действие изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$ . Расчет на действие поперечной силы выполняют по наклонной сжатой бетонной полосе (рис. 9.17, з) между нагрузкой и опорой (с учетом повышения прочности наклонного сечения при работе сжатой полосы) из условия

$$Q \leq 0,8\varphi_{w2} R_b b l_b \sin \theta, \quad (9.30)$$

но не более  $3,5R_b b h_0$  и не менее  $Q$ , определенной согласно (5.49),  $\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_w$  — коэффициент, учитывающий влияние поперечной

арматуры, расположенной по высоте консоли;  $l_b$  — ширина наклонной полосы,  $l_b = l_{sup} \sin \theta$ ;  $l_{sup}$  — длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли;  $\alpha = E_s / E_b$ ;  $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b s_w}$ ;  $A_{sw}$  — площадь сечения хомутов в одной плоскости;  $s_w$  — расстояние между хомутами.

Площадь сечения верхней продольной арматуры консоли подбирают по изгибающему моменту на грани колонны, увеличенному на 25%, вследствие повышенной ответственности узла:

$$A_s = 1,25 \frac{Q l_0}{R_s \varphi h_0}. \quad (9.31)$$

Короткие консоли армируют горизонтальными или наклонными (под углом  $45^\circ$  к горизонту) стержнями. Шаг стержней должен быть не более  $h/4$  и не более 150 мм. В гражданских зданиях, работающих по связевой схеме, применяют стык со скрытой консолью и подрезкой ригеля на торцах (рис. 9.17, е). В этом случае стык рассматривается как шарнирный, поскольку стальная накладка (рыбка), приваренная на монтаже, воспринимает лишь небольшой изгибающий момент, равный 55 кН·м. Расчет таких стыков производят по поперечной силе для наклонного сечения ригеля, начинающегося в месте подрезки. Поперечные стержни и отгибы, установленные у конца подрезки, должны удовлетворять условию

$$R_{sw} A_{sw} + R_s A_{s, inc} \sin \theta \geq Q_1 (1 - h_{01} / h_0), \quad (9.32)$$

где  $\theta$  — угол наклона отогнутых стержней к горизонтали (см. рис. 9.17, е);  $Q_1$  — поперечная сила в нормальном сечении у конца подрезки;  $h_{01}$ ,  $h_0$  — рабочая высота сечения ригеля в подрезке и вне ее.

Поперечные стержни, необходимые для обеспечения прочности наклонного сечения в подрезке, следует устанавливать на длине не менее  $l_1 = Q_1 / q_w + s$ . При этом продольная арматура в короткой консоли, образованной подрезкой, должна быть заведена за конец подрезки на длину не менее  $l_m$  и не менее  $l_2$ :

$$l_2 = \frac{2(Q_1 - R_s A_{sw} - R_s A_{s, inc} \sin \theta)}{(q_w l + a_0 + 10d_0)}, \quad (9.33)$$

где  $A_{sw}$  — площадь сечения дополнительных поперечных стержней, проходящих у конца подрезки и не учитываемых при определении интенсивности поперечных стержней у подрезки;

$q_{wl} = R_s A_{sw} / s$ ;  $a_0$  — расстояние от опоры консоли до конца подрезки;  $d_0$  — диаметр обрываемого стержня.

Наиболее экономичны по расходу металла и технологичны при производстве монтажных работ чисто шарнирные стыки ригелей с колоннами. Однако при их применении ригель работает по схеме шарнирно опертой балки, вследствие чего расход бетона и арматуры на элемент повышается. Кроме того, в этом случае по сравнению с другими типами стыков снижается общая жесткость здания.

**Сборные колонны и их стыки.** Колонны зданий массового строительства высотой до 16 этажей имеют унифицированное сечение  $400 \times 400$  мм (рис. 9.18, а). Увеличение их несущей способности в нижних этажах достигается повышением класса бетона (до В60) и процента армирования (до 15%). Для колонн зданий большей этажности можно также применять жесткую арматуру. Однако использование ее в колоннах приводит к чрезмерному расходу стали. Повысить несущую способность колонн можно при сохранении унифицированных размеров и путем поперечного

армирования часто расположенными сварными сетками в сочетании с продольной обычной и особенно высокопрочной арматурой. В этом случае продольные деформации бетона возрастают более чем в 2 раза, и напряжения в сжатой высокопрочной арматуре достигают условного предела текучести.

Разрезка колонн линейная, на несколько этажей. В последние годы наблюдается тенденция к увеличению длины сборных элементов колонн до 4...5 этажей в целях уменьшения числа стыков и исключения случайных эксцентриситетов, вызванных неточностью монтажа. Для таких гибких элементов существенное значение приобретает расчет прочности и трещиностойкости в стадиях транспортирования и монтажа. Для обеспечения этих качеств продольную арматуру колонн целесообразно подвергать предварительному натяжению.

Конструкции стыков сборных колонн зависят от назначения здания, размеров колонн и действующих усилий. При больших эксцентриситетах продольной силы  $N$ , т. е. при значительных моментах, применяют жесткие стыки, выполненные путем ванной сварки выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках, при последующем замоноличивании этих подрезок бетоном (рис. 9.18, б). При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают угловые подрезки бетона длиной 150 мм. Концы колонн, а также места подрезок бетона усиливают поперечными сварными сетками и заканчивают в виде пластин толщиной 8...10 мм или бетонного выступа. Пустоту стыка (подрезки и шов между торцами стыкуемых элементов) замоноличивают в инвентарных формах под давлением. Такой стык рассчитывают в двух стадиях: до замоноличивания как шарнирный — на нагрузки, действующие в этой стадии, и после замоноличивания — как жесткий.

Расчет незамоноличенных стыков производят на местное смятие бетона центрирующей прокладки из условия (6.33) с учетом дополнительного усилия, воспринимаемого арматурными выпусками:

$$N = \psi R_b \text{red} A_{loc.1} + 0,5 \varphi R_{sc} A_s, \quad (9.34)$$

где  $A_{loc.1}$  — площадь сечения, равная площади центрирующей прокладки при опирании ее на бетон; 0,5 — коэффициент условий работы;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба для выпусков, определяемый по СНиП II-23 — 81 при  $l_0$ , равной фактической длине выпусков;  $A_s$  — площадь сечения всех выпусков.

Расчет замоноличенного стыка (в стадии эксплуатации) производят в зоне подрезки. При этом учет косвенного армирования зависит от его расположения в зоне стыка. При наличии косвенного армирования в виде сеток как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания рассматривают все сечение, ограниченное

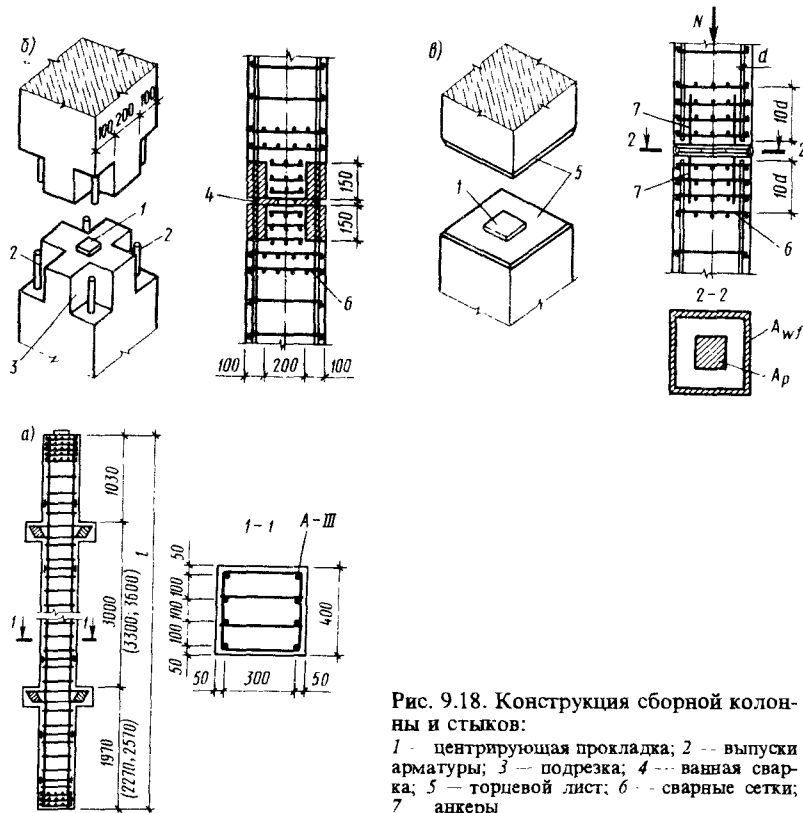


Рис. 9.18. Конструкция сборной колонны и стыков:  
1 — центрирующая прокладка; 2 — выпуски арматуры; 3 — подрезка; 4 — ванная сварка; 5 — торцевая плита; 6 — сварные сетки; 7 — анкеры

стержнями сеток, расположенными у грани замоноличенного участка колонны.

При малых эксцентриситетах продольной силы  $e_0 = M/N \leq 0,2h$  применяют стык колонн (рис. 9.18, а) с торцевыми листами толщиной  $t=10..20$  мм и центрирующей прокладкой размером  $b_1=b/3$ ,  $h_1=h/3$ ,  $t=3..4$  мм, где  $b$  и  $h$  — размеры сечения колонны. К торцевым листам приваривают анкерные стержни из арматуры периодического профиля диаметром  $d$  и длиной  $20d$ . По периметру листов имеются фаски для удобства сварки при монтаже колонны. Торцы стыкуемых колонн армируют горизонтальными сварными сетками. Продольное усилие с одного стыкуемого элемента другому передается через центрирующую прокладку и сварные швы, напряжение вне зоны контакта вследствие гибкости торцевых листов принимают равным нулю. Тогда действующая в колонне сжимающая сила  $N$  распределяется пропорционально площади контакта:

$$N_{wf} = NA_{wf}/A; N_p = NA_p/A, \quad (9.35)$$

где  $N_{wf}$  — усилие, которое передается на сварные швы по контуру стыка;  $A_{wf}$  — площадь контакта по периметру сварного шва торцевого листа;  $N_p$  — усилие, передаваемое через центрирующую прокладку;  $A_p$  — площадь контакта под центрирующей прокладкой;  $A = A_{wf} + A_p$  — полная площадь контакта. Требуемая высота шва

$$h_w = \frac{N}{0,7R_{wf}\sum l_w}, \quad (9.36)$$

где  $R_{wf}$  — расчетное сопротивление шва;  $\sum l_w$  — суммарная длина сварных швов стыка с учетом непровара, равного 1 см.

### 9.6. Сборно-монолитные балочные конструкции

Сборно-монолитные конструкции представляют собой рациональное сочетание в общей конструкции заранее изготовленных сборных элементов и дополнительно уложенных на месте строительства монолитного бетона (бетона омоноличивания) и арматуры. После приобретения монолитным бетоном прочности такая конструкция работает как единое целое.

Сборно-монолитные конструкции применяют во вновь возводимых зданиях и сооружениях, если несущая способность сборных элементов недостаточна, а также в эксплуатируемых сооружениях при необходимости повысить несущую способность отдельных существующих конструкций.

Конструктивное сочетание сборных элементов и монолитного

бетона во многих случаях является экономически выгодным, так как сборно-монолитные конструкции, объединяя достоинства тех и других, лишены некоторых их недостатков. Для возведения сборно-монолитных конструкций в отличие от монолитных не требуется специальной опалубки, подмостей и лесов. Поэтому монолитный бетон сборно-монолитных конструкций дешевле бетона монолитных конструкций, возводимых в несущей опалубке, а также пропаренного бетона сборных элементов. В сборных элементах сборно-монолитных конструкций весьма эффективно применение предварительно напряженной высокопрочной арматуры. Установкой дополнительной арматуры в опорных участках монолитного бетона легко обеспечивается неразрезность соединений элементов.

Сборно-монолитные железобетонные конструкции по основным конструктивным признакам разделяют на три класса (рис. 9.19).

**Класс А** — сборные элементы воспринимают всю монтажную нагрузку и нагрузку от собственной массы монолитного бетона, служат несущей опалубкой и не нуждаются в установлении временных опор в процессе монтажа и производства работ; монолитный бетон располагается в основном выше нейтральной оси (рис. 9.19, а).

**Класс Б** — сборные элементы воспринимают лишь часть монтажной нагрузки и нагрузки от собственной массы монолитного бетона, служат опалубкой, но нуждаются в установлении временных опор в процессе монтажа и производства работ; нейтральная

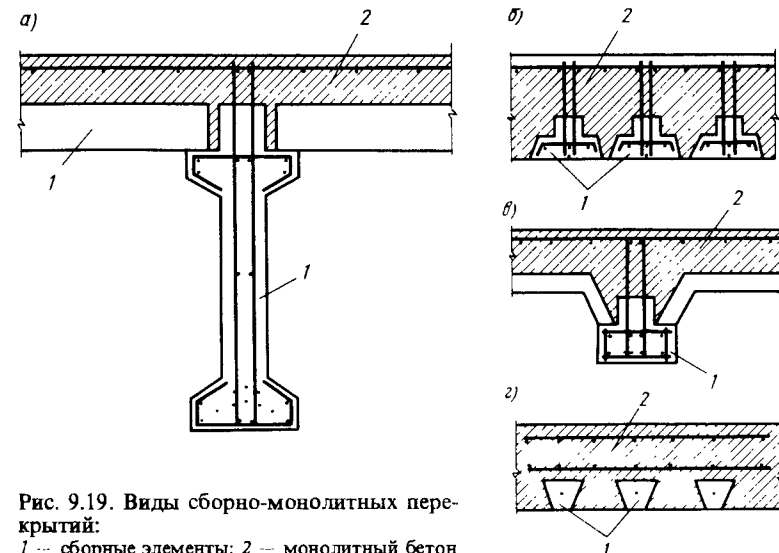


Рис. 9.19. Виды сборно-монолитных перекрытий:  
1 — сборные элементы; 2 — монолитный бетон

ось располагается в пределах высоты монолитной части сечения (рис. 9.19, б, в).

**Класс В** — сборные элементы в процессе монтажа и укладки монолитного бетона не воспринимают нагрузки и служат лишь рабочей арматурой; монолитный бетон располагается по всей высоте поперечного сечения (рис. 9.19, з).

В качестве сборных элементов можно применять как специально запроектированные конструкции, так и типовые обычные или предварительно напряженные элементы (балки, плиты, ригели и т. п.). Размеры сборных элементов назначают из условия обеспечения их прочности при изготовлении, транспортировании и монтаже, а также прочности швов сопряжения с бетоном омоноличивания при их совместной работе.

Надежную связь бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов рекомендуется осуществлять с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, путем устройства шпонок или шероховатой поверхности, продольных выступов и т. п.

Сборно-монолитные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета: по несущей способности с целью обеспечения прочности нормальных и наклонных к продольной оси конструкции сечений, а также по контакту сборных элементов с монолитным бетоном (первая группа предельных состояний); по перемещениям, образованию, раскрытию и закрытию трещин (вторая группа предельных состояний).

Расчет сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям должен производиться для следующих двух стадий работы конструкции:

- 1) до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности на воздействие нагрузки от массы этого бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;
- 2) после приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности, т. е. при совместной работе со сборными элементами — на нагрузки, действующие на данном этапе возведения и при эксплуатации конструкций.

Расчет прочности сборно-монолитных конструкций по нормальному и наклонному сечениям производят по [1], однако необходимо соблюдать ряд дополнительных требований. Так, при наличии в сжатой зоне бетонов разных классов в расчет вводится сечение, приведенное к бетону одного класса по соотношению прочностей  $R_{bi}$ , с сохранением фактических значений высоты сечений всех слоев бетона, но с изменением ширины.

Расчет на изгиб нормальных к продольной оси элемента прямоугольных сечений с арматурой у растянутой и сжатой граней (рис. 9.20) при  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$  [ $\xi_R$  определяется по формуле (5.4)] производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

если соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_{b2} (h_0 - h_{o1}) b + R_{sc} A'_s, \quad (9.37)$$

то расчет производят как для элемента, выполненного из бетона одного класса (в данном случае монолитного):

$$M \leq R_{b2} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (9.38)$$

При этом высоту сжатой зоны  $x$  определяют по формуле

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_{b2} b x, \quad (9.39)$$

где  $R_{b2}$  — расчетное сопротивление монолитного бетона осевому сжатию.

Если  $x \leq 0$ , прочность проверяют из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a'). \quad (9.40)$$

Если условие (9.37) не соблюдается, т. е.  $x > h - h_1$ , расчет производят с учетом различного бетона в сжатой зоне элемента

$$M \leq R_{b2} b x (h_0 - 0,5x) + (R_{b1} - R_{b2}) x_1 b_1 \left( h_{o1} - \frac{x_1}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (9.41)$$

где  $R_{b1}$  — расчетное сопротивление сборного бетона осевому сжатию.

Высоту сжатой зоны  $x$  определяют по формуле

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_{b2} b x + (R_{b1} - R_{b2}) (x - h - h_1) b_1. \quad (9.42)$$

Расчет прочности сборно-монолитных конструкций по контакту на сдвиг производят из условия

$$Q_{sh} / b_{sh} l_{sh} \leq \tau_{sh}, \quad (9.43)$$

где  $Q_{sh}$  — расчетное усилие сдвига;  $b_{sh}$  — ширина поверхности сдвига, по которой производится проверка прочности контакта;  $l_{sh}$  — расчетная длина участка сдвига;  $\tau_{sh}$  — среднее (по длине участка сдвига) суммарное сопротивление сдвигу, которое в общем случае складывается из сопротивления за счет сцепления и механического зацепления, работы бетонных шпонок на срез, за счет трения, а также за счет работы поперечной арматуры.

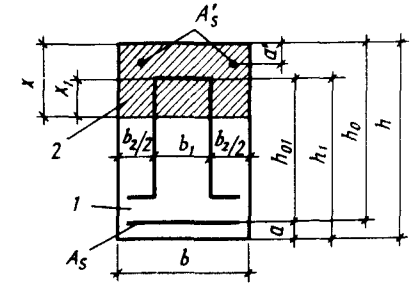


Рис. 9.20. К расчету прочности сборно-монолитных элементов: 1 — сборный элемент; 2 — монолитный бетон

- ? 1. Классификация плоских железобетонных перекрытий по конструктивной схеме и способу возведения. 2. Компонка конструктивной схемы монолитного балочного перекрытия. 3. Армирование монолитных балочных плит. 4. Расчет балочных плит. 5. Конструирование и расчет второстепенных балок монолитного перекрытия. 6. Начертите схему армирования второстепенной балки и объясните назначение каждого вида арматуры. 7. Конструирование и расчет главной балки монолитного перекрытия. 8. Особенности конструирования плит, опертых по контуру. 9. Расчет плит, опертых по контуру, методом предельного равновесия. 10. Кессонные перекрытия. 11. Достоинства и область применения безбалочных перекрытий. 12. Конструкция и расчет монолитных безбалочных перекрытий. 13. Сборные безбалочные перекрытия, их конструкция и расчет. 14. Компонка конструктивной схемы сборного балочного перекрытия. 15. Типы сборных железобетонных панелей (по форме поперечного сечения), их основные размеры. 16. Вычертите схемы армирования сборных панелей перекрытий и расскажите о назначении каждого вида арматуры. 17. Какова последовательность расчета панелей перекрытий? 18. Расчетная схема ригеля сборных перекрытий в зданиях с полным и неполным каркасом. 19. Основные положения и достоинства метода расчета железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. 20. Какова последовательность расчета ригеля? 21. Изобразите систему армирования ригеля и объясните ее. 22. Начертите конструкции применяемых стыков ригеля с колоннами. Охарактеризуйте их достоинства и недостатки. 23. Особенности расчета стыков ригеля с обетонированием и без обетонирования. 24. Расчет консоли колонны. 25. Сборные колонны и их стыки. 26. Достоинства и недостатки сборно-монолитных балочных конструкций. Их классификация. 27. Расчет сборно-монолитных балочных конструкций.

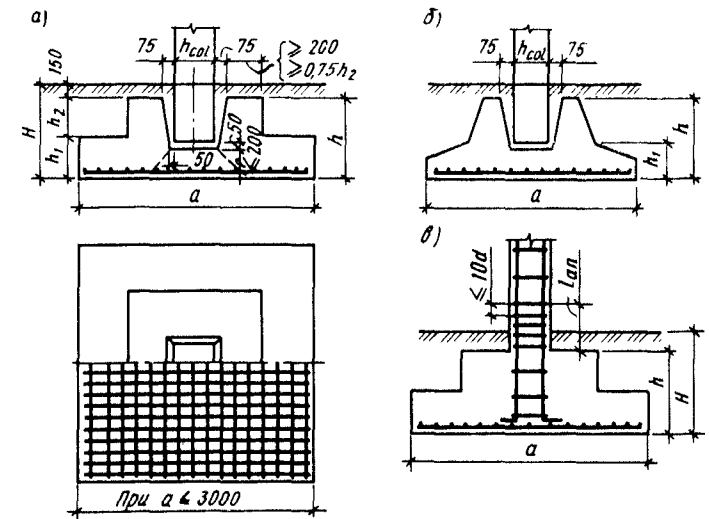


Рис. 10.1. Отдельные центрально-нагруженные фундаменты: а — монолитный под сборную колонну; б — сборный под сборную колонну; в — монолитный под монолитную колонну

## ГЛАВА 10. ФУНДАМЕНТЫ

### 10.1. Классификация фундаментов

Фундаментом называют подземную часть здания, предназначенную для передачи нагрузки от массы сооружения на основание. В зависимости от назначения и конструктивных особенностей фундаменты подразделяют на две группы: *фундаменты неглубокого заложения*, возводимые в открытых котлованах на естественном основании, и *специальные* (глубокого заложения и свайные). Наибольшее распространение в промышленном и гражданском строительстве нашли фундаменты неглубокого заложения. Они бывают трех типов: отдельные — под каждой колонной (рис. 10.1, а, б), ленточные — под рядами колонн в одном или двух направлениях (рис. 10.2, в и см. рис. 10.4, а) или стенами (рис. 10.2, а, б), сплошные — под всем сооружением (см. рис. 10.4, б). Тип фундамента выбирают, исходя из их стоимости, расхода материалов и трудоемкости с учетом эксплуатационных и конструктивных требований.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком расположении колонн. При больших нагрузках и относительно слабых грунтах делают

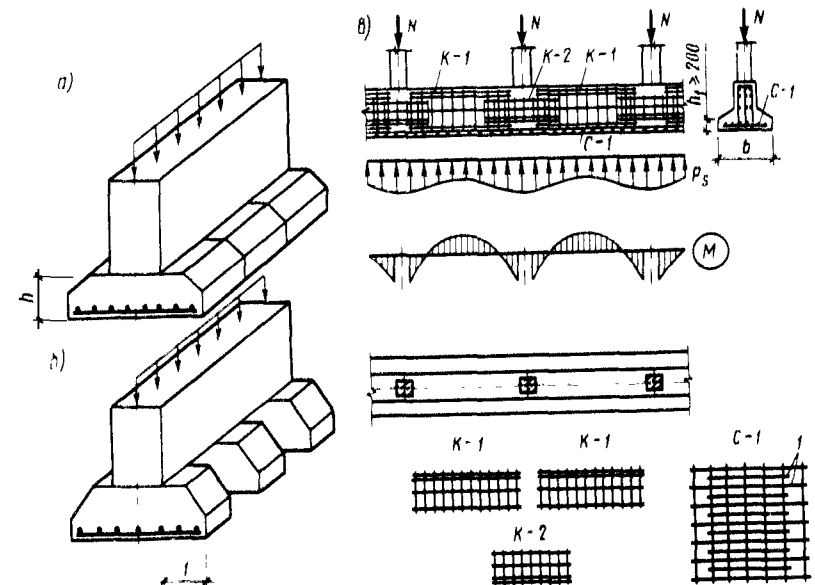


Рис. 10.2. Ленточные фундаменты: а — фундамент под стены без зазоров; б — то же, с зазорами; в — фундамент под ряды колонн



ленточные фундаменты. Последние особенно целесообразны при неоднородных грунтах и различных нагрузках. Если несущая способность грунтового основания фундаментов недостаточна, устраивают сплошные фундаменты (например, под высотные каркасные здания, сооружения башенного типа и т. п.).

## 10.2. Отдельные центрально-нагруженные фундаменты под колонны

Под центрально-нагруженными понимают фундаменты, испытывающие воздействие внешней силы  $N$ , приложенной по отношению к центральной оси фундамента с эксцентриситетом  $e_0 \leq e_a$  (рис. 10.3, а). Центрально-нагруженные фундаменты обычно выполняют квадратными в плане, за исключением случаев, когда они не могут быть развиты во все стороны из-за близости других подземных сооружений.

По форме они могут быть *ступенчатыми* (рис. 10.1, а, в) или *пирамидальными* (см. рис. 10.1, б). Последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже. Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента располагают на 15 см ниже уровня чистого пола. Устанавливают фундаменты на естественный грунт, бетонную, щебеночную или песчаную подготовку толщиной 10 см.

По способу изготовления различают фундаменты *сборные* и *монолитные*. Технично-экономическое сравнение показывает, что стоимость монолитных фундаментов, как правило, ниже сборных. Применение сборных фундаментов целесообразно для полносборного строительства, при большой повторяемости элементов, а также при строительстве удаленных объектов. Сборные фундаменты позволяют сократить сроки строительства, облегчают проведение работ в зимних и сложных гидрогеологических условиях. Если масса сборного фундамента не соответствует грузоподъемности кранов, то его можно монтировать из отдельных блоков. Однако такой вариант менее экономичен по сравнению с фундаментами, состоящими из единого элемента.

Сборные фундаменты проектируют под сборные колонны, а монолитные — под сборные и монолитные. Сборные колонны жестко заделываются в специальные гнезда-стаканы, оставленные в теле фундамента при бетонировании. Колонны в стакане закрепляют заливкой цементного раствора между стенкой и колонной. Стенки стакана допускается не армировать, если толщина их поверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана. Если эти условия не выполняются, то стенки стакана следует армировать продольной и поперечной арматурой, диаметр которой принимают не менее 8 мм.

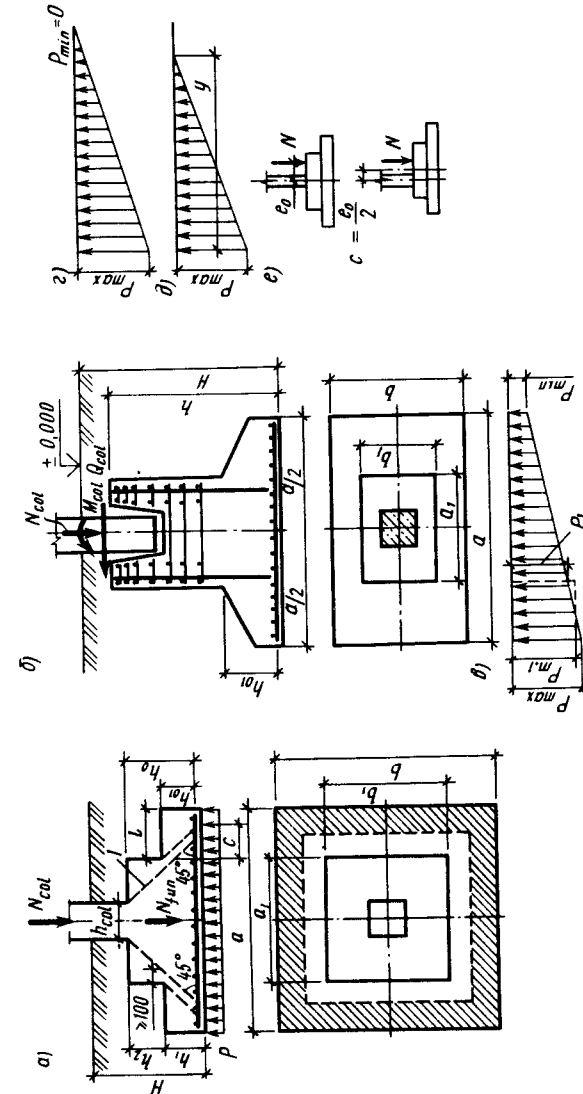


Рис. 10.3. К расчету отдельных фундаментов: а — центрально-нагруженный; б — внецентренно нагруженный; в...д — максимальное крайнее давление фундаментов на грунт соответственно в зданиях с мостовым краном грузоподъемностью более 75 т, менее 75 т и без кранов; е — параметр уменьшения эксцентриситета путем смещения фундамента относительно колонны

Соединение колонны с фундаментом в монолитном железобетоне осуществляется стыкованием продольной арматуры колонны с выпусками стержней той же площади сечения из фундамента (см. рис. 10.1, *в*). Выпуски арматуры фундамента стыкуются с арматурой колонны с помощью сварки или внахлестку без сварки, при этом стыки устраивают выше уровня пола. В пределах фундамента выпуски арматуры соединяют в каркасы хомутами и доводят до бетонной подготовки.

Центрально-нагруженные фундаменты армируют сварными сетками из стержней периодического профиля классов А-II, А-III с одинаковой арматурой в двух направлениях. Размеры ячеек сетки обычно принимают 100...200 мм, диаметр стержней — не менее 10 мм. Если размер стороны фундамента составляет 3 м и более, то длину половины стержней принимают равной  $0,8l$  ( $l$  — размер длинных стержней). Короткие и длинные стержни укладывают через один. Минимальная толщина защитного слоя при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке 35 мм, при ее отсутствии 70 мм, для сборных фундаментов 30 мм.

Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания (определяют форму и размеры подошвы) и тела фундамента (высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры).

**Расчет основания фундамента.** Определение размеров подошвы фундамента производят при допущении, что реактивное давление на грунт по подошве фундамента распределяется по линейному закону, например при центральном нагружении по прямоугольной эпюре (см. рис. 10.3, *а*).

Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила  $N_{col}$ , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях  $N_{fun}$ . Площадь подошвы  $A$  должна быть подобрана так, чтобы среднее давление под подошвой не превышало расчетного давления на грунт  $R$ :

$$(N_{col} + N_{fun})/A \leq R. \quad (10.1)$$

Значение продольного усилия принимают с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ , поскольку расчет основания производят по деформациям. Обозначив глубину заложения подошвы фундамента  $H$  и принимая нагрузку от средней плотности материала фундамента и грунта на его ступенях  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ , из (10.1) получают

$$(N_{col} + AH\gamma_m)/A \leq R,$$

откуда

$$A \geq N_{col}/(R - \gamma_m H). \quad (10.2)$$

По найденной площади устанавливают размеры фундамента, округляя их в большую сторону до значения, кратного 100 мм. Далее переходят к расчету прочности тела фундамента.

**Расчет тела фундамента.** Высоту фундамента определяют из условия его прочности на продавливание в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом  $45^\circ$  к вертикали (см. рис. 10.3, *а*). Если основание пирамиды продавливания выходит за пределы подошвы фундамента, то расчет на продавливание не производят. В качестве расчетной продавливающей силы  $N$  принимают силу  $N_{col}$  за вычетом отпора грунта  $p$ , распределенного по площади нижнего основания пирамиды продавливания. При квадратной колонне со стороной  $h_{col}$  площадь нижнего основания будет  $(h_{col} + 2h_0)^2$ , тогда

$$N = N_{col} - p(h_{col} + 2h_0)^2, \quad (10.3)$$

где  $N_{col}$  — расчетное продольное усилие, передаваемое колонной на фундамент на уровне его верха и вычисляемое при  $\gamma_f > 1$ ;  $p$  — отпор грунта от расчетного продольного усилия без учета веса фундамента и грунта на его ступенях. Условие прочности на продавливание имеет вид (6.36), где  $u_m$  — среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания:

$$u_m = \frac{[4h_{col} + 4(h_{col} + 2h_0)]}{2} = 4(h_{col} + h_0). \quad (10.4)$$

Минимальная расчетная высота центрально-нагруженного фундамента с квадратной подошвой может быть вычислена по приближенной формуле, выведенной из условия (6.36), с учетом (10.3) и (10.4):

$$h_0 = -\frac{h_{col}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{N_{col}/(R_{bt} + p)}, \quad (10.5)$$

тогда полная высота фундамента будет  $h = h_0 + a$ , где  $a$  — толщина защитного слоя. Проверку фундамента на продавливание следует производить не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Если в стакан фундамента устанавливают сборную колонну, то его глубина  $h_{soc}$  должна также удовлетворять конструктивным требованиям обеспечения жесткого защемления колонны в фундаменте и достаточной анкерровки продольной арматуры:

$$h_{soc} \geq (1 \div 1,5)h_{col} + 0,05; \quad (10.6)$$

$$h_{soc} \geq l_{an} + 0,05, \quad (10.7)$$

где  $l_{an}$  — длина анкерной арматуры колонны в стакане фундамента  $l_{an} = (20...30)d$ ; 0,05 — расстояние от низа колонны до дна стакана (см. рис. 10.1, а), м.

Определив высоту фундамента из расчета на продавливание (10.5) и с учетом конструктивных требований (10.6) и (10.7), принимают большую из них. При  $h \leq 450$  мм фундамент выполняют одноступенчатым, при  $450 < h \leq 900$  мм — двухступенчатым и при  $h > 900$  мм — трехступенчатым. Проверку дна стакана на продавливание производят по формуле (10.5), при этом толщину дна принимают не менее 200 мм.

Ступени фундамента работают под воздействием реактивного давления грунта снизу, подобно консолям, заделанным в массив фундамента (см. рис. 10.3, а). Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высота нижней ступени должна быть также проверена на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном (см. § 5.4)

$$Q = p(l - c)b \leq 1,5R_b b h_0^2 / c. \quad (10.8)$$

При этом правую часть неравенства (10.8) принимают не менее  $0,6R_b b h_0$  и не более  $2,5R_b b h_0$ ; ( $c$  — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения (см. рис. 10.3, а).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям 1 — 1, 2 — 2. Значения изгибающих моментов в этих сечениях будут

$$M_{1-1} = 0,125p(a - h_{col})^2 b; \quad (10.9)$$

$$M_{2-2} = 0,125p(a - a_1)^2 b. \quad (10.10)$$

Требуемую площадь арматуры, воспринимающей растягивающие напряжения при изгибе в сечении 1 — 1, на всю ширину фундамента определяют из условия

$$M_{1-1} = R_s A_{s1} z_1. \quad (10.11)$$

Приняв  $z_1 = 0,9h_0$ , получим

$$A_{s1} = M_{1-1} / 0,9R_s h_0. \quad (10.12)$$

Аналогично для сечения 2 — 2

$$A_{s2} = M_{2-2} / 0,9R_s h_{01}. \quad (10.13)$$

Из двух значений  $A_{s1}$  и  $A_{s2}$  выбирают большее, по которому и производят подбор количества стержней на ширину  $b$  и их диаметр.

### 10.3. Отдельные внецентренно нагруженные фундаменты

Фундаменты под внецентренно сжатые колонны испытывают воздействие нормальной силы  $N$ , изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  (см. рис. 10.3, б). При небольших моментах фундаменты проектируют квадратными в плане, при значительных — прямоугольными с большим размером в плоскости действия момента. В последнем случае отношение меньшей стороны к большей принимают в пределах 0,6...0,8.

Площадь основания фундамента определяют предварительно по формуле (10.2) с коэффициентом, который учитывает влияние изгибающего момента

$$A = (1,2 \div 1,6) \frac{N_{col}}{(R - \gamma_m H)}. \quad (10.14)$$

Вычислив площадь подошвы фундамента и задавшись соотношением сторон  $b/a = 0,6...0,8$ , определяют размеры  $a$  и  $b$ , производят расчет прочности основания. При этом определяют максимальное  $p_{max}$  и минимальное  $p_{min}$  давление под краем подошвы по формулам сложного сопротивления в предположении линейного распределения напряжений в грунте (см. рис. 10.3, б):

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{tot}}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_{tot}}{ab} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{a} \right), \quad (10.15)$$

где  $N_{tot}$  и  $M_{tot}$  — нормальная сила и изгибающий момент на уровне подошвы фундамента при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$

$$N_{tot} = N_{col} + A\gamma_m H; \quad (10.16)$$

$$M_{tot} = M_{col} + Q_{col} h; \quad (10.17)$$

$e_0 = M_{tot} / N_{tot}$  — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести подошвы фундамента;  $W = ba^2 / 6$  — момент сопротивления подошвы фундамента.

Прочность основания считается обеспеченной, если краевое давление  $p_{max}$  на грунт не превышает  $1,2R$  (для исключения возникновения в грунте пластических деформаций). В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75 т принимают  $p_{min} > 0,25p_{max}$ , менее 75 т —  $p_{min} \geq 0$  (рис. 10.3, з), т. е. не допускают отрыв фундамента от грунта. В зданиях без кранов допускается выключение из работы не более  $1/4$  подошвы

фундамента (см. рис. 10.3, д). Для уменьшения эксцентриситета при больших изгибающих моментах целесообразно сместить фундамент относительно колонны (рис. 10.3, е). Очевидно, при смещении на  $e_0$  фундамент будет нагружен центрально. Обычно принимают  $c = e_0/2$ .

Высоту внецентренно нагруженного фундамента определяют из условия продавливания (10.5) с учетом конструктивных требований (10.6), (10.7). Высоту нижней ступени и дна стакана рассчитывают также на продавливание, а нижнюю ступень, кроме того, проверяют по условию восприятия поперечной силы (см. § 5.4).

Для определения площади арматуры нижней части фундамента находят отпор грунта от расчетных нагрузок  $N_{col}$ ,  $M_{col}$ ,  $Q_{col}$ , передаваемых колонной без учета веса фундамента, при  $\gamma_f > 1$  (рис. 10.3, б)

$$M = M_{col} + Q_{col}h; e_0 = M_{col}/N_{col};$$

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{col}}{ab} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{a} \right). \quad (10.18)$$

Затем вычисляют изгибающие моменты по граням колонны и уступов фундамента как в консольной плите в направлении действия момента и в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента. По полученным значениям подбирают арматуру как и для центрально-нагруженного фундамента [см. формулы (10.12), (10.13)].

В фундаментах с подколонником (рис. 10.3, б) рассчитывают продольную и поперечную арматуру в стенках стакана. Площадь продольной (вертикальной) арматуры определяют по усилиям  $M_{col}$  и  $N_{col}$  (рис. 10.3, б), действующим на уровне дна стакана, рассматривая сечение подколонника как тавровое. Шаг сеток поперечной арматуры следует назначать не более  $1/4$  глубины стакана и не более 200 мм.

#### 10.4. Ленточные и сплошные фундаменты

Ленточные фундаменты устраивают под сплошными несущими стенами (см. рис. 10.2, а, б) и под рядами колонн в виде отдельных (см. рис. 10.2, в) или перекрестных лент (рис. 10.4, а).

Фундаменты под несущие стены проектируют преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек трапециевидального (см. рис. 10.2, а, б) или прямоугольного сечения. По конструкции блоки могут быть сплошными, ребристыми или пустотелыми. Наибольшее распространение получили сплошные блоки трапециевидального профиля. Они имеют простую геометрическую

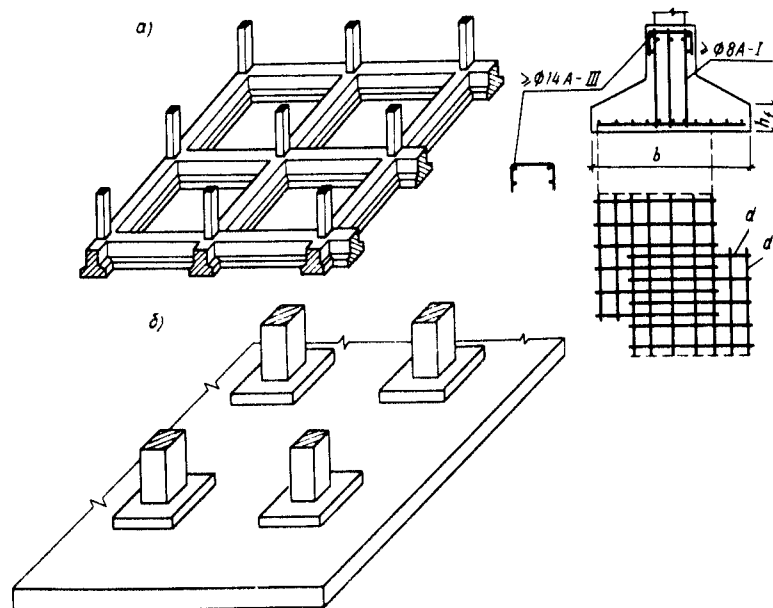


Рис. 10.4. Виды фундаментов:  
а — перекрестный ленточный; б — в виде сплошной плиты

форму и армируются снизу одной сеткой. Ширину подушки фундамента определяют делением нормативной нагрузки на сопротивление грунта  $R$ . Если полученная ширина подушки окажется меньше, чем соответствующая ширина подушки из каталога, то рекомендуется применять последнюю. В этом случае подушки укладывают с зазорами.

Расчет прочности подушки производят только в поперечном направлении, рассматривая выступы как консоли, загруженные реактивным давлением грунта  $p$ . Площадь арматуры подбирают по моменту  $M = pl^2/2$ , где  $l$  — вылет консолей (см. рис. 10.2, б). Высоту подушки назначают из условия восприятия поперечной силы  $Q = pl$  одним бетоном (без поперечной арматуры), но не менее 200 мм. Армируют подушки сварными сетками.

Ленточные фундаменты под рядами колонн (см. рис. 10.2, в) выполняют обычно монолитными, таврового сечения с полкой снизу. Их возводят в виде отдельных лент в поперечном или продольном направлении в соответствии с рядами колонн. Однако иногда целесообразно устраивать перекрестные ленты-ростверки (см. рис. 10.4, а). Толщину края полки принимают не менее 200 мм и назначают из условия восприятия поперечной силы одним бетоном (без поперечного армирования). Выступы тавра работают как консоли, заземленные в ребре. При малых

вылетах полку принимают постоянной высоты, при больших — переменной, с утолщением к ребру. Полки подушки лент армируют так же, как и подушки ленточных фундаментов под стены. Для армирования полок целесообразно применять сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. При этом поперечную арматуру используют как арматуру полки, а продольные стержни включают в площадь нижней рабочей арматуры.

В продольном направлении отдельная лента работает на изгиб как многопролетная балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн и отпора грунта снизу. При расчете фундаментной ленты с развитым поперечным сечением при небольших расстояниях между колоннами эту балку можно считать абсолютно жесткой, а распределение давления по ее нижней поверхности (подошве фундамента) подчиняется линейному закону. Фундаментные ленты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительном расстоянии, считаются гибкими и рассчитываются как неразрезные балки на упругом основании.

Определив изгибающие моменты и поперечные силы, проводят расчет балки по нормальному и наклонным сечениям, подбирают продольную и поперечную арматуру. В продольном направлении балку армируют сварными и вязаными каркасами. Плоские каркасы объединяются в пространственные с помощью соединительных стержней. Нижнюю продольную арматуру ленточного фундамента укладывают в пределах всей ширины полки, при этом 60...70% от общего сечения арматуры размещают в пределах ребра, остальные 30...40% — в пределах свесов полок.

В процессе возведения сооружения возможны неравномерные осадки основания и неравномерные загрузки ленточного фундамента, что может вызвать опасные усилия в ребрах. Для восприятия этих усилий в ребрах ленточных фундаментов устраивают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру с содержанием той и другой в сечениях 0,2...0,4%. Если возникает необходимость устройства ленточных ростверков в двух направлениях, то приближенный расчет такой системы производят в предположении распределения давления на грунт для сооружения в целом по закону плоскости. Для получения более точных данных расчет ростверков производят как деформируемых балок на упругом основании.

**Сплошные фундаменты.** Сплошную фундаментную плиту под все здание применяют в том случае, когда отдельные фундаментные плиты или ленточные ростверки становятся недостаточными. Сплошные фундаментные плиты по аналогии с монолитными железобетонными перекрытиями (рис. 10.4, б) выполняют плитными, безбалочными и плитно-балочными.

Наиболее эффективны фундаменты в виде плоской плиты,

отличающейся простотой конструкции и технологичностью изготовления. Их рекомендуется применять при нагрузках на колонну до 10 МН. Толщину плит принимают равной примерно  $\frac{1}{6}$  расстояния между колоннами. В ребристых плитах ребра располагают сверху или снизу плиты.

Наиболее часто применяют плиты, обращенные ребрами вверх. Они более выгодны, так как в работу ребер таких фундаментов включается полка плиты. В обоих вариантах продольные и поперечные балки располагают таким образом, чтобы места их пересечения находились под продольными осями колонн. Под действием реактивного давления грунта сплошной фундамент работает подобно перевернутому железобетонному перекрытию, в котором колонны выполняют роль опор, а элементы конструкции фундамента испытывают изгиб под действием давления грунта снизу. Сплошные фундаменты рассчитывают как плиты на обжимаемом слое ограниченной глубины или как плиты на упругом основании с коэффициентом постели. Сплошные фундаментные плиты армируют сварными сетками и каркасами по аналогии с безбалочными междуэтажными перекрытиями или плитами, опертymi по контуру, а плитно-балочные сплошные фундаменты армируют сварными сетками и каркасами по аналогии с балочными междуэтажными перекрытиями.



1. Классификация фундаментов, применяемых в строительстве.
2. Конструкция сборных и монолитных отдельно стоящих фундаментов.
3. Расчет основания отдельно стоящих центрально-нагруженных фундаментов.
4. Расчет тела отдельно стоящих центрально-нагруженных фундаментов (высоты, размеров ступеней, сечения арматуры).
5. Особенности расчета и конструирования внецентренно нагруженных фундаментов.
6. Ленточные фундаменты под стены и ряды колонн.
7. Сплошные фундаменты (плиты).

ГЛАВА 11. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КАМЕННЫХ КЛАДОК

11.1. Общие сведения

Каменная кладка состоит из искусственных или природных камней, объединенных в монолитный материал с помощью раствора. Несмотря на то что каменные конструкции возводят в течение многих десятилетий, они до настоящего времени не утратили своего значения. До наших дней сохранились многие выдающиеся памятники каменного зодчества: храмы Киевской Руси (X в.), Архангельский собор в Московском Кремле (1333 г.), Крёмлевские стены (1367 г.). До настоящего времени в нашей стране строительный кирпич выпускают в количестве более 40 млрд. шт. в год. Из кирпича и керамических камней в 1982 г. возведено 33% гражданских и промышленных зданий общей площадью 28 млн. м<sup>2</sup>.

Достоинством каменных конструкций является огнестойкость, долговечность, хорошая тепло- и звукоизоляция и небольшие эксплуатационные расходы. Во многих случаях каменные материалы являются местными. К недостаткам их относятся большая собственная масса и значительные затраты ручного труда при строительстве. Для устранения этих недостатков современные каменные конструкции в ряде случаев проектируют с применением крупных блоков и панелей, устанавливаемых на место с помощью механизмов. Такие конструкции обеспечивают повышение производительности труда и снижение себестоимости строительства, однако требуют широкого применения механизмов. Поэтому каменные конструкции из мелкоштучных материалов до настоящего времени находят самое широкое применение в строительстве.

При необходимости увеличения несущей способности каменной кладки применяют разные способы ее усиления стальной арматурой. Такую кладку называют *армокаменной*. Использование армокаменной кладки позволяет значительно расширить область применения каменных материалов в строительных конструкциях.

11.2. Материалы для каменных и армокаменных конструкций

Каменные материалы. В качестве каменных материалов для кладок используют штучные камни массой не более 40 кг и каменные изделия, изготовленные в заводских условиях, масса которых ограничивается грузоподъемностью транспортного и монтажного оборудования. К штучным каменным материалам относят: кирпич керамический, керамические камни, природные камни правильной формы и бутовые (неправильной формы), бетонные камни. Каменные изделия выпускают в виде бетонных блоков различного назначения, блоков из кирпича и керамических камней, вибропанелей из кирпича, блоков из природных камней и т. п.

Каменные материалы классифицируют: *по происхождению*: а) природные камни, добываемые в каменных карьерах (каменные блоки, бут); б) искусственные камни, изготавливаемые путем обжига (кирпич, керамические камни), и необожженные камни (кирпич силикатный, шлаковый, бетонные камни из тяжелого и легкого бетона); *по структуре*: а) полнотелый кирпич и сплошные камни; б) пустотелый кирпич и камни с пустотами разной формы.

Для ручной каменной кладки применяют кирпич следующих видов: керамический обыкновенный пластического и полусухого прессования, керамический пустотелый пластического прессования, кирпич силикатный, кирпич из трепелов и диатомитов.

Кирпич выпускают одинарный размерами 250 × 120 × 65 и модульный (утолщенный) размерами 250 × 120 × 88 мм. Кирпич одинарный изготавливают обычно полнотелый либо с технологическими пустотами. Кирпич модульный с целью уменьшения массы выпускают с технологическими круглыми или щелевидными пустотами (рис. 11.1).

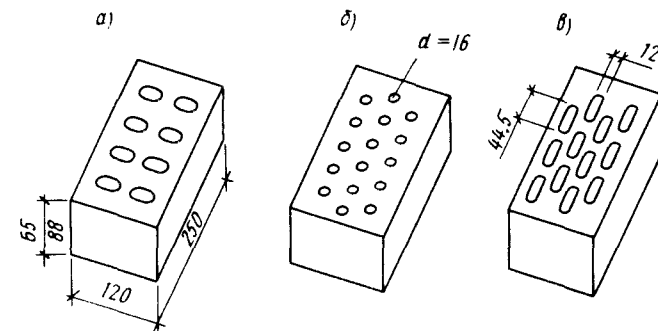


Рис. 11.1. Виды кирпича: а - кирпич керамический обыкновенный полусухого прессования с сквозными пустотами; б - кирпич керамический пластического прессования с круглыми пустотами; в - то же, со щелевидными

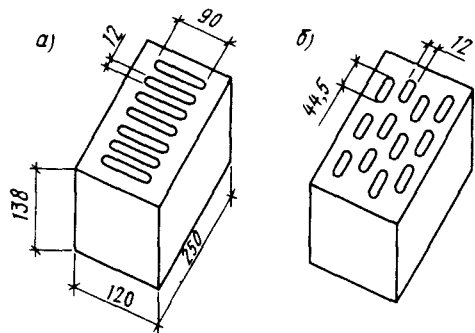


Рис. 11.2. Камни керамические пустотелые: а — с поперечными пустотами; б — то же, с продольными

Для ручной каменной кладки применяют также штучные камни: керамические, бетонные, природные правильной и неправильной формы (бутовый камень). Керамические камни производят пустотелыми пластического прессования размерами  $250 \times 120 \times 138$  с поперечными или продольными пустотами (рис. 11.2). Камни бетонные сплошные и пустотные размерами  $390 \times 190 \times 188$  мм изготов-

ляют из тяжелого и легкого бетонов, а крупные блоки из тяжелого бетона имеют размеры  $2380 \times 400 \times 580$  мм. Природные камни правильной формы выщипывают из массива горной породы или распиливают из блоков заготовок. Для этих изделий применяют твердые горные и осадочные породы (гранит, известняк, мрамор).

Керамический полнотелый и силикатный кирпичи применяют для кладки несущих стен и столбов; керамический пустотелый — для кладки наружных стен отапливаемых зданий. Керамические и бетонные камни используют при возведении стен и перегородок, а крупные блоки из тяжелого бетона, кроме того, применяют для кладки стен фундаментов.

Природные камни из тяжелых пород (известняки, песчаники, гранит) используют в основном для облицовки стен и кладки фундаментов, а из камней легких пород (туф, известняк, ракушечник) в некоторых районах возводят стены.

Основной характеристикой каменных материалов, применяемых в несущих конструкциях, является их прочность, характеризующаяся маркой, которая обозначает временное сопротивление образцов при сжатии ( $\text{кгс/см}^2$ ).

При определении марки кирпича дополнительно устанавливают его прочность на растяжение при изгибе. В этом случае испытание образца производят как балки, лежащей на двух опорах. Для кладки применяют марки камней по прочности на сжатие от 4 до  $1000 \text{ кгс/см}^2$  (от 0,4 до 100 МПа) и классы бетонов по прочности на сжатие В3,5...В30. Камни марок 4...50 относятся к материалам малой прочности (легкие бетоны, природные камни); марок 75...200 — средней прочности (кирпич, керамические блоки и природные камни); марок 250...1000 — высокой прочности (кирпич, природные и бетонные камни). Выбор марки камней и класса бетона производят в зависимости от требуемой несущей способности конструкции.

К каменным материалам, применяемым для кладки наружных стен и фундаментов, предъявляют также требования по морозо- и водостойкости, плотности, проценту пустотности и др. Марку камня по морозостойкости устанавливают испытаниями образцов на попеременное замораживание и оттаивание в насыщенном водой состоянии. За марку принимают предельное количество циклов, при котором снижение прочности образцов происходит не более чем на 20...25% и не сопровождается признаками разрушения. Установленные нормами марки по морозостойкости изменяются от Мрз10 до Мрз300. Для наружных частей стен в зависимости от климатических условий применяют камни марок Мрз15...Мрз50.

Раствором для каменных кладок связывают между собой отдельные камни, передают усилия от одних камней на другие, распределяя их более равномерно по площади камней, уменьшают продуваемость кладки, заполняя швы между камнями.

В зависимости от применяемого вяжущего различают следующие виды растворов: *цементные, известковые и смешанные* (цементно-известковые и цементно-глиняные). Цементные растворы требуют большого расхода вяжущего, так как при малом содержании цемента они неудобны в работе. Их используют главным образом для кладки фундаментов и конструкций, расположенных ниже уровня грунтовых вод. Наибольшее распространение получили цементно-известковые растворы.

Растворы должны быть удобоукладываемыми, т. е. располагаться тонким слоем и заполнять неровности кладки, что повышает качество кладки и производительность каменщика. Для повышения удобоукладываемости раствора в него вводят пластификаторы: известь, глину. По плотности растворы подразделяют на тяжелые (плотностью в сухом состоянии  $1500 \text{ кг/м}^3$  и более) и легкие (плотностью менее  $1500 \text{ кг/м}^3$ ). Заполнителями для тяжелых растворов служат кварцевые и известковые пески, для легких — туфовые и пемзовые.

После затвердения раствор должен обладать заданной прочностью и стойкостью к внешним воздействиям.

Прочность раствора характеризуется его маркой — временным сопротивлением при сжатии (в  $\text{кгс/см}^2$ ) кубиков с ребром 7 см на 28-й день их твердения при температуре  $15^\circ\text{C}$ . Нормами установлены марки раствора в диапазоне 4...200.

Выбор марки раствора производят в зависимости от степени долговечности здания, прочности и условий эксплуатации конструкций. Для кладки стен зданий чаще всего применяют растворы марок 10...100, для армированных конструкций — марки не ниже 25. Свежеуложенный раствор или оттаявший раствор замороженной кладки имеет нулевую прочность.

Арматура. Для армирования каменных конструкций следует применять: в качестве сетчатого армирования — горячекатаную

круглую сталь класса А-I или арматурную проволоку периодического профиля класса Вр-I диаметром 3...8 мм, в качестве продольной и поперечной арматуры — сталь классов А-I, А-II и Вр-I диаметром 5...8 мм. Соединительные элементы, закладные детали и стальные обоймы следует изготавливать из прокатной листовой стали, фасонных профилей, полосовой стали.

### 11.3. Прочностные свойства неармированной каменной кладки

**Характер напряженного состояния кладки.** Прочность каменной кладки зависит от прочности и деформативности камня и раствора; размеров камней и их формы; удобоукладываемости (подвижности) раствора; степени заполнения им вертикальных швов; сцепления раствора с камнем; качества кладки, обусловленного квалификацией каменщика, и другими факторами.

Опыты показали, что даже в центрально-сжатой кладке каждый кирпич опирается на раствор не всей поверхностью, а ее отдельными участками (рис. 11.3). Это объясняется тем, что поверхность кирпича не является ровной, а раствор по длине шва имеет неодинаковую плотность и толщину. В результате давление неравномерно распределяется по нижней и верхней поверхности кирпича, вызывая в нем напряжения изгиба, скалывания, внецентренного сжатия. Кроме того, поперечные деформации раствора в горизонтальных швах значительно (до 10 раз) превышают поперечные деформации каменных материалов, вызывая в них растягивающие усилия, также снижающие прочность кладки. Увеличение толщины горизонтальных швов улучшает качество раствора и смягчает местные напряжения. Однако при этом увеличиваются поперечные растягивающие напряжения в кирпиче. Оптимальная толщина шва принимается 12 мм.

Вследствие возникающего в кладке сложного напряженного состояния прочность ее существенно меньше сопротивления

камня сжатию. Например, прочность кирпичной кладки на слабых растворах составляет лишь 10...15% прочности кирпича, а при прочных растворах — 30...40% этого значения. Высокого качества кладки с равномерным и плотным заполнением швов раствором можно достичь применением вибрирования кладки. В этом случае прочность может быть повышена в 1,5...2 раза по сравнению с обычной кладкой.

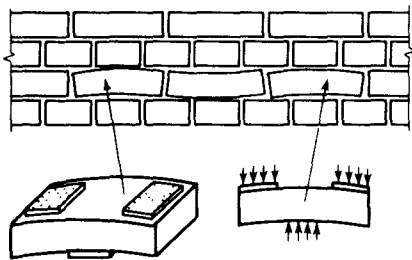


Рис. 11.3. Деформирование кирпича в каменной кладке

Большое значение для прочности кладки имеет степень заполнения вертикальных швов и правильная их перевязка. Вертикальные швы, обычно не полностью заполненные раствором, нарушают монолитность кладки, являясь как бы вертикальными щелями, у концов которых возникают концентрации напряжений и появляются местные вертикальные трещины.

В работе каменной (кирпичной) кладки на сжатие различают четыре стадии. *Первая стадия* (рис. 11.4, а) соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в ней под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений.

*Вторая стадия* работы кладки характеризуется появлением в отдельных кирпичах небольших трещин (рис. 11.4, б). Опыты показывают, что отношение нагрузки, соответствующей моменту появления трещин  $N_{crс}$ , к разрушающей  $N_u$  тем меньше, чем слабее раствор. Для кирпичной кладки на растворе марок 10...25 это отношение будет 0,6...0,7. Если нагрузка не увеличивается, то дальнейшее развитие трещин не происходит.

При увеличении нагрузки наступает *третья стадия* работы кладки. В ней возникают и развиваются новые трещины, которые, соединяясь между собой, пересекают значительную часть кладки в вертикальном направлении (рис. 11.4, в). При длительном действии этой нагрузки, даже без ее увеличения, вследствие развития пластических деформаций постепенно будет происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на отдельные столбики, и третья стадия переходит в *четвертую* — стадию разрушения от потери устойчивости, расчлененной трещинами кладки (рис. 11.4, г).

**Расчетные сопротивления кладки.** Как уже отмечалось, внешняя нагрузка создает в каменной кладке сложное напряженное состояние. К кладке неприменимы существующие теории прочности, поскольку они относятся к материалам с идеальными свойствами. Поэтому суждение о прочностных и деформативных свойствах кладки основывается на большом числе опытных данных.

Основными прочностными характеристиками кладки являются: временное сопротивление сжатию  $R_u$  (средний предел

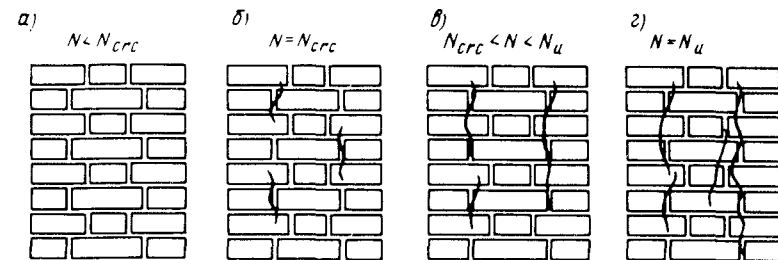


Рис. 11.4. Стадии работы кладки при сжатии



прочности); расчетное сопротивление осевому сжатию  $R$ ; расчетное сопротивление осевому растяжению  $R_t$ ; расчетное сопротивление растяжению при изгибе  $R_{ib}$  ( $R_{iw}$ ), расчетное сопротивление срезу  $R_{sq}$ .

Исходной характеристикой при определении расчетных сопротивлений кладки является ее временное сопротивление  $R_u$ , полученное статистической обработкой результатов испытаний большого числа стандартных образцов-эталонов кладки с различными характеристиками камня и раствора.

Расчетное сопротивление осевому сжатию  $R$  определяется делением временного сопротивления сжатию  $R_u$  на коэффициент безопасности, принимаемый для кладки всех видов  $k=2$ , тогда  $R = R_u/k$ .

Значения расчетного сопротивления осевому сжатию в зависимости от вида и марки камня и раствора даны в табл. 11.1.

Таблица 11.1. Расчетные сопротивления сжатию  $R$ , МПа, кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевыми вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50...150 мм на тяжелых растворах

Марка кирпича или камня	Марка раствора								Прочность раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевая
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125		2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100		2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75			1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50				1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35				0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

При расчете различных каменных конструкций расчетные сопротивления кладки в необходимых случаях умножаются на коэффициенты условий работы  $\gamma_c$ , зависящие от вида конструкций, каменного материала, условий твердения и т. п. Например, для столбов и простенков площадью сечения  $A \leq 0,3 \text{ м}^2$   $\gamma_c = 0,8$ ; для крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелого бетона,  $\gamma_c = 1,1$  и т. п.

Прочность кладки при сжатии  $R$  применяют при расчете стен, столбов, простенков.

Расчетные сопротивления кладок осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{ib}$  ( $R_{iw}$ ), срезу  $R_{sq}$  зависят от вида сечения, по которому происходит разрушение кладки. При этом возможны два случая разрушения: по *неперевязанным сечениям*, которые

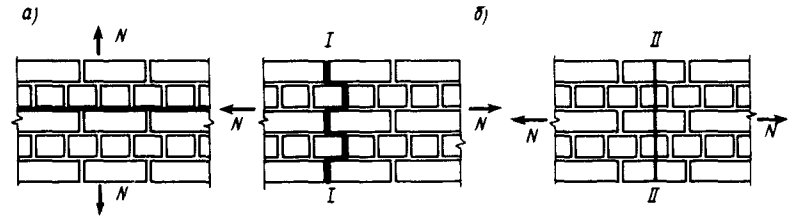


Рис. 11.5. Схема разрушения кладки при растяжении: а — по неперевязанному шву; б — то же, по перевязанному сечению; 1 — 1 — разрушение по ступенчатому сечению; 2 — 2 — то же, по камню

ми являются горизонтальные швы кладки (рис. 11.5, а), по *перевязанным сечениям*, которыми являются вертикальные швы кладки (рис. 11.5, б). В последнем случае разрушение может происходить либо по раствору (ступенчатый шов I — I), либо при использовании прочных растворов и камней малой прочности по камню (II — II). Прочность кладки по неперевязанному сечению, определяемая сцеплением раствора с камнем, меньше прочности по перевязанному. Растяжение кладки по перевязанным сечениям может встретиться при расчете емкостных сооружений цилиндрической формы. Растяжение при изгибе по неперевязанным сечениям имеет место при расчете стен и столбов на внецентренное сжатие, а по перевязанным сечениям — при расчете обычных подпорных стенок с вертикальными контрфорсами. Напряженное состояние среза может иметь место в пяте крайних каменных перемычек. Срез может происходить как по неперевязанному, так и по перевязанному сечению.

Значения расчетных сопротивлений кладки на осевое растяжение, растяжение при изгибе и срезе при разрушении по перевязанным сечениям, проходящим по кирпичу или камню, даны в табл. 11.2.

Таблица 11.2. Расчетные сопротивления, МПа, кладки из кирпича и камней правильной формы при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню

Вид напряженного состояния	Марки камня									
	200	150	100	75	50	35	25	15	10	
Осевое растяжение $R_t$	0,25	0,2	0,18	0,13	0,1	0,08	0,06	0,06	0,03	
Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения $R_{ib}$ , $R_{iw}$	0,4	0,3	0,25	0,2	0,16	0,12	0,1	0,07	0,05	
Срез $R_{sq}$	1,0	0,8	0,65	0,55	0,4	0,3	0,2	0,14	0,09	

## 11.4. Деформативность каменной кладки

Каменная кладка является упругопластическим материалом, ее полные деформации  $\varepsilon$  складываются из упругой  $\varepsilon_{el}$  и неупругой  $\varepsilon_{pl}$  составляющих (рис. 11.6):

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}. \quad (11.1)$$

Неупругие деформации проявляются при длительном действии нагрузки. Основным их источником является деформация ползучести, развивающаяся в растворных швах. Из диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » (рис. 11.6), полученной при испытании образцов кладки на сжатие, видно, что при небольших напряжениях (до 0,2 от временного сопротивления сжатию  $R_u$ ) кладка работает упруго, ее деформативность характеризуется модулем упругости  $E_0$ , который принимается равным тангенсу угла наклона касательной к кривой « $\sigma - \varepsilon$ », проходящей через начало координат, т. е.  $E_0 = \operatorname{tg} \varphi_0$ . Опыты показывают, что значение модуля упругости пропорционально временному сопротивлению кладки:

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (11.2)$$

где  $\alpha$  — характеристика упругих свойств кладки, зависящая от вида кладки и марки раствора (табл. 11.3).

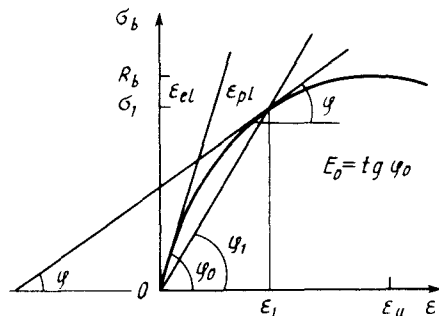


Рис. 11.6. Зависимость «напряжение — деформация» кирпичной кладки при сжатии

Таблица 11.3. Характеристика упругих свойств кладки

Вид кладки	Марка раствора			Прочность раствора, МПа	
	25...200	10	4	0,2	нулевая
Из кирпича керамического пластического прессования обыкновенного и пустотелого	1000	750	500	350	200
Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
Из кирпича керамического полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200
Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого бетона	1500	1000	750	750	500

При более высоких напряжениях модуль деформаций уменьшается, действительное его значение равно тангенсу угла  $\varphi$  наклона касательной к кривой « $\sigma - \varepsilon$ » в точке, соответствующей

напряжению  $\sigma_1$ , т. е.  $E = d\sigma/d\varepsilon = \operatorname{tg} \varphi$ . Для упрощения вычислений при расчетах принимают значение секущего модуля деформаций  $E = \sigma_1/\varepsilon_1 = \operatorname{tg} \varphi_1$  (см. рис. 11.6).

При расчете конструкций по прочности кладки значение модуля деформаций рекомендуется принимать равным  $E = 0,5E_0$ , а при определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, периода колебаний каменных конструкций равным  $E = 0,8E_0$ .

Таблица 11.4. Значения коэффициентов  $\eta$  и  $\varphi$

Гибкость		Коэффициент $\eta$ для неармированной кладки из керамического кирпича	Коэффициент $\varphi$ при упругих свойствах кладки				
$\lambda_h$	$\lambda_i$		$\alpha = 1500$	$\alpha = 1000$	$\alpha = 750$	$\alpha = 500$	$\alpha = 350$
6	21	0	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88
8	28	0	0,95	0,92	0,90	0,85	0,8
10	35	0	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72
12	42	0,04	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64
14	49	0,08	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57
16	56	0,12	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5
18	63	0,15	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45
22	76	0,24	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35
26	90	0,31	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29
30	104	—	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25

Относительные деформации кладки с учетом ползучести определяют по формуле

$$\varepsilon = v \frac{\sigma}{E_0},$$

где  $\sigma$  — напряжение, при котором находят  $\varepsilon$ ;  $v$  — коэффициент, учитывающий влияние ползучести, для кладки из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования  $v = 2,2$ .

- ?** 1. В каких конструкциях и элементах применяют каменную кладку? 2. Достоинства и недостатки каменных конструкций. 3. Типы искусственных и природных камней, предъявляемые к ним требования. 4. Виды растворов, их марки. 5. Факторы, влияющие на прочность кладки. 6. Какие напряжения испытывает камень в кладке при сжатии? 7. Характеристики прочностных свойств кладки. 8. Характеристики деформативных свойств кладки, модуль деформаций.

## ГЛАВА 12. РАСЧЕТ НЕАРМИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 12.1. Предельные состояния и особенности расчета

Расчет каменных и армокаменных конструкций ведется по методу предельных состояний. При этом учитываются две группы предельных состояний: *первая* — по несущей способности (про-

чности и устойчивости), вторая — по образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и деформациям. Расчет по первой группе выполняют всегда и для всех видов конструкций. Расчет по второй группе производят для конструкций, где не допускаются трещины (облицовка резервуаров) или требуется неполное их раскрытие (внецентренно сжатые элементы с большими эксцентриситетами), ограничиваются деформации по условиям совместной работы смежных конструкций (стенные заполнения каркасов зданий) и др. Цель расчета состоит в подборе сечений элементов или проверке имеющихся сечений. Вычисленные напряжения, деформации и ширина раскрытия трещин не должны превышать предельных значений, установленных нормами.

Расчет по несущей способности производят из условия, что расчетное усилие  $N$  меньше или равно расчетной несущей способности  $N_u$ . Расчетное усилие вычисляют при действии нагрузок, взятых с коэффициентом надежности  $\gamma_f$  при неблагоприятном их сочетании. Расчетную несущую способность определяют в зависимости от геометрических размеров сечения, расчетного сопротивления кладки  $R$  и коэффициентов условий работы. Расчетное сопротивление, учитывающее возможность снижения прочности, связанное с естественным разбросом механических свойств, учитывается коэффициентом надежности  $\gamma_f$  и определяется по формуле

$$R = R_u / \gamma_f,$$

где  $R_u$  — временное сопротивление кладки;  $\gamma_f$  — принимают для всех видов кладок, работающих на сжатие, равным 2, на растяжение — 2,25. Другие обстоятельства, влияющие на несущую способность и деформативность, учитываются коэффициентом условий работы, на который умножается величина  $R$ .

## 12.2. Центральное сжатие

При центральном сжатии напряжения по сечению элемента распределяются равномерно (рис. 12.1, а). Разрушение таких элементов происходит в зависимости от их гибкости: коротких элементов — в результате исчерпания прочностных свойств кладки ( $\sigma = R_u$ ), длинных элементов — в результате потери устойчивости при критических напряжениях ( $\sigma = \sigma_{cr}$ ), меньших предела прочности кладки  $R_u$ .

Расчет прочности центрально-сжатых элементов каменных конструкций следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (12.1)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;  $m_g$  — коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов на их несущую способность при длительной нагрузке;  $\varphi$  — коэффициент продоль-

ного изгиба;  $R$  — расчетное сопротивление кладки сжатию;  $A$  — площадь сечения элемента.

Коэффициент  $\varphi$  зависит от характеристики упругих свойств кладки  $\alpha$  и гибкости элемента  $\lambda_i = l_0/i$  (или для прямоугольного сечения от отношения  $\lambda_h = l_0/h$ ) и принимается по табл. 11.4. Значения  $i$  и  $h$  в этих отношениях представляют собой наименьший радиус инерции или размер.

Коэффициент  $m_g$  отражает влияние ползучести при длительном действии нагрузки:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}, \quad (12.2)$$

где  $\eta$  — коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида кладки, принимается по табл. 11.4;  $N_g$  — расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки. Для прямоугольного сечения при  $h \geq 30$  см и для сечений любой формы с радиусом инерции  $i \geq 8,7$  см коэффициент  $m_g = 1$ .

Расчетные высоты стен и столбов  $l_0$  при определении коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать: а) при шарнирном опирании на неподвижные в горизонтальном направлении опоры, что имеет место в жилых и общественных зданиях,  $l_0 = H$  (рис. 12.1, б); б) при упругой верхней опоре и жестком заземлении в нижней опоре: для однопролетных зданий  $l_0 = 1,5H$ , для многопролетных  $l_0 = 1,25H$  (рис. 12.1, в); в) для свободно стоящих конструкций  $l_0 = 2H$  (рис. 12.1, г); г) для конструкций с частично заземленными опорными сечениями — с учетом фактической степени заземления, но не менее  $l_0 = 0,8H$  ( $H$  — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами в свету).

Для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры и имеющих расчетную высоту,  $l_0 = H$ , при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты  $l_0$ , значения

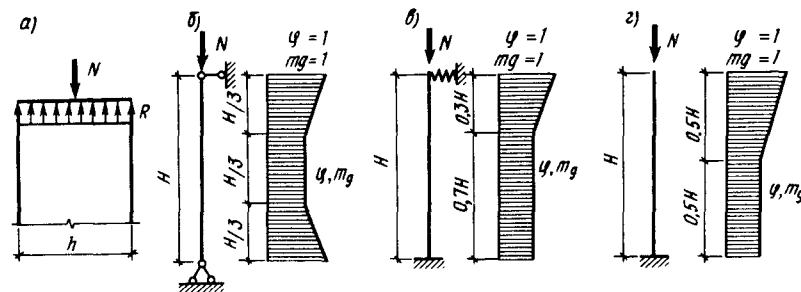


Рис. 12.1. К расчету элемента на центральное сжатие

коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  следует принимать постоянными и равными расчетным значениям  $\varphi$  и  $m_g$ , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях  $l_0$  коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  увеличивают по линейному закону до 1 на опорах (рис. 12.1, б). Изменение значений коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  для других схем опирания дано на рис. 12.1, в, г.

Подбор сечений центрально-сжатых неармированных элементов производят с помощью последовательных приближений. Задавая марку и вид камня и раствора по нормам, находят расчетные сопротивления камня сжатию. Приняв в первом приближении  $m_g=1$ ,  $\varphi=0,9$ , по формуле (12.1) вычисляют размеры столба или стены. По найденным размерам определяют гибкость элемента, затем по табл. 11.4 и формуле (12.2) уточняют значения  $m_g$  и  $\varphi$  и производят повторный расчет.

### 12.3. Внецентренное сжатие

На внецентренное сжатие работают конструкции каменных зданий, в которых продольная сжимающая сила  $N$  приложена с эксцентриситетом. Опыты показывают, что характер напряженного состояния каменной кладки внецентренно сжатых элементов в основном зависит от эксцентриситета продольной силы  $e_0$ . При небольших эксцентриситетах все сечение сжато, эпюра напряжений имеет криволинейное очертание (рис. 12.2, а). По мере увеличения эксцентриситета сжимающие напряжения со стороны, удаленной от силы, уменьшаются, а затем меняют знак, т. е. на некоторой части сечения возникает растяжение (рис. 12.2, б). При достаточно больших эксцентриситетах даже при малых нагрузках напряжения в растянутой зоне элемента могут превысить предельное сопротивление кладки растяжению при изгибе и в растянутой зоне появятся горизонтальные трещины, распространяющиеся на некоторую глубину  $t$  (рис. 12.2, в). После образования трещины продолжает работать под нагрузкой только часть сечения высотой  $h-t$ . Эксцентриситет приложения

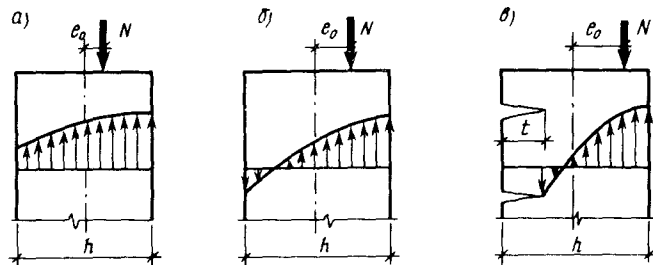


Рис. 12.2. Виды эпюр напряжений при внецентренном сжатии

продольной силы  $N$  для этой части сечения оказывается уменьшенным на величину  $t/2$ , т. е. сечение работает в условиях, приближающихся к центральному сжатию. Поскольку сжимающие напряжения распределены по сечению неравномерно, временное сопротивление кладки сжатию достигается первоначально в краевых участках. Однако при этом несущая способность не исчерпывается, так как в наиболее нагруженных участках вследствие ползучести развиваются значительные деформации, и тогда включаются в работу менее нагруженные участки сжатой зоны и тем самым повышают ее временное сопротивление по сравнению с временным сопротивлением при центральном сжатии. Это повышение учитывается при расчете коэффициентом  $\omega$ , который для кирпичной кладки прямоугольного сечения находят из выражения  $\omega=1+e_0/h \leq 1,45$ ; при  $e_0=0$  (центральное сжатие)  $\omega=1$ .

Вследствие сложности напряженного состояния внецентренно сжатых элементов при расчете их прочности исходят из эмпирических формул, основанных на следующих допущениях: растянутая зона, если она имеется, исключается из работы, напряжения в сжатой зоне считаются распределенными равномерно (рис. 12.3). С учетом гибкости, длительности действия нагрузки и эффекта обоймы расчетное условие имеет вид

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (12.3)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;  $R$  — расчетное сопротивление кладки сжатию;  $A_c$  — площадь сжатой части сечения элемента при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 12.3, а), определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения продольной силы  $N$ . В этом случае площадь сжатой зоны для прямоугольного сечения будет

$$\begin{aligned} A_c &= h_c b; \\ h_c &= 2(h/2 - e_0) = (h - 2e_0), \\ A_c &= (h - 2e_0)b = \\ &= A(1 - 2e_0/h). \end{aligned} \quad (12.4)$$

$A_c = A$  при  $e_0 = 0$ ;  $m_g$  — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности элемента при длительном действии нагрузки вследствие ползучести;

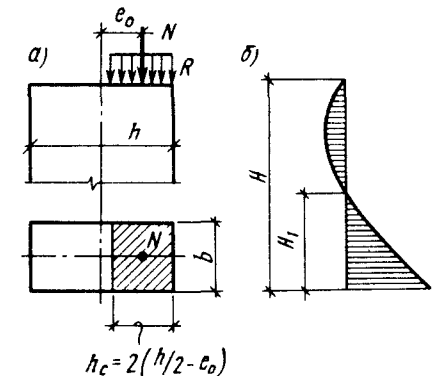


Рис. 12.3. К расчету элемента на внецентренное сжатие: а — расчетная схема; б — расчетная высота элемента при двузначной эпюре моментов

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{og}}{h} \right), \quad (12.5)$$

здесь  $\eta$  — коэффициент имеет тот же смысл, что и при центральном сжатии, принимают по табл. 11.4;  $N_g$  — расчетная продольная сила от длительных нагрузок;  $e_{og}$  — эксцентриситет от действия длительных нагрузок.

Как и при центральном сжатии, при  $h \geq 30$  см или  $i \geq 8,7$  см  $m_g = 1$ .

При больших эксцентриситетах имеет место раскрытие швов кладки, поэтому гибкость элемента в этом случае будет больше, чем при работе его на осевое сжатие. Поскольку ослабление происходит только по швам, коэффициент продольного изгиба  $\varphi_1$  определяют приближенно как среднее арифметическое между коэффициентом продольного изгиба  $\varphi$  для всего сечения высотой  $h$  и коэффициентом продольного изгиба  $\varphi_c$  для части сечения высотой  $h_c$ :

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2,$$

где  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба для всего сечения высотой  $h$  в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте  $l_0$  согласно табл. 11.4;  $\varphi_c$  — коэффициент продольного изгиба для сжатой зоны сечения  $h_c$  в плоскости действия момента, определяемый по фактической высоте элемента согласно табл. 11.4 при отношении  $\lambda_{h,c} = H/h_c$  или гибкости  $\lambda_{i,c} = H/i_c$  ( $h_c$  и  $i_c$  — высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента).

При расчете элементов толщиной 25 см и менее учитывается случайный эксцентриситет  $e_a$ ; для несущих стен  $e_a = 2$  см, для самонесущих  $e_a = 1$  см. Случайный эксцентриситет суммируют с эксцентриситетом продольной силы  $N$ , т. е.  $e_0 = e_a + M/N$ .

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (рис. 12.3, б) коэффициенты продольного изгиба  $\varphi_c$  определяют по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при отношениях  $\lambda_{h1c} = H_1/h_{c1}$  и  $\lambda_{h2c} = H_2/h_{c2}$  или гибкостях  $\lambda_{i1c} = H_1/i_{c1}$  и  $\lambda_{i2c} = H_2/i_{c2}$ , где  $H_1$  и  $H_2$  — высота частей элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента;  $h_{c1}$ ;  $i_{c1}$ ;  $h_{c2}$ ;  $i_{c2}$  — высота и радиус инерции сжатой части элемента в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

Ширина и глубина раскрытия трещин в кладке должны быть ограничены. Поскольку они зависят от  $e_0$ , нормами установлены его предельные значения: во внецентренно сжатых конструкциях

без продольной арматуры в растянутой зоне наибольшее значение эксцентриситета не должно превышать: 0,9 $y$  — для основных сочетаний нагрузок; 0,95 $y$  — для особых сочетаний ( $y$  — расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета).

При  $e_0 \leq 0,7y$  внецентренно сжатые элементы рассчитывают только по прочности. Если это условие не соблюдено, необходим расчет растянутой зоны по раскрытию трещин в швах кладки. Элементы, работающие на внецентренное сжатие, в тех случаях, когда ширина сечения  $b$  меньше его высоты  $h$ , должны быть проверены расчетом на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента.

#### 12.4. Местное сжатие (смятие)

В случаях, когда опирание какой-либо конструкции (балки, колонны и др.) происходит не по всему сечению каменной кладки стены, фундамента, а только по его части, имеет место местное сжатие (или смятие) кладки. Сопротивление каменной кладки местному сжатию больше, чем осевому, так как прилегающие к нагруженному участку смежные незагруженные зоны препятствуют его деформации и тем самым увеличивают в той или иной степени его несущую способность. Расчетное сопротивление кладки при местном сжатии

$$R_{loc} = \xi R, \quad (12.6)$$

где  $\xi = \sqrt[3]{A/A_{loc}} \leq \xi_1$ ;  $R$  — расчетное сопротивление кладки при осевом сжатии;  $A_{loc}$  — площадь смятия (местного сжатия), на которую передается нагрузка (рис. 12.4);  $A$  — расчетная площадь сечения при местном сжатии;  $\xi_1$  — коэффициент, учитывающий максимально допустимое увеличение  $R_{loc}$  — по отношению к  $R$ , зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, колеблется в пределах от 1 до 2. Несущую способность элемента при местном сжатии проверяют по формуле

$$N_{loc} \leq \psi d R_{loc} A_{loc}, \quad (12.7)$$

где  $N_{loc}$  — продольная сжимающая сила от местной нагрузки;  $\psi$  — коэффициент полноты эпюры давле-

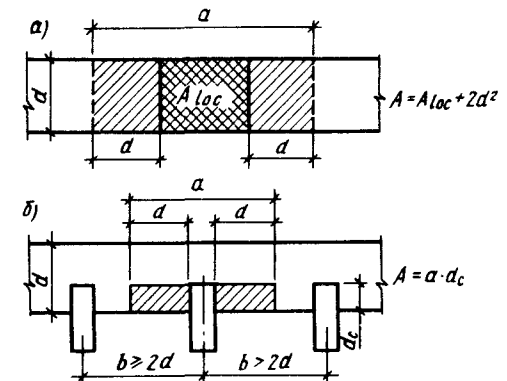


Рис. 12.4. К определению расчетных площадей при местном сжатии

ния от местной нагрузки: при равномерном распределении давления (передача нагрузки через распределительную плиту)  $\psi=1$ , при треугольной эпюре (передача нагрузки через слой раствора)  $\psi=0,5$ ;  $d$  — коэффициент, учитывающий пластическую работу материала, для кирпичной и виброкирпичной кладки  $d=1,5-0,5\psi$ .

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать без специального расчета  $\psi d=0,75$  (для кладок из полнотелого кирпича, сплошных камней и крупных блоков из тяжелого бетона).

При совместном действии местной (опорные реакции балок, ферм и др.) и основной нагрузок (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет на смятие производят раздельно: сначала только на местную нагрузку, потом — на сумму местной и основной нагрузок.

### 12.5. Изгиб

На изгиб работают наружные стены многоэтажных зданий при действии ветровой нагрузки, наружные плиты контрфорсных подпорных стен и другие элементы. Расчет каменной кладки на изгиб производят, исходя из предположения ее упругой работы:

$$M \leq R_{tb} W, \quad (12.8)$$

где  $M$  — расчетный изгибающий момент;  $R_{tb}$  — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. табл. 11.2);  $W$  — момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе. На действие поперечной силы изгибаемые элементы рассчитывают по формуле

$$Q \leq R_{tw} b z,$$

где  $R_{tw}$  — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе;  $z$  — плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения  $z = \frac{2}{3} h$ ;  $b$  и  $h$  — размеры сечения. Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по перевязанному сечению, не допускается.

### 12.6. Растяжение и срез

Каменные конструкции, работающие на осевое растяжение (например, стенки круглых резервуаров, силосов и других емкостей), рассчитывают на прочность по формуле

$$N \leq R_t A_n, \quad (12.9)$$

где  $N$  — расчетная осевая сила при растяжении;  $R_t$  — расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по табл. 11.2;  $A_n$  — расчетная площадь сечения «нетто», т. е. за вычетом пустот в камнях.

Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на осевое растяжение по перевязанному шву, не допускается.

На срез по горизонтальному шву работают, например, элементы каменной кладки, воспринимающие распор от затяжки сводов. Сопротивление каменной кладки срезу по горизонтальным перевязанным швам складывается из собственной несущей способности кладки на срез и из сопротивления трению кладки по горизонтальному шву. Расчет прочности неармированной каменной кладки на срез следует производить по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0) A, \quad (12.10)$$

где  $R_{sq}$  — расчетное сопротивление кладки срезу (см. табл. 11.2);  $0,8$  — коэффициент, гарантирующий от случайного снижения сопротивления трению;  $n$  — коэффициент, учитывающий вид и пустотность кладки: для кладки из полнотелого кирпича и камней  $n=1$ , для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами  $n=0,5$ ;  $\mu$  — коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным  $0,7$ ;  $\sigma_0$  — среднее напряжение сжатия в кладке при наименьшей расчетной продольной нагрузке, определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке  $0,9$ ;  $A$  — расчетная площадь сечения.

При внецентренном сжатии с эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_0 > 0,17h$ ), в расчетную площадь сечения включается только площадь сжатой части сечения  $A_c$ .

При расчете кладки из кирпича или из камня на срез по перевязанному сечению в формуле (12.10) принимается  $\sigma_0=0$ , т. е. не учитывается обжатие.

### 12.7. Расчет по предельным состояниям второй группы

По образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям следует рассчитывать внецентренно сжатые неармированные элементы при  $e_0 > 0,7y$ , а также другие элементы, в которых образование трещин не допускается, или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

Расчет по раскрытию трещин производят в предположении упругой работы материала, при этом крайние напряжения не должны превышать расчетного сопротивления кладки на

растяжение  $R_{tb}$ , умноженного на коэффициент условий работы  $\gamma_r$ :

$$-\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq \gamma_r R_{tb}, \quad (12.11)$$

где  $N$  и  $M$  — соответственно продольная сила и момент от основного сочетания нормативных нагрузок;  $A$  и  $W$  — площадь и момент сопротивления сечения;  $\gamma_r$  — коэффициент условий работы кладки при раскрытии трещин, зависящий от предполагаемого срока службы, характеристики и условий работы кладки. Для неармированной кладки внецентренно нагруженных конструкций при сроке службы до 50 лет  $\gamma_r=2$ , до 100 лет  $\gamma_r=1,5$ .

Полагая в выражении (12.11)  $M=Ne_0$  и произведя преобразования, получим формулу для расчета внецентренно сжатых неармированных конструкций по раскрытию трещин:

$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\left[ \frac{A(h-y)e_0}{I} - 1 \right]}, \quad (12.12)$$

где  $y$  — расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края;  $e_0$  — эксцентриситет приложения продольной силы;  $I$  — момент инерции сечения.

Каменные конструкции, в которых по условиям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в оштукатуренных или других покрытиях, должны быть рассчитаны по деформациям растянутых поверхностей. Эти деформации для неармированной кладки следует определять при нормативных нагрузках, которые будут приложены после нанесения штукатурки или других покрытий по формулам:

при осевом растяжении

$$N \leq EA\varepsilon_u, \quad (12.13)$$

при изгибе

$$M \leq \frac{EI\varepsilon_u}{h-y}, \quad (12.14)$$

при внецентренно сжатии

$$N \leq \frac{EA\varepsilon_u}{\left[ \frac{A(h-y)e_0}{I} - 1 \right]}, \quad (12.15)$$

где  $N$  и  $M$  — продольная сила и момент от нормативных нагрузок;  $E=0,8E_0$  — модуль деформаций кладки;  $\varepsilon_u$  — предельно допустимая относительная деформация растяжения кладки, назначается в зависимости от вида штукатурки, например при использовании гидроизоляционной цементной штукатурки для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей,  $\varepsilon_u=0,8 \cdot 10^{-4}$ .

При несоблюдении условий (12.11)...(12.15) следует увеличить размеры сечения элемента или подобрать более прочные материалы.



1. Расчетные предельные состояния кладки.
2. Расчет прочности центрально-сжатых элементов.
3. Работа кладки на внецентренное сжатие и ее расчет.
4. Как влияет длительность действия нагрузки на несущую способность сжатых элементов?
5. Расчет прочности кладки на местное сжатие.
6. Расчет кладки на изгиб.
7. Расчет кладки на растяжение и срез.
8. Расчет элементов по образованию и раскрытию трещин.
9. Расчет по деформациям.

### ГЛАВА 13. РАСЧЕТ АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для повышения несущей способности каменных конструкций применяют следующие способы их армирования: *поперечное* (сетчатое) — с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки (рис. 13.1); *продольное* — с расположением арматуры снаружи кладки под слоем цементного раствора или в бороздах, оставляемых в кладке с последующей заделкой их раствором (рис. 13.2); *армирование посредством включения в кладку железобетона* — комплексные конструкции (рис. 13.3); *усиление посредством заключения элемента в железобетонную или металлическую обойму из уголков* (рис. 13.4).

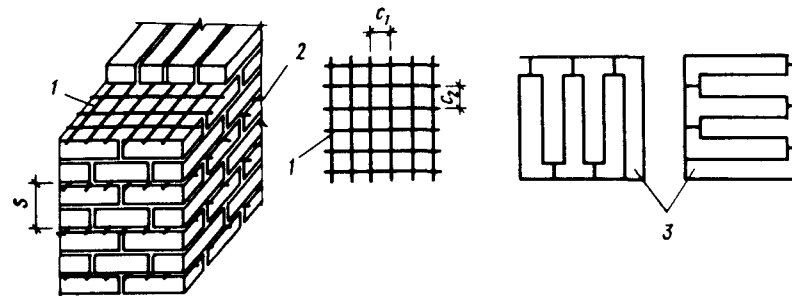


Рис. 13.1. Сетчатое армирование каменных конструкций:  
1 — прямоугольная арматурная сетка; 2 — выпуски арматурной сетки для контроля ее укладки; 3 — сетка типа «зигзаг»

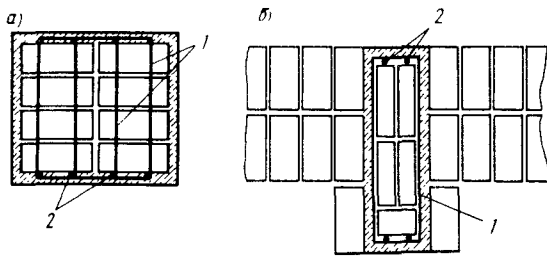


Рис. 13.2. Продольное армирование кирпичных конструкций:  
*a* — наружное расположение арматуры; *b* — расположение арматуры в штрабе кирпичной кладки; 1 — поперечные хомуты; 2 — продольная арматура

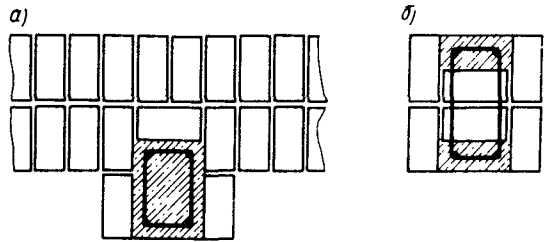


Рис. 13.3. Схемы поперечных сечений комплексных конструкций:  
*a* — одностороннее расположение железобетона; *b* — расположение железобетона в штрабе

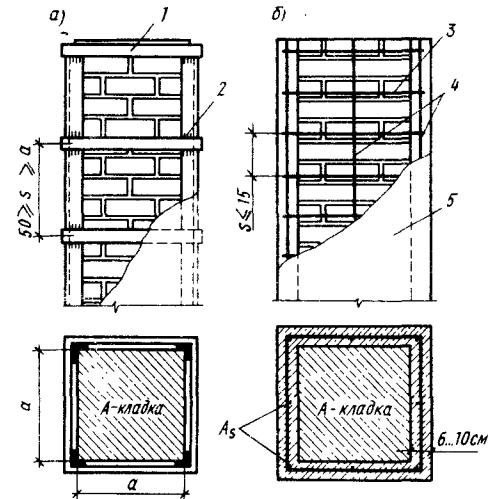


Рис. 13.4. Схемы усиления кирпичных столбов обоймой:  
*a* — металлической; *b* — железобетонной; 1 — планка сечением 35 × 5...60 × 12; 2 — сварка; 3 — хомуты диаметром 4...10 мм; 4 — стержни диаметром 5...12 мм; 5 — бетон классов В7,5...В15

### 13.1. Элементы с сетчатым армированием

Сетчатое армирование применяют для повышения прочности тяжело нагруженных столбов и простенков малой гибкости, нагруженных с небольшими эксцентриситетами. При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_0 > 0,17h$ ), а также при  $\lambda_h > 15$  или  $\lambda_l > 53$  сетчатое армирование применять не следует, так как в этих случаях в сечении могут возникнуть растягивающие напряжения и сетчатое армирование не повысит несущей способности кладки.

Повышение несущей способности сжатой кладки, усиленной сетчатым армированием, происходит вследствие того, что арматурные стержни, включаясь в работу на растяжение, препятствуют расширению кладки в поперечном направлении. Опыты показывают, что в центрально-сжатой кладке сетчатое армирование используется более эффективно, чем продольная арматура, взятая в том же количестве.

Сетки изготовляют из стали классов А-I или Вр-I диаметром 3...8 мм, причем при наличии пересечений арматуры в швах диаметр стержней должен быть не более 6 мм. Это ограничение связано с тем, что толщина шва в кладке должна быть не более 10...12 мм, но при этом превышать толщину сетки не менее чем на 4 мм. Расстояние между стержнями ( $c_1, c_2$ ) должно быть не более 12 и не менее 3 см.

В зависимости от диаметра арматуры сетки могут быть прямоугольными (с перекрестными стержнями) при диаметре 3...6 мм и типа «зигзаг» при диаметре стержней 3...8 мм (см. рис. 13.1). Сетка «зигзаг» имеет только один ряд стержней, располагаемых в одном направлении. Эти сетки устанавливают в двух смежных швах при взаимно перпендикулярном положении стержней. Две такие сетки эквивалентны одной прямоугольной сетке.

Сетки укладывают не реже чем через 40 см или через пять рядов каменной кладки из обыкновенного кирпича. При большем расстоянии между сетками их влияние на несущую способность кладки незначительно и такое армирование следует рассматривать как конструктивное.

Степень насыщения кладки сетчатой арматурой характеризуется процентом армирования кладки  $\mu$  по объему. Для сеток с квадратными ячейками из стержней сечением  $A_{st}$  с размером ячейки  $c$  при расстоянии между сетками по высоте  $s$

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cs} 100. \quad (13.1)$$

Минимальный процент армирования  $\mu = 0,1\%$ , во избежание недоиспользования арматуры ее содержание в кладке рекомендуется принимать не более 1%. Марка раствора для элементов с сетчатым армированием принимается не менее 50.

При центральном сжатии расчетное сопротивление армированной сетками кирпичной кладки определяют по формулам:

при марке раствора 50 и выше

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R; \quad (13.2)$$

при марке раствора ниже 25 (при проверке прочности кладки в процессе ее возведения)



### 13.2. Элементы с продольным армированием

$$R_{sk,1} = R_1 + \left( \frac{2\mu R_s}{100} \right) \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2R_1, \quad (13.3)$$

где  $R_1$  — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;  $R_s$  — расчетное сопротивление арматуры, определяемое согласно нормам, с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs}$ , для арматуры класса А-I  $\gamma_{cs}=0,75$ , для Вр-I  $\gamma_{cs}=0,6$ ;  $R_{25}$  — расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25.

При внецентренном сжатии на расчетное сопротивление кроме процента армирования влияет также эксцентриситет приложения нагрузки  $e_0$ . В этом случае расчетное сопротивление кладки при марке раствора 50 и выше определяют по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R. \quad (13.4)$$

Расчет кладки с сетчатым армированием производят по аналогии с неармированными элементами по формулам:

*при центральном сжатии*

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A, \quad (13.5)$$

*при внецентренном сжатии*

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A_c \omega. \quad (13.6)$$

Для прямоугольного сечения формула (13.6) примет вид

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega. \quad (13.7)$$

При определении значения  $\varphi$  по табл. 11.4 необходимо знать упругую характеристику армированной кладки:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}$$

где  $R_{sku}$  — временное сопротивление сжатию армированной кладки из кирпича

$$R_{sku} = R_u + \frac{2R_{sm}\mu}{100}, \quad (13.8)$$

здесь  $R_{sm}$  — нормативное сопротивление арматуры в армированной кладке, для стали класса Вр-I принимается с коэффициентом условий работы, равным 0,6.

Продольное армирование применяют в основном для тяжело нагруженных столбов и простенков значительной гибкости (при  $\lambda_i > 15$  или  $\lambda_i > 53$ ), а также при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами приложения продольной силы. Продольную арматуру укладывают как снаружи кладки под слоем цементного раствора, так и внутри кладки или в бороздах с заполнением их раствором (см. рис. 13.2). Для продольной арматуры применяют стержни из стали классов А-I, А-II и Вр-I диаметром не менее 3 мм (растянутая арматура) и не менее 8 мм (сжатая арматура). Совместная работа стержней и кладки обеспечивается хомутами, выполняемыми из стали класса А-I или холоднотянутой проволоки диаметром 3...6 мм. При расположении арматуры снаружи кладки расстояние между хомутами принимают не более 15 диаметров продольного стержня, а при расположении арматуры внутри кладки — не более 20 диаметров. Площадь сечения продольной сжатой арматуры принимают не менее 0,1%, растянутой — не менее 0,05% площади поперечного сечения элемента. Для защиты арматуры используют марку раствора не менее 50.

Работа армокаменных конструкций с продольным армированием аналогична работе железобетонных конструкций такого же типа, поэтому их расчет производят по той же методике, что и железобетонных. Однако в отличие от последних в центрально-сжатых и изгибаемых элементах к моменту достижения в стали предела текучести сопротивление кладки используется лишь на 85%, после чего совместная работа арматуры и кладки нарушается и начинается разрушение элемента. В связи с этим сопротивление кладки вводится в расчет с коэффициентом условий работы, равным 0,85. Расчетная формула для центрально-сжатых элементов с продольным армированием имеет вид

$$N \leq m_g \varphi (0,85RA + R_{sc}A'_s), \quad (13.9)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба (табл. 11.4); при определении  $\varphi$  значение упругой характеристики  $\alpha$  принимается как для неармированной кладки;  $R$  — расчетное сопротивление кладки сжатию;  $A$  — площадь сечения кладки;  $R_{sc}$  — расчетное сопротивление продольной арматуры, которое вводится с коэффициентом условий работы  $\gamma_{sc}$ .

В центрально-сжатых элементах продольную арматуру используют в виде исключения. Для повышения несущей способности выгоднее и проще увеличивать сечение неармированной кладки или применять сетчатое армирование.

### 13.3. Элементы с комплексным армированием

Комплексными называют элементы каменной кладки с включением в них железобетона, работающего совместно с кладкой. При этом железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны (см. рис. 13.3), что позволяет производить проверку плотности уложенного бетона и является более рациональным при внецентренном сжатии и изгибе конструкции.

Комплексные конструкции применяют при необходимости значительного увеличения несущей способности сильно нагруженных центрально- и внецентренно сжатых элементов с целью уменьшения размеров их сечений.

Для комплексных конструкций применяют бетон класса не выше В15, а площадь сечения продольной арматуры классов А-II и А-III должна быть не менее 0,2% и не более 1,5% площади сечения бетона.

Расчет прочности комплексных конструкций аналогичен расчету элементов с продольным армированием. Центрально-сжатые элементы комплексных конструкций рассчитывают по формуле

$$N \leq \varphi [0,85m_g(RA + R_b A_b) + R_{sc} A_s'], \quad (13.10)$$

где  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба;  $R$  — расчетное сопротивление кладки сжатию;  $A$  — площадь сечения кладки;  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона сжатию;  $A_b$  — площадь сечения бетона;  $R_{sc}$  — расчетное сопротивление арматуры сжатию;  $A_s'$  — площадь арматуры.

Комплексные конструкции ввиду их повышенной трудоемкости применяют редко, например при строительстве в сейсмических районах.

### 13.4. Элементы, усиленные обоями

Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующих элементов каменных конструкций является заключение их в обойму. Обойма препятствует поперечному расширению кладки, что увеличивает ее сопротивляемость воздействию продольной силы. Наиболее широко применяют обоймы стальные и железобетонные.

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых по углам столба или простенка, и планок, являющихся хомутами. Расстояние между хомутами принимают не более 50 см (см. рис. 13.4, а). При завершении установки обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора марки 50...75 толщиной 25...30 мм.

Железобетонная обойма выполняется из бетона классов В15, В20 с армированием вертикальными стержнями и сварными хо-

мутами. Расстояние между хомутами назначают по расчету и принимают в пределах 6...10 см (см. рис. 13.4, б). В ряде случаев обойму армируют аналогично железобетонной конструкции, но вместо бетона арматуру покрывают слоем цементного раствора марки 50...100.

Несущая способность конструкций, усиленных обоями, в случае центрального и внецентренного сжатия при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, проверяют по формулам:

при стальной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A_s' \right], \quad (13.11)$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A_s' \right], \quad (13.12)$$

где  $N$  — продольная сила;  $\psi$ ,  $\eta$  — коэффициенты, принимаемые при центральном сжатии  $\psi = 1$  и  $\eta = 1$ ;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба;  $m_g$  — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;  $m_k$  — коэффициент условий работы кладки;  $m_b$  — коэффициент условий работы бетона; при передаче нагрузки на обойму  $m_b = 1$ ;  $R_{sw}$  — расчетное сопротивление планки или поперечной арматуры;  $A$  — площадь усиливаемой кладки;  $R_{sc}$  — расчетное сопротивление уголков или продольной арматуры сжатию;  $A_s'$  — площадь сечения продольных уголков или продольной арматуры обоймы;  $A_b$  — площадь сечения бетона;  $\mu$  — процент армирования элемента хомутами и поперечными планками, равный

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{hbs} 100,$$

здесь  $A_{sw}$  — площадь сечения планки или хомута;  $h$  и  $b$  — размеры сторон элемента;  $s$  — расстояние между хомутами или поперечными планками.

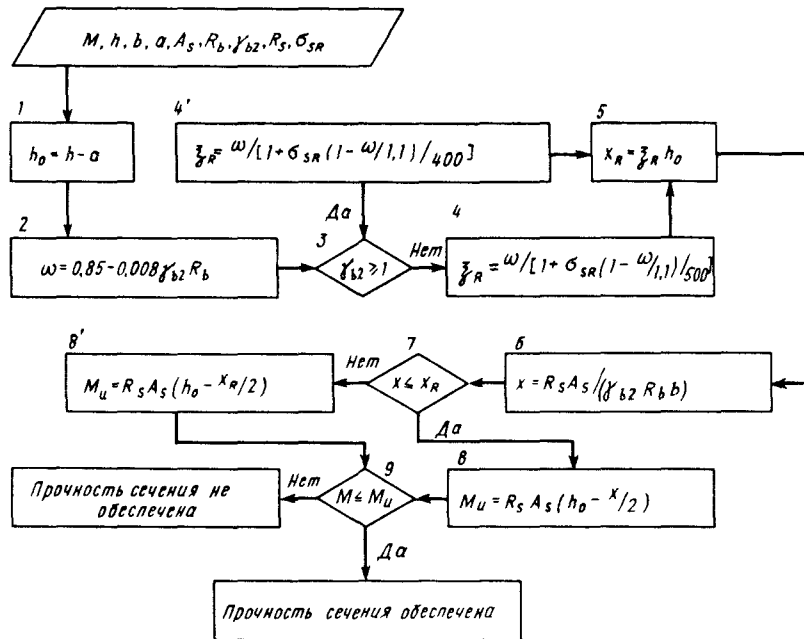
Если равнодействующая сжимающих усилий в сечении выходит за пределы ядра сечения, то усиление кладки обоями неэффективно.



1. Способы армирования каменной кладки. 2. Конструирование и расчет элементов с сетчатым армированием. 3. Расчет элементов с продольным армированием. 4. Особенности работы элементов с комплексным армированием. 5. Конструирование и расчет элементов, усиленных обоями.

Приложение 1.

Блок-схема проверки прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с ненапрягаемой арматурой



**Пример 1.** Исходные данные:  $M = 550 \text{ кН} \cdot \text{м} = 550 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ ,  $h = 800 \text{ мм}$ ,  $b = 300 \text{ мм}$ ,  $a = 70 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса В25,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $R_b = 14,5 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.1). Арматура из стали класса А-III при  $d > 10 \text{ мм}$ ,  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.2),  $\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа}$ ,  $A_s = 2945 \text{ мм}^2$  (6Ø25 А-III).

Проверить прочность сечения. Расчет выполняют по блок-схеме приложения 1:

- $h_0 = 800 - 70 = 730 \text{ мм}$ .
- $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,745$ .
- $\gamma_{b2} = 1 < 9$ .

$$4. \xi_R = \frac{0,745}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,745}{1,1}\right)} = 0,6.$$

$$5. x_R = 0,6 \cdot 730 = 438 \text{ мм}.$$

$$6. x = \frac{365 \cdot 294,5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 300} = 274,5 \text{ мм}.$$

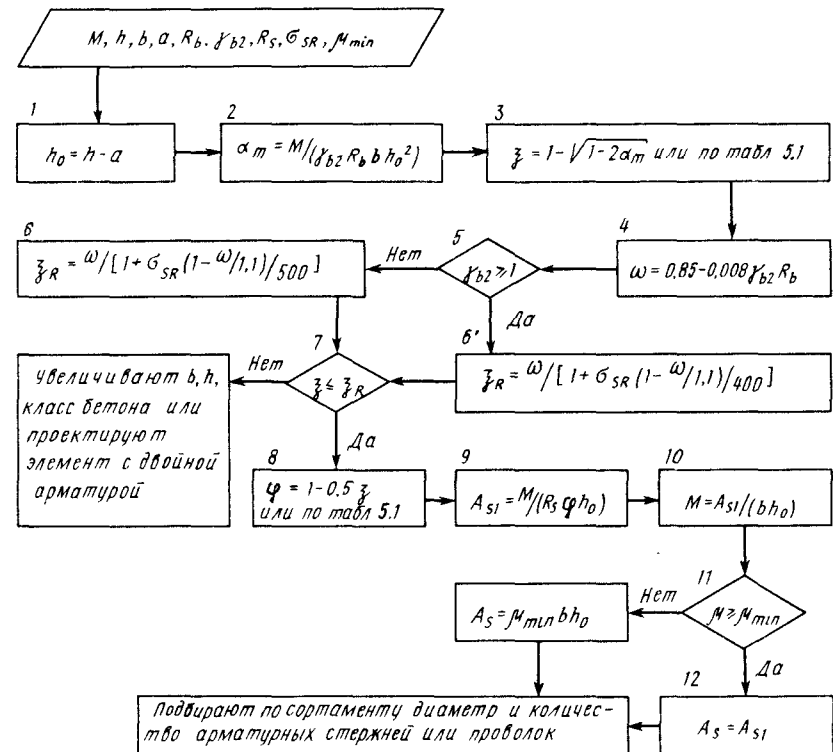
$$7. x = 274,5 < x_R = 438 \text{ мм}.$$

$$8. M_u = 365 \cdot 2945(730 - 274/2) = 637 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность сечения обеспечена.

Приложение 2.

Блок-схема определения площади сечения ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного профиля из условия прочности нормальных сечений



**Пример 2.** Исходные данные:  $M = 250 \text{ кН} \cdot \text{м} = 250 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ ,  $h = 600 \text{ мм}$ ,  $b = 300 \text{ мм}$ ,  $a = 40 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса В20,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.1). Арматура из стали класса А-III при  $d > 10 \text{ мм}$ ,  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.2),  $\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа}$ ,  $\mu_{\min} = 0,0005$ .

Определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет выполняют по блок-схеме приложения 2:

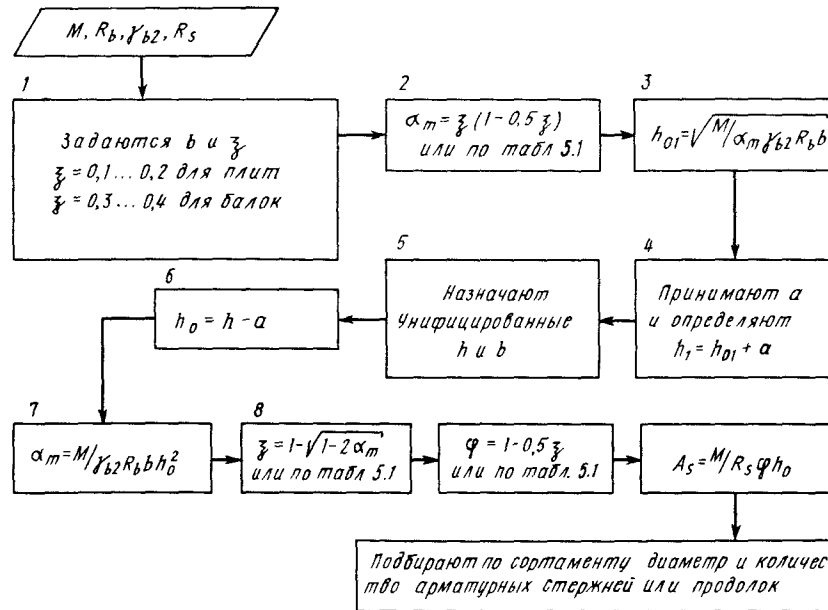
- $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$ .
- $\alpha_m = \frac{250 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,256$ .
- По табл. 5.1 находят  $\xi = 0,315$ .
- $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,767$ .
- $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$ .
- $\xi_R = \frac{0,765}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628$ .
- $\xi = 0,315 < 0,628$ .

8. По табл. 5.1 находят  $\varphi = 0,843$ .
9.  $A_{s1} = \frac{250 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,843 \cdot 560} = 1450 \text{ мм}^2$ .
10.  $\mu = 1450 / (300 \cdot 560) = 0,0086$ .
11.  $\mu = 0,0086 > \mu_{\min} = 0,0005$ .
12.  $A_s = A_{s1}$ .

Используя сортамент, принимают арматуру  $4\varnothing 22$  А-III,  $A_s = 1520 \text{ мм}^2$ .

### Приложение 3.

Блок-схема определения размеров сечения бетона и площади сечения арматуры изгибаемого элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой из условия прочности нормальных сечений



**Пример 3.** Исходные данные:  $M = 600 \text{ кН} \cdot \text{м} = 600 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ . Бетон тяжелый класса В30,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $R_b = 17 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.1). Арматура из стали класса А-III,  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.2).

Определить  $b$ ,  $h$ ,  $A_s$ . Расчет выполняют по блок-схеме приложения 3:

1. Задаются  $b = 300 \text{ мм}$ ,  $\xi = 0,35$ .
2. По табл. 5.1 при  $\xi = 0,35$  находят  $\alpha_m = 0,289$ .

3.  $h_{01} = \sqrt{\frac{600 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 300}} = 672 \text{ мм}$ .

4. Приняв  $a = 60$ , определяют  $h_1 = 672 + 60 = 732 \text{ мм}$ .
5. Назначают  $h = 800 \text{ мм}$ ,  $b = 300 \text{ мм}$ .
6.  $h_0 = 800 - 60 = 740 \text{ мм}$ .

7.  $\alpha_m = \frac{600 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,24$ .

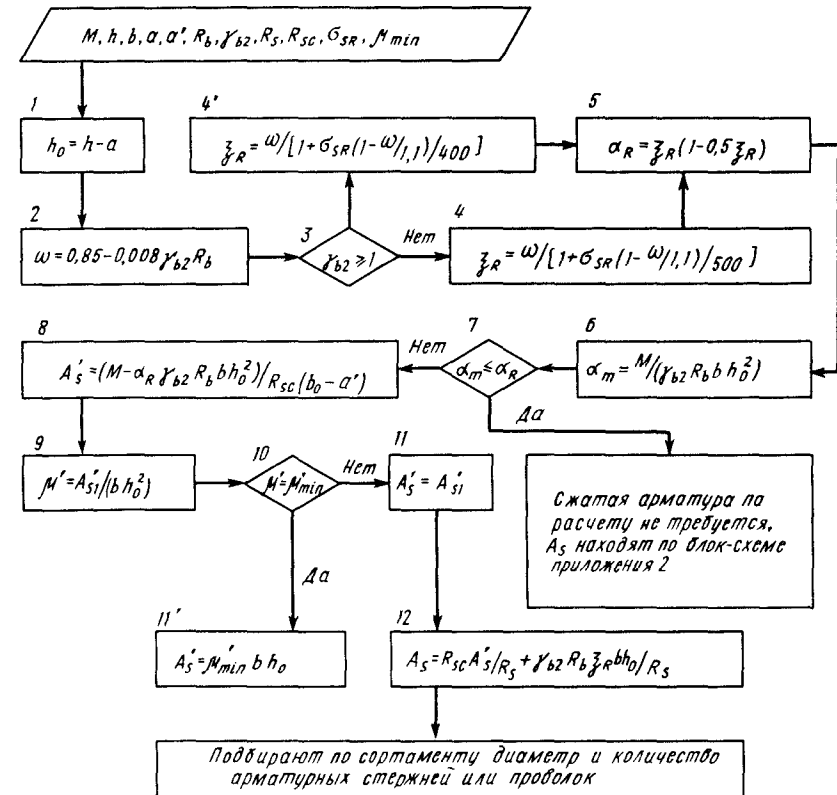
8. По табл. 5.1 при  $\alpha_m = 0,24$  находят  $\varphi = 0,86$ .

9.  $A_s = \frac{600 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,86 \cdot 740} = 2020 \text{ мм}^2$ .

Используя сортамент, принимают арматуру  $6\varnothing 22$  А-III,  $A_s = 2291 \text{ мм}^2$ .

### Приложение 4

Блок-схема определения площади сечения продольной ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах с двойной арматурой из условия прочности нормального сечения



Пример 4. Исходные данные:  $M=800$  кН·м  $=800 \cdot 10^6$  Н·мм,  $h=800$  мм,  $b=300$  мм,  $a=60$  мм,  $a'=40$  мм. Бетон тяжелый класса В20,  $\gamma_{B2}=0,9$ ,  $R_b=11,5$  МПа (см. табл. 2.1). Арматура из стали класса А-III,  $R_s=R_{sc}=365$  МПа (см. табл. 2.2),  $\sigma_{sR}=R_s=365$  МПа,  $\mu_{\min}=0,0005$ .

Определить площадь поперечного сечения продольной арматуры. Расчет выполняют по блок-схеме приложения 4:

- $h_0=800-60=740$  мм.
- $\omega=0,85-0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5=0,767$ .
- $\gamma_{B2}=0,9 < 1$ .

$$4. \xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628.$$

$$5. \alpha_R = 0,628(1 - 0,5 \cdot 0,628) = 0,43.$$

$$6. \alpha_m = \frac{800 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,471.$$

$$7. \alpha_m = 0,471 > \alpha_R = 0,43.$$

$$8. A'_{s1} = \frac{(800 \cdot 10^6 - 0,43 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 740^2)}{365(740 - 40)} = 270 \text{ мм}^2.$$

$$9. \mu' = 270 / (300 \cdot 740) = 0,0012.$$

$$10. \mu' = 0,0012 > \mu_{\min} = 0,0005.$$

$$11. A'_s = A'_{s1} = 270 \text{ мм}^2.$$

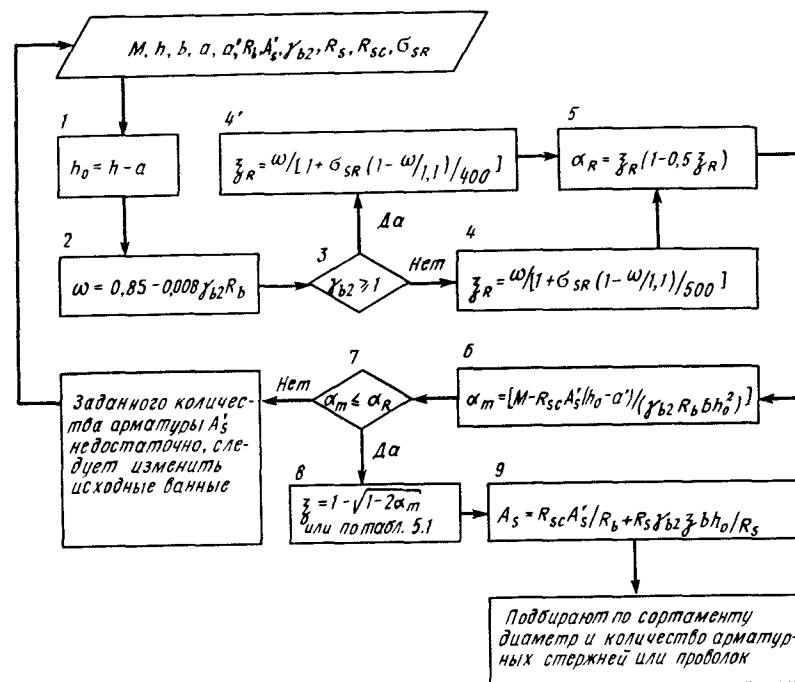
$$12. A_s = \frac{365 \cdot 270}{365} + \frac{0,9 \cdot 11,5 \cdot 0,43 \cdot 300 \cdot 740}{365} = 2976 \text{ мм}^2.$$

Используя сортамент, подбирают арматуру

6Ø25 А-III,  $A_s=2945 \text{ мм}^2$ ; 3Ø12 А-III,  $A'_s=339 \text{ мм}^2$ .

### Приложение 5

Блок-схема определения площади сечения продольной ненапрягаемой арматуры и изгибаемых элементах прямоугольного профиля с двойной арматурой из условия прочности нормальных сечений при заданной сжатой арматуре



Пример 5. Исходные данные:  $M=140$  кН·м  $=140 \cdot 10^6$  Н·мм,  $h=500$  мм,  $b=200$  мм,  $a=a'=40$  мм. Бетон тяжелый класса В20,  $\gamma_{B2}=0,9$ ,  $R_b=11,5$  МПа (см. табл. 2.1). Арматура из стали класса А-III,  $R_s=R_{sc}=365$  МПа (см. табл. 2.2),  $A'_s=402 \text{ мм}^2$  (2Ø16),  $\sigma_{sR}=R_s=365$  МПа.

Определить площадь растянутой арматуры  $A_s$ . Расчет выполняют по блок-схеме приложения 5:

- $h_0=500-40=460$  мм.
- $\omega=0,85-0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5=0,767$ .
- $\gamma_{B2}=0,9 < 1$ .

$$4. \xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628.$$

$$5. \alpha_R = 0,628(1 - 0,5 \cdot 0,628) = 0,43.$$

$$6. \alpha_m = \frac{140 \cdot 10^6 - 365 \cdot 402(460 - 40)}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 460^2} = 0,18.$$

$$7. \alpha_m = 0,18 < \alpha_R = 0,43.$$

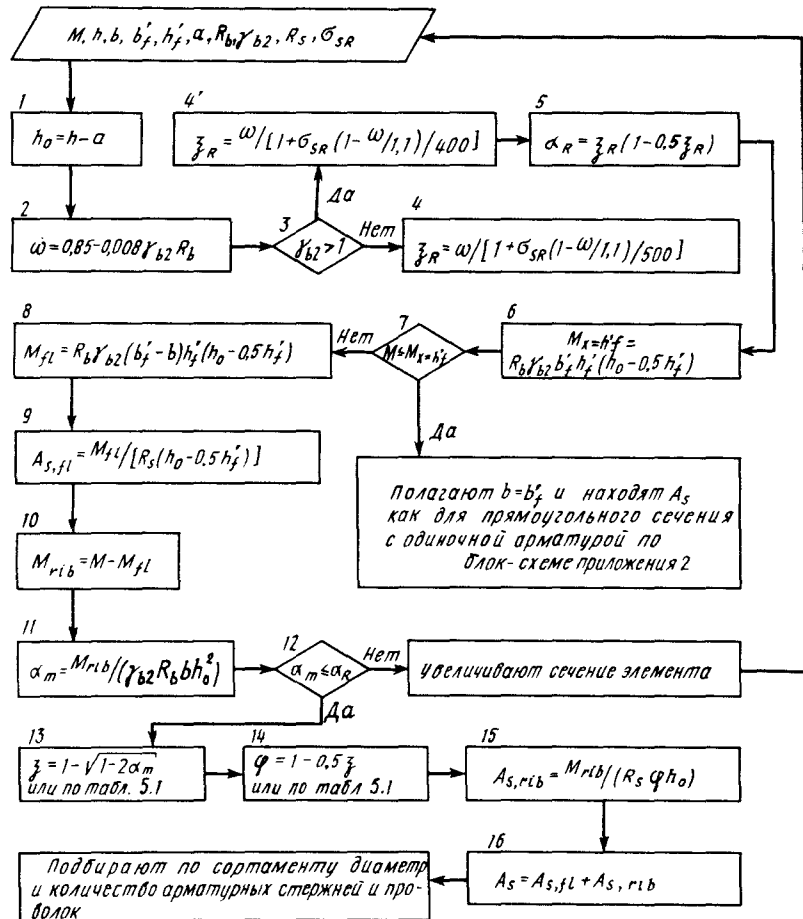
$$8. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,18} = 0,2.$$

$$9. A_s = \frac{365 \cdot 402}{365} + \frac{0,9 \cdot 11,5 \cdot 0,2 \cdot 20 \cdot 460}{365} = 922 \text{ мм}^2.$$

10. Подбирают по сортаменту 2Ø25 А-III,  $A_s = 982 \text{ мм}^2$ .

### Приложение 6

Блок-схема определения площади сечения ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля из условия прочности нормальных сечений



**Пример 6.** Исходные данные:  $M = 260 \text{ кН} \cdot \text{м} = 260 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ ,  $h = 500 \text{ мм}$ ,  $b = 250 \text{ мм}$ ,  $b_f = 800 \text{ мм}$ ,  $h_f = 50 \text{ мм}$ ,  $a = 50 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса В20,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.1). Арматура класса А-III,  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.2),  $\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа}$ .

Определить площадь растянутой арматуры.

Расчет выполняют по блок-схеме приложения 6:

$$1. h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}.$$

$$2. \omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,767.$$

$$3. \gamma_{b2} = 0,9 < 1.$$

$$4. \xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365 \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)}{500}} = 0,628.$$

$$5. \alpha_R = 0,628(1 - 0,5 \cdot 0,628) = 0,43.$$

$$6. M_x = h_f^2 = 0,9 \cdot 11,5 \cdot 800 \cdot 50(450 - 0,5 \cdot 50) = 175 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$7. M_x = h_f^2 = 175 \cdot 10^6 < M = 260 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$8. M_{f1} = 0,9 \cdot 11,5(800 - 250)50(450 - 0,5 \cdot 50) = 120 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$9. A_{s,f1} = \frac{120 \cdot 10^6}{365(450 - 0,5 \cdot 50)} = 844 \text{ мм}^2.$$

$$10. M_{r1b} = 260 \cdot 10^6 - 120 \cdot 10^6 = 140 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$11. \alpha_m = \frac{140 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,267.$$

$$12. \alpha_m = 0,267 < \alpha_R = 0,43.$$

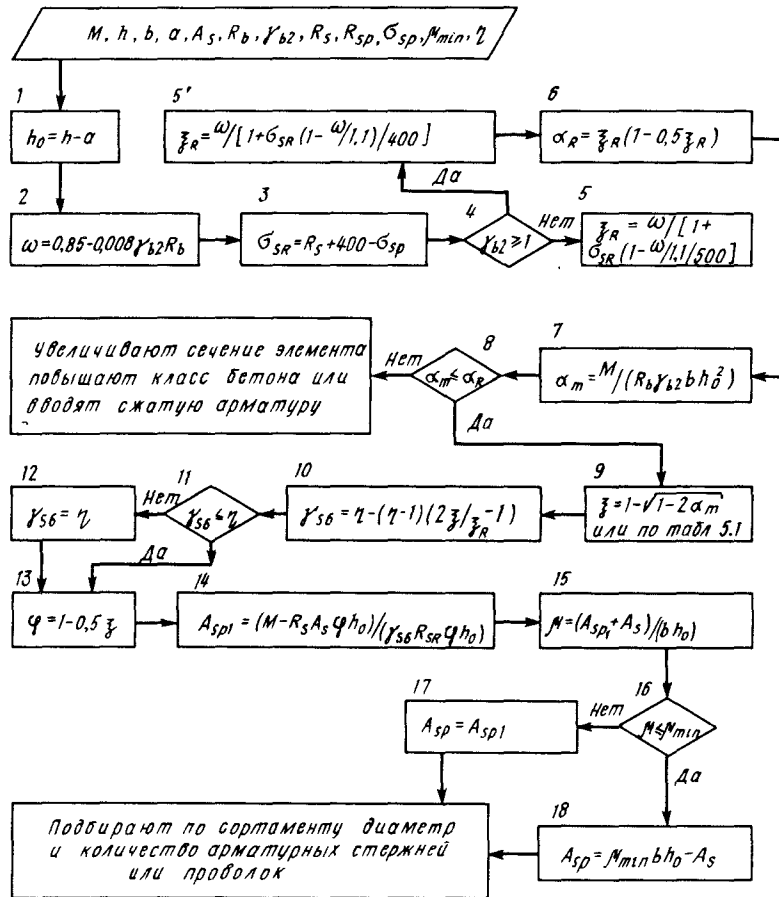
13.14. По табл. 5.1 при  $\alpha_m = 0,267$  находят  $\varphi = 0,855$ .

$$15. A_{s,r1b} = \frac{140 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,855 \cdot 450} = 997 \text{ мм}^2.$$

$$16. A_s = 997 + 844 = 1841 \text{ мм}^2.$$

Используя сортамент, принимают 4Ø25 А-III  $A_s = 1963 \text{ мм}^2$ .

Блок-схема определения площади сечения предварительно напряженной арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного профиля



**Пример 7.** Исходные данные:  $M = 300 \text{ кН} \cdot \text{м} = 300 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ ,  $h = 600 \text{ мм}$ ,  $b = 250 \text{ мм}$ ,  $a = 50 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса В30,  $\gamma_{b2}, R_b = 17 \text{ МПа}$ . Ненапрягаемая арматура класса А-III,  $2\varnothing 12$ ,  $A_s = 226 \text{ мм}^2$ ,  $R_s = 365 \text{ МПа}$ , напрягаемая арматура класса А-V,  $R_s = 680 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа}$ ,  $\mu_{\min} = 0,0005$ ,  $\eta = 1,15$ .

Определить площадь сечения продольной напрягаемой арматуры.

Расчет выполняют по блок-схеме приложения 7:

1.  $h_0 = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$ .
2.  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,728$ .
3.  $\sigma_{sR} = 680 + 400 - 500 = 580 \text{ МПа}$ .

4.  $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$ .

5.  $\xi_R = \frac{0,728}{1 + \frac{580}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,523$ .

6.  $\alpha_R = 0,523(1 - 0,5 \cdot 0,523) = 0,387$ .

7.  $\alpha_m = \frac{300 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 17 \cdot 250 \cdot 550^2} = 0,26$ .

8.  $\alpha_m = 0,26 < \alpha_R = 0,387$ .

9.  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,26} = 0,31$ .

10.  $\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \left(\frac{2 \cdot 0,31}{0,523} - 1\right) = 1,12$ .

11.  $\gamma_{s6} = 1,12 < \eta = 1,15$ .

13.  $\phi = 1 - 0,5 \cdot 0,31 = 0,845$  (или по табл. 5.1 при  $\alpha_m = 0,26$ ).

14.  $A_{sp1} = \frac{300 \cdot 10^6 - 365 \cdot 226 \cdot 0,845 \cdot 550}{1,12 \cdot 680 \cdot 0,845 \cdot 550} = 1130 \text{ мм}^2$ .

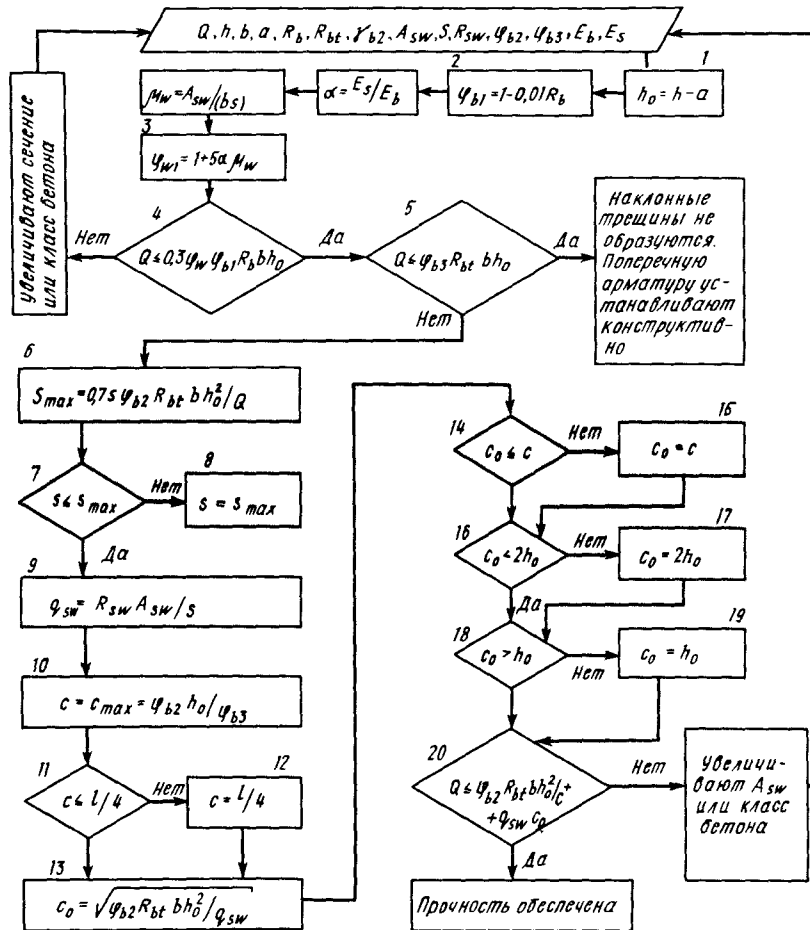
15.  $\mu = \frac{226 + 1130}{250 \cdot 550} = 0,01$ .

16.  $\mu = 0,01 > \mu_{\min} = 0,0005$ .

17.  $A_{sp} = A_{sp1} = 1130 \text{ мм}^2$ .

Используя сортамент, принимают арматуру  $2\varnothing 28 \text{ А-V}$ ,  $A_{sp} = 1234 \text{ мм}^2$ .

Блок-схема проверки прочности наклонных сечений изгибаемых прямоугольных элементов постоянной высоты, загруженных равномерно распределенной нагрузкой и армированных поперечной арматурой на действие поперечных сил



3.  $\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{2 \cdot 10^5}{2,3 \cdot 10^4} \cdot \frac{106}{250 \cdot 200} = 1,085$ .
4.  $Q = 2 \cdot 10^5 < 0,3 \cdot 1,085 \cdot 0,913 \cdot 8,7 \cdot 250 \cdot 560 = 3,62 \cdot 10^5 \text{ Н}$ .
5.  $Q = 2 \cdot 10^5 > 0,6 \cdot 0,795 \cdot 250 \cdot 560 = 0,667 \cdot 10^5 \text{ Н}$ .
6.  $s_{\max} = 0,75 \cdot 2 \cdot \frac{0,795 \cdot 250 \cdot 560^2}{2 \cdot 10^5} = 467 \text{ мм}$ .
7.  $s = 200 < s_{\max} = 467 \text{ мм}$ .
9.  $q_{sw} = 285 \cdot 106 / 200 = 143,3 \text{ Н/мм}$ .
10.  $c = 2 \cdot 560 / 0,6 = 1860 \text{ мм}$ .
11.  $c = 1860 > \frac{l}{4} = \frac{6000}{4} = 1500 \text{ мм}$ .
12.  $c = 1500 \text{ мм}$ .
13.  $c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,795 \cdot 250 \cdot 560^2}{143,3}} = 830 \text{ мм}$ .
14.  $c_0 = 830 < c = 1500 \text{ мм}$ .
16.  $c_0 = 830 < 2 \cdot 560 = 1120 \text{ мм}$ .
18.  $c_0 = 830 > 560 \text{ мм}$ .  
Принимаем  $c_0 = 830 \text{ мм}$ .
20.  $2 \cdot 10^5 < 2 \cdot \frac{0,795 \cdot 250 \cdot 560^2}{1500} + 143,3 \cdot 830 = 2,11 \cdot 10^5 \text{ Н}$ .

Прочность наклонного сечения обеспечена.

**Пример 8.** Исходные данные:  $Q = 2 \cdot 10^5 \text{ Н}$ ,  $h = 600 \text{ мм}$ ,  $b = 250 \text{ мм}$ ,  $a = 40 \text{ мм}$ ,  $l = 6000 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса В15,  $\gamma_{b2} = 1,0$ ,  $R_b = 8,7 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 0,795 \text{ МПа}$ . Арматурная сталь А-III,  $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ , поперечная арматура  $2\varnothing 8$ ,  $A_{sw} = 106 \text{ мм}^2$ ,  $s = 200 \text{ мм}$ ,  $\varphi_{b2} = 2$ ,  $\varphi_{b3} = 0,6$ ,  $E_b = 2,3 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

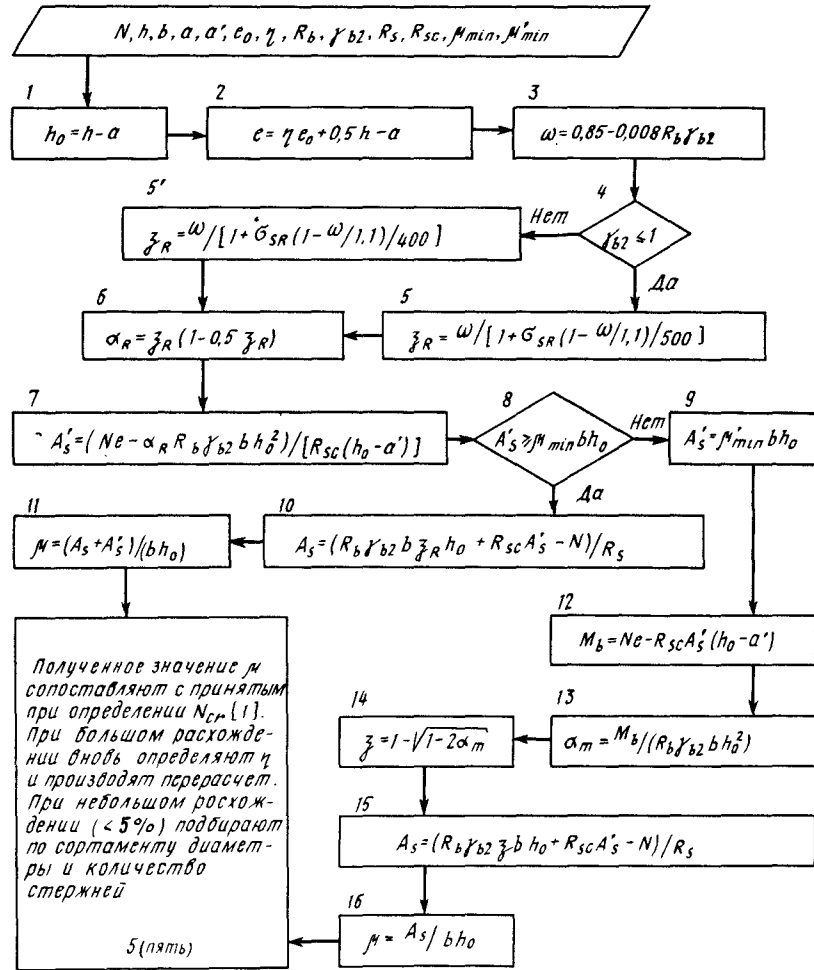
Проверить прочность наклонного сечения на действие поперечной силы. Расчет выполняют по блок-схеме приложения 8:

1.  $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$ .
2.  $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 8,7 = 0,913$ .



Приложение 9

Блок-схема определения площади сечения арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного профиля при несимметричном армировании



**Пример 9.** Исходные данные:  $N=700 \text{ кН}=700 \cdot 10^3 \text{ Н}$ ,  $h=500 \text{ мм}$ ,  $b=400 \text{ мм}$ ,  $a=a'=40 \text{ мм}$ ,  $e_0=300 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса В25,  $\gamma_{b2}=0,9$ ,  $R_b=14,5 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.1). Арматура класса А-III,  $R_s=R_{sc}=365 \text{ МПа}$  (см. табл. 2.2),  $\sigma_{sR}=R_s=365 \text{ МПа}$ ,  $\mu_{\min}=0,001$ ,  $\eta=1,30$ .

Определить площадь арматуры.

Расчет выполняют по блок-схеме приложения 9:

1.  $h_0=500-40=460 \text{ мм}$ .

2.  $e=1,3 \cdot 300+0,5 \cdot 500-40=680 \text{ мм}$ .

3.  $\omega=0,85-0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9=0,746$ .

4.  $\gamma_{b2}=0,9 < 1$ .

5.  $\xi_R = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,6$ .

6.  $\alpha_R=0,6(1-0,5 \cdot 0,6)=0,42$ .

7.  $A'_s = \frac{700 \cdot 10^3 \cdot 680 - 0,42 \cdot 13 \cdot 400 \cdot 460^2}{365(460 - 40)} = 92 \text{ мм}^2$ .

8.  $A'_s=92 < \mu_{\min} A=0,001 \cdot 400 \cdot 460=184 \text{ мм}^2$ .

9.  $A'_s=184 \text{ мм}^2$ . Принимаем 2Ø12 А-III,  $A'_s=226 \text{ мм}^2$ .

12.  $M_b=700 \cdot 10^3 \cdot 680 - 365 \cdot 226(460 - 40)=441 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ .

13.  $\alpha_m = \frac{441 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 460^2} = 0,4$ .

14.  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,4} = 0,553$ .

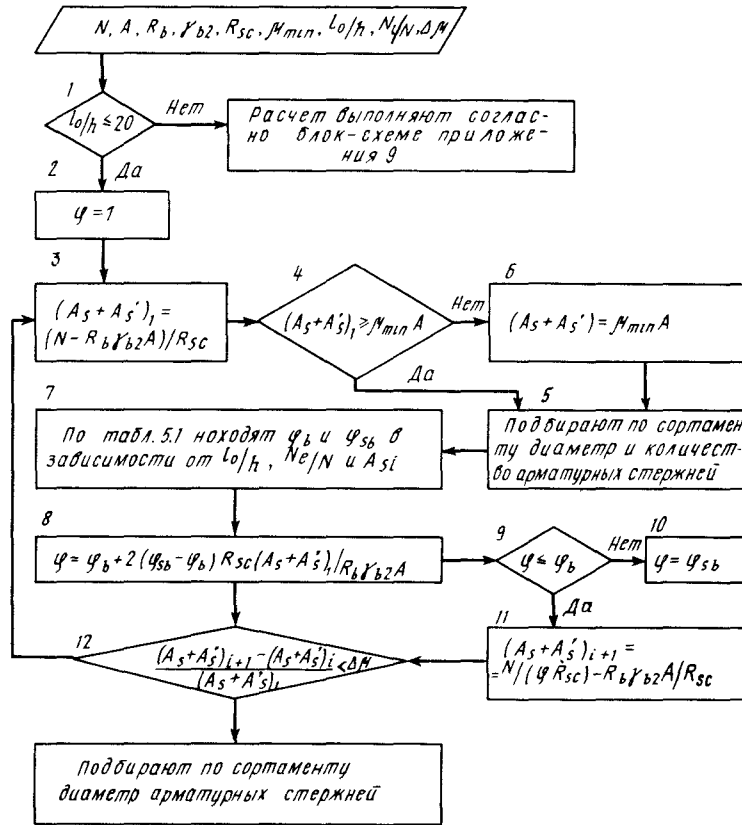
15.  $A_s = \frac{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,553 \cdot 400 \cdot 460 + 365 \cdot 226 - 700000}{365} = 1932 \text{ мм}^2$ .

16.  $\mu=1932/400 \cdot 460 \approx 0,01$ .

Полученное значение  $\mu$  близко принятому при определении  $N_{cr}$  [1]. Используя сортамент, принимают арматуру

2Ø12 А-III,  $A'_s=226 \text{ мм}^2$ ; 4Ø28 А-III,  $A_s=1963 \text{ мм}^2$ .

Блок-схема определения площади сечения арматуры в сжатых элементах прямоугольного профиля при случайных эксцентриситетах



**Пример 10.** Исходные данные:  $N=2200$  кН,  $N_l=1000$  кН,  $b=h=400$  мм,  $A=bh=16 \cdot 10^4$  мм. Бетон тяжелый класса В20, расчетные сопротивления бетона сжатию  $\gamma_{b2}=0,9$ ,  $R_b=11,5$  МПа. Арматура класса А-III,  $R_{sc}=365$  МПа,  $\mu_{min}=0,0005$ ,  $l_0=5600$  мм.

Определить площадь арматуры.

Расчет выполняют по блок-схеме приложения 10:

1.  $l_0/h = 5600/400 = 14 < 20$ .
2.  $\varphi = 1$ .
3.  $(A_s + A'_s)_1 = \frac{2200\,000 - 11,5 \cdot 0,9 \cdot 160\,000}{365} = 1490 \text{ мм}^2$ .
4.  $(A_s + A'_s)_1 = 1490 > \mu_{min} A = 0,0005 \cdot 160\,000 = 80 \text{ мм}^2$ .

5. Принимаем  $8\varnothing 20$  А-III,  $(A_s + A'_s) = 2513 \text{ мм}^2$ .

7. При  $l_0/h = 14$ ,  $N_l/N = 1000/2200 = 0,45$ .

$$A_{si} = 2513/8 \cdot 2 = 628,2 < 2513/3 = 837,6 \text{ мм}^2$$

По табл. 6.1  $\varphi_b = 0,855$ ,  $\varphi_{sb} = 0,875$ .

$$8. \varphi = 0,855 + 2(0,875 - 0,855)365 \frac{2513}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 160\,000} = 0,877.$$

9.  $\varphi = 0,877 > \varphi_{sb} = 0,875$ .

10.  $\varphi = 0,875$ .

$$11. (A_s + A'_s)_2 = 2200\,000 / 0,875 \cdot 365 - \frac{11,5 \cdot 0,9 \cdot 160\,000}{365} = 2352 \text{ мм}^2$$

12.  $\Delta \mu = (2352 - 2513) / 2513 = 0,065 \approx 0,05$ , т. е. можно ограничиться вторым приближением.

Принятого сечения  $8\varnothing 20$  А-III достаточно.

Сортамент стержневой и проволоочной арматуры

Диаметр, мм	Растягивающая площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при количестве стержней										Масса 1 м стержня, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	стержневая			проволоочная							
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	B-I	B-II	Bр-I	Bр-II
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,099	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0,283	0,57	0,89	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	0,222	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0,780	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	1,539	3,08	4,63	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	1,578	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	3,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	6,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,36	99,22	100,48	9,805	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Примечание. Значком «+» отмечены прокатываемые диаметры.

Приложение 12

Требуется рассчитать и законструировать ребристое монолитное железобетонное междуэтажное перекрытие с балочными плитами.

Исходные данные: Размеры помещения в плане (между координатными осями) 18 × 30 м (рис. 1, а). Стены кирпичные несущие, координатная ось проходит на расстоянии 20 см от внутренней грани.

Полезная временная нормативная нагрузка на перекрытие 2000 Па, в том числе кратковременная 700 Па, коэффициент надежности по нагрузке 1,2.

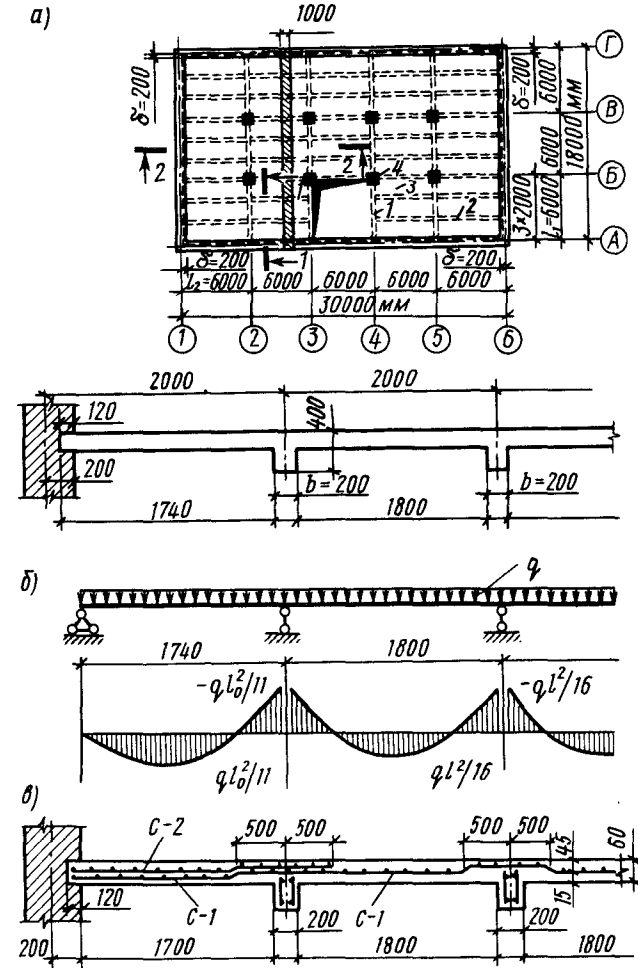


Рис. 1. К расчету монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами: а — компоновка конструктивной схемы перекрытия; б — конструктивная и расчетная схема плиты; в — армирование балочной плиты; 1 — главная балка; 2 — второстепенная балка, 3 — плита, 4 — колонна

По степени ответственности здание относится к классу I, коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n = 1$ .

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие B15 ( $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $R_b = 0,9 \cdot 0,8 = 7,65$  МПа;  $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,68$  МПа;  $E_b = 2,3 \cdot 10^4$  МПа); армирование плит — сварными сетками, продольная арматура которых выполнена из стали класса Вр-I (при  $\varnothing 3$   $R_s = 375$  МПа, при  $\varnothing 4$   $R_s = 365$  МПа; при  $\varnothing 5$   $R_s = 360$  МПа); армирование балок — сварными каркасами с продольной арматурой из стали класса А-III ( $R_s = 365$  МПа), поперечная арматура — из стали класса Вр-I ( $R_{sv} = 260$  МПа,  $E_s = 1,7 \cdot 10^5$  МПа) и А-III ( $R_{sv} = 285$  МПа,  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа). Расчетные характеристики материалов приняты в соответствии с § 3.4 и [1].

### Компоновка перекрытия

Сетку колонн целесообразно принять квадратной  $l_1 \times l_2 = 6 \times 6$  м, главные балки расположены вдоль цифровых осей, второстепенные балки — в перпендикулярном направлении через 2 м. Таким образом, номинальные пролеты главных и второстепенных балок составляют 6 м, плит — 2 м, число пролетов главных балок — 3, второстепенных — 5, плит — 9.

### Расчет плиты

Так как отношение пролетов плиты  $l_2/l_1 = 6/2 = 3 > 2$ , то ее в этом случае следует рассчитывать как балочную в направлении короткого пролета  $l_x = l_1 = 2$  м. Расчетная схема плиты показана на рис. 1, б, толщина принята  $h_x = 6$  см.

Зададимся предварительно размерами сечений других элементов перекрытия (с округлением их до значений, кратных 5 см):

*второстепенной балки*

$$H_{sb} = \frac{l_2}{15} = \frac{600}{15} = 40 \text{ см}; \quad b_{sb} = 0,5h_{sb} = \frac{40}{2} = 20 \text{ см};$$

*главной балки*

$$h_{mb} = \frac{l_1}{12} = \frac{600}{12} = 50 \text{ см}; \quad b_{mb} = 0,5h_{mb} = \frac{50}{2} = 25 \text{ см}.$$

С учетом принятой ширины второстепенной балки длина средних пролетов плиты  $l_{02} = 200 - 20 = 180$  см и крайних  $l_{01} = 200 - 20 - 0,5 \cdot 20 + \frac{1}{3} \cdot 12 = 174$  см.

Для расчета выделим полосу шириной  $b = 1$  м; тогда нагрузка на 1 м длины равна нагрузке на  $1 \text{ м}^2$  (табл. 1).

Таблица 1. Определение нагрузки на плиту

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Па	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_s$	Расчетная нагрузка, Па
Постоянная от веса: конструкции пола железобетонной плиты $h_c = 6$ см ( $0,06 \cdot 25 \cdot 1000$ )	1000	1,3	1300
	1500	1,1	1650
Итого	2500		2950
Временная	2000	1,2	2400
Всего	4500		5350

Изгибающие моменты в плите определяем по формулам (9.1) и (9.2):

$$\text{в крайнем пролете } M = \frac{5,350 \cdot 1,74^2}{11} = 1,47 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{на второй от края опоре } M = \frac{5,35 \cdot 1,8}{11} = 1,58 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{в средних пролетах и на средних опорах } M = \pm \frac{5,35 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 1,08 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры при армировании плиты проволокой  $\varnothing 4$  мм и рабочей высоте  $h_0 = 6 - 1 - 0,5 \cdot 0,4 = 4,8$  см:

$$\text{в крайнем пролете при } \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1,47}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,048^2} = 0,083, \quad \zeta = 0,088 \text{ (см. табл. 5.1) составит}$$

$$A_s = \zeta b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,088 \cdot 100 \cdot 4,8 \frac{7,65}{365} = 0,9 \text{ см}^2;$$

$$\text{на второй от края опоре при } \alpha_m = \frac{1,58}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,048^2} = 0,09; \quad \zeta = 0,095 \text{ составит}$$

$$A_s = 0,095 \cdot 100 \cdot 4,8 \frac{7,65}{365} = 0,95 \text{ см}^2;$$

$$\text{в средних пролетах и на средних опорах при } \alpha_m = \frac{1,08}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,048^2} = 0,061, \quad \zeta = 0,063 \text{ составит}$$

$$A_s = 0,063 \cdot 100 \cdot 4,8 \frac{7,65}{365} = 0,63 \text{ см}^2.$$

Армирование плиты принимаем непрерывное (рис. 1, е) из сеток с продольными рабочими стержнями марки С  $\frac{4\text{Вр-I}-200}{3\text{Вр-I}-250}$  1040 (С-1).

Площадь поперечного сечения продольных рабочих стержней на полосе шириной 1 м ( $\varnothing 54\text{Вр-I}$ ) составляет  $A_s = 0,63 \text{ см}^2$ . Для восполнения недостающей площади в крайнем пролете и на второй от края опоре укладываем такую же дополнительную сетку С-2.

Так как для рассматриваемой конструкции  $h_x/l_x = 0,06/1,80 = 1/30$ , то в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами в запас прочности принимаем без снижения за счет возникающего распора. Схема армирования балочной плиты показана на рис. 1, в.

### Расчет второстепенной балки

В соответствии с предварительно назначенными размерами сечений элементов рассматриваемого перекрытия расчетный пролет второстепенной балки будет (рис. 2, а, б):

$$\text{средний } l_0 = 600 - 25 = 575 \text{ см};$$

$$\text{крайний } l_0 = 600 - 20 - 0,5 \cdot 25 + 0,5 \cdot 25 = 580 \text{ см (рис. 2, а)}.$$

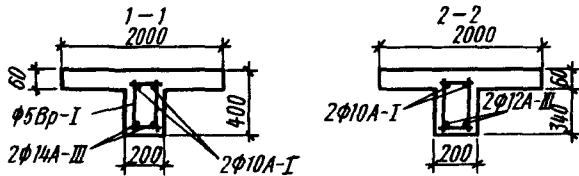
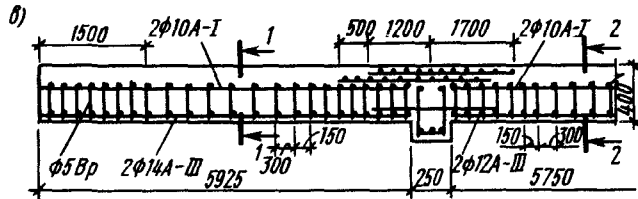
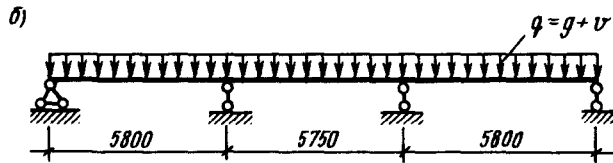
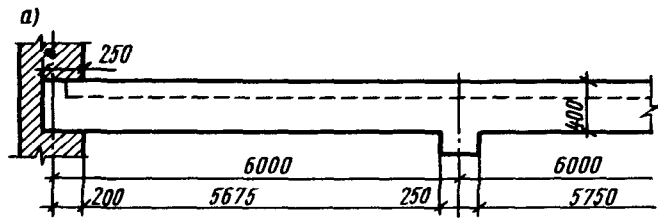


Рис. 2. К расчету второстепенной балки: а — опалубочные размеры; б — расчетная схема; в — схема армирования

Нагрузка на 1 м длины этой балки:

постоянная  $g = 2,95 \cdot 2 + 0,2 (0,4 - 0,06) 25 \cdot 1,1 = 7,77$  кН/м;

временная  $v = 2,400 \cdot 2 = 4,8$  кН/м.

Изгибающие моменты:

$$\text{в крайнем пролете } M = \frac{(7,77 + 4,8) 5,8^2}{11} = 38,44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{на второй от края опоре } M = -\frac{(7,77 + 4,8) 5,8^2}{14} = -30,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{в средних пролетах и на средней опоре } M = \pm \frac{(7,77 + 4,8) 5,75^2}{16} = \pm 25,97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы:

на крайней опоре  $Q_A = 0,4 (7,77 + 4,8) 5,8 = 29,16$  кН;

на второй от края опоре слева  $Q_{B1} = -0,6 (7,77 + 4,8) 5,8 = -43,74$  кН;

на второй от края опоре справа и на средних опорах  $Q_{B2} = \pm 0,5 (7,77 + 4,8) 5,75 = \pm 36,14$  кН.

Для проверки условия (5.49) вычисляем:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{2,3 \cdot 10^4} = 7,39; \mu_w = \frac{A_{sw}}{b} = \frac{2 \cdot 0,196}{20 \cdot 15} = 0,0026$$

(предполагая, что шаг поперечных стержней  $s = 15$  см и их диаметр 5 мм);

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,39 \cdot 0,0026 = 1,09;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,92.$$

Допустим, что диаметр продольных стержней 20 мм, тогда рабочая высота сечения второстепенной балки  $h_0 = 40 - 2 - 0,5 \cdot 2 = 37$  см.

Так как условие (5.49), т. е.  $Q = 43\,740 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,09 \cdot 0,92 \cdot 7,65 \cdot 20 \cdot 37 \cdot 100 = 170\,306 \text{ Н}$ , соблюдается, то принятые размеры сечения достаточны.

Сечение второстепенной балки имеет форму тавра. При расчете на действие положительных моментов учитывается полка шириной  $b'_f$ . Так как  $h'_c = 6 \text{ см} > 0,1h = 0,1 \cdot 40 = 4 \text{ см}$ , величину  $b'_f$  следует принимать (см. § 5.3) меньшей из двух величин:  $b'_f = 2 \cdot \frac{1}{6} l_{sb} + b_{sx} = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 575 + 20 = 211 \text{ см}$  и  $b'_f = 200 \text{ см}$ , т. е.  $b'_f = 200 \text{ см}$ .

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры: в крайнем пролете (сечение тавровое  $b = b'_f = 200 \text{ см}$ ) при

$$\alpha_m = \frac{38,44}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,37^2} = 0,018,$$

т. е.  $\xi = 0,018 < \frac{h'_f}{h_0} = 6/37 = 0,16$  (нейтральная ось, как и ожидалось, проходит

в пределах полки), составит [см. формулу (5.13)]  $A_s = 0,018 \cdot 200 \cdot 37 \cdot \frac{7,65}{365} = 2,79 \text{ см}^2$

при минимальном проценте армирования  $\mu = 0,05\%$   $A_{s \min} = 0,0005 \cdot 20 \cdot 37 = 0,37 \text{ см}^2$ ; принимаем  $\varnothing 214 \text{ А-III}$ ,  $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ ;

в среднем пролете при  $\alpha_m = \frac{25,97}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,37^2} = 0,012$ ;  $\xi = 0,012$  составит

$$A_s = 0,012 \cdot 200 \cdot 37 \cdot \frac{7,65}{365} = 1,86 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $\varnothing 212 \text{ А-III}$  с площадью сечения  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ ;

на второй от края опоре (сечение прямоугольное) при

$$\alpha_m = \frac{30,2}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2} = 0,144, \xi = 0,157 \text{ составит}$$

$$A_s = 0,157 \cdot 20 \cdot 37 \cdot \frac{7,65}{360} = 2,44 \text{ см}^2.$$

Принимаем две сетки С  $\frac{4\text{Вр-I}-250}{5\text{Вр-I}-150}$  2940 с поперечными рабочими стержнями,

раскатываемые вдоль главных балок со сдвижкой в пролеты второстепенных

балок; площадь сечения рабочих стержней (проволок) на ширине полки второстепенной балки  $A_s = 2,61 \text{ см}^2$ ;

на средней опоре при  $\alpha_m = \frac{25,97}{7,65 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2} = 0,124$ ,  $\xi = 0,134$  составит

$$A_s = 0,134 \cdot 20 \cdot 37 \cdot \frac{7,65}{360} = 2,08 \text{ см}^2$$

и могут быть приняты те же сетки.

Так как условие (5.50) не соблюдено:  $Q = 43\,740 \text{ Н} > 0,6 \cdot 0,68 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 37 = 30\,200 \text{ Н}$ , то необходим расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси балки, по поперечной силе.

Примем поперечную арматуру из проволоки  $\varnothing 5$  Вр-I двухветвевую ( $n=2$ ) и расположенную с шагом  $s = 15 \text{ см}$ . Тогда

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{260 \cdot 0,39 \cdot 10^2}{15} = 676 \text{ Н/см}$$

и по формуле (5.57) вычисляем

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,68 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 37^2}{676}} = 78,2 \text{ см.}$$

Так как  $c_0 = 78,2 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 37 = 74 \text{ см}$ , то по формуле (5.55) находим

$$Q_{sb} = 2 \cdot 676 \cdot 37 + \frac{2 \cdot 0,68 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 37^2}{78,2} = 102879 \text{ Н} = 102,879 \text{ кН} > Q = 43,74 \text{ кН.}$$

Таким образом, несущая способность самого напряженного сечения, наклонного к продольной оси балки, обеспечена; следовательно, принятую из конструктивных соображений поперечную арматуру на приопорных участках балки оставляем без изменения. В средней части пролетов принимаем шаг стержней

$$s = \frac{3}{4} h = (3/4) \cdot 40 = 30 \text{ см.}$$

Поскольку в каждом пролете продольная арматура состоит только из двух стержней, она не обрывается и расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси, по изгибающему моменту не требуется. Необходимо лишь завести продольную арматуру за грань крайней опоры на длину не менее  $l_{an} \geq 10d = 10 \cdot 1,4 = 14 \text{ см}$ . Это требование с большим запасом соблюдается: длина опирания балки на стену составляет 25 см. Схема армирования второстепенной балки показана на рис. 2, в.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем пособии приведены основные положения современной теории расчета железобетонных конструкций, освещены конструктивные решения зданий и сооружений, выполняемых в железобетоне. Однако овладение ими будущий инженер должен рассматривать лишь как базу для дальнейшего совершенствования своих знаний. Бетон и железобетон, оставаясь на многие годы основными строительными материалами, будут интенсивно развиваться, удовлетворяя все новые нужды народного хозяйства. Поэтому инженеру необходимо знать основные тенденции в развитии железобетонных конструкций, постоянно обогащая свои знания, и в практической деятельности стремиться использовать новейшие достижения технического прогресса в этой области.

Важнейшими перспективными задачами, стоящими перед строителями в ближайшие и последующие годы, являются: повышение эффективности капитальных вложений; сокращение сроков строительства; применение новых видов материалов и изделий.

Основными направлениями повышения эффективности железобетонных конструкций являются: улучшение физико-механических свойств бетона и арматуры; разработка новых и совершенствование существующих конструктивных решений; дальнейшее углубление теории железобетона; совершенствование проектирования; совершенствование технологии изготовления и возведения конструкций.

## ЛИТЕРАТУРА

### Нормативная и инструктивная

1. СНиП 2.03.01 — 84. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1985.
2. СНиП 2.01.07 — 85. Нагрузки и воздействия. М., 1986.
3. СНиП II-22 — 81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М., 1983.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 — 84). М., 1986.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01 — 84). М., 1988.
6. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика/ Под ред. П. Ф. Вахненко. Киев, 1987.
7. Рекомендации по проектированию бетонных и железобетонных конструкций для жаркого климата. М., 1988.
8. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. М., 1960.

### Учебная

9. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., 1991.
10. Железобетонные конструкции/ Барашиков А. Я., Будникова Л. М., Кузнецов А. В. и др. Киев, 1984.
11. Кудзис А. П. Железобетонные и каменные конструкции. М., 1989.
12. Попов Н. Н., Забегаев А. В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. М., 1989.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие . . . . .	3
<b>Часть первая. Теория расчета железобетонных конструкций . . . . .</b>	<b>4</b>
<i>Глава 1. Общие сведения о железобетонных конструкциях . . . . .</i>	<i>4</i>
1.1. Краткий исторический обзор развития железобетонных конструкций . . . . .	4
1.2. Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций . . . . .	9
1.3. Области применения железобетонных конструкций . . . . .	11
1.4. Направления развития железобетона на ближайшие годы . . . . .	12
<i>Глава 2. Физико-механические свойства бетонов, арматуры и железобетона . . . . .</i>	<i>13</i>
2.1. Классификация бетона и его структура . . . . .	13
2.2. Прочность бетона . . . . .	16
2.3. Деформативные характеристики бетона . . . . .	20
2.4. Классы и марки бетона . . . . .	26
2.5. Назначение и виды арматуры для железобетонных конструкций . . . . .	27
2.6. Физико-механические свойства стали . . . . .	29
2.7. Классификация арматуры . . . . .	31
2.8. Сцепление арматуры с бетоном . . . . .	36
2.9. Усадка и ползучесть железобетона . . . . .	38
2.10. Коррозия железобетона . . . . .	41
<i>Глава 3. Основы теории расчета железобетонных конструкций, методы расчета . . . . .</i>	<i>42</i>
3.1. Стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых элементов . . . . .	42
3.2. Методы расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим нагрузкам . . . . .	45
3.3. Метод расчета по предельным состояниям . . . . .	46
3.4. Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры . . . . .	49
3.5. Основные расчетные положения . . . . .	55
<i>Глава 4. Особенности проектирования предварительно напряженных железобетонных конструкций . . . . .</i>	<i>57</i>
4.1. Сущность и преимущества . . . . .	57
4.2. Способы натяжения арматуры . . . . .	58
4.3. Предварительные напряжения в арматуре . . . . .	61
4.4. Потери предварительного напряжения . . . . .	62
4.5. Напряжения в бетоне при обжатии . . . . .	63
4.6. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных элементов . . . . .	65
<i>Глава 5. Конструирование и расчет прочности изгибаемых элементов . . . . .</i>	<i>68</i>
5.1. Конструктивные особенности изгибаемых элементов . . . . .	68
5.2. Зависимость напряжений в арматуре от высоты сжатой зоны бетона . . . . .	74
5.3. Расчет прочности по нормальным сечениям . . . . .	77
5.4. Расчет прочности по наклонным сечениям . . . . .	88

<b>Глава 6. Расчет прочности внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов</b>	101
6.1. Виды внецентренно сжатых элементов	101
6.2. Конструктивные особенности сжатых элементов	102
6.3. Основы расчета прочности сжатых элементов	106
6.4. Расчет прочности элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой	107
6.5. Расчет элементов со случайным эксцентриситетом	111
6.6. Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием	112
6.7. Конструирование и расчет прочности растянутых элементов	114
6.8. Местное сжатие (смятие)	119
6.9. Расчет на продавливание и отрыв	121
<b>Глава 7. Трещиностойкость и деформативность железобетонных элементов</b>	123
7.1. Категории требований к трещиностойкости	123
7.2. Расчет по образованию трещин	124
7.3. Расчет по раскрытию трещин	127
7.4. Расчет по закрытию трещин	130
7.5. Расчет перемещений железобетонных конструкций	131
7.6. Прогибы и кривизна железобетонных элементов без трещин в растянутой зоне	132
7.7. Прогибы и кривизна железобетонных конструкций с трещинами в растянутой зоне	134
<b>Часть вторая. Проектирование железобетонных конструкций</b>	139
<b>Глава 8. Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений</b>	139
8.1. Основные положения проектирования	139
8.2. Унификация и типизация сооружений и их элементов	140
8.3. Деформационные швы	144
8.4. Особенности расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий	146
8.5. Особенности проектирования железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях сухого жаркого климата	149
8.6. Усиление железобетонных конструкций	152
<b>Глава 9. Железобетонные перекрытия</b>	156
9.1. Общие положения	156
9.2. Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами	157
9.3. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертые по контуру	163
9.4. Безбалочные перекрытия	168
9.5. Сборные балочные перекрытия	174
9.6. Сборно-монолитные балочные конструкции	186
<b>Глава 10. Фундаменты</b>	190
10.1. Классификация фундаментов	190
10.2. Отдельные центрально-нагруженные фундаменты под колонны	192
10.3. Отдельные внецентренно нагруженные фундаменты	197
10.4. Ленточные и сплошные фундаменты	198
<b>Часть третья. Каменные и армокаменные конструкции</b>	202
<b>Глава 11. Физико-механические свойства каменных кладок</b>	202
11.1. Общие сведения	202

11.2. Материалы для каменных и армокаменных конструкций	203
11.3. Прочностные свойства неармированной каменной кладки	206
11.4. Деформативность каменной кладки	210
<b>Глава 12. Расчет неармированных элементов каменных конструкций</b>	211
12.1. Предельные состояния и особенности расчета	211
12.2. Центральное сжатие	212
12.3. Внецентренное сжатие	214
12.4. Местное сжатие (смятие)	217
12.5. Изгиб	218
12.6. Растяжение и срез	218
12.7. Расчет по предельным состояниям второй группы	219
<b>Глава 13. Расчет армокаменных элементов каменных конструкций</b>	221
13.1. Элементы с сетчатым армированием	222
13.2. Элементы с продольным армированием	225
13.3. Элементы с комплексным армированием	226
13.4. Элементы, усиленные обоями	226
<b>Приложения</b>	228
<b>Заключение</b>	251
<b>Литература</b>	252



*Учебное издание*

**Попов Николай Николаевич**  
**Чарьев Мухамметмырат**

## **Железобетонные и каменные конструкции**

Редактор Т. Ф. Мельникова  
Художественный редактор Ю. Э. Иванова  
Художник Е. Н. Волков  
Технические редакторы Л. А. Муравьева, Л. А. Овчинникова  
Корректор Г. Н. Буханова  
Компьютерная верстка А. А. Кубенина  
Оператор В. Н. Новоселова

ИБ № 10250

ЛР № 010146 от 25.12.91. Изд. № СТР-112. Слово в набор 31.01.94. Подп. в печать 15.03.96.  
Формат 60x88<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бум. газет. Гарнитура Таймс. Печать офсетная. Объем 15,68 усл. печ. л.  
15,93 усл. кр.-отг. 15,83 уч.-изд. л. Тираж 5 000 экз. Заказ № 203

Издательство «Высшая школа», 101430, Москва, ГСП-4, Неглянная ул., д. 29/14.

Набрано на персональных компьютерах издательства.

Отпечатано в ОАО «Оригинал», 101898, Москва, Центр, Хохловский пер., 7.