

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет

Строительный

Кафедра

Строительные конструкции

СОГЛАСОВАНО

СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой

Декан

В.Ф. Зверев

С.Н. Леонович

\_\_\_\_\_ 2019

\_\_\_\_\_ 2019

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ПО УЧЕБНОЙ  
ДИСЦИПЛИНЕ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для специальности

1-70 01 01 – «Производство строительных  
изделий и конструкций»

Составители: Смех В.И., Даниленко И.В., Коледа С.М.,  
Бондарь В.В., Шилов А.Е.

Рассмотрено и утверждено  
на заседании Совета строительного факультета «24» октября 2019  
протокол №2.

## Перечень материалов

Учебно-методический комплекс содержит электронный документ, состоящий из разделов:

1. Теоретический раздел – конспект лекций.
2. Вспомогательный раздел – учебная программа по дисциплине «Строительные конструкции» (регистр. № УД-СФ69-13/уч.), утвержденная 16.11.2017 г., список рекомендуемой основной и дополнительной литературы.
3. Практический раздел – конспект практических занятий с примерами расчета строительных конструкций.
4. Раздел контроля знаний – вопросы к зачету и экзамену по дисциплине.

## Пояснительная записка

### Цели ЭУМК

Электронный учебно-методический комплекс по учебной дисциплине «Строительные конструкции» разработан в соответствии с утвержденным учебным планом для специальности 1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций».

**Основной целью изучения дисциплины** «Строительные конструкции» является формирование знаний по основам расчета и проектирования железобетонных конструкций заводского изготовления, приобретение умения правильно представлять работу конструкций под нагрузкой, выбирать наиболее целесообразные в каждом конкретном случае материалы и проектные решения.

**Основная задача преподавания дисциплины** преподавания дисциплины заключается в том, чтобы научить студентов проектировать технически и экономически обоснованные железобетонные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности, эстетичности; дать студентам практические навыки по расчету железобетонных и металлических конструкций, использованию нормативно-справочной и научно-технической литературы, показать роль выдающихся ученых в развитии конструкций, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных и металлических конструкций в промышленном и гражданском строительстве, дать навыки по разработке и использованию подсистем автоматизированного проектирования конструкций.

**В результате освоения дисциплины будущий специалист должен:**

#### **знать:**

- основные физико-механические свойства бетона, арматуры и железобетона;
- основные положения расчета строительных конструкций;
- основы конструирования сборных железобетонных конструкций зданий и инженерных сооружений;
- конструктивные схемы одно- и многоэтажных зданий;

#### **уметь:**

- рассчитывать нагрузки, сечения и конструировать железобетонные элементы зданий и сооружений;

#### **владеть:**

- методиками расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений;
- приемами армирования сборных железобетонных конструкций.
- приемами контроля трещиностойкости и несущей способности конструкций.

## Содержание

Цели и задачи дисциплины .....	5
Раздел 1. Основы теории расчета и конструирования железобетонных конструкций .....	8
Тема 1.1. Общие сведения о железобетоне .....	8
Тема 1.2. Физико-механические свойства бетона .....	13
Тема 1.3. Арматура для железобетонных конструкций .....	27
Тема 1.4. Железобетон. Физико-механические свойства .....	32
Тема 1.5. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям.....	37
Тема 1.6. Работа железобетона под нагрузкой.....	46
Перечень контрольных вопросов по разделу 1 .....	60
Раздел 2. Расчет железобетонных элементов по несущей способности. Особенности проектирования предварительно напряженных конструкций .....	62
Тема 2.1. Железобетонные изгибаемые элементы.....	62
Тема 2.2. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям .....	75
Тема 2.3. Предварительно напряженные железобетонные конструкции ...	82
Тема 2.4. Расчет сжатых и растянутых элементов .....	90
Перечень контрольных вопросов по разделу 2 .....	103
Содержание практических занятий по 2 разделу .....	104
Раздел 3. Расчет предельных состояний эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций .....	162
Тема 3.1. Трещиностойкость и деформации железобетонных элементов .....	162
Раздел 4. Железобетонные конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий и сооружений .....	167
Тема 4.1. Конструкции многоэтажных зданий .....	167
Тема 4.2. Проектирование несущих конструкций каркасных зданий.....	181
Тема 4.3. Бескаркасные здания .....	195
Тема 4.4. Плоские перекрытия зданий.....	199
Тема 4.5. Железобетонные фундаменты неглубокого заложения .....	210
Перечень контрольных вопросов по разделу 4 .....	232
Раздел 5. Железобетонные конструкции одноэтажных производственных зданий .....	233
Тема 5.1. Одноэтажные каркасные здания .....	233
Тема 5.2. Колонны одноэтажных зданий .....	243
Тема 5.3. Подкрановые балки .....	254
Тема 5.4. Конструкции покрытия одноэтажных зданий .....	257
Перечень контрольных вопросов по разделу 5 .....	280
Раздел 6. Железобетонные конструкции заводского изготовления .....	281
Тема 6.1. Основы проектирования сборных конструкций .....	281
Тема 6.2. Армирование железобетонных элементов.....	286

Тема 6.3. Подготовка конструкций к транспортировке и монтажу .....	302
Перечень контрольных вопросов по разделу 6 .....	308
Содержание практических занятий по 6 разделу.....	309
Раздел 7. Проектирование и расчет конструкций инженерных сооружений.	317
Тема 7.1. Виды и расчет инженерных сооружений .....	317
Перечень контрольных вопросов по разделу 7 .....	345
Раздел 8. Проектирование стальных конструкций .....	346
Тема 8.1. Основные положения расчета элементов и соединений .....	346
Содержание практических занятий по 8 разделу.....	370
Перечень контрольных вопросов по разделу 8 .....	377
Литература .....	378
Приложения .....	380

## Цели и задачи дисциплины

Курс «Строительные конструкции» имеет большое значение в общей подготовке инженеров строительного профиля. Ни одно здание или сооружение нельзя правильно возвести и успешно эксплуатировать без знания данной дисциплины. Строительные конструкции являются базой современного надземного и подземного строительства. Они применяются при возведении промышленных и гражданских зданий, различных инженерных сооружений, в энергетическом, сельскохозяйственном строительстве и др.

**Основной целью изучения дисциплины «Строительные конструкции»** является формирование знаний по основам расчета и проектирования железобетонных конструкций заводского изготовления, приобретение умения правильно представлять работу конструкций под нагрузкой, выбирать наиболее целесообразные в каждом конкретном случае материалы и проектные решения.

**Основная задача** преподавания дисциплины заключается в том, чтобы научить студентов проектировать технически и экономически обоснованные железобетонные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности, эстетичности; раскрыть мировоззренческие вопросы дисциплины, дать студентам практические навыки по расчету железобетонных и металлических конструкций, использованию нормативно-справочной и научно-технической литературы, показать роль выдающихся ученых в развитии конструкций, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных и металлических конструкций в промышленном и гражданском строительстве, дать навыки по разработке и использованию подсистемы автоматизированного проектирования конструкций.

В результате освоения дисциплины студент должен:

**знать:**

- основные физико-механические свойства бетона, арматуры и железобетона;
- основные положения расчета строительных конструкций;
- основы конструирования сборных железобетонных конструкций зданий и инженерных сооружений;
- конструктивные схемы одно- и многоэтажных зданий;

**уметь:**

- рассчитывать нагрузки, сечения и конструировать железобетонные элементы зданий и сооружений;

**владеть:**

- методиками расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений;
- приемами армирования сборных и монолитных железобетонных конструкций.
- приемами контроля трещиностойкости и несущей способности конструкций.

Освоение данной учебной дисциплины обеспечивает формирование следующих компетенций:

- АК-1. Уметь применять базовые научно-теоретические знания для решения теоретических и практических задач.
- АК-2. Владеть системным и сравнительным анализом.
- АК-4. Уметь работать самостоятельно.
- АК-6. Владеть междисциплинарным подходом при решении проблем.
- АК-7. Иметь навыки, связанные с использованием технических устройств, управлением информацией и работой с компьютером.
- АК-9. Уметь учиться, повышать свою квалификацию в течение всей жизни.
- СЛК-1. Обладать качествами гражданственности.
- СЛК-5. Быть способным к критике и самокритике.
- СЛК-6. Уметь работать в команде.
- ПК-10. Налаживать контроль качества производственного процесса и выпускаемой продукции в соответствии с действующими нормативными документами.
- ПК-13. Анализировать и оценивать тенденции развития техники и технологий.
- ПК-14. Создавать условия для получения продукции, соответствующей действующим стандартам и нормам, используя оперативную информацию о технологическом процессе производства строительных материалов, изделий и конструкций.
- ПК-17. Обосновывать расчетами режимы выполнения технологических операций производственного процесса получения строительной продукции, включая ведение бетонных работ в монолитном строительстве.
- ПК-19. В соответствии с действующими нормами и правилами осуществлять контроль качества выполнения технологических операций производственного процесса, приемо-сдаточный контроль производимой продукции, включая контроль качества бетона монолитных конструкций.
- ПК-20. В составе группы специалистов по проектированию предприятий строительной отрасли, строительных объектов или самостоятельно разрабатывать проекты технологических линий, цехов и заводов по производству строительных материалов, изделий (конструкций) и технологические регламенты (карты) на изготовление изделий (конструкций) и ведение бетонных работ.
- ПК-21. Анализировать перспективы и направления развития технологий и приемов производства строительных материалов, изделий и конструкций.
- ПК-24. В составе коллектива специалистов или самостоятельно осуществлять рационализаторскую и изобретательскую деятельность.
- ПК-27. Организовать работу по подготовке сообщений, рефератов, научных статей и заявок на выдачу охранных документов на объекты промышленной деятельности.

– ПК-33. Организовывать и осуществлять испытания физико-технических и эксплуатационных свойств строительных материалов и изделий в соответствии с требованиями нормативно-технической литературы в области строительства.

– ПК-37. Осуществлять поиск, систематизацию и анализ информации по перспективам развития отрасли, инновационным технологиям, проектам и решениям.

– ПК-38. Работать с научной, технической и патентной литературой.

Для изучения данной дисциплины необходимо усвоить следующие курсы:

– «Сопроотивление материалов» (разделы: деформации растяжения и сжатия, кручение, изгиб, основы теории напряженно-деформированного состояния);

– «Строительная механика» (разделы: расчетные схемы сооружений, арки и рамы, плоские фермы, метод конечных элементов, расчет сооружений по несущей способности, современное программное обеспечение для расчетов на ЭВМ);

– «Строительное материаловедение» (разделы: основные свойства строительных материалов, неорганические вяжущие вещества, бетоны и растворы на неорганических вяжущих);

– «Архитектура» (объемно-планировочные и конструктивные решения гражданских и промышленных зданий и сооружений).

Согласно учебному плану для дневной формы получения высшего образования на изучение учебной дисциплины отведено всего: 236 час, из них аудиторных – 114 часа.

Распределение аудиторных часов приведено в таблице 1.

Таблица 1

Дневная форма получения высшего образования					
Курс	Семестр	Лекции час.	Лабораторные занятия час.	Практические занятия час.	Форма текущей аттестации
3	6	48	16	–	Зачет
4	7	34	–	16	Экзамен, курсовой проект

# Раздел 1. Основы теории расчета и конструирования железобетонных конструкций

## Тема 1.1. Общие сведения о железобетоне

Железобетон представляет собой комплексный строительный материал в виде рационально соединенных для совместной работы в конструкции бетона и стальных стержней.

Благодаря своим физико-механическим свойствам, доступности исходных материалов, железобетонные конструкции являются базой современного индустриального строительства. Железобетон на данном этапе применяется не только при изготовлении типовых конструкций в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве, но и при возведении тонкостенных покрытий (оболочек) в основном для зданий больших пролетов, для возведения инженерных сооружений (бункера, резервуары, силосы), в транспортном строительстве (метро), в энергетическом строительстве (гидроэлектростанции, атомные электростанции).

Бетон – искусственный камень, обладающий большой прочностью при сжатии, при этом, сопротивление бетона растяжению в 10-20 меньше чем при сжатии, что практически не позволяет применять бетон в качестве растянутых и изгибаемых элементов.

В железобетоне растягивающие усилия передаются арматуре, которая в виде стержней (в основном стальных, так как возможна установка стеклопластиковой) вводится в основном в растянутых зонах конструкции.

Эффективность железобетона объясняется следующими его свойствами:

- благодаря хорошему сцеплению арматуры с бетоном, обеспечиваются совместные деформации до определенного уровня напряжений;
- близкие линейные коэффициенты температурного расширения;
- бетон надежно защищает арматуру от воздействия агрессивных сред, предохраняет от воздействия огня при пожаре.

**Преимущества** железобетонных конструкций:

1. Долговечность – 800-100 лет;
2. Огнестойкость;
3. Стойкость против атмосферных воздействий;
4. Относительно малые эксплуатационные расходы на содержание зданий и сооружений из железобетонных конструкций;
5. Относительно низкие затраты энергии на производство железобетонных конструкций;
6. Возможность изготовления и возведения конструкций нужной и рациональной формы;
7. Возможность использования при производстве местных материалов;
8. Возможность использования железобетонных конструкций в качестве ограждающих несущих конструкций одновременно.

**Недостатки** железобетонных конструкций:

- большой собственный вес

– раннее образование трещин в растянутой зоне сечения

При приложении к изгибаемому элементу нагрузки, в верхней зоне возникает сжатие, в нижней зоне – растяжение (рис. 1.1). Нейтральная ось – линия, разделяющая сжатую и растянутую зоны бетона. **Первая** стадия работы изгибаемого элемента – до образования трещин.

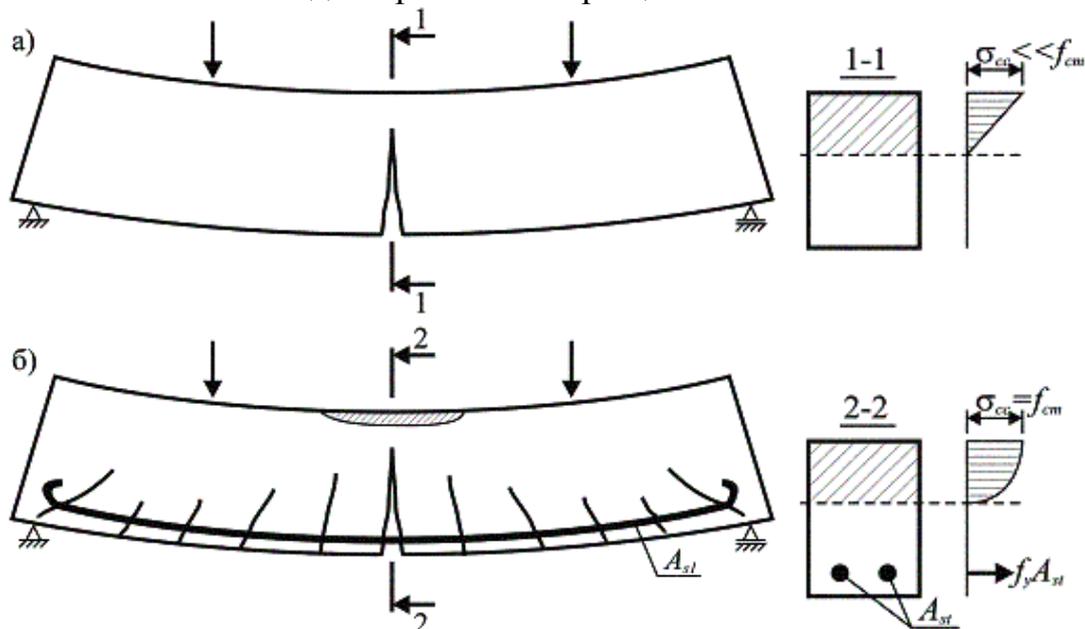


Рис. 1.1. Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) балок

- $\sigma_{cc}$  – нормируемое сжимающее напряжение в бетоне;
- $\sigma_{ct}$  – нормируемое растягивающее напряжение;
- $f_{cm}$  – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
- $f_{ctm}$  – среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
- $x_{eff}$  – высота сжатой зоны бетона;
- $M_{cr}$  – момент, при котором образуются трещины.

При увеличении нагрузки до определённого значения в растянутой зоне бетона напряжение  $\sigma_{ct}$  достигает предельного значения  $f_{ctm}$ , в результате в изгибаемом элементе образуются нормальные трещины (**вторая** стадия работы изгибаемого элемента). В этом случае бетонная конструкция (без армирования) разрушается хрупко до достижения своих предельных значений  $f_{cm}$ , то есть в этом случае несущая способность бетонной конструкции ограничена её прочностью на растяжение. В железобетонных конструкциях (с арматурой в растянутой зоне) в сечениях с трещиной бетон выключается из работы, а растягивающие усилия в железобетонном элементе воспринимает арматура. В момент образования трещин нагрузка на балку составляет всего 15..20% от предельной нагрузки.

**Третья** стадия (разрушение) наступает тогда, когда напряжение в растянутой арматуре достигает своих предельных значений (предел текучести) – с последующим разрушением бетона в сжатой зоне. Рациональное проектирование железобетонной конструкции – когда достижение предельных напря-

жений в сжатой части бетона и в растянутой арматуре наступают практически одновременно.

В сжатых железобетонных конструкциях продольная сжимающая нагрузка воспринимается бетоном и арматурой (то есть арматура устанавливается для усиления сжатых зон бетона). При этом продольная арматура воспринимает часть сжимающих усилий, поперечная (хомуты) – для восприятия растягивающих усилий.

Стремление уменьшить влияние раннего образования трещин, привело к созданию предварительно напряженных железобетонных конструкций (рис. 1.2).

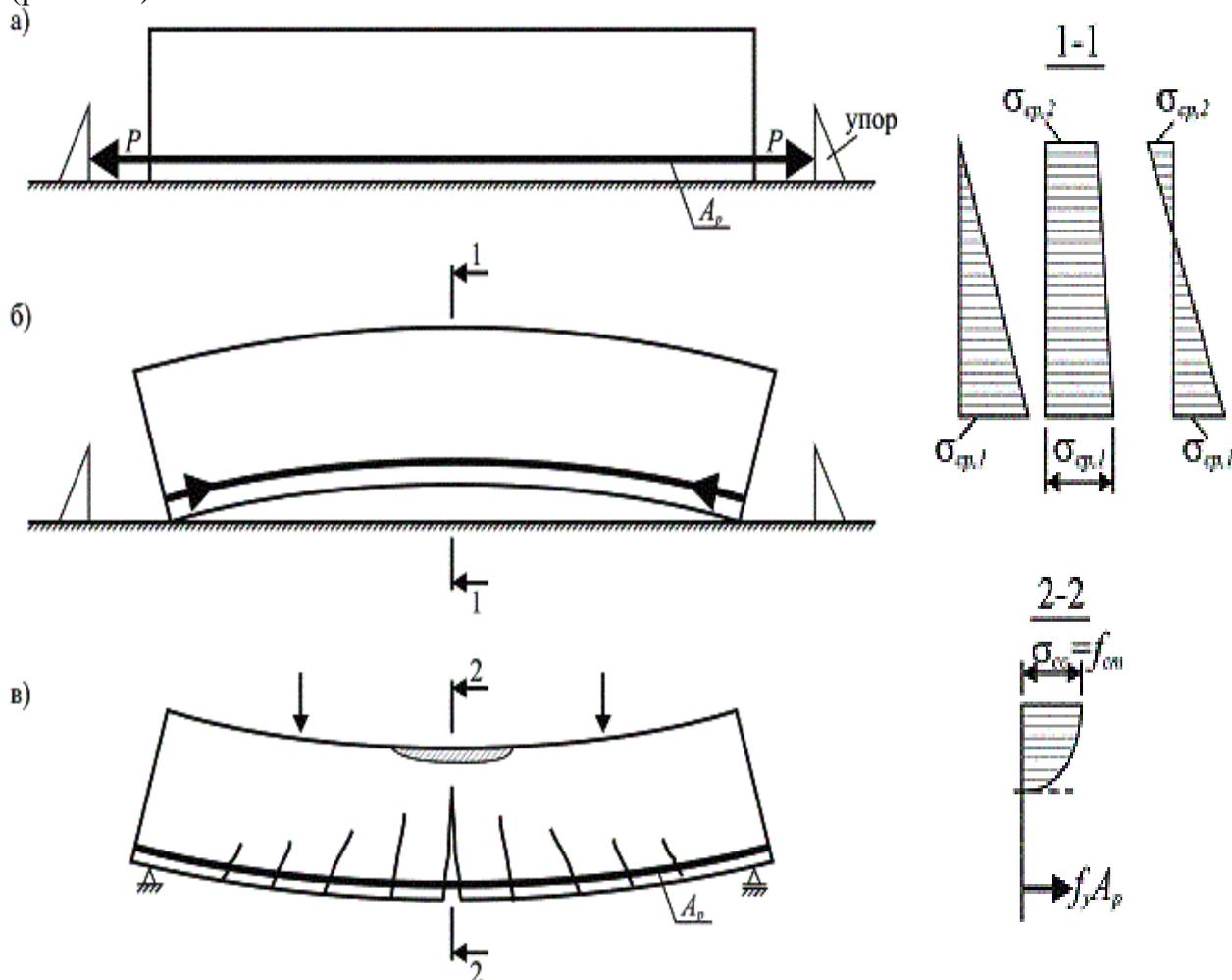


Рис. 1.2. Предварительно напряженная балка при натяжении арматуры на упоры (а), возможные эпюры напряжения в бетоне после отпуска напрягаемой арматуры (б) и в стадии разрушения (в)

При выполнении предварительного напряжения растущее напряжение арматуры передаются на затвердевший бетон, который подвергается предварительному обжатию, причём этому предварительному обжатию подвергаются растянутые от будущей внешней нагрузки зоны железобетонного элемента. Предварительное напряжение в 2..3 раза повышает трещиностойкость и жесткость конструкций по сравнению с обычным железобетоном. При этом несущая способность предварительно напряженных конструкций практически не зависит от величины предварительного напряжения арматуры.

Характер распределения предварительного напряжения в бетоне элементов зависит от геометрии сечения элементов, положения в их сечении напрягаемой арматуры, степени ее предварительного напряжения, физико-механических свойств бетона.

**Способы создания предварительного напряжения:**

- натяжение на упоры
- натяжение на бетон
- применение напрягающего бетона.

Таблица 1.1. Ориентировочное сравнение свойств обычных железобетонных и предварительно напряженных конструкций

Свойство	Железобетонная конструкция с обычным армированием	Предварительно напряженная конструкция
Прочность бетона $f_c$ , МПа	от 15 до 40	от 40 до 100 и более
Вид стали	Низкоуглеродистая	высокоуглеродистая
Прочность арматурной стали $f_{sy}$ ( $f_{p0,1k}$ ), МПа	от 190 до 500	от 800 до 1800
Собственный вес конструкции (расход бетона)	100%	40..70%
Рабочее армирование (расход арматуры)	100%	30..50%
Трещиностойкость	допускается образование и развитие трещин, остаются при эксплуатации	полное отсутствие трещин, либо ограниченное их раскрытие, возможность зажатия при снижении нагрузки
Огнестойкость	очень хорошая или хорошая	хорошая
Сопrotивление действию циклических нагружений	хорошее до образования трещин	хорошее
Пролет балок, м	до 30	до 300

**Технология изготовления железобетонных конструкций**

- сборные
- монолитные
- сборно-монолитные

**Основные этапы развития железобетона**

– 1850 г. – Ламбо построил лодку из цементного раствора, армированную железом, которая демонстрировалась на Всемирной выставке в Париже в 1855 году.

– В 1861 г. парижский садовник Ж. Монье начал изготавливать переносные кадки для цветов, а в 1867 г. получил патент на армированные бетонные плиты.

– В 70...80-х XIX века в разных странах был внесен ряд предложений по армированию железобетонных плит.

– 1892 г. – француз Ф. Геннебик запатентовал конструктивную систему каркасного здания с ребристым железобетонным перекрытием (плиты, балки, колонны и фундаменты) которая легла в основу всех дальнейших разработок в этом направлении.

– конец XIX столетия – сформулированы и закреплены в первых нормативных документах основные предпосылки практического метода расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям.

– 1939 г. – впервые в мировой практике теория расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения предложенная проф. А.Ф. Лолейтом в 1932 г. блестяще доведена до практического применения А.А. Гвоздевым, Я.В. Столяровым, В.И. Мурашовым, В.В. Михайловым, П.Л. Пастернаком, В.А. Бушковым и др.

– 1886 г. Мандель (Австрия) и П.Г. Джексон (США), а в 1888 г., К. Деринг (Германия) получили патенты на предварительное напряжение арматуры, которые были основаны на понятии, что бетон хорошо работает на сжатие и плохо – на растяжение

– 30-х годах XX столетия - широкое практическое применение предварительно напряженных конструкций (благодаря работам Э. Фрейсине (Франция) и В.В. Михайлова (СССР)) когда металлургическая промышленность освоила производство высокопрочных сталей.

– 1935 г. – Р.Э. Дилл (США) создал конструкции с натяжением высокопрочной стальной арматуры с ее анкерровкой с помощью гаек (рис. 1.3).

Этот период, когда началось промышленное освоение производства предварительно напряженного железобетона, когда теоретический уровень расчета железобетонных конструкций был достаточно высоким, благодаря работам А.Ф. Лолейта, А.А. Гвоздева, П.Л. Пастернака и др., можно считать началом *второго этапа развития железобетона*.

Переход к расчету железобетонных конструкций по предельным состояниям, массовое применение сборного обычного и предварительно напряженного железобетона высокой степени унификации и типизации, монолитных и сборно-монолитных конструкций можно считать *третьим этапом* в развитии теории и практики железобетона.

### ***Перспективы развития бетонных и железобетонных конструкций***

Приоритетные направления развития и применения железобетона на современном этапе:

– разработка высокопрочных, быстротвердеющих легких и коррозионно-стойких бетонов с применением химических добавок; особая роль здесь отводится напрягающим бетонам;

– разработка новых видов сборных, сборно-монолитных и монолитных железобетонных конструкций с высокой унификацией изделий и создание прогрессивных конструктивных систем зданий и сооружений на их основе;

– создание новых типов стальной и неметаллической арматуры;

- создание прогрессивных, высокомеханизированных и автоматизированных технологий бетонных и арматурных работ, внедрение безопалубочного формования массовых предварительно напряженных конструкций на длинных стендах с минимальным расходом энергоносителей и использованием высокопрочной арматурной стали и высокопрочных бетонов;
- совершенствование опалубок и технологии возведения монолитного железобетона;
- повышение долговечности и надежности бетонных и железобетонных конструкций;
- совершенствование методов контроля качества бетона и арматуры, методов обследования и усиления конструкций зданий и сооружений;
- совершенствование на базе новых экспериментальных исследований теории расчета и конструирования железобетонных конструкций, в том числе с использованием современного программного обеспечения расчетов на ЭВМ.

## **Тема 1.2. Физико-механические свойства бетона**

### *Классификация бетонов*

#### **По основному назначению**

- конструкционный (для несущих и ограждающих конструкций)
- специальный бетон (к которому предъявляются дополнительные требования в соответствии с условиями эксплуатации – жаростойкий, химически кислотостойкий, радиационно-защитный и т.д.)

#### **По виду вяжущего**

- цементное
- известковое
- шлаковые
- специальные

#### **По виду заполнителя**

- на жестких заполнителях - щебень, гравий (тяжелый бетон)
- на пористых заполнителях - керамзит, шлак (для легкого бетона)
- на специальных заполнителях, удовлетворяющих дополнительным требованиям – жаро-, химически стойкий бетон.

#### **По структуре**

- жесткой
- поризованной, ячеистой
- крупнопористой

#### **По средней плотности**

- особо тяжёлые бетоны  $\gamma > 2500 \text{ кг/м}^3$
- тяжелые  $2000 < \gamma < 2500 \text{ кг/м}^3$
- легкие  $\gamma < 2000 \text{ кг/м}^3$

#### **По зерновому составу**

- крупнозернистый

– мелкозернистый

### **По условиям твердения**

– естественного твердения

– при тепловлажностной обработке при атмосферном давлении

– автоклавная обработка при высоком давлении

### ***Структура бетона***

С точки зрения строительного материала, бетон – искусственный упруго-пластический материал, в котором каменные заполнители, соединённые минеральным вяжущим способны сопротивляться нагрузкам как монолитное тело. Бетон состоит одновременно из трех материальных фаз: твердой, жидкой и газообразной. Твердую фазу или жесткий скелет структуры формируют зерна крупного и мелкого заполнителя, непрогидратировавшие зерна цемента, объединенные кристаллическим сростками, являющимися продуктами гидратации цемента. Жесткий скелет заполнен коллоидальным раствором продуктов гидратации цемента (жидкая фаза), а также воздухом (газообразная фаза), содержащимся в структурных порах.

В таком сложном неоднородном теле нагрузка создает соответствующее сложное напряженно-деформированное состояние. Если подвернуть бетон сжимающим нагрузкам, напряжения концентрируются на жестких частицах, вследствие чего на их поверхности возникают усилия, которые стремятся нарушить связь между ними, в то же время в местах ослабленных порах также происходит концентрация напряжения. При этом в продольном направлении возникают сжимающие усилия, а в поперечном – растягивающие.

Длительные процессы, происходящие в таком материале, а именно, изменения водного баланса, уменьшение объема вязкого геля, наделяют бетон своеобразными упругопластическими свойствами. Прочность бетона, деформативность, физические свойства (водонепроницаемость, морозостойкость) определяющим образом зависят от качества структуры бетона, сформировавшегося в процессе твердения вяжущих, ее однородности, наличия дефектов и повреждений уже на этапе изготовления.

### ***Стадии микротрещинообразования***

Исследования показали, что теория прочности, справедливая для других материалов, не может быть применима к бетону. Теория состояния бетона до сегодняшнего дня продолжает развиваться на основе эмпирических подходов (на основе экспериментальных исследований).

При действии кратковременной сжимающей нагрузки зависимость, связывающую напряжения и деформации бетона (диаграмма деформирования), можно условно разделить на четыре характерных участка, соответствующих определенным стадиям процесса микротрещинообразования структуры (рис. 1.3). **Начальный** участок зависимости можно считать практически линейным. На этой стадии наблюдается незначительное увеличение числа контактных микротрещин на границе частиц заполнителя и цементного камня.

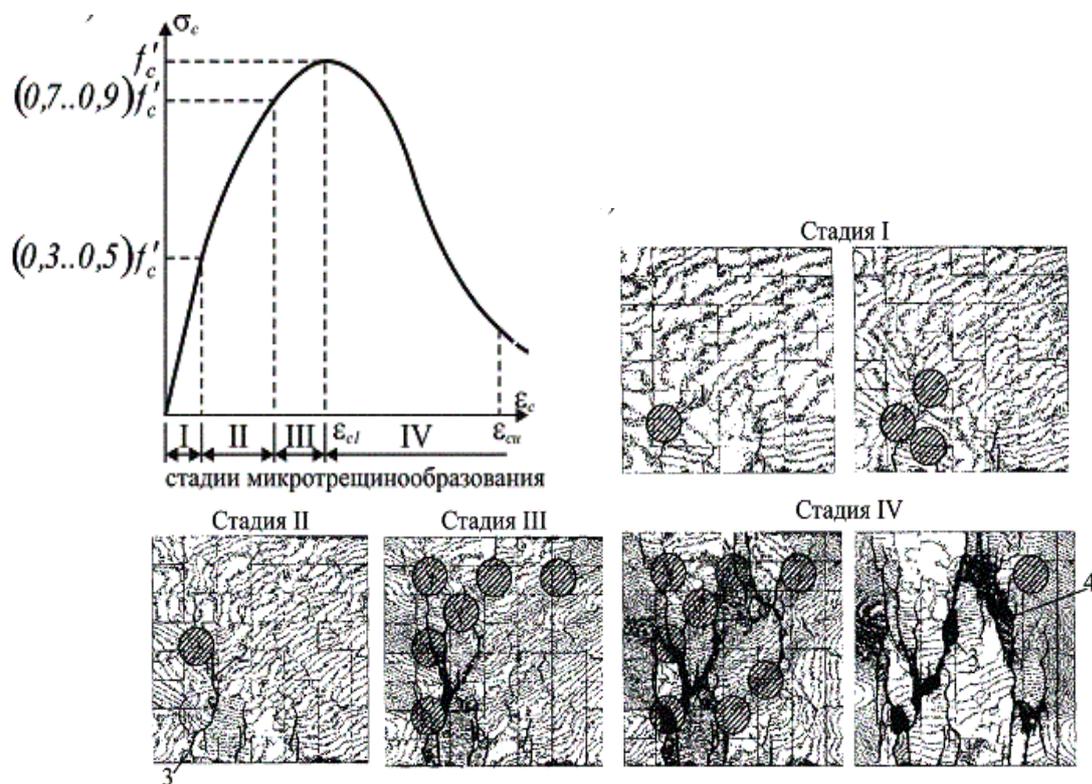


Рис.1.3. Формирование и развитие микротрещин в модельной структуре бетона

1 – контактные микротрещины; 2 – комбинированные микротрещины; 3 – микротрещины в растворной матрице; 4 – магистральная трещина

На **второй** стадии микротрещинообразования наблюдается интенсивное увеличение длины, ширины раскрытия и числа контактных микротрещин, что приводит к появлению нелинейного участка на графике зависимости «напряжения–деформации». Эта стадия характеризуется незначительным количеством микротрещин в цементном камне. Вместе с тем на второй стадии начинают появляться комбинированные микротрещины, объединяющие, главным образом, контактные микротрещины вокруг зерен заполнителя. Следует отметить, что формирование этих трещин, хотя и не нарушает стабильного состояния системы, приводит к скольжению зерен заполнителей относительно матрицы. Этим обусловлено проявление ярко выраженных неупругих свойств бетона на участке II диаграммы деформирования (см. рис. 1.6).

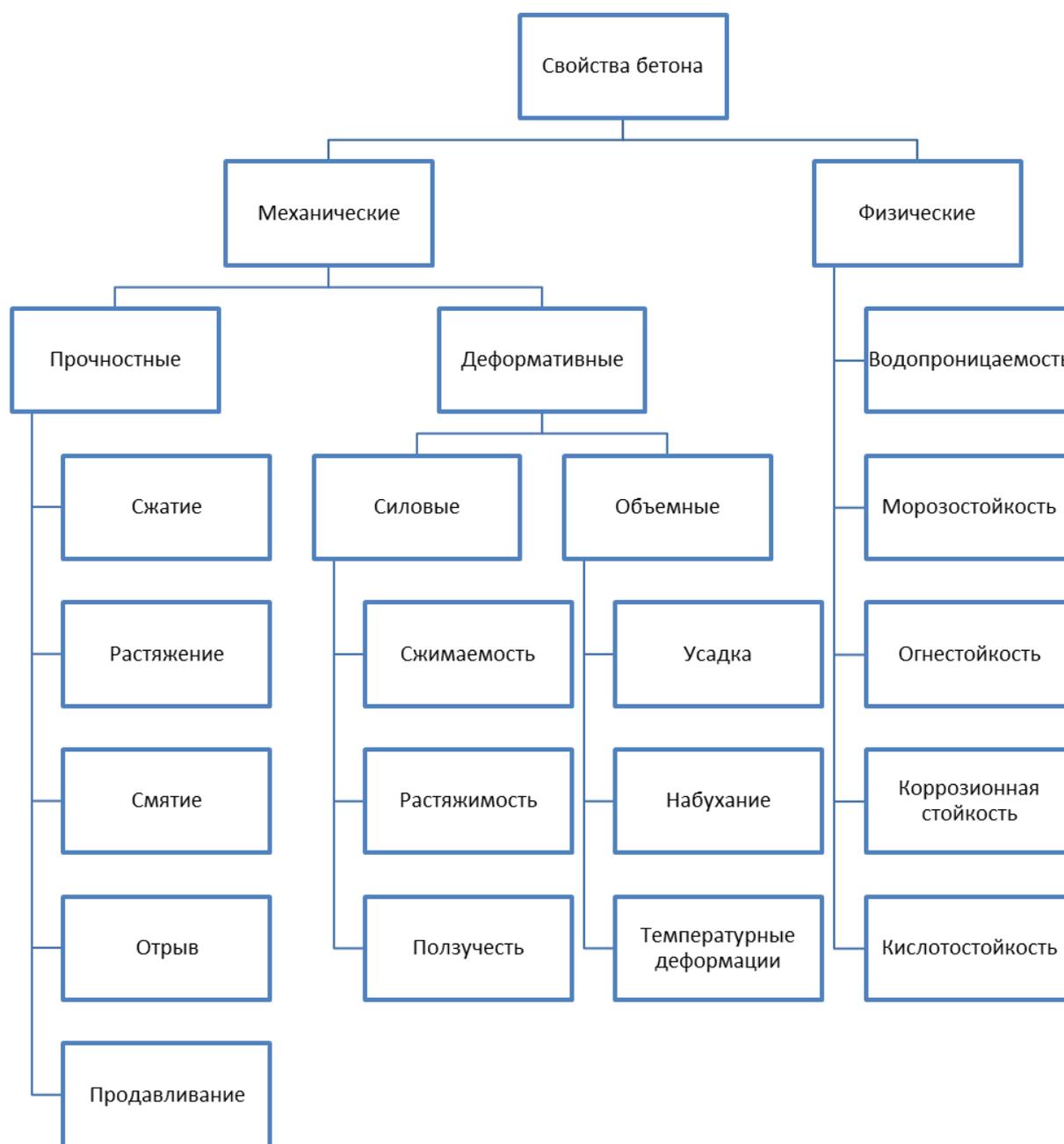
В **третьей** стадии увеличивается число и суммарная длина комбинированных трещин, возрастает их ширина раскрытия. На этой стадии начинают формироваться ярко выраженные микротрещины в цементном камне. Однако интенсивное развитие комбинированных микротрещин не ведет к незамедлительному истощению прочности материала.

Появление нисходящей ветви на диаграмме деформирования бетона (участок IV) обусловлено интенсивным развитием глобальных или магистральных трещин, приводящих, в конечном итоге, к физическому разрушению материала.

В зависимости от вида напряженно-деформированного состояния, которое испытывает образец бетона при испытаниях (двух-, трехосное сжатие, сжатие–растяжение и т.д.), изменяются условия формирования и развития структурных микротрещин и, как следствие, его прочностные и деформативные характеристики.

### ***Классификация свойств бетона***

На структуре представлена полная общая классификация свойств бетона.



### ***Механические прочностные свойства бетона***

Основные факторы, от которых зависят прочностные свойства бетона:

– от выбора состава смеси, водоцементного отношения, качества вибрирования и т.д.;

- от возраста и условий твердения;
- от формы и размеров образца;
- от вида напряженно-деформированного состояния (изгиб, растяжение, сжатие, местное действие нагрузки, кручение и т.д.);
- от скорости нагружения образца;
- от длительности действия нагрузки.

Прочность на сжатие является важнейшим классификационным показателем, характеризующим механические свойства бетона, как строительного материала. Нормативные документы определяют прочность бетона на сжатие  $f_c$ , как максимальное сжимающее напряжение в бетоне при одноосном напряженном состоянии. Среднее значение прочности, получаемое по результатам испытаний серии опытных образцов, обозначают  $f_{cm}$ .

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7], прочность бетона на сжатие характеризуется классами бетона по прочности, которые в соответствии с EN 206-1 связаны с характеристической (5%) цилиндрической прочностью при сжатии или кубиковой прочностью при сжатии.

Непосредственно вытекающими из определенной средней прочности бетона на сжатие являются следующие величины:

– **гарантированная прочность бетона**, определяемая как прочность бетона на осевое сжатие, установленная с учетом статистической изменчивости в соответствии с требованиями действующих стандартов испытанием образцов – кубов с ребром 150 мм, в возрасте 28 суток, набравших прочность в нормальных условиях, и обозначаемая  $f_{c,cube}$ ;

– **характеристическая цилиндрическая прочность при осевом сжатии  $f_{ck}$**  – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости. В качестве базового числового значения обеспеченности нормативных значений прочностных характеристик принимается величина 0,95.

При контроле значений классов по прочности бетона устанавливается эталонная форма стандартного образца, используемого при определении показателей прочности.

Экспериментальными исследованиями установлено, что для образцов с равной площадью поперечного сечения пиковые напряжения в вершине диаграммы, связывающей напряжения и деформации бетона, соответствующие кратковременному пределу прочности, уменьшаются с возрастанием высоты образца (рис. 1.4).

Многие исследователи обоснованно доказывали, что образцы цилиндрической формы диаметром 150 мм и высотой 300 мм достаточно хорошо аппроксимируют прочность традиционных бетонов в сжатой зоне конструкции. Однако при составлении нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций принимали во внимание то обстоятельство, что испытание кубов остается в ближайшем будущем основным способом контроля прочности бетона на производстве.

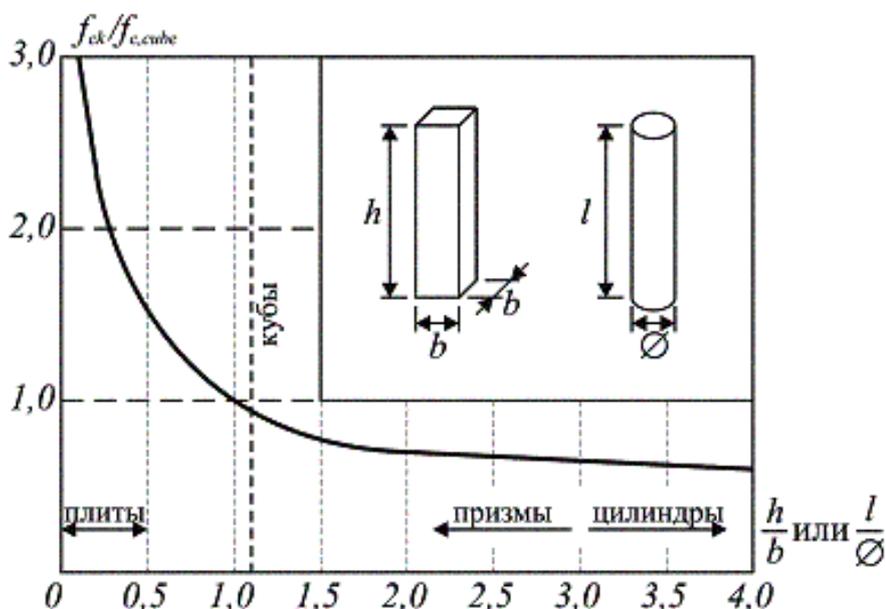


Рис.1.4. Влияние отношения  $(h/b; l/\varnothing)$  на прочность бетонных образцов в условиях одноосного сжатия

В связи с этим, в обозначении класса бетона по прочности в нормах содержится два числа: одно из них (над чертой) обозначает характеристическую прочность бетона, определяемое на цилиндрах или призматических образцах, а второе (под чертой) – его гарантированную прочность, установленную на кубических образцах. В соответствии с требованиями норм характеристическая прочность бетона определяется в зависимости от его гарантированной прочности при постоянном значении переходного коэффициента  $k_p = 0,8$ :

$$f_{ck} = 0,8 \cdot f_{c,cube}$$

где  $f_{ck}$  – характеристическая прочность на осевое сжатие тяжелого бетона, соответствующее прочности бетонных цилиндров или призм, установленной с учетом статистической изменчивости свойств материала;

$f_{c,cube}$  – гарантированная прочность бетона, установленная при испытании кубов по стандартной методике.

Характеристическая прочность на осевое сжатие тяжелого бетона с учетом статистической изменчивости свойств бетона, определяется по формуле:

$$f_{ck,005} = f_{ck} = f_{cm} - t \cdot s$$

где  $f_{cm}$  – средняя прочность бетона на сжатие;

$s$  – среднеквадратичное (стандартное) отклонение

$t$  – параметр статистики кривой распределения (при принятой обеспеченности нормативных значений 0,95, параметр  $t = 1,64$ ).

Тогда средняя прочность на сжатие  $f_{cm}$  равна:

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,64 \cdot s$$

Учитывая, что стандарты, по которым осуществляется контроль прочности бетона устанавливают требование, чтобы  $s \leq 5$  МПа, произведение

1,64s дает примерно 8 МПа. Поэтому нормы с некоторым запасом предлагают определять среднюю прочность бетона по формуле:

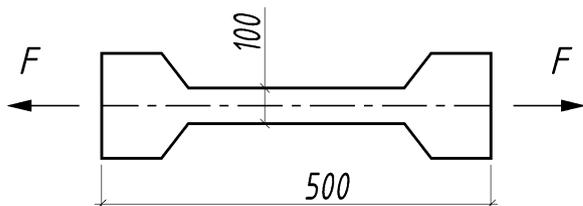
$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (МПа)}.$$

### Сопротивление бетона растяжению

Прочность бетона на растяжение может быть определена двумя методами:

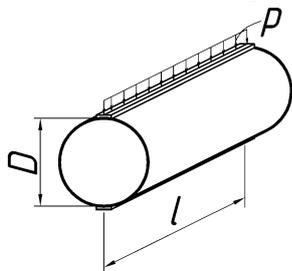
- опытным
- эмпирическим

Испытание на разрыв бетонных эталонных образцов («восьмёрка»)



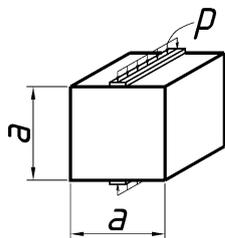
$$f_{ct} = \frac{F}{A_c}$$

Испытания на раскалывание образцов в виде цилиндров



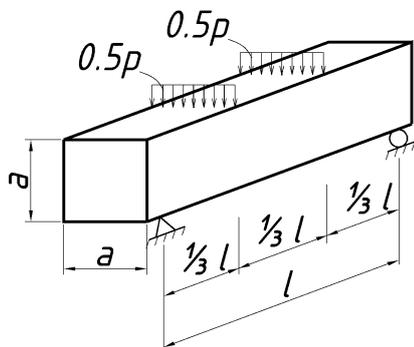
$$f_{ct,sp} = \frac{2p}{\pi \cdot D \cdot l}$$

Испытания на раскалывание образцов в виде кубов



$$f_{ct,sp} = \frac{2p}{\pi \cdot a^2}$$

Испытания на изгиб бетонных балок



$$f_{ct,fe} = \frac{M}{\gamma \cdot W_{el}}$$

$$W_{el} = \frac{bh^2}{12},$$

$\gamma = 1,75$  – коэффициент, учитывающие неупругие свойства бетона

Прочность на растяжение определяется как максимальное напряжение, которое достигается при осевой растягивающей нагрузке.

С определенным допущением, при выполнении инженерных расчетов прочность бетона на растяжение принято определять в зависимости от прочности на сжатие. В основном взаимосвязь между средней прочностью

бетона на растяжение и его средней прочностью на сжатие принимают в виде:

$$f_{ctm} = \alpha_r \cdot f_{cm}^{2/3},$$

где  $f_{ctm}$ ,  $f_{cm}$  – соответственно средняя прочность бетона на растяжение и на сжатие;

$\alpha_r = 0,3$  – опытный (эмпирический) коэффициент.

Как следует из результатов исследований, принимая соотношение уровней коэффициента вариации при определении  $f_{ck}$ ,  $f_{ctk}$ , значение характеристической прочности бетона растяжению составляет:

$$f_{ctk} = 0,21 f_{ck}^{2/3}.$$

Нормативные документы допускают контролировать прочность бетона на растяжение косвенными методами – как прочность на растяжение при изгибе ( $f_{ct,fl}$ ) и раскалывании ( $f_{ct,sp}$ ). При этом экспериментально установлена взаимосвязь между прочностью бетона на осевое растяжение ( $f_{ct,ax}$ ) и его прочностью на растяжение, полученной косвенными методами:

$$\begin{aligned} f_{ct,ax} &= 0,9 f_{ct,sp} \\ f_{ct,ax} &= 0,5 f_{ct,fe} \end{aligned}$$

где  $f_{ct,sp}$  – прочность бетона на растяжение при раскалывании образцов;  
 $f_{ct,fe}$  – прочность бетона на растяжение при изгибе.

### ***Прочность бетона на местное действие нагрузки***

- прочность бетона на смятие (местное сжатие)
- прочность на отрыв (местное растяжение)
- прочность на продавливание (местный срез)

Значения этих прочностей определяются по эмпирическим зависимостям.

### ***Механические деформативные свойства бетона***

Деформативность бетона – свойство изменять размер и форму под влиянием силовых и несиловых факторов (под действием и без действия нагрузки)

Виды деформаций бетона:

– объемные (несиловые) – деформации, связанные с изменением влажности, температуры окружающей среды, носящие объемный характер. Объемные деформации развиваются во всех направлениях под влиянием усадки, набухания, расширения;

– силовые – возникают под действием приложенной внешней нагрузки и развивающиеся в направлении ее действия. Силовым продольным деформациям соответствуют вполне определенные поперечные деформации, характеризуемые коэффициентом поперечной деформации (коэффициентом Пуассона).

### ***Объемные деформации бетона***

**Усадка** – свойство бетона уменьшаться в объеме при твердении в объеме воздушной среды. Физический смысл – это объемное сокращение бето-

на в результате физико-химических процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой, изменения влажности цементного камня и карбонизации бетона.

Усадка зависит от:

– от количества и вида цемента (чем больше цемента на единицу объема, тем больше усадка)

– от количества воды (чем выше водоцементное соотношение, тем больше усадка)

– от крупности заполнителя (при мелко-зернистой массе песка и пористом заполнителе усадка выше)

Усадку принято разделять:

– химическая усадка

– физическая усадка

**Химическая** усадка связана с потерей воды при протекании процесса гидратации вяжущего, проявляется особенно интенсивно в первые часы твердения бетона. При этом уже на стадии формирования структуры бетона необходимо учитывать дополнительный эффект от так называемой аутогенной усадки, связанной с действием поверхностного натяжения воды в порах и капиллярах структуры бетона. Если затвердевший бетон поместить в сухие атмосферные условия, то проявится физическая усадка.

**Физическая** усадка обусловлена потерей части свободной влаги бетона при ее испарении в атмосферу при сухих условиях хранения и эксплуатации ( $RH < 50\%$ ).

В общем виде, согласно требованиям норм величину относительной деформации полной усадки бетона в произвольный момент времени следует определять по следующей формуле:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs,d}(t, t_0) + \varepsilon_{cs,a}(t, t_0),$$

где  $\varepsilon_{cs,d}$  – относительная деформация физической усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги

$\varepsilon_{cs,a}$   $\varepsilon_{cs,a}$  – относительная деформация химической (аутогенной) усадки, обусловленная процессами твердения бетона.

Согласно нормам [1, 7] эти параметры можно определить по формулам:

$$\begin{cases} \varepsilon_{cs,d}(t, t_0) = \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cs,d\infty} \\ \varepsilon_{cs,a}(t, t_0) = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,a\infty} \end{cases}$$

где  $\beta_{ds}$  – функция развития физической усадки во времени.

$\beta_{as}$  – функция развития химической (аутогенной) усадки во времени.

$\varepsilon_{cs,d\infty}$  – предельное значение части физической усадки.

$\varepsilon_{cs,a\infty}$  – предельное значение части химической (аутогенной) усадки.

**Набухание** – свойство бетона увеличиваться в объеме при твердении бетона в воде.

Физический смысл: процесс поглощения жидкости или паров твердым телом с сопровождением повышения объема этого тела. Усадку и набухание следует рассматривать как свойство микроструктуры твердеющего камня.

### *Температурные деформации*

Температурные деформации – деформации бетона, проявляющиеся при изменении температуры, характеризующиеся коэффициентом линейного расширения  $\alpha_t$ . Расчет и проектирование ЖБК выполняют с учетом этого коэффициента. В общем случае коэффициент  $\alpha_t$  находится в пределах  $(0,4...0,5) \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Допускается принимать среднее значение  $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$ .

### *Силовые деформации бетона*

Если бетон подвергнуть попеременно нагрузке и разгрузке (циклическим нагружениям), то на полученном графике отчетливо выделяется участок остаточных относительных деформаций, который увеличивается с ростом количества циклов нагружения (рис. 1.5).

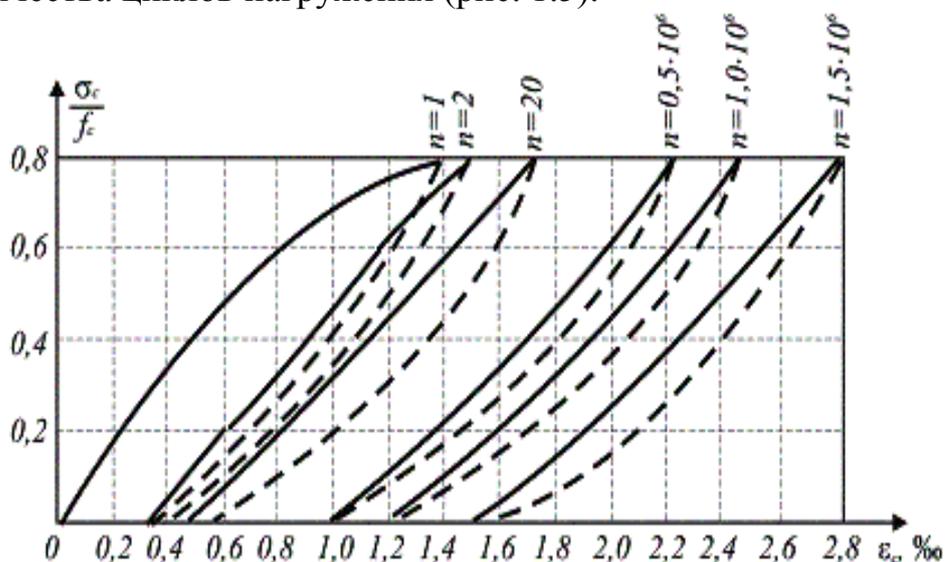


Рис. 1.5. Зависимость « $\sigma$ – $\epsilon$ » при циклических нагружениях бетона.

Поэтому, силовые относительные деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяют на:

- относительные деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой;
- относительные деформации при длительном действии однократно приложенной нагрузки;
- относительные деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

### *Диаграмма «напряжения–деформации» бетона*

Диаграмма деформирования бетона характеризует связь между напряжениями и продольными относительными деформациями бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных ее предельных значений.

Диаграмма строится по результатам испытания образцов в виде призм (цилиндров), которые загружают кратковременной осевой нагрузкой (рис. 1.6).

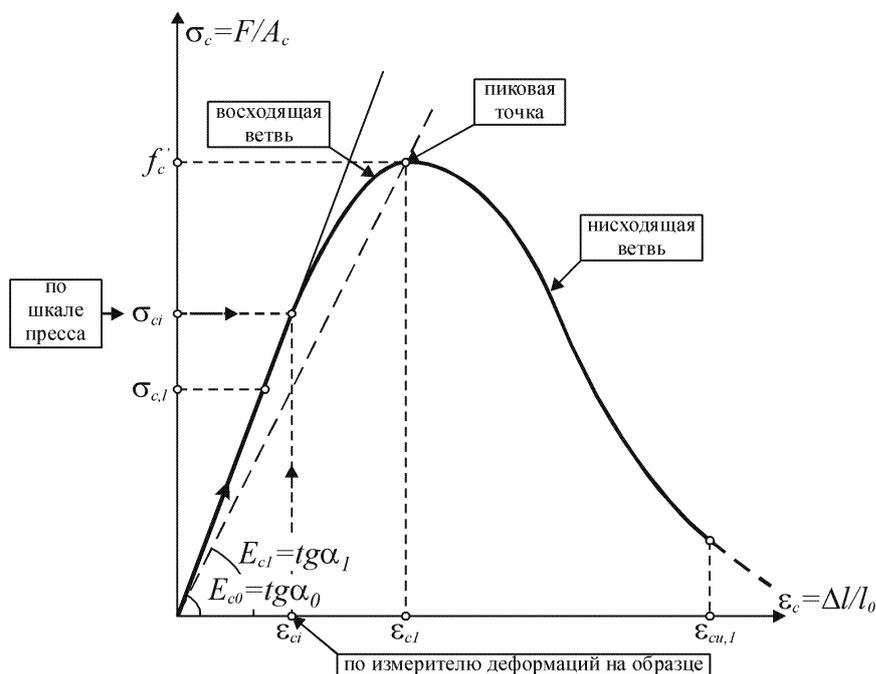


Рис. 1.6. Диаграмма деформирования бетона при кратковременном нагружении

### **Модуль деформаций бетона**

Характеристикой упруго-пластических свойств бетона является его модуль деформаций  $E_c$ , устанавливающий зависимость между напряжениями и относительными деформациями в любой точке диаграммы деформирования.

Учитывая нелинейную связь между напряжениями и деформациями обычно используют при определении модуля продольных деформаций:

– мгновенный модуль полных деформаций  $E_c$ , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « $\sigma$ – $\epsilon$ » в ее произвольной точке (рис. 1.7)

$$E_c = \lim_{\Delta \epsilon \rightarrow 0} \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} = \text{tg } \alpha_1$$

– средний модуль упругости  $E_{cm}$ , выражаемый тангенсом угла наклона секущей, проходящей через начало координат ( $\sigma = 0$ ) и точку на кривой при  $\sigma_e = 0,4f_{cm}$ ;

– начальный модуль упругости  $E_{c0}$ , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « $\sigma$ – $\epsilon$ », и проходящей в начале координат ( $\sigma_c = 0$ ).

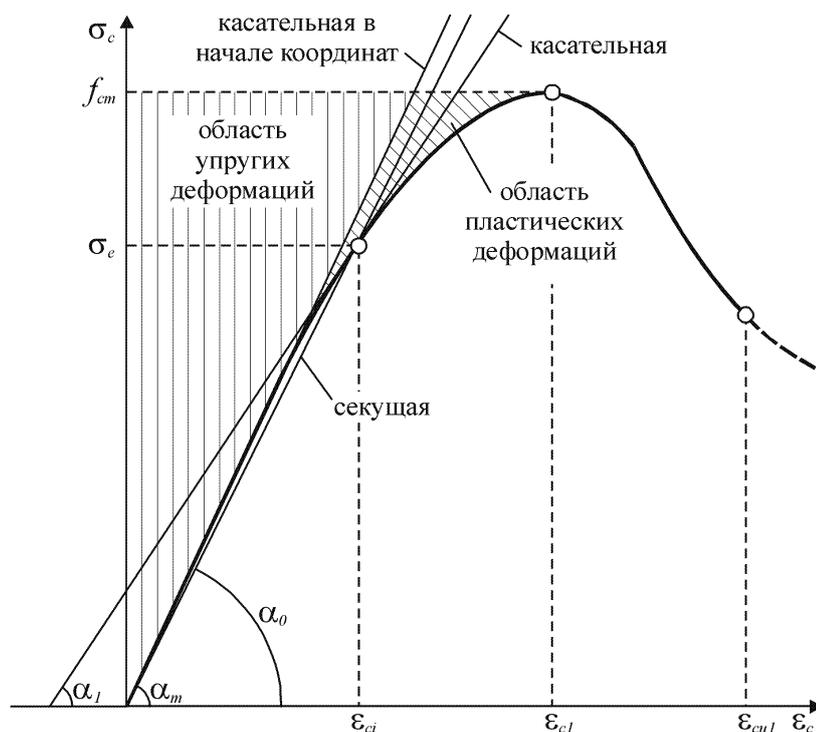


Рис. 1.7. К определению модуля деформаций бетона

Величину среднего модуля упругости для тяжелого и мелкозернистого бетонов в соответствии с нормами определяют по эмпирической формуле вида (МПа):

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} \cdot 10^3$$

Нормы проектирования железобетонных конструкций устанавливают значения среднего модуля упругости  $E_{cm}$ , основанные на структурно-механической модели бетона с учетом технологических свойств бетонной смеси.

Нормы устанавливают значения относительной деформации  $\epsilon_{cl}$  в зависимости от класса бетона, соблюдая установленную тенденцию к ее возрастанию с ростом прочности материала.

Нормы предлагают принимать предельную относительную деформацию для бетонов нормальной прочности (до  $C^{50}/_{60}$  включительно) постоянной и равной  $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ .

Коэффициент поперечных деформаций бетона при сжатии (коэффициент Пуассона) принимают равным  $\nu = 0,20$ . В случае, когда допускается образование трещин в бетоне растянутой зоны, коэффициент Пуассона принимают равным  $\nu = 0$ .

В общем случае в качестве нормативной диаграммы деформирования бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций принято рассматривать полную идеализированную диаграмму с нисходящей ветвью, для которой значения в пиковой точке принимают равными характеристическому значению предела прочности бетона соответствующего класса по прочности при осевом сжатии. Переход от нормативной к расчетной диаграмме деформирования производят путем замены характеристических значений расчетными. При расчетах

элементов, имеющих сечение простой геометрической формы, при усилиях, действующих в плоскости симметрии, используют упрощенные расчетные диаграммы деформирования для бетона (рис. 1.8).

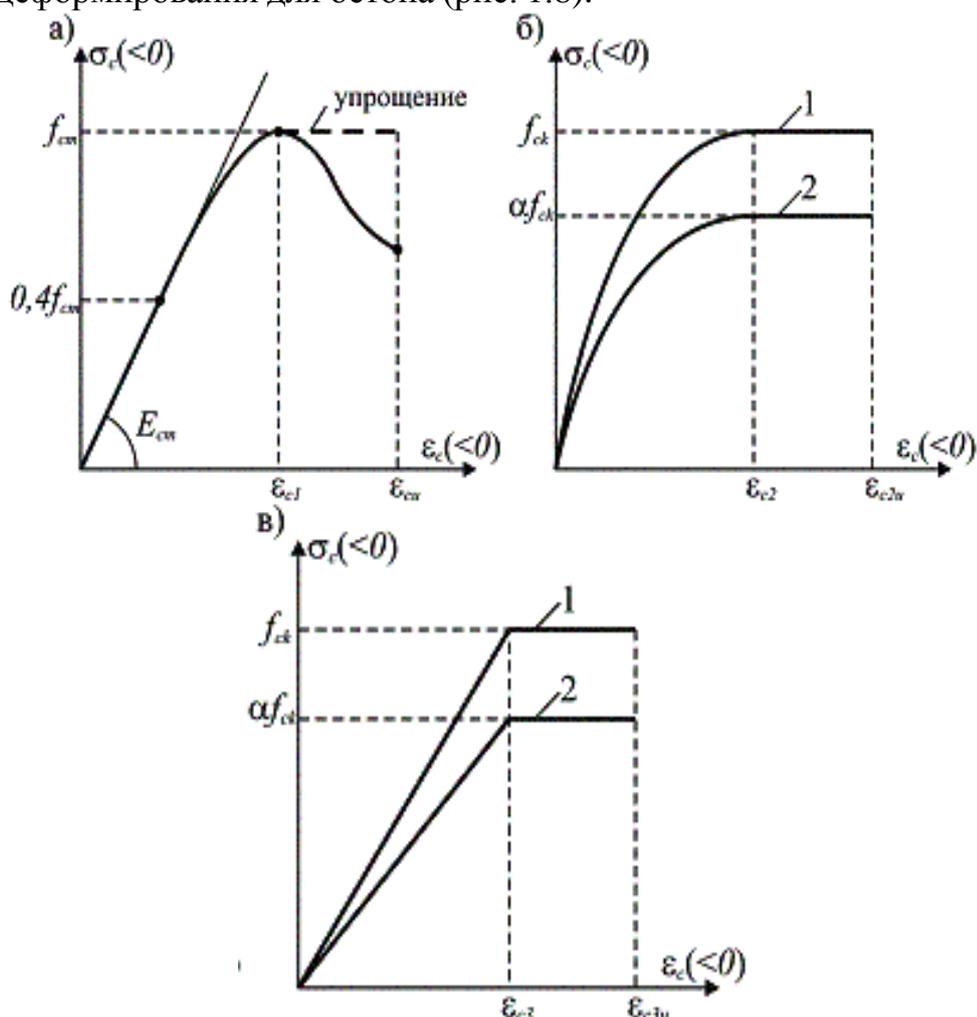


Рис. 1.8. Идеализированные диаграммы деформирования бетона  
 а) полная идеализированная; б) упрощенная линейно-параболическая;  
 в) упрощенная двухлинейная.  
 1 – нормативная; 2 – расчетная.

### *Ползучесть бетона*

Опыты показывают, что если сжимающая нагрузка действует на бетонный образец длительное время, его деформация возрастает, стремясь при достаточно продолжительном нагружении (в течение нескольких лет) к некоторому пределу. Такую медленно нарастающую деформацию при неизменном (постоянном) уровне напряжений принято называть **ползучестью**.

В общем случае величина деформации ползучести бетона зависит от целого ряда факторов, главными из которых принято считать:

- возраст бетона в момент нагружения;
- относительный уровень напряжений, действующих на бетонный образец;
- температура и влажность окружающей среды;

– технологические параметры бетонной смеси (объемное содержание цементного камня, водоцементное отношение, активность и вид цемента, вид заполнителей, способ уплотнения и тепловой обработки);

– геометрические размеры поперечного сечения элемента.

Различают ползучесть линейную и нелинейную

Линейная – имеет место при напряжениях  $\sigma_c \leq 0,4f_{cm}$ , при этом происходит перераспределение напряжений под нагрузкой с гелевой составляющей структурой бетона на цементный камень и заполнитель. При  $\sigma_c \geq 0,5f_{cm}$ , в бетоне образуются микротрещины, при этом начинается ускоренное нарастание неупругих деформаций, то есть проявляется нелинейная ползучесть.

В расчетах железобетонных конструкций ползучесть учитывают коэффициентом  $\Phi(t, t_0)$  – характеристикой ползучести, под которой следует понимать отношение относительных деформаций ползучести в момент времени  $t$  к упругой относительной деформации в момент времени  $t_0$ , возникающей от нагрузки, приложенной в этот момент времени.

$$\Phi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t)}{\varepsilon_{cc}(t_0)}$$

Для практических инженерных расчетов предельное значение коэффициента ползучести  $\Phi(t, t_0)$  допускается определять по графикам (номограммам), приведенным в нормах [7, рис.3.1] или по формулам Приложения Б [7].

### **Классы и марки бетона**

**Класс бетона по прочности** – количественная величина, характеризующая качество тяжелого бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемое буквой С и числами, выражающими значения характеристической прочности  $f_{ck}$  и гарантированной прочности  $f_{c,cube}$  (Н/м<sup>2</sup>, МПа) (в числителе – значение характеристической прочности  $f_{ck}$ , в знаменателе – гарантированная прочность бетона  $f_{c,cube}$ )

При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций нормы устанавливают следующие классы конструктивных бетонов по прочности на осевое сжатие:

– для **тяжелых**, в том числе напрягающих [7, табл. 3.1]: C<sup>12</sup>/15; C<sup>16</sup>/20; C<sup>20</sup>/25; C<sup>25</sup>/30; C<sup>30</sup>/37; C<sup>35</sup>/45; C<sup>40</sup>/50; C<sup>45</sup>/55; C<sup>50</sup>/60; C<sup>55</sup>/67; C<sup>60</sup>/75; C<sup>70</sup>/85; C<sup>80</sup>/95; C<sup>90</sup>/105;

– для **легких** (при  $\rho \geq 1000$  кг/м<sup>3</sup>): LC<sup>12</sup>/15; LC<sup>16</sup>/20; LC<sup>20</sup>/25; LC<sup>25</sup>/30; LC<sup>30</sup>/37; LC<sup>35</sup>/45; LC<sup>40</sup>/50; LC<sup>45</sup>/50;

– для **мелкозернистых** группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке на песке с модулем крупности более 2,0): C<sup>8</sup>/10; C<sup>12</sup>/15; C<sup>16</sup>/20; C<sup>20</sup>/25; C<sup>25</sup>/30; C<sup>30</sup>/37; C<sup>35</sup>/45;

– для **мелкозернистых** группы Б (то же с модулем крупности 2,0 и менее): C<sup>8</sup>/10; C<sup>12</sup>/15; C<sup>16</sup>/20; C<sup>20</sup>/25; C<sup>25</sup>/30.

### **Марки бетона**

1. По водопроницаемости **W**

Марка по водопроницаемости отвечает гарантированному значению давления воды в атмосферах, выдерживаемых бетоном без ее просачивания через поверхность.

#### 2. По морозостойкости **F**

Установленное нормами число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, при котором сохраняются физико-механические свойства бетона в нормируемых пределах.

#### 3. По плотности **D**

Эта марка отвечает гарантированному значению объемной массы бетона в килограммах на метр кубический.

#### 4. Марка напрягающего бетона **S<sub>p</sub>**

Марка представляет собой значение предварительного напряжения сжатия в бетоне (самонапряжение) в МПа, создаваемом в результате расширения бетона в условиях внешнего ограничения эквивалентного армированию  $\rho = A_s/A_c = 1\%$ , где  $\rho$  – процент армирования, и обозначаемая буквами **S<sub>p</sub>** и числом, выражающим значение самонапряжения, определяемого в соответствии с требованиями стандарта.

### **Тема 1.3. Арматура для железобетонных конструкций**

Арматура – это линейно протяженные элементы железобетонных конструкций, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий.

#### *Назначение и виды арматуры*

##### **Основное назначение арматуры:**

- восприятие растягивающих усилий;
- усиление сжатой зоны бетона;
- восприятие усадочных и температурных деформаций;
- усиление ЖБК.

##### **Общая классификация арматуры:**

###### По функциональному назначению:

- рабочая (устанавливаются по расчету);
- конструктивная (устанавливаются по конструктивным требованиям).

###### По способу применения:

- не напрягаемая;
- напрягаемая.

###### По виду:

- гибкая – проволока, стержни, канаты, хомуты;
- жесткая (металлические профили).

###### По форме поверхности (рис. 1.9):

- гладкая арматура;
- периодического профиля.

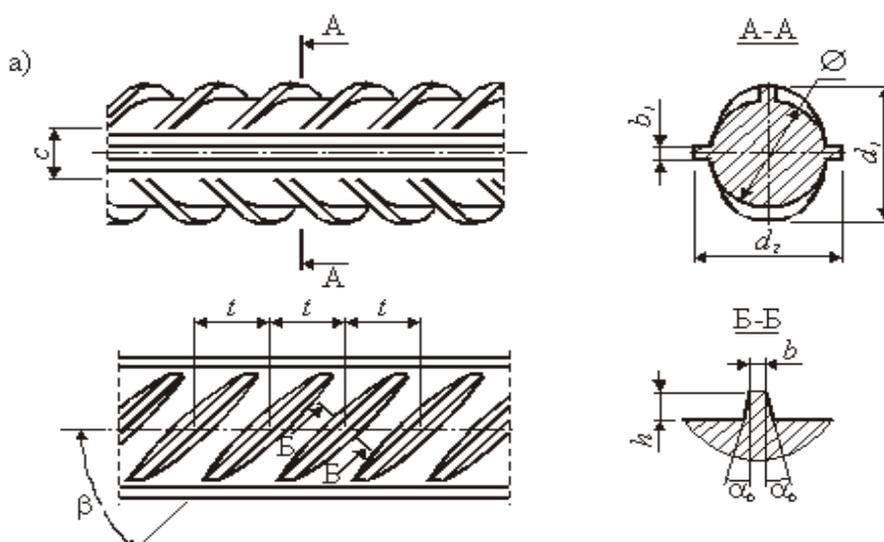


Рис.1.9. Геометрические параметры периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе производства

По способу изготовления:

- горячекатаная стержневая;
- термомеханически упрочненная;
- холоднодеформированная.

По механическим свойствам:

- из «мягких» сталей;
- из «твердых» сталей.

Для армирования железобетонных конструкций применяются:

- Отдельные арматурные стержни (класса S500, S800, S1400);
- Плоские и рулонные сетки, с диаметром арматуры 4 мм, 5 мм и 6 мм;
- Каркасы (плоские и объемные);
- Арматурные канаты (Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3).

**Требования к арматуре:**

- максимально высокое нормативное сопротивление растяжению (физический или условный предел текучести);
- хорошие упругие свойства (высокие значения характеристики предела упругости и пропорциональности), что важно для снижения потерь предварительного напряжения от релаксации и ползучести стали;
- высокие пластические свойства, характеризующиеся величиной удлинения при разрыве, что гарантирует конструкцию от преждевременного хрупкого разрушения по растянутой арматуре;
- высокая вязкость, характеризующая наибольшим практически необходимым числом безопасных перегибов, что позволяет избежать снижения прочностных характеристик арматуры в процессе изготовления конструкции;
- способность арматуры к наилучшему сцеплению с бетоном, для чего поверхности арматуры придают соответствующее очертание и поверхность

Кроме того, арматурные стали **должны обладать:**

- свариваемостью, характеризуемой образованием надежных соединений без трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах (предварительно напрягаемая арматура не сваривается);
- стойкостью против хладноломкости или склонности к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах;
- выносливостью, т.е. прочностью, при которой не наблюдается хрупкого разрушения стали при действии многократно повторяющейся нагрузки (при числе циклов  $n = 1 \cdot 10^6$ );
- приемлемыми реологическими свойствами, к которым относят ползучесть и релаксацию стали.

Под **ползучестью** арматурной стали понимают, как и для бетона, рост деформаций во времени при постоянном уровне напряжений. Ползучесть стали увеличивается с ростом уровня растягивающих напряжений и температуры.

Под релаксацией арматурной стали понимают снижение во времени начального уровня напряжений при постоянной величине деформации.

Ползучесть и релаксация связаны со структурными изменениями материала, происходящими под действием напряжений и окружающей среды. В общем случае реологические явления зависят от прочности и химического состава стали, технологии изготовления, температуры, геометрии поверхности, уровня напряжений и условий применения. Явления релаксации и ползучести стали описывают с использованием эмпирических зависимостей, полученных на основании опытов.

### *Механические свойства арматурных сталей*

Механические свойства (прочностные и деформативные) арматурных сталей устанавливают по диаграммам деформирования «напряжения – деформации», полученным при испытании прямым растяжением опытных образцов, вырезаемых непосредственно из арматурного стержня.

В зависимости от механических свойств арматурные стали традиционно принято разделять на две группы: так называемые «мягкие» стали, имеющие физический предел текучести, и «твердые» стали, не имеющие физического предела текучести.

Для «твердых» сталей, для которых наблюдается постепенный, плавный переход в пластическую стадию и на кривой « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » отсутствует ярко выраженная площадка текучести, вводят понятие **условного** предела текучести. Тогда, для «мягких» сталей напряжение  $f_{yk}$ , при котором деформации развиваются без заметного прироста нагрузки, называют **физическим пределом текучести**, а напряжение  $f_t$ , предшествующее разрыву – носит название **пределом прочности** арматуры. Для высокопрочных сталей устанавливают условный предел текучести  $\sigma_{0,2} = f_{yk}$  – напряжение, при котором остаточные деформации  $\Delta \varepsilon_s$  составляют 0,2% (рис. 1.10).

Для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести, рассматривают следующие деформации, характеризующие основные этапы их работы под нагрузкой:

- упругие деформации  $\varepsilon_n$ , соответствующие напряжению  $f_n$ , определяемому по пределу пропорциональности;
- упруго-пластические деформации  $\varepsilon_{ep}$ , соответствующие напряжению  $f_e$ , определяемому как предел упругости;
- деформации  $\varepsilon_{sy}$ , соответствующие пределу текучести  $f_y$ ;
- деформации  $\varepsilon_{su}$ , соответствующие пределу прочности арматуры  $f_t$ .

Для высокопрочных сталей установлен условный предел пропорциональности  $\sigma_{0,02} = f_n$ , соответствующий напряжению, при котором остаточное удлинение составляет 0,02%, а также предел упругости, принимаемый равным  $f_e = 0,8f_y$ .

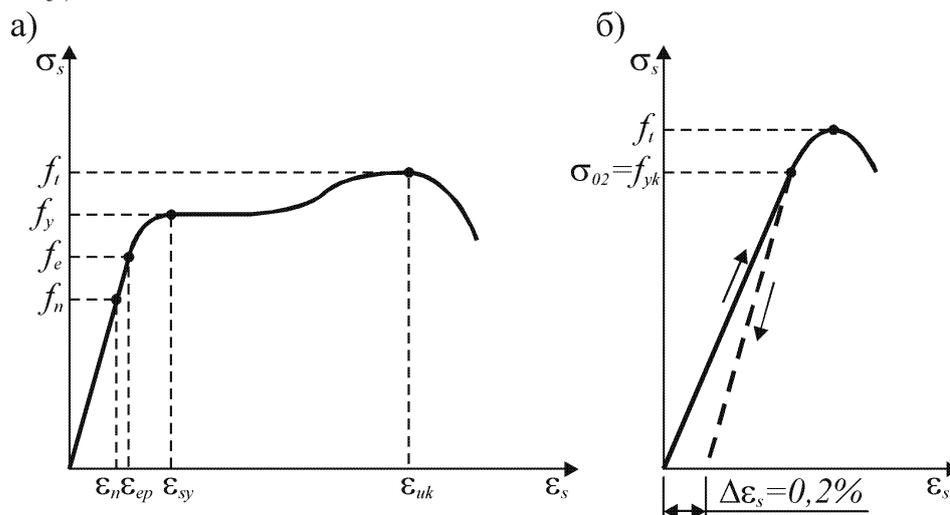


Рис. 1.10. Диаграммы деформирования арматурных сталей

### **Деформативные характеристики арматуры**

Для арматуры, имеющей физический предел текучести, зависимость « $\sigma_s$ – $\varepsilon_s$ » допускается принимать с горизонтальным участком от относительных деформаций до  $\varepsilon_{s,uk} = 10\%$  (рис. 1.11а). Зависимость, связывающая напряжения и деформации, для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует принимать в соответствии с диаграммой, приведенной на рис. 1.11б.

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры  $E_s$  в интервале температур от минус 30°C до плюс 200°C следует принимать равным 200 ГПа [7, п.3.2.7б)].

Расчетное значение модуля упругости  $E_p$  может быть принято равным [7, п.3.3.6]:

- 205 ГПа – для проволок и стержней, в зависимости от способа производства может находиться в пределах от 195 до 210 ГПа;
- 195 ГПа – для канатов, в зависимости от способа производства может находиться в пределах от 185 до 205 ГПа.

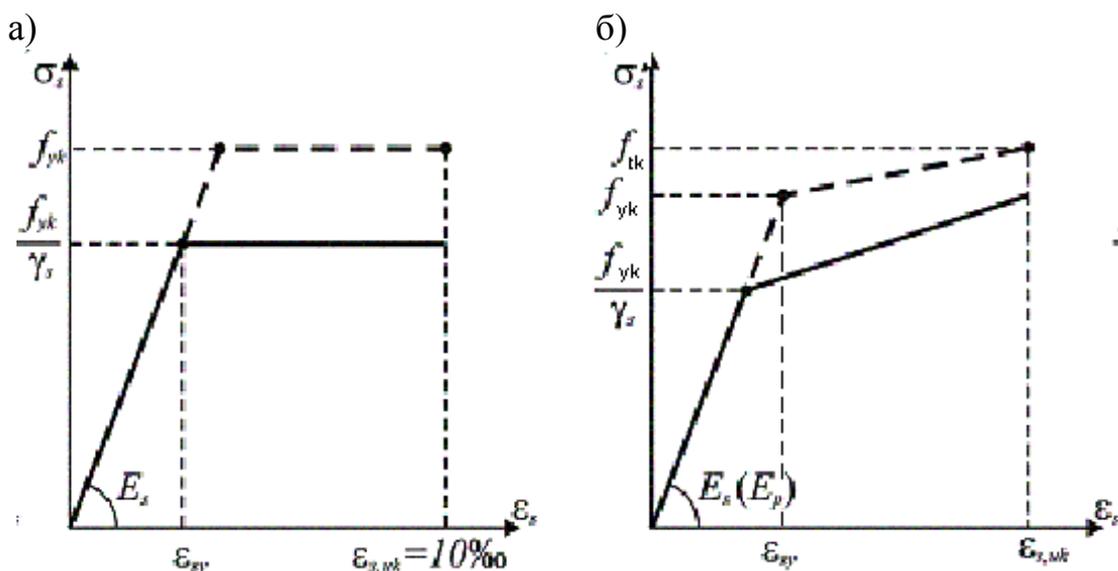


Рис. 1.11. Расчетные диаграммы для арматуры

### ***Классы арматуры***

В соответствии с требованиями норм в качестве **ненапрягаемой** арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру периодического профиля класса S500 (согласно СНБ 5.03.01 также и гладкую стержневую арматуру класса S240). По способу производства арматура может быть горячекатанной и холоднодеформированной (проволокой).

Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами и технологическими условиями.

В качестве **напрягаемой** арматуры предварительно напряженных конструкций в соответствии с требованиями норм следует применять стержни класса S800, проволоку класса S1400 и канаты Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3. По способу производства арматура может быть термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

### ***Арматурные изделия***

Ненапрягаемую арматуру железобетонных конструкций изготавливают на заводах, как правило, в виде арматурных сварных изделий – сварных сеток и каркасов. Продольные и поперечные стержни сеток и каркасов в местах пересечений соединяют контактной точечной электросваркой.

**Сварные сетки** изготавливают из арматурной проволоки диаметром 4...5 мм и стержневой арматуры класса S500 диаметром 6...10 мм. Сетки бывают рулонные и плоские. Рабочей арматурой могут служить продольные или поперечные стержни сетки; стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, являются распределительными (ГОСТ 23279).

**Сварные каркасы** изготавливают из одного или двух продольных рабочих стержней, монтажного стержня и привариваемых к ним поперечных стержней. Размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней

каркаса должен быть не менее 20 мм. Пространственные каркасы конструируют из плоских каркасов и с применением соединительных стержней.

В целях экономии металла возможно применение при изготовлении конструкций неметаллической арматуры. Так стеклопластиковые арматурные стержни обладают хорошим сцеплением с бетоном, высокой прочностью на разрыв (до 1800 МПа), но низким модулем упругости (45 ГПа).

## Тема 1.4. Железобетон. Физико-механические свойства

### *Совместная работа арматуры с бетоном*

Совместная работа бетона и арматуры в железобетонной конструкции становится возможной благодаря выполнению следующих условий:

- бетон и арматура имеют достаточно близкие значения коэффициента температурного расширения;
- плотный бетон защищает заключенную в нем арматуру от коррозии, воздействия огня, атмосферных воздействий, при этом величина защитного слоя бетона ( $c_{nom}$ ) строго регламентируется нормами;
- силы сцепления, возникающие по границе контакта между бетоном и арматурой обеспечивают выполнение условия равенства деформаций арматуры и бетона  $\epsilon_c = \epsilon_s$  при действии усилий от нагрузок.

Совместная работа арматуры и бетона обусловлена, кроме того, правильным определением необходимого количества арматуры, размещаемой в конструкции. Это означает, что должны соблюдаться требования по размещению арматурных стержней в сечении элемента и выдержан минимальный коэффициент армирования сечения, определяемый отношением площади арматуры ( $A_s$ ) к площади бетона ( $A_c$ ).

Рекомендуемое значение  $A_{s,min}$  оговорено в нормах [7]:

- для балок и плит – в п. 9.2.1.1

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 b_t \cdot d,$$

где  $b_t$  – средняя ширина зоны растяжения; для тавровых балок со сжатой полкой для расчета  $b_t$  нужно принимать в расчет только ширину ребра;

$f_{ctm}$  – среднее значение предела прочности бетона при растяжении

- для колонн – в п. 9.5.2

$$A_{s,min} = 0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, \text{ но не менее } 0,002 A_c,$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное значение осевого сжимающего усилия;

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести арматуры.

Должны быть выдержаны:

- расстояние между продольными арматурными стержнями. Расстояние между стержнями должно быть таким, чтобы бетон мог быть удовлетворительно уложен и уплотнен для обеспечения достаточного сцепления. Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней

должно быть не менее чем максимальное значение из:  $k_1$  – диаметр стержня,  $(d_g + k_2)$  мм (где  $d_g$  – диаметр наибольшего зерна заполнителя), или 20 мм. Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения рекомендации см. п. 8.2, п. 8.10.1.2, п. 9.5.2, а также п. 9.3.1.1 [7];

- расстояния между стержнями поперечной арматуры – п. 9.2.2, п. 9.5.3 [7]
- назначение рекомендуемых диаметров стержней – п. 9.2...9.8 [7];
- выполнение требований по анкерровке арматуры – п. 8.4 и 8.10.2 [7];
- назначение минимального защитного слоя – табл. 4.4N и 4.5N [7].

### **Сцепление арматуры с бетоном**

Силы сцепления, приходящиеся на единицу поверхности арматуры, обуславливают напряжения сцепления арматуры с бетоном по длине элемента. Количественно сцепление оценивают величиной соответствующих напряжений сдвига.

Можно выделить следующие факторы, влияющие на величину напряжений сцепления арматурной стали и бетона:

- трение арматуры о бетон, появляющееся в результате усадки бетона;
- структурные и искусственно созданные неровности (шероховатость) на поверхности арматурного стержня, вызывающие механическое зацепление;
- адгезия (склеивание) или взаимное притяжение между частицами на стыке двух контактирующих материалов;
- химические взаимодействия между сталью и бетоном.

Силы сцепления по контакту двух материалов зависят от целого ряда конструктивно-технологических факторов, в том числе от прочности бетона и технологических параметров бетонной смеси (количества цемента, водоцементного отношения, направления бетонирования, способа уплотнения, условий твердения и т.д.).

Как показывают экспериментальные исследования, распределение напряжений сцепления по длине стержня не является равномерным (рис. 1.12).

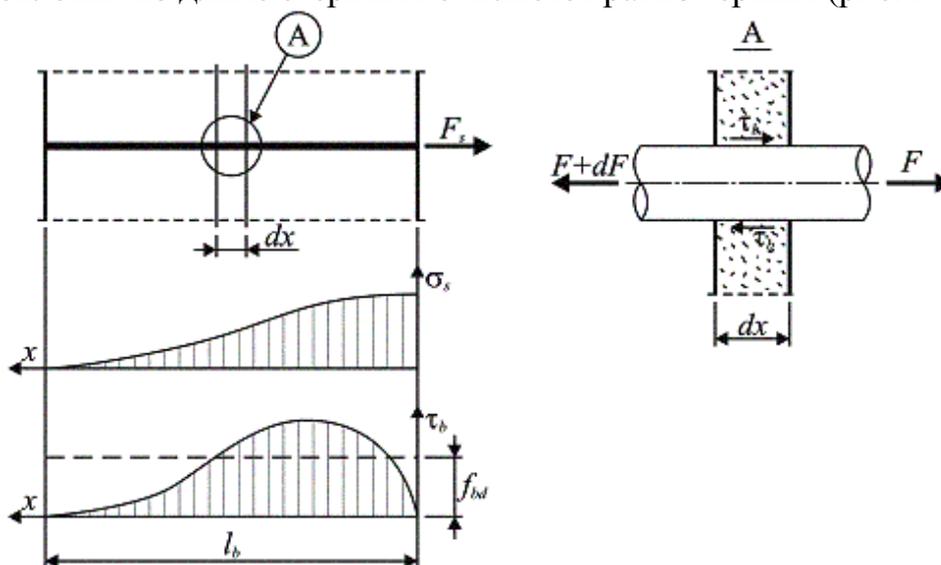


Рис. 1.12. К определению длины анкеровки  $l_b$  арматурного стержня

Характер взаимодействия с бетоном арматуры различных видов профилей также отличается. Так нарушение сцепления с бетоном арматуры, имею-

щей отношение высоты поперечных выступов к их шагу, превышающее 0.1, происходит в результате среза бетонных шпонок, заключенных между поперечными выступами арматуры. При меньшем значении данного отношения, нарушение сцепления сопровождается смятием и оттеснением бетонной оболочки.

Существенное влияние на величину сцепления оказывает вид напряженного состояния по контакту арматурного стержня с бетоном. Сжимающие напряжения, вызванные внешними нагрузками и действующие в направлении, перпендикулярном к арматурному стержню, существенно повышают напряжения сцепления. Влияние на сцепление оказывает также направление действия усилия в арматурном стержне (так, усилия, вдавливающие стержень в бетон (продольное сжатие), являются большими, чем усилия, выдергивающие стержень из бетона).

Напряжения ( $\tau_b$ ), действующие по периметру забетонированного стержня ( $u$ ), могут быть определены из уравнения равновесия сил, действующих на участке длиной ( $dx$ ) при выдергивании его растягивающим усилием ( $F$ ). Для бесконечно малого участка длиной ( $dx$ ) можно записать условие равновесия в виде:

$$\tau_b \cdot u \cdot dx = dF$$

Тогда

$$\tau_b = \frac{l \cdot dF}{u \cdot dx}$$

При известном законе распределения касательных напряжений по длине стержня усилие  $F$  можно определить:

$$F = u \int_0^{l_b} \tau_b \cdot dx$$

Усилие  $F$  вызывает появление растягивающих напряжений  $\sigma_s$  ( $\sigma_{sd}$ ) в стержне, имеющем площадь сечения  $A_s$  и касательных напряжений сцепления  $\tau_b$ , действующих по поверхности контакта арматурного стержня с бетоном. Нормальные напряжения  $\sigma_s$  ( $\sigma_{sd}$ ) уменьшаются до нуля на некоторой длине  $l_b$ , причем их максимальное значение может равняться  $\sigma_{sd} = f_{yd}$ .

Из граничных условий следует, что на конце и в начале искомого участка  $l_b$  напряжения сцепления равны нулю. Усредненное значение этих напряжений определяется как предельное напряжение сцепления  $f_{bd}$  (расчетное значение).

Из условий равновесия в предельном состоянии (при  $\sigma_{sd} = f_{yd}$  и  $\tau = f_{bd}$ ) получаем:

$$F = A_s \cdot f_{yd} = u \cdot l \cdot f_{bd}$$

Тогда в общем случае при расчете по предельным состояниям несущей способности можно определить требуемую базовую длину анкеровки арматурного стержня:

$$l_{b,rqd} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{u \cdot f_{bd}}$$

Принимаем для круглого стержня диаметром  $\varnothing - u = \pi\varnothing$  и  $A_s = \frac{1}{4}\pi \cdot \varnothing^2$ .

Получаем [7, п. 8.4.3]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Полученная зависимость показывает, что длина анкеровки  $l_{b,rqd}$  увеличивается с ростом значения предела текучести арматуры и диаметра арматурного стержня. Поэтому, для уменьшения длины анкеровки целесообразно использовать стержни меньшего диаметра.

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном  $f_{bd}$ , определяется по формуле [7, п. 8.4.2]

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

где  $f_{ctd}$  – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении;

$\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании;

$\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня.

Расчетная длина анкеровки  $l_{bd}$  составляет [7, п. 8.4.4]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b \geq l_{b,min},$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$  – коэффициенты, определяемые согласно п. 8.4.4, и зависящие от толщины защитного слоя бетона, вида армирования поперечными стержнями по длине анкеровки, давления, приложенного перпендикулярно к линии скольжения стержня и действующее на расчетной длине анкеровки;

$l_{b,min}$  – минимальная длина анкеровки.

Длина анкеровки ( $l_{bd}$ ) концов отогнутой арматуры должна быть не менее [7, п. 9.2.1.3]:

– в растянутой зоне –  $1,3l_{bd}$ ;

– в сжатой зоне –  $0,7l_{bd}$ .

Длина анкеровки стержней продольной арматуры должна быть не менее  $10\varnothing$  (для прямых стержней), или не менее диаметра оправки (для крюков и загибов с диаметром стержня не менее 16 мм), или двойного диаметра оправки (в других случаях) [7, п. 9.2.1.5].

Если невозможно обеспечить анкеровку расчетом на всю требуемую длину, нормы дают рекомендации по устройству специальных анкеров:

– петли, крюки, лапки

– шайбы, уголки, пластины

### ***Усадка и ползучесть железобетона***

Бетон при твердении на воздухе подвержен усадке. В железобетонных конструкциях арматура вследствие ее сцепления с бетоном препятствует развитию усадки бетона, что, в свою очередь, приводит к появлению в бетоне

растягивающих усилий (напряжений). При этом в арматуре появляются усилия сжатия. Если первоначальная длина в бетонном образце при усадке уменьшается на величину  $\varepsilon_{sh}$ , то в железобетонной конструкции длиной  $l$  при симметричном армировании образец укоротится на меньшую величину  $\varepsilon_{sh,c}$  ( $sh$  – усадка,  $c$  – норма). Разность этих деформаций можно рассматривать как удлинение бетона на величину  $\varepsilon_{ct}$ , вызванную сопротивлением арматуры уменьшению объема бетона.

Таким образом, при усадке железобетонного элемента растягивающие напряжения зависят от:

- от свободной усадки бетона;
- от коэффициента армирования  $\rho$ ;
- от упругопластических свойств бетона.

При большом содержании арматуры растягивающие напряжения в бетоне могут возникать на сколько значительными, что это приводит к образованию трещин (усадочных). В предварительно напряженных железобетонных конструкциях усадка бетона оказывает отрицательное влияние, что приводит к уменьшению напряжений в арматуре.

Арматура в железобетонных конструкциях является, как и при усадке внутренней связью, препятствующей свободным деформациям ползучести бетона. Вследствие сцепления арматуры с бетоном при продолжительном действии нагрузки, ползучесть приводит к перераспределению напряжений в арматуре и бетоне. Если загрузить железобетонный элемент постоянной нагрузкой, то в момент приложения нагрузки, сжатый элемент сократится на величину  $\Delta_{el}$ . Через определенный промежуток времени при действии постоянной сжимающей нагрузки под влиянием ползучести бетона образец уменьшится дополнительно на величину  $\Delta_t$ , на такую же величину укоротится и арматура, работающая совместно с бетоном. При этом арматура работает в упругой стадии, поэтому напряжения в ней возрастут. Так как нагрузка постоянная, то для сохранения условия равновесия в сечении, напряжения в бетоне должны соответственно уменьшиться, что, в свою очередь, приводит к дополнительному загрузению арматуры по времени и, соответственно, лучшему использованию арматурной стали.

В зависимости от вида железобетонных конструкций и напряженно-деформированного состояния, ползучесть может иметь положительное и отрицательное влияние на работу элементов:

- в коротких центрально сжатых железобетонных конструкциях ползучесть оказывает положительное влияние, так как обеспечивает более полное использование прочностных свойств стали;
- в гибких сжатых элементах ползучесть вызывает увеличение начальных эксцентриситетов, способствующих снижению несущей способности;
- в изгибаемых элементах под влиянием ползучести сжатые зоны будут сокращаться, а растянутые – удлиняться, что приводит к увеличению прогиба в 2...3 раза;

– в предварительно напряженных железобетонных конструкциях под влиянием ползучести – арматура будет укорачиваться, в результате чего происходит потеря величины усилия предварительного напряжения.

## **Тема 1.5. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям**

До 1938 года был положен в основу метод расчета по допускаемым напряжениям. С 1938 по 1955 гг – метод расчета по разрушающим усилиям. С 1955 и по настоящее время в основу нормативных документов положен метод расчета по предельным состояниям, разработанным советскими учеными Михайловым и Гвоздевым.

### ***1. Расчет по допускаемым напряжениям.***

Основным недостатком этой теории является то, что бетон рассматривался как упругий материал, то есть этот метод не позволял определить истинное напряжение в материалах, что, в свою очередь, приводило к излишнему расходу материалов.

### ***2. Метод расчета по разрушающим усилиям.***

Учитывал упруго-пластические свойства бетона. Основным недостатком этого метода является то, что возможное отклонение фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов от своих расчетных значений учитывались одним общим коэффициентом запаса прочности, что явно не соответствует действительной работе железобетонных конструкций.

### ***3. Метод расчета по предельным состояниям.***

По методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций с использованием системы расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое предельное состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.

***Предельное состояние*** – такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестает удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

### ***Группы предельных состояний:***

Установлены две группы предельных состояний:

- предельные состояния несущей способности (ULS)
- предельное состояние эксплуатационной пригодности (SLS)

Предельное состояние несущей способности (ULS) связано с потерей прочности, устойчивости и другими формами разрушения конструкции, создающими опасность для жизнедеятельности людей.

Предельное состояние по эксплуатационной пригодности (SLS) затрудняет нормальную эксплуатацию и связано со следующими ограничениями:

- недопустимое трещинообразование в бетоне конструкции, влияющее на долговечность и внешний вид конструкции.

– чрезмерные деформации и перемещения, затрудняющие технологический процесс, создающие неблагоприятный внешний вид конструкции, повреждения отделки и других неконструктивных элементов.

Расчеты по несущей способности (**ULS**) являются наиболее важными и ответственными, так как именно они определяют безопасность конструкции.

Расчеты по эксплуатационной пригодности включают в себя:

- расчет по прочности (нормальных сечений, наклонных сечений);
- расчеты по устойчивости формы и устойчивости положения;
- расчеты на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки.

Расчеты по предельным состояниям несущей способности производят из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция. В общем виде это можно записать следующим образом:

$$\begin{aligned}E_d &\leq R_d \\M_{Ed} &\leq M_{Rd} \\N_{Ed} &\leq N_{Rd} \\V_{Ed} &\leq V_{Rd}\end{aligned}$$

где  $E_d$  – расчетное значение внешнего воздействия

$R_d$  – расчетное значение усилия, которое может воспринять сечение конструкции;

$M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed}$  – расчетное усилие от внешней нагрузки;

$M_{Rd}, N_{Rd}, V_{Rd}$  – несущая способность сечения (усилие, которое может воспринять сечение).

Расчеты по эксплуатационной пригодности (**SLS**) производят из условия, согласно которому значения эффектов, вызванных внешним воздействием, не должны превышать величины, оговоренные в нормах. Данные расчеты включают в себя:

1. расчет трещиностойкости – состоит из трех этапов:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по закрытия трещин (при необходимости, по требованиям норм) – выполнение условий декомпрессии.
- расчет ширины раскрытия трещин;

2. расчет по деформациям – расчет прогибов. Два варианта расчета:

- расчет с наличием трещин
- расчет прогибов без трещин

$$\begin{aligned}E_d &\leq C_d \\w_k &\leq w_{k,\text{lim}} \\a_k &\leq a_{k,\text{lim}}\end{aligned}$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффектов воздействия в единицах критериев эксплуатационной пригодности,

$C_d$  – предельное расчетное значение соответствующего критерия,

$w_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин,

$w_{k,lim}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин (регламентируется нормативными документами),

$a_k$  – расчетный прогиб или перемещение железобетонной конструкции от внешней нагрузки,

$a_{k,lim}$  – предельно допустимый прогиб, регламентируется нормативным документом по нагрузкам и воздействиям.

### ***Понятие о расчетной ситуации***

**Расчетная ситуация** (design situations) – это совокупность физических условий, эквивалентно отображающих условия в течение некоторого установленного промежутка времени, для которого расчетом подтверждается, что соответствующие предельные состояния не будут превышены [1, п. 1.5.2.1].

Нормы [1] различают следующие виды расчетных ситуаций:

– **переходная** расчетная ситуация (transient design situations) – расчетная ситуация с высокой вероятностью возникновения, которая является определяющей в течение временного периода, гораздо более короткого, чем проектный срок эксплуатации конструкции. Относится к временным состояниям конструкции, возникающим в процессе возведения или ремонта.

– **постоянная** расчетная ситуация (persistent design situations) – расчетная ситуация, которая является определяющей в течение временного периода, сравнимого с проектным сроком эксплуатации конструкции. Обычные условия эксплуатации.

– **особая** расчетная ситуация (accidental design situations) – расчетная ситуация, относящаяся к особым условиям эксплуатации конструкции или ее экспозиции, включая пожар, взрыв, удар или локальное разрушение.

Для каждой расчетной ситуации должны быть определены значения собственного веса и функциональных нагрузок.

Если в расчетной ситуации наряду с функциональными нагрузками действуют другие переменные воздействия (ветер, снег, работа кранов), тогда для данного случая загрузки учитывается совокупность всех функциональных нагрузок, рассматриваемых как единое воздействие [2, п. 3.3.1]

### ***Общая классификация нагрузок и воздействий***

Согласно нормативным документам воздействия классифицируются в зависимости от:

1. источника происхождения:

– прямое воздействие (воздействия приложены непосредственно к конструкции и вызывают в элементах напряжения и перемещения)

– косвенное воздействие (реактивные силы, вызванные перемещением связей, соединениями, неравномерными осадками опор, температурно-усадочными деформациями).

2. изменения величины воздействия во времени (продолжительности действия):

– постоянная нагрузка  $G$

– переменная нагрузка (функциональная, ветровая, снеговая) –  $Q$ .

– особая нагрузка (аварийная) –  $A$

3. изменения воздействий в пространстве:

- стационарная (неподвижная)
  - нестационарная (подвижная)
4. физической природы воздействия:
- статические нагрузки
  - динамические нагрузки

### ***Категория использования помещений***

Площади жилых, общественных, коммерческих и административных помещений должны быть разделены на категории в соответствии со спецификой их использования [2, п. 6.3.1.1].

Определены следующие категории [2, табл. 6.1]:

- *A* – площади жилых помещений;
- *B* – площади офисных помещений;
- *C* – площади с возможным скоплением людей;
- *D* – торговые площади;
- *E* – складские помещения.

Величина распределенной нагрузки и сосредоточенных сил для всех категорий приведена в таблице 6.2 [2].

### ***Частные коэффициенты безопасности***

Метод частных коэффициентов следует использовать для проверки того, что во всех соответствующих расчетных ситуациях ни одно из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях приняты расчетные значения воздействий или эффектов воздействий и сопротивлений [1, п. 6.1(1)].

### ***Характеристические и расчетные значения нагрузки***

Характеристическое значение воздействия (нагрузки)  $F_k$  является его основным репрезентативным значением и устанавливается [1, п. 4.1.2]:

- как среднее значение, верхнее или нижнее значение или номинальное значение (которое не относится к известному статистическому распределению);

- в соответствии с проектной документацией при условии, что сохраняется соответствие методам, приведенным в EN 1991.

Характеристическое значение **постоянного** воздействия следует устанавливать следующим образом:

- одно значение  $G_k$ , если изменчивость величины  $G$  мала;

- верхнее  $G_{k,sup}$  и нижнее  $G_{k,inf}$  значения, если изменчивость величины  $G$  не может рассматриваться как малая.

Воздействие от собственного веса конструкции может быть представлено одним характеристическим значением  $G_k$  и вычислено для номинальных размеров и среднего удельного веса (см. EN 1991-1-1).

Предварительное напряжение  $P$  рассматривается как постоянное воздействие, обусловленное усилиями и/или вынужденными деформациями.

Характеристическое значение **переменного** воздействия  $Q_k$  соответствует одному из значений:

– верхнему значению с заданной вероятностью неперевышения или нижнему значению с заданной вероятностью достижения в течение некоторого установленного базового периода;

– номинальному значению, которое может быть установлено в тех случаях, когда статистическое распределение неизвестно.

Расчетное значение  $F_d$  в общем случае может представлено в виде [1, п. 6.3.1]

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k,$$

где  $F_k$  – характеристическое значение воздействия;

$\gamma_f$  – частный коэффициент для воздействий, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений значений воздействий от репрезентативных.

В расчетах чаще применяется коэффициент  $\gamma_F$ , учитывающий погрешность расчетной модели и отклонения от заданных размеров.

Значения коэффициента  $\gamma_F$  для постоянных и переходных расчетных ситуаций указаны в таблице [1, п. А1.3.1]

	Постоянная	Переменная
Благоприятное воздействие	1,00	0
Неблагоприятное воздействие	1,35	1,50

### Сочетание нагрузок

Расчет по предельным состояниям следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок. Эти сочетания устанавливаются из реальности вариантов одновременного действия различных воздействий.

При расчете железобетонных конструкций по несущей способности, следует определять следующее сочетание нагрузок.

При постоянных и переменных расчетных ситуациях (кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия преднапряжения) наиболее неблагоприятное сочетание выбирается из двух вариантов (двух основных сочетаний).

**Первое** основное сочетание [1, п. 6.4.3.2]:

$$\sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где  $G_{k,j}$ ,  $Q_{k,i}$  – характеристические значения постоянных и переменных воздействий (нагрузок),

$\gamma_{G,j}$ ,  $\gamma_{Q,i}$  – частный коэффициент для постоянных и переменных нагрузок,  $\psi_{0,i}$  – понижающий коэффициент сочетаний для переменных нагрузок.

**Второе** основное сочетание:

$$\sum_{j \geq 1} (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где  $\xi = 0,85$  – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия,

$Q_{k,1}$  – полное значение (доминирующее) одной из переменных нагрузок.

Количество вариантов второго основного сочетания зависит от количества переменных нагрузок.

**Особое** сочетание [1, п. 6.4.3.3]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где  $A_d$  – расчетное значение особого воздействия.

Сочетания воздействий для особых расчетных ситуаций:

– включают особое воздействие  $A$  (пожар или удар) или

– описывают ситуацию после наступления особого воздействия ( $A = 0$ ).

Для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете по несущей способности следует так же принимать (определять) практически постоянное сочетание нагрузок.

При расчете конструкций по эксплуатационной пригодности следует принимать [1, п 6.5.3]:

– характеристическое (редкое) сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

– частое сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}),$$

– практически постоянное сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}).$$

Для расчета по эксплуатационной пригодности, частный коэффициент по нагрузке  $\gamma_F$  принимается равным единице.

### ***Характеристические и расчетные значения нагрузок***

Для обеспечения требуемой надежности конструкции, необходимо для бетона или арматурной стали данного класса назначить такие величины прочностных характеристик, которые в подавляющем большинстве случаев были бы не ниже возможных фактических прочностей бетона и арматуры в конструкции. Как следует из опытных наблюдений, изменчивость прочностных характеристик бетона и арматуры имеет случайный характер и подчиняется вероятностно-статистическим законам. Поэтому для оценки прочностных характеристик бетона и арматуры, внесенных в методы расчета железобетонных конструкций используют вероятностный подход.

Характеристическое значение прочности материала принимают по результатам статистической обработки результатов испытания серии эталонных образцов.

Значение обеспеченности характеристических значений прочностных характеристик материалов принимают не менее 0,95, т.е., не менее чем в 95 случаях из 100 прочность материала будет не ниже характеристического значения. Такая обеспеченность является весьма высокой и дает ощутимый запас несущей способности конструкции.

Связь между характеристическим и средним значениями прочности в этом случае выражается формулой:

$$f_k = f_m - t \cdot s = f_m \cdot (1 - t \cdot v)$$

где  $f_k$  – характеристическое значение прочности;

$f_m$  – среднее значение прочност;

$v$  – коэффициент вариации прочности, принимаемый по результатам статистической оценки.

В соответствии с нормами [7] для бетона установлены следующие прочностные характеристики:

– **характеристическая кубиковая прочность на осевое сжатие**, определяемая как прочность бетона на осевое сжатие, установленная с учетом статистической изменчивости в соответствии с требованиями действующих стандартов испытанием образцов-кубов с ребром 150 мм, в возрасте 28 суток, твердевших в нормальных условиях и обозначаемая  $f_{c,cube}$ ;

– **характеристическая цилиндрическая прочность на осевое сжатие ( $f_{ck}$ )** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью 0,95;

– **среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие ( $f_{cm}$ )** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью 0,95;

– **среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении ( $f_{ctm}$ )** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью 0,95.

Для расчетов по методу предельных состояний используется:

– **расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии ( $f_{cd}$ )**, которое определяют как величину, получаемую в результате деления характеристической прочности  $f_{ck}$  на частный коэффициент для бетона  $\gamma_c$ ;

– **расчетное значение предела прочности бетона при осевом растяжении ( $f_{ctd}$ )**, которое определяют как величину, получаемую в результате деления характеристической прочности  $f_{ctk}$  на частный коэффициент для бетона  $\gamma_c$ .

Для арматурных стержней, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие прочностные характеристики:

– **предел прочности арматуры при растяжении  $f_t$** , определяемое непосредственно при испытании образцов, отобранных из партии арматурных стержней;

– **характеристическое значение предела прочности арматуры при растяжении  $f_{tk}$** , определяемое по результатам испытания серии образцов (но не менее 15 штук) одного диаметра из одной марки стали с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью не менее 0,95;

– **характеристическое значение условного предела текучести  $f_{yk}$  ( $f_{0,2k}$ )** – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести; указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95;

– **расчетное значение предела текучести арматуры  $f_{yd}$** , определяемое путем деления характеристического значения предела текучести  $f_{yk}$  ( $f_{02k}$ ) на частный коэффициент для арматуры  $\gamma_s$ .

Для напрягаемой арматуры установлены:

– **характеристическое значение предела прочности на растяжение  $f_{pk}$** , определяемое по результатам испытания серии образцов (но не менее 15 штук) одного диаметра из одной марки стали с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью не менее 0,95;

– **характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести арматуры  $f_{p0,1k}$**  – это наименьшее контролируемое значение условного предела текучести, равного значению напряжения, соответствующего остаточному относительному удлинению 0,1%. Указанная характеристика гарантируется заводом-изготовителем с обеспеченностью не менее 0,95;

– **расчетное значение предела текучести напрягаемой арматуры  $f_{pd}$**  определяют путем деления нормативного сопротивления  $f_{p0,1k}$  на частный коэффициент для арматуры  $\gamma_s$ .

#### **Частные коэффициенты для материалов:**

При проверке предельных состояний по несущей способности следует использовать частные коэффициенты для материалов  $\gamma_c$  и  $\gamma_s$ .

Таблица 1.2. Частные коэффициенты для материалов для предельных состояний по несущей способности

Расчетная ситуация	$\gamma_c$ для бетона	$\gamma_s$ для арматуры	$\gamma_s$ для напрягаемой арматуры
Постоянная и переходная	1,5	1,15	1,15
Особая	1,2	1,0	1,0

Значения частных коэффициентов для материалов при проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности следует принимать равными  $\gamma_c = 1$  и  $\gamma_s = 1$ .

#### **Классификация сред. Долговечность конструкций**

Согласно нормативным документам железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям:

– **по безопасности** – чтобы с назначенной степенью надежности не происходили бы разрушения любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.

– **по пригодности к эксплуатации** – чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных воздействиях не происходило бы образование трещин, чрезмерное их раскрытие, а так же не возникали бы лимитированные прогибы и колебания.

– **по долговечности** – чтобы с назначаемой степенью надежности в течение установленного нормами периода эксплуатации конструкции удовлетво-

ряли бы требованиям к безопасной нормальной эксплуатации при сочетаниях самых неблагоприятных воздействий.

**Долговечная** конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств при соразмерных эксплуатационных расходах. Необходимо учитывать возможное значение прямых и косвенных воздействий, условий окружающей среды и связанных с ними воздействий.

**Условия окружающей среды** – это химические и физические условия, в которых находится конструкция, в дополнение к механическим воздействиям. Условия окружающей среды классифицируются по таблице 4.1 [7]. Дополнительно к условиям согласно таблице 4.1, как правило, должны учитываться определенные виды агрессивных или косвенных воздействий:

- газообразные среды;
- твердые среды (удобрения);
- жидкие неорганические среды (хлориды);
- жидкие органические среды (жиры, масла, кислоты, кровь животных);
- биологические активные среды (грибы);

Классы условий эксплуатации делятся на:

- 1) X0 (отсутствие риска коррозии и химического воздействия);
- 2) XC1...XC4 (коррозия, вызванная карбонизацией, отсутствием защитного слоя, различными уровнями влажности);
- 3) XD1...XD3 (коррозия, вызванная хлоридами);
- 4) XS1...XS3 (коррозия, вызванная хлоридами морской воды);
- 5) XF1...XF4 (воздействие попеременного замораживания и оттаивания);
- 6) XA1...XA3 (химическое воздействие окружающей среды).

Для достижения требуемого проектного срока службы конструкции необходимо определить мероприятия для защиты каждого отдельного конструктивного элемента от соответствующих воздействий окружающей среды.

Защита арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя и наличия трещин. Плотность и качество защитного слоя достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента и могут быть обеспечены при минимальном классе прочности бетона.

Выбор достаточно долговечного бетона для защиты от коррозии арматуры и защиты от агрессивных воздействий на бетон требует рассмотрения состава бетона. Это может привести к тому, что для обеспечения долговечности потребуется более высокий класс бетона по прочности на сжатие, чем класс, требуемый по расчету конструкции. Взаимосвязь между классами прочности бетона и классами условий эксплуатации может быть описана при помощи индикативных классов прочности. Если выбранный класс бетона выше, чем это требуется по расчету, то при определении минимального армирования и для ограничения ширины трещин класс бетона должен быть

принят по более высокой прочности. Значения индикативных классов прочности указаны в таблице E.1N приложения E [7].

### **Защитный слой бетона**

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стержни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона.

Защитный слой бетона должен обеспечить совместную работу арматуры и бетона. Эта величина строго регламентируется нормативными документами и зависит от следующих факторов:

- от класса по условиям эксплуатации конструкции;
- от вида арматуры, в частности, с предварительным напряжением или без предварительного напряжения;
- от вида конструкции – сборная или монолитная, плита, балка или фундамент.

Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины  $c_{\min}$  и принятого допустимого при проектировании отклонения  $\Delta c_{dev}$ :

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальная толщина защитного слоя  $c_{\min}$  должна обеспечивать:

- надежное сцепление арматуры и окружающего бетона;
- защиту стали от коррозии (долговечность);
- соответствующую огнестойкость.

Минимальную толщину защитного слоя  $c_{\min}$  следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{\min} = \max \begin{cases} c_{\min,b}, \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

где  $c_{\min,b}$  – минимальная толщина из условия сцепления, см. табл 4.2 [7];

$c_{\min,dur}$  – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, указана в табл. 4.4N и 4.5N [7] в зависимости от вида арматуры;

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$  – дополнительный элемент надежности, [7, п.4.4.1.2];

$\Delta c_{dur,st}$  – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали. Согласно национальному приложению  $\Delta c_{dur,st} = 0$ ;

$\Delta c_{dur,add}$  – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты. Согласно национальному приложению  $\Delta c_{dur,add} = 0$ .

$\Delta c_{dev}$  – допустимое отклонение при проектировании. Национальным приложением рекомендуется  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

### **Тема 1.6. Работа железобетона под нагрузкой**

Экспериментальными исследованиями железобетонных элементов, подвергнутых действию изгибающих моментов и продольных сил (растягиваю-

щих или сжимающих), установлено, что все они в процессе нагружения имея двузначную (или неравномерную) эпюру распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения проходят характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

В качестве иллюстрации рассмотрим последовательность изменения напряженно-деформированного состояния нормального сечения однопролетной свободно опертой балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета (рис. 1.13). Принятая классическая схема нагружения позволяет получить при испытаниях т.н. «зону чистого изгиба» на участке между сосредоточенными силами в пролете ( $M_{Ed} = const; V_{Ed} = 0$ ).

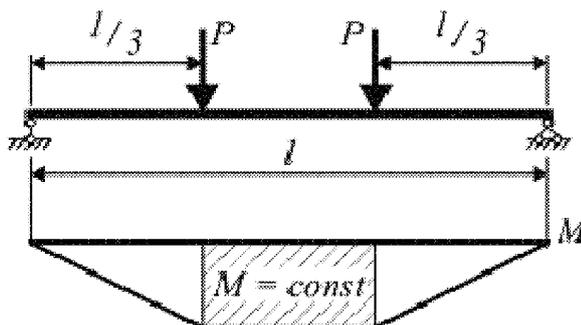
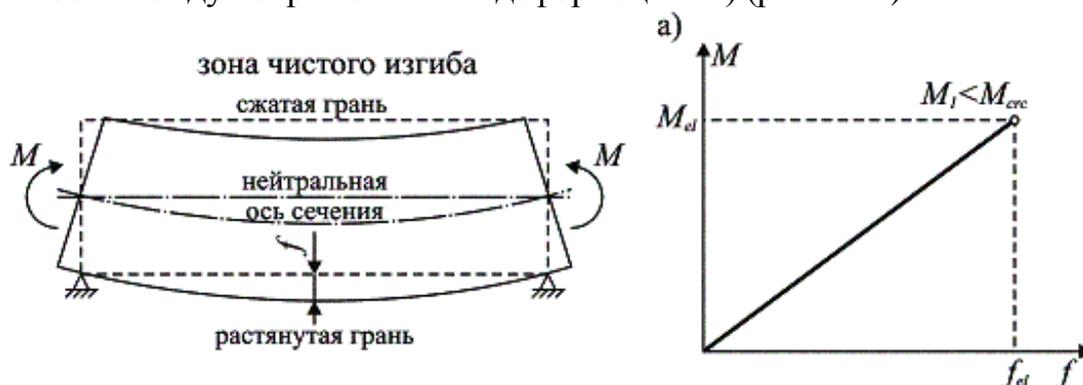


Рис. 1.13. Схема испытания опытной балки

Последовательное нагружение элемента позволило выявить ряд стадий напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении.

**Стадия 1** напряженно-деформированного состояния нормального сечения характеризует сопротивление железобетонного элемента, работающего без трещин. При этом удобно рассматривать два промежуточных состояния (стадия 1а и 1б) нормального сечения в зависимости от величины относительных деформаций наиболее растянутой грани сечения.

**Стадия 1а** имеет место на начальных этапах нагружения, когда величина изгибающего момента в зоне чистого изгиба невелика, бетон как в сжатой, так и в растянутой зонах сечения работает в области упругих деформаций (линейная зависимость между напряжениями и деформациями) (рис. 1.14).



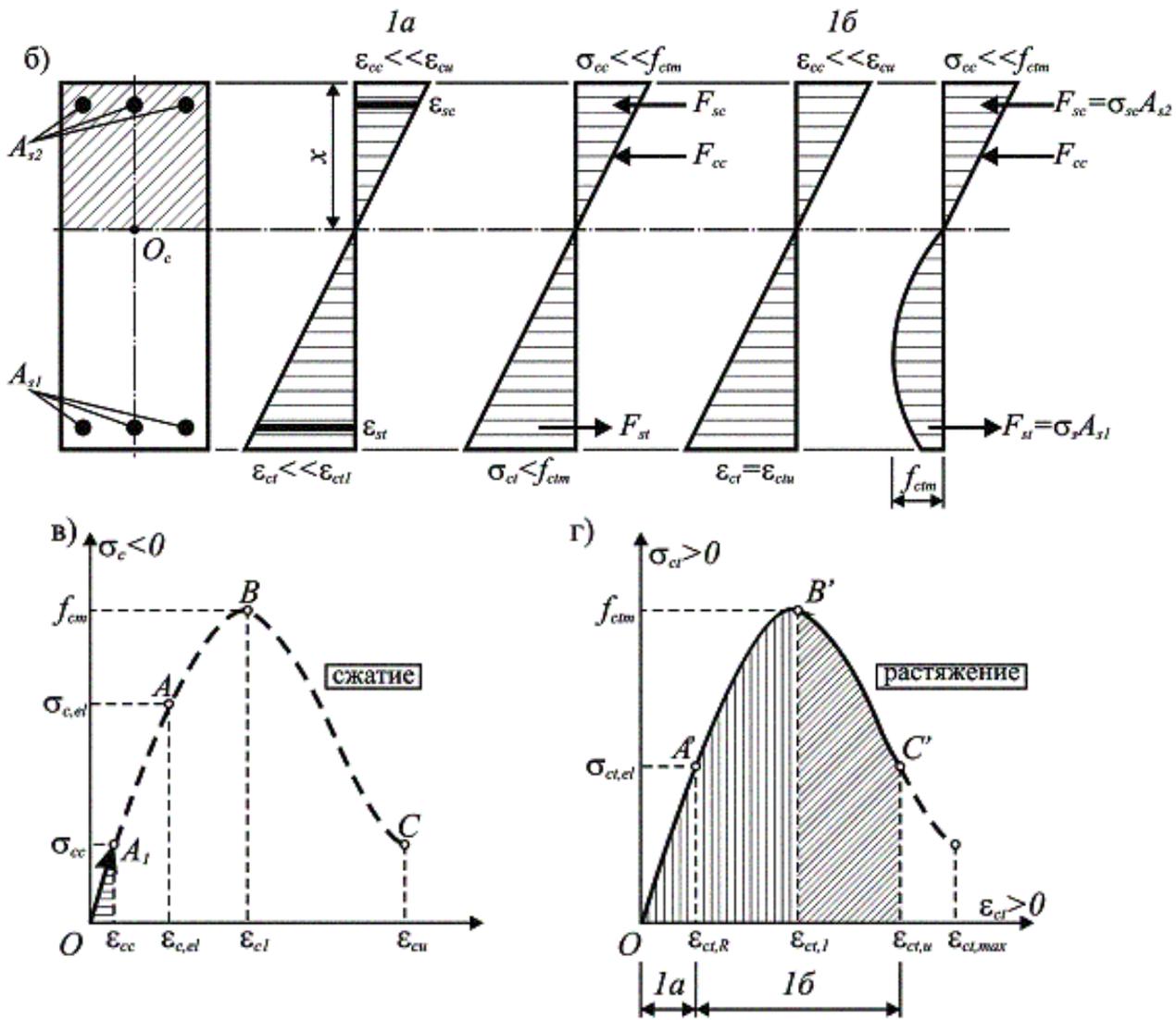


Рис. 1.14. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 1 напряженно-деформированного состояния

При этом сохраняется практически линейная зависимость между моментом, действующим в нормальном сечении, ( $M$ ) и прогибом ( $f$ ), фиксируемым по прогибомерам (рис. 1.14а). Нейтральная ось сечения, разделяющая сжатую и растянутую зоны, располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис. 1.14б). Относительные деформации наиболее растянутой грани бетона не превышают упругих, а модуль деформаций как для сжатого, так и для растянутого бетона равен начальному модулю упругости  $E_{c0}$ .

Если бетон в сжатой зоне все еще продолжает работать в области упругого деформирования (участок  $OA_1$  диаграммы рис. 1.14в), то в бетоне растянутой зоны развиваются значительные пластические деформации. Связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной и в пределах растянутой зоны сечения практически полностью реализуется диаграмма деформирования бетона при растяжении (участок  $OB'$  рисунка 1.14г).

При приближении к предельным деформациям  $\varepsilon_{ct,u}$  (участок  $B'C'$  рис. 1.14г) наступает **стадия 1б**, предшествующая образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

Стадия 1 считается завершенной, когда при достижении наиболее растянутой гранью сечения предельных деформаций  $\varepsilon_{ctu}$  образуются нормальные трещины и происходит перераспределение внутренних усилий между арматурой и бетоном. Момент образования нормальных трещин будет отмечен изменением угла наклона графика зависимости « $M-f$ » (рис. 1.15) в результате снижения изгибной жесткости сечения и возрастания деформаций растянутой арматуры из-за перераспределения усилий в растянутой зоне сечения.

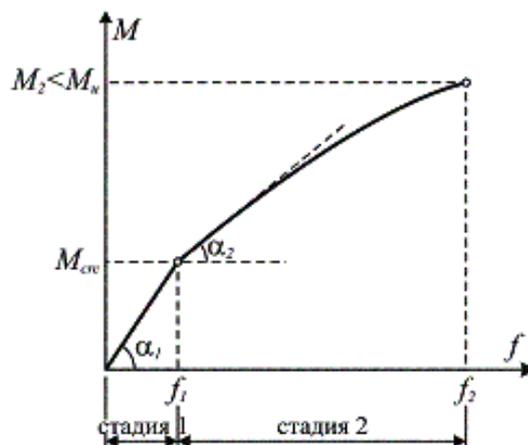


Рис. 1.15. Зависимость « $M-f$ »

Таким образом, характерными чертами стадии 1 напряженно-деформированного состояния сечения являются:

- отсутствие нормальных трещин в растянутой зоне сечения;
- линейное распределение относительных деформаций по высоте сечения, т.е. практически строгое выполнение гипотезы плоских сечений до момента появления трещин;
- совместная работа арматуры и окружающего ее бетона без нарушения сцепления.

**Стадия 2** характеризует сопротивление нормального сечения железобетонной конструкции, имеющей нормальные трещины. После образования нормальных трещин в сечении с трещиной нейтральная ось смещается по направлению к наиболее сжатой грани, уменьшая высоту сжатой зоны ( $x$ ). В то же время на участках между трещинами, где арматура продолжает сопротивляться совместно с бетоном и сцепление не нарушено, положение нейтральной оси в меньшей степени отклоняется от начального, соответствующего упругой работе материала. Таким образом нейтральная ось по длине зоны чистого изгиба занимает некоторое волнообразное положение. При этом деформации и напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне по длине элемента распределяются неравномерно. Так, для растянутой арматуры напряжения в сечении с трещиной достигают максимальных значений  $\sigma_{s,max}$  убывая по мере приближения к середине участка между трещинами  $l_{crd}/2$  (рис. 1.16). Для бетона растянутой зоны наблюдается обратная картина.

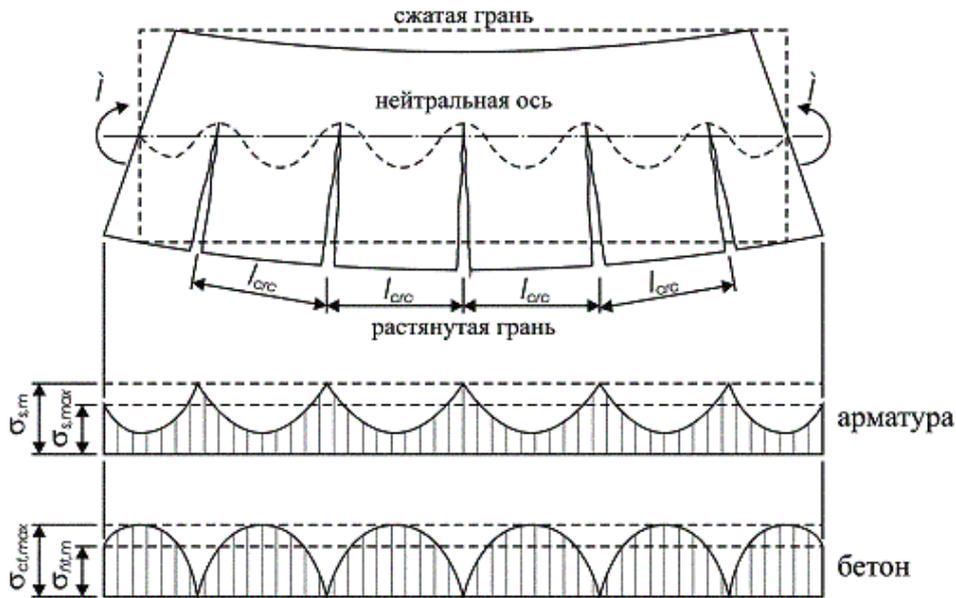


Рис. 1.16. Распределение напряжений в растянутой арматуре и растянутом бетоне для железобетонной конструкции в стадии 2

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 2 показано на рис. 1.17.

Таким образом, в сечении с трещиной существенно возрастает роль арматуры, в основном воспринимающей растягивающее усилие ( $F_{st}$ ), которое уравнивает усилие в сжатой зоне бетона  $F_{cc}$ , а при наличии арматуры  $A_{sc}$  – и дополнительное усилие в сжатой арматуре  $F_{sc}$ .

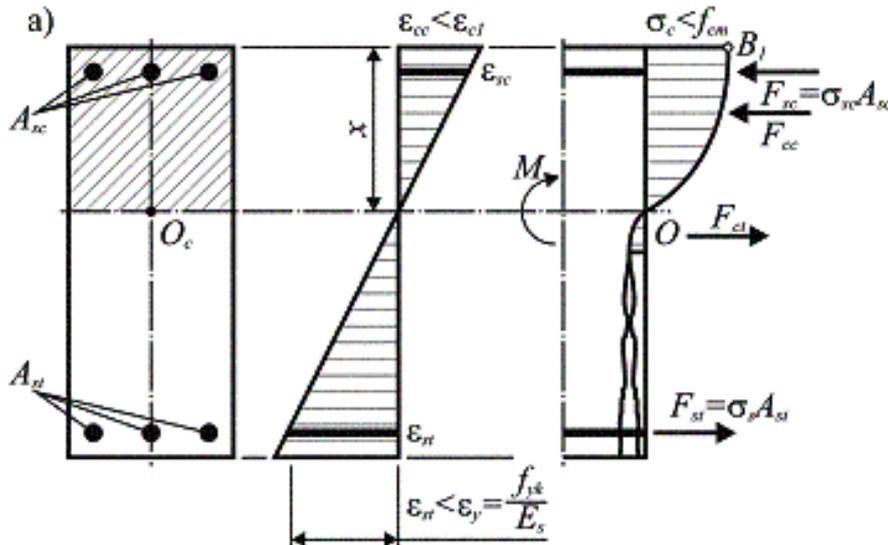


Рис. 1.17. Распределение напряжений и деформаций по высоте нормального сечения в стадии 2 напряженно-деформированного состояния

Учитывая то, что связь между напряжениями и относительными деформациями бетона в сжатой зоне сечения становится нелинейной, изменяется и модуль деформаций бетона. Увеличение количества нормальных трещин по длине зоны чистого изгиба, их развитие по высоте растянутой зоны сечения, уменьшение модуля деформаций бетона сжатой зоны приводят к тому, что зависимость между моментом и прогибом становится нелинейной.

Таким образом, для стадии 2 характерными являются следующие признаки:

– В растянутой зоне сечения развиваются нормальные трещины, имеющие ширину раскрытия, зависящую от уровня нагружения конструкции, т.е. средних деформаций растянутой арматуры.

– Относительные продольные деформации и напряжения в бетоне и арматуре по длине элемента распределены неравномерно. В сечении с трещиной растягивающие усилия в основном воспринимает арматура, а на участке между трещинами – совместно бетон и арматура. В середине участка между трещинами обеспечена совместная работа бетона и арматуры, а по мере приближения к берегам трещины может наблюдаться проскальзывание арматуры относительно бетона.

– Гипотеза плоских сечений остается справедливой для некоторого среднего сечения по длине зоны чистого изгиба. В отдельном сечении, проходящем через трещину в виду депланации ее краев, гипотеза плоских сечений может нарушаться.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к переходу испытываемой балки в стадию 3, характеризующую наступление в нормальном сечении предельного состояния по прочности – разрушения. При этом возможны два случая разрушения железобетонного элемента по нормальному сечению.

В **первом** случае (**случай а**) относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений  $\varepsilon_{sy}$ , соответствующих напряжениям, равным физическому или условному пределу текучести. При этом относительные деформации наиболее сжатой грани бетона к этому моменту не достигают предельной сжимаемости  $\varepsilon_{cu}$ . В этом случае прогибы элемента развиваются без прироста нагрузки, трещины раскрываются и развиваются вглубь по высоте сечения, сокращая высоту сжатой зоны (рис. 1.18).

Разрушение, начинающееся по растянутой арматуре с увеличением деформаций арматуры  $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$  может завершаться по сжатому бетону, когда его относительные деформации достигают предельных значений  $\varepsilon_{cu}$ .

Во **втором** случае (**случай б**) относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений  $\varepsilon_{cu}$  прежде, чем растянутая арматура. Разрушение по сжатому бетону происходит хрупко с раздроблением бетона сжатой зоны. Арматура, применяемая для армирования растянутой зоны сечения, полностью не используется. Этот случай является опасным, т.к. разрушение может произойти даже без чрезмерного раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне сечения. При проектировании конструкция должна быть гарантирована от наступления разрушения по сжатой зоне сечения.

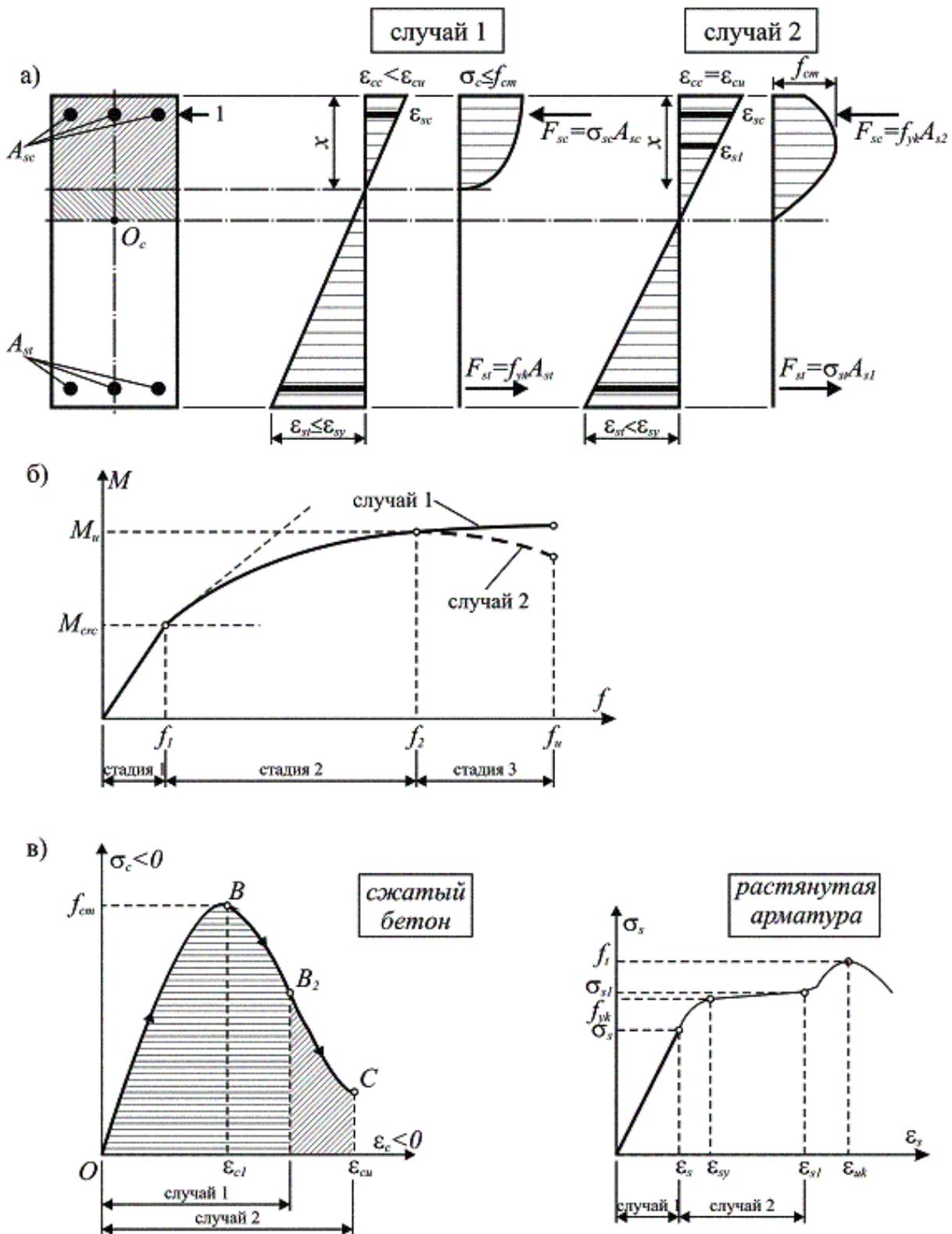


Рис. 1.18. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 3 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « $M-f$ » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

В стадии 3 следует отдельно остановиться на работе арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения. На этом этапе арматура  $A_{sc}$  играет важную роль, воспринимая часть усилия, действующего в сжатой зоне сечения. Наличие арматуры в сжатой зоне позволяет изменить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения, что обусловлено дополни-

тельным усилением, воспринимаемым сжатой зоной сечения. Необходимое минимальное количество арматуры  $A_{sc}$ , располагаемой в сжатой зоне сечения, назначают расчетом.

Таким образом, характеризуя **стадию 3** напряженно-деформированного состояния следует подчеркнуть:

1. Данная стадия определяет предельное состояние сечения по прочности. При этом в зависимости от характера распределения по сечению продольных деформаций возможно два характерных случая разрушения нормального сечения. Если относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений, соответствующих напряжениям, равным условному или физическому пределу текучести раньше, чем бетон наиболее сжатой грани достигает предельной сжимаемости  $\epsilon_{cu}$ , разрушение начинается по растянутой зоне. В противном случае разрушение происходит по бетону сжатой зоны сечения при достижении предельных деформаций бетона при сжатии  $\epsilon_{cu}$ . Оптимальным является случай, когда в стадии разрушения одновременно наступает текучесть арматуры ( $\epsilon_{su}$ ) и бетон сжатой зоны достигает предельных значений относительных деформаций сжатия ( $\epsilon_{ce}$ ).

2. Для среднего сечения по длине элемента с определенным допущением выполняется гипотеза плоских сечений.

По длине пролета рассмотренной железобетонной балки одновременно при одном уровне нагружения имеют место все рассмотренные стадии напряженно-деформированного состояния для нормального сечения в зависимости от изменения величины изгибающего момента (рис. 1.19).

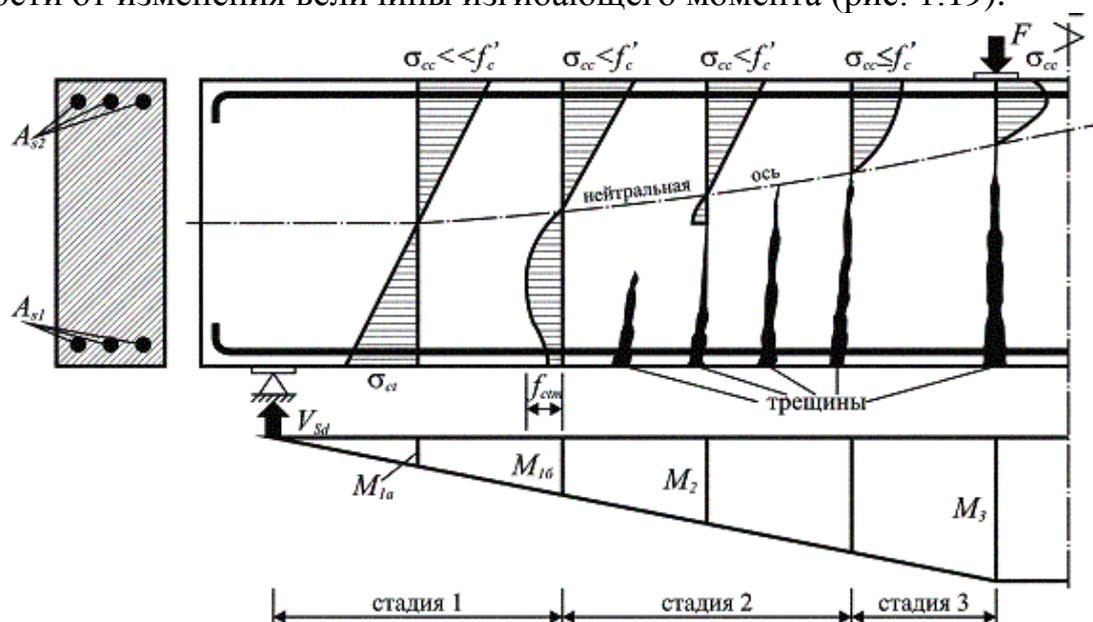


Рис. 1.19. Изменение по длине балки характерных стадий напряженно-деформированного состояния

Если пренебречь влиянием поперечной силы  $V_{Ed}$  в приопорной зоне, где изгибающий момент  $M_1$  незначителен, сечение работает в стадии 1. По мере приближения к линии, по которой действует сила  $F$ , приложенная в пролете, наблюдается переход из стадии 1 в стадию 2, а далее и в стадию 3.

## **Классификация методов расчета**

Согласно положения норм проектирования [7] расчет сечений, нормальных к продольной оси при действии изгибающих моментов и продольных сил может выполняться с использованием следующих методов:

- метод предельных усилий (линейно-упругий расчет);
- общий деформационный метод;
- упрощенный деформационный метод.

### **Метод предельных усилий**

Расчет сопротивления нормальных сечений простой симметричной формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения допускается производить по методу предельных усилий с использованием только уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному значению предела прочности бетона на сжатие  $f_{cd}$ . При этом сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона).

Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется напряжениями, равными расчетному значению предела текучести арматуры при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной ( $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ ). Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному значению предела текучести арматуры, но не более напряжений, отвечающим предельным относительным деформациям бетона при осевом сжатии.

Несущая способность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, сжатой и растянутой арматуре при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной и предельными усилиями в сжатом бетоне и сжатой арматуре при высоте условной сжатой зоны больше граничной ( $x_{eff} > x_{eff,lim}$ ). Поэтому при расчете конструкции по методу предельных усилий необходимо прежде всего выяснить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения.

Метод расчета по предельным усилиям базируется на принципе пластического разрушения сечения, при котором достигаются предельные напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне (принцип А.Ф. Лолейта). На основании принципа А.Ф. Лолейта расчет нормального сечения по прочности производят, используя только лишь условия статического равновесия. Поэтому при расчете конструкции по методу предельных усилий необходимо прежде всего выяснить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения.

Как было показано ранее, в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушение сечения может происходить по двум случаям: по растянутой арматуре или по сжатому бетону. Деформации, а, следовательно, и напряжения, в растянутой арматуре зависят от высоты сжатой зоны сечения ( $x$ ). Расчетная формула для определения относительных деформаций и напряжений в растянутой арматуре в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, применяемая в методе предельных усилий, была получена на основе опытных данных.

Сжимающие напряжения считаются равномерно распределенными по высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения (рис. 1.20), высота которой должна быть не более граничной ( $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$ ), где  $\xi_{lim}$  определена из зависимости:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}},$$

где  $\xi_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$  — относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней предела текучести.

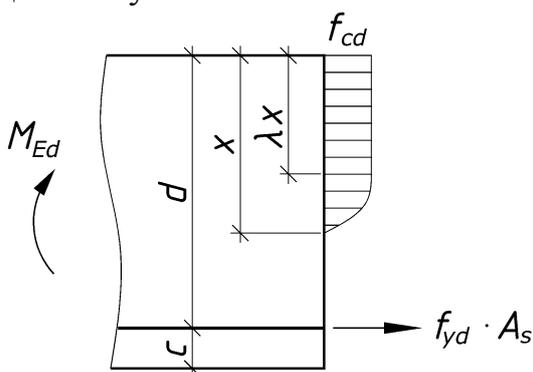


Рис. 1.20. Схема усилий в сечении с прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой зоне бетона

Таким образом, если  $\xi = x_{eff} / d \leq \xi_{lim}$ , растянутая арматура достигает предела текучести и, тем самым, реализуется принцип пластического разрушения нормального сечения (одиночное армирование).

При  $\xi = x_{eff} / d > \xi_{lim}$ , разрушение происходит по сжатому бетону и имеет место второй случай разрушения двойное армирование в прямых задачах).

Следует отметить, что расчетная зависимость для определения  $\xi_{lim}$  является универсальной и может быть использована при расчете простых сечений при действии изгиба, внецентренного сжатия, внецентренного растяжения.

### **Общий деформационный метод**

В общем случае расчеты железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил (сжимающих и растягивающих), по прочности (несущей способности) и пригодности к нормальной эксплуатации при любой форме поперечных сечений, любом расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, вызванных внешними

воздействиями, следует производить на основе деформационной расчетной модели нормальных сечений, использующей совместно:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в нормальном сечении;

- уравнения, определяющие связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм деформирования;

- уравнения, описывающие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре в пределах нормального сечения, исходя из гипотезы плоских сечений; при этом деформации арматуры, имеющей сцепление с бетоном (независимо, при сжатии или растяжении) следует принимать такими же, как и окружающего бетона;

- условия деформирования бетона и арматуры на участках между нормальными трещинами.

Этот метод позволяет выполнять расчет сопротивления сечения любой формы (не только прямоугольные и тавровые), с произвольным расположением арматуры (не только в растянутой и в сжатой зонах), при любой схеме приложения  $M$  и  $N$ . Используется параболическая диаграмма деформирования бетона с ниспадающей ветвью, поэтому, в этом случае эпюра напряжений характер сжатой части бетона криволинейный (рис. 1.21, а).

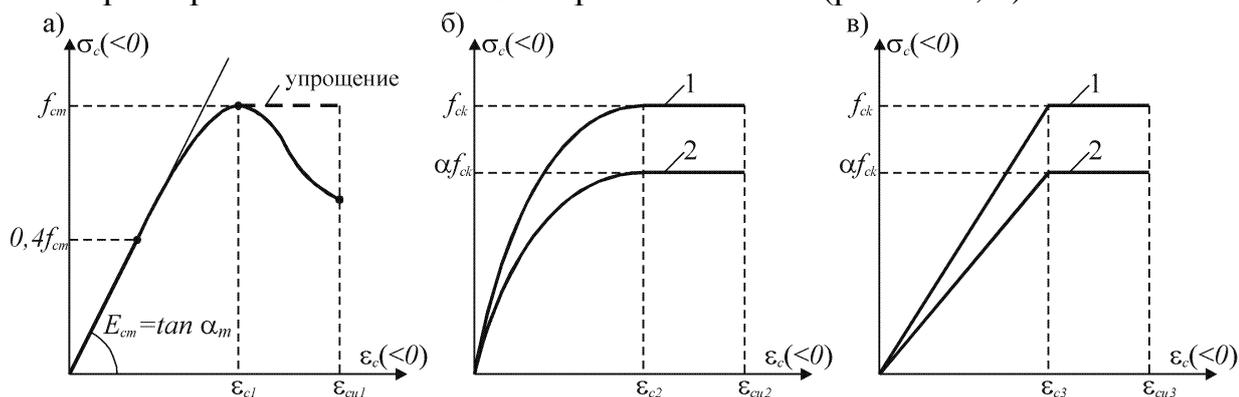


Рис. 1.21 Идеализированные диаграммы деформирования бетона:

а) – полная идеализированная диаграмма; б) – упрощенная линейно-параболическая; в) – упрощенная билинейная;

1 – нормативная; 2 – расчетная

Сечение произвольной формы, при любой системе сил, действующих на сечение ( $M_{Ed,x}$ ;  $M_{Ed,y}$ ;  $N_{Ed}$ ), имеющее арматуру, распределенную по сечению, разбивается на элементарные площадки величиной не более  $1/10$  соответствующего размера сечения, для которых напряжения  $\sigma_{cn}$  в пределах каждого выделенного элементарного участка бетона считаются постоянными и равными напряжениям на уровне его центра тяжести (рис. 1.22).

Для каждого  $n$ -го элементарного участка бетона фиксируют его площадь  $A_{cn}$  и координаты центра тяжести  $x_n$ ,  $y_n$  (расстояния до соответствующих осей, рис. 1.22). Каждому арматурному стержню присваивают свой номер, а также фиксируют его площадь  $A_{sk}$  и положение центра тяжести  $x_k$ ,  $y_k$ .

Записываются расчетные уравнения (см. выше). Система уравнений решаются итерационным методом.

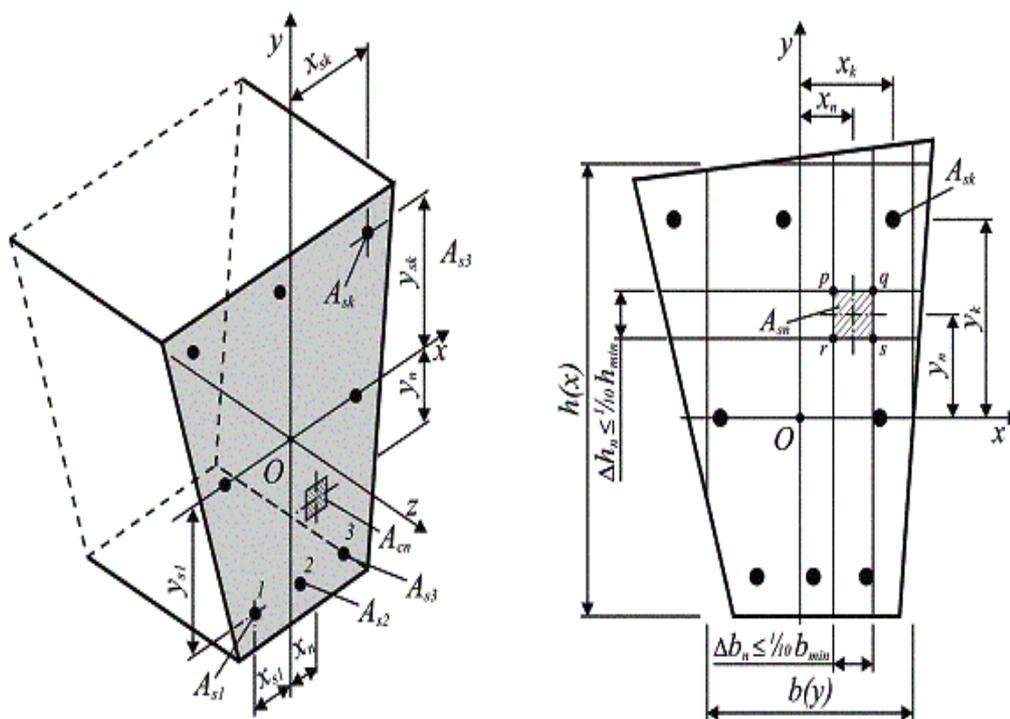


Рис.1.22. Разбиение поперечного сечения на элементарные участки при расчете на действие изгибающих моментов и продольных сил

### Упрощенный деформационный метод

Область применения этого метода такая же, как и в методе предельных усилий, но при этом возможно использование параболически линейной или билинейной диаграмм деформирования, поэтому характер напряжений в сжатой зоне бетона соответственно либо криволинейный, либо трапециевидальный (рис. 1.21 б,в).

Этот метод можно применять при проектировании ЖБК, имеющих сечение простой геометрической формы, с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой гранях сечений. В этом случае допускается принимать параболически-линейную диаграмму.

В общем случае при расчетах в рамках деформационной модели предельные усилия, которые способен воспринять железобетонный элемент в сечении с трещиной, определяют из совместного решения системы уравнений, включающей:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил;
- уравнения совместности деформаций, определяющие распределение деформаций в бетоне и арматуре по высоте нормального сечения;
- уравнений, устанавливающих связь между напряжениями и относительными деформациями для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования.

Расчет сопротивления нормальных сечений в рамках упрощенного варианта деформационной модели базируется на следующих предпосылках и допущениях:

1. В расчетных уравнениях равновесия не учитывают сопротивление бетона в растянутой зоне сечения.

2. Для расчетного нормального сечения выполняется гипотеза плоских сечений, в соответствии с которой относительные деформации по высоте сечения изменяются пропорционально расстоянию от рассматриваемой фибры до нейтральной оси.

3. Деформации арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения ( $\varepsilon_{sc}$ ) и окружающего ее бетона ( $\varepsilon_c$ ) равны, т.е. оба материала деформируются совместно.

4. Напряжения и относительные деформации бетона и арматуры связаны соответствующими расчетными диаграммами деформирования « $\sigma$ – $\varepsilon$ » для материалов.

5. Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по нормальному сечению при использовании упрощенного деформационного метода принято условие достижения предельных значений деформациями сжатого бетона  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}$ , в растянутой арматуре  $\varepsilon_{st} = \varepsilon_{su}$ .

Согласно нормативным документам [7], предельные относительные деформации не должны превышать:

- для центрально сжатых элементов  $\varepsilon_{cu2} \leq 2\text{‰}$ ;
- для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов  $\varepsilon_{cu2} \leq 3,5\text{‰}$ ;
- для обычной арматуры величина  $\varepsilon_{su} \leq 10\text{‰}$ .

При расчете по упрощенному деформационному методу рассматривают характерные области деформирования сечения в зависимости от величины относительных деформаций, достигаемых в растянутой арматуре –  $\varepsilon_{st}$  и в сжатом бетоне –  $\varepsilon_{cc}$ . При соответствующей системе усилий прочностных и деформационных характеристик материалов, а так же от геометрических характеристик сечения.

В упрощенном деформационном методе рассматривается 4 характерных области деформирования (рис. 1.23):

**Область 1а** – бетон в сжатой зоне полностью не используется, при этом величина  $\sigma_c < f_{cd}$ . Разрушение происходит по растянутой зоне сечения.

**Область 1б** – бетон в сжатой зоне и арматура сжатой зоны используются полностью, при этом, относительные деформации в растянутой арматуре приблизительно равны предельным  $\varepsilon_{su} \approx 10\text{‰}$

**Область 2** – бетон в сжатой зоне и арматура в сжатой зоне используются полностью, при этом относительные деформации в растянутой зоне  $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} < 10\text{‰}$ . Область характерна для изгибаемых элементов.

**Область 3а** – растянутая арматура  $A_{st}$  полностью не используется, разрушение происходит по сжатой зоне сечения, при этом, относительная деформация в растянутой арматуре  $0 \leq \varepsilon_{st} < \varepsilon_{sy}$ .

**Область 3б** – арматура  $A_{st}$  у менее сжатой грани сечения или растянутой используется не полностью (рис. 1.24).

**Область 4** – все сечение сжато, арматура используется полностью в сжатом сечении.

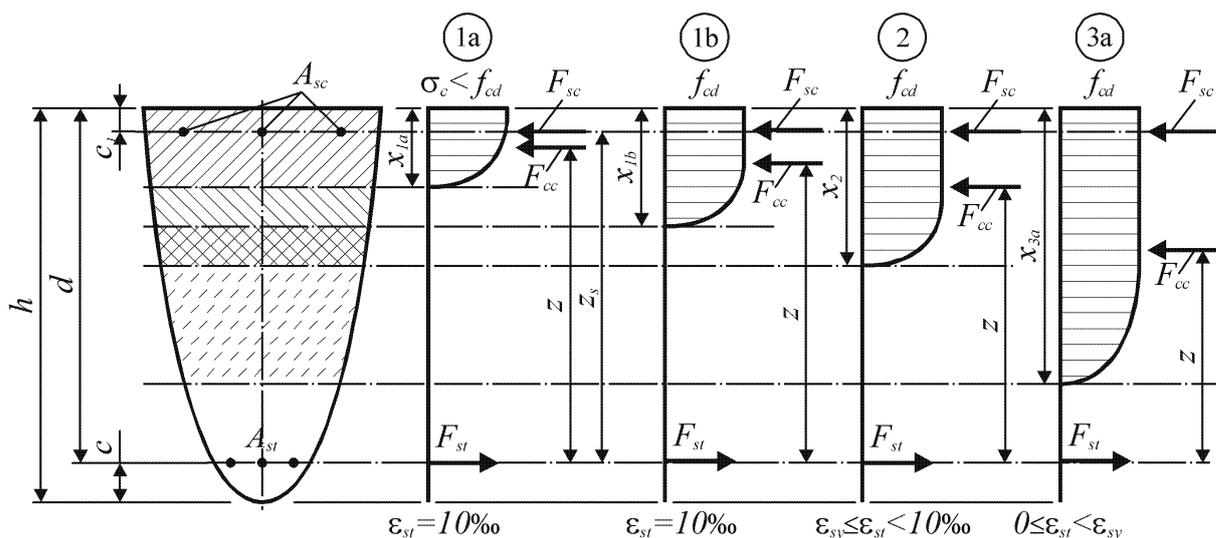


Рис. 1.23. Схемы усилий, действующих в расчетном сечении для характерных областей деформирования 1, 2, 3

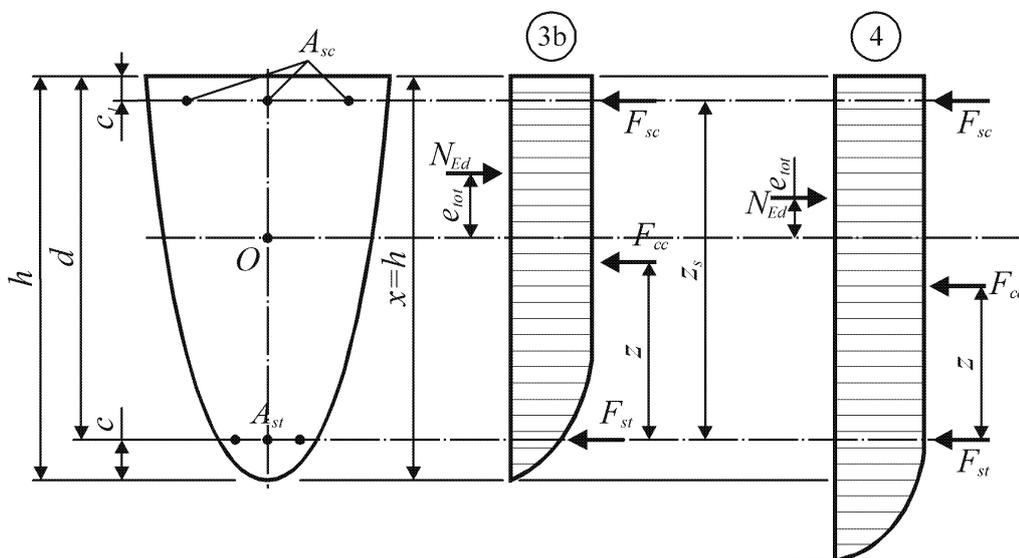


Рис. 1.24. Схемы усилий, действующих в расчетном сечении для характерных областей деформирования 3b, 4

Наиболее рациональной расчетной ситуацией при проектировании изгибаемых внецентренно сжатых или внецентренно растянутых ЖБ элементах, работающих с двухзначной эпюрой относительных деформаций является такая, при которой сечение с заданными геометрическими параметрами, прочностными и деформативными характеристиками материалов работает в области 2.

Представленное разделение на области деформирования позволяет на стадии проектирования не только оценить случай разрушения, но и проанализировать фактическое напряженно-деформированное состояние конструкции.

## Перечень контрольных вопросов по разделу 1

1. Сущность железобетона.
2. Факторы, обеспечивающие совместную работу арматуры и бетона.
3. Виды железобетона.
4. Область применения бетона.
5. Виды бетона.
6. Структура бетона.
7. Прочностные характеристики бетона.
8. Виды контрольных образцов, используемых при испытании бетона на сжатие.
9. Виды контрольных образцов, используемых при испытании бетона на растяжение.
10. Факторы, влияющие на прочность бетона.
11. Классы бетона. Определение.
12. Марки бетона.
13. Силовые деформации бетона (при сжатии и растяжении).
14. Объемные деформации бетона.
15. Диаграмма деформирования бетона при однократном сжатии.
16. Назначение и классификация арматуры.
17. Требования к арматуре.
18. Классы арматуры.
19. Прочностные характеристики арматуры.
20. Деформативные характеристики арматуры.
21. Диаграмма деформирования мягкой арматурной стали на растяжение.
22. Диаграмма деформирования высокопрочной арматурной стали на растяжение.
23. Сцепление арматуры с бетоном.
24. Сущность предварительного напряжения железобетона и его преимущества.
25. Методы создания предварительного напряжения и способы натяжения арматуры.
26. Стадия Ia напряжённо-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента.
27. Стадия Ib напряжённо-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента.
28. Стадия II изгибаемого напряжённо-деформированного состояния железобетонного элемента.
29. Стадия III случай *a* напряжённо-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента.
30. Стадия III случай *b* напряжённо-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента.
31. Метод расчета по предельным состояниям.
32. Понятие о предельном состоянии.
33. Группа предельных состояний несущей способности.

34. Виды нагрузок, действующих на железобетонные конструкции.
35. Постоянные нагрузки.
36. Временные нагрузки.
37. Сочетания нагрузок.
38. Что такое характеристическое и расчётное значение нагрузки?
39. Долговечность железобетонных конструкций.
40. Защитный слой в железобетонных конструкциях.
41. Диаграммы деформирования материалов, применяемые в расчетах конструкций.
42. Классификация методов расчета (общий деформационный, упрощенный деформационный и метод предельных усилий).

## Раздел 2. Расчет железобетонных элементов по несущей способности. Особенности проектирования предварительно напряженных конструкций

### Тема 2.1. Железобетонные изгибаемые элементы

К изгибаемым элементам относятся плиты и балки. Плитой называют конструкцию, толщина  $h_1$  которой мала по сравнению с ее пролетом  $l_2$  и шириной сечения  $b_1$  (рис. 2.1). Размеры поперечного сечения балки (высота  $h_2$  и ширина  $b_2$ ) значительно меньше ее пролета. Для плит отношение  $h_1/l_1 = 1/20 \dots 1/40$  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. 2.1, в). Плиты и балки бывают однопролетными и многопролетными и выполняются монолитными, сборными и сборно-монолитными.

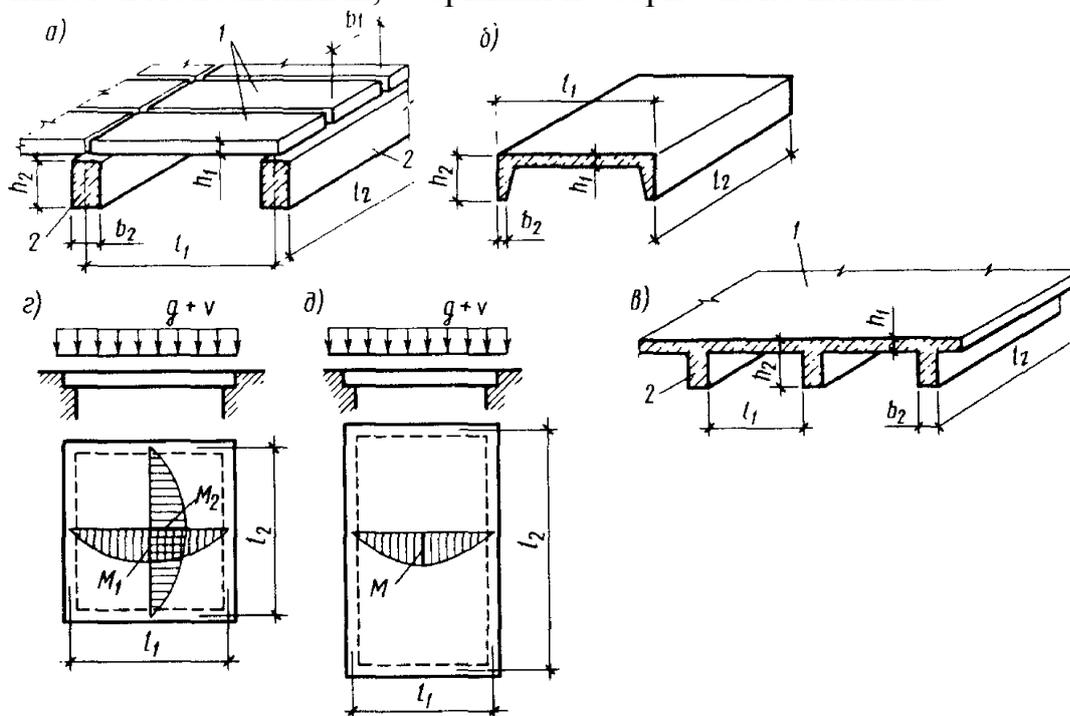


Рис. 2.1 Конструкции изгибаемых железобетонных элементов:  
 а – сборное перекрытие; б – сборная плита; в – монолитное перекрытие;  
 г – схема плиты, опертой по контуру; д – схема балочной плиты;  
 1 – плита; 2 – балка

**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. 2.1, г). При отношении сторон больше  $2 : 1$  считают, что 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. 2.1, 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 60 мм, промышленных – 70 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. 2.2).

Стержни, расположенные вдоль пролета конструкции являются рабочими, в перпендикулярном направлении – распределительными. Рабочие стержни располагают ближе к растянутой грани плиты. Площадь поперечного сечения рабочей арматуры определяют расчетом, а распределительной принимают конструктивно. В однопролетных свободно опертых плитах рабочую арматуру ставят только в пролете (рис. 2.2, а), а в защемленных и многопролетных в соответствии с эпюрой моментов – в пролете и на опорах (рис. 2.2). При действии изгибающих моментов в двух направлениях плиты армируют сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях.

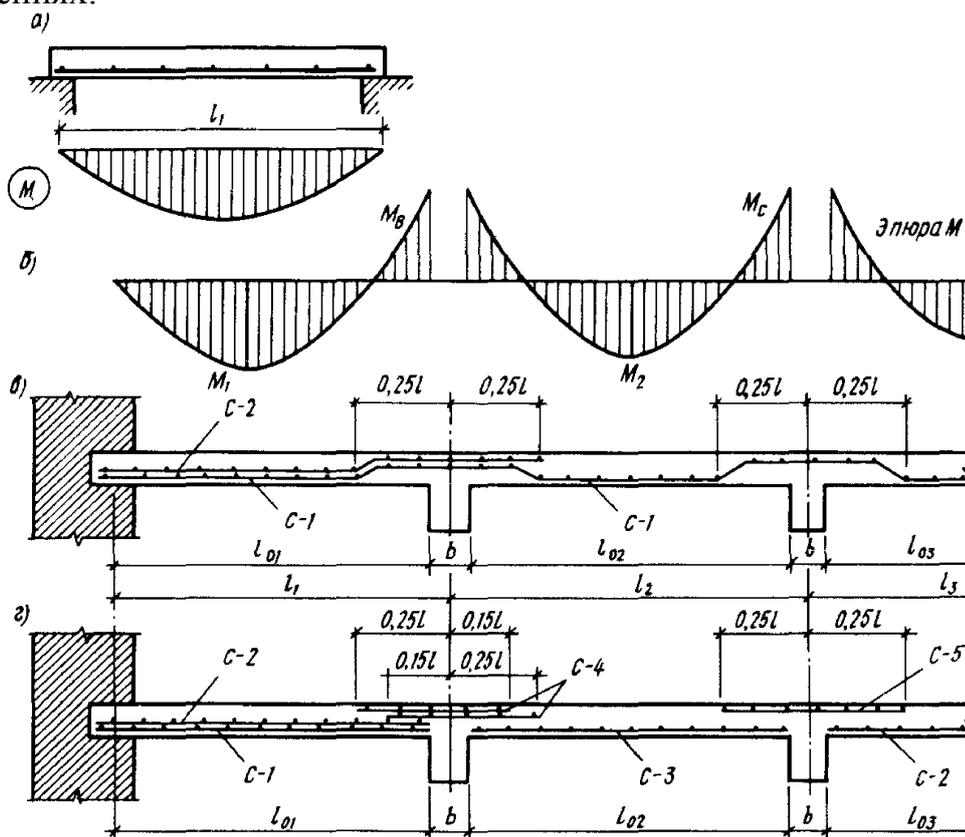


Рис. 2.2 Армирование железобетонных плит:

а – однопролетной свободно лежащей на двух опорах; б – эпюра изгибающих моментов неразрезной много пролетной балки; в – армирование неразрезной балки рулонными сетками с продольной рабочей арматурой; г – то же, с поперечной

Для армирования плит применяют сварные сетки с продольной и поперечной рабочей арматурой. Рулонные сетки с продольной арматурой раскатывают вдоль пролета плиты (рис. 2.2, в), рабочую арматуру располагают в середине пролета внизу, а на опоре – в верхней зоне плиты. Такое армирование называют непрерывным и применяют при сравнительно небольших нагрузках на перекрытие и толщине плиты  $h = 60 \dots 100$  мм. При  $h = 110$  мм и более плиты армируют рулонными или плоскими сетками с поперечной рабочей арматурой; в пролетах и на опорах укладывают отдельные сетки (рис. 2.2, з), ширина которых зависит от пролета плиты (раздельное армирование).

Сварные сетки изготавливают из стали класса S500 диаметром 4...10, а в толстых плитах – диаметром 12 мм и более. Диаметр распределительной диаметром принимается 4...6 мм. Шаг стержней принимается [7, п. 9.3.1.1]:

- для рабочей арматуры располагают –  $100 \dots 250$  мм ( $\leq 2h$ );
- для распределительной –  $200 \dots 400$  мм ( $\leq 3h$ ).

Защитный слой для рабочей арматуры принимают не менее 20 мм, а в плитах толщиной более 100 мм – 25 мм.

**Балки.** Формы поперечного сечения железобетонных балок без предварительного натяжения арматуры обычно бывают *прямоугольными, тавровыми* (с полкой внизу или вверху), *трапециевидными* (рис. 2.3) и др.

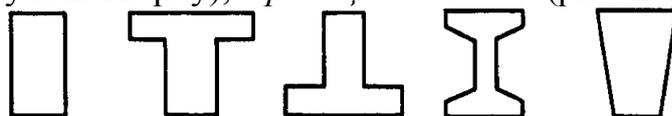


Рис. 2.3. Формы поперечного сечения железобетонных балок

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 500 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. 2.4, а).

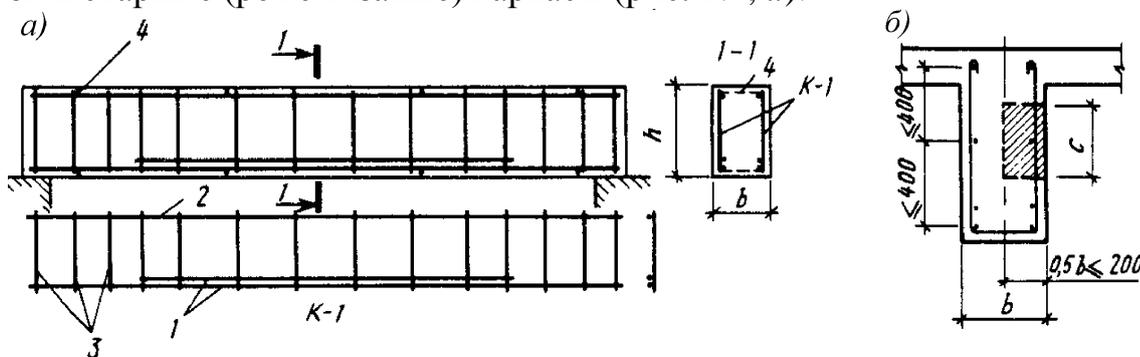


Рис. 2.4. Схема армирования железобетонной балки:

а – армирование однопролетной балки; б – место установки дополнительной у боковых граней балки при  $h > 700$  мм; 1 – рабочая арматура; 2 – монтажная арматура; 3 – поперечные стержни; 4 – соединительные стержни

Продольную рабочую арматуру укладывают в растянутых зонах согласно эпюре изгибающих моментов. Размещают арматуру в один или два ряда (рис. 2.5) по высоте сечения с такими зазорами, которые позволили бы произвести плотную укладку бетона и обеспечить его надежное сцепление с арматурой. Расстояние в свету между стержнями одного ряда и по вертикали между рядами параллельных стержней должно быть не менее большего диаметра стержня, не менее  $d_g + 5$  ( $d_g$  – диаметр зерна крупного заполнителя) и не менее 20 мм [7, п. 8.2]). Толщина защитного слоя у нижней и верхней грани принимается не менее величины, указанной в табл. 4.4N и 4.5N [7], и не менее максимального размера зерна крупного заполнителя. Толщина защитного слоя хомутов у боковых граней должна быть не менее 15 мм.

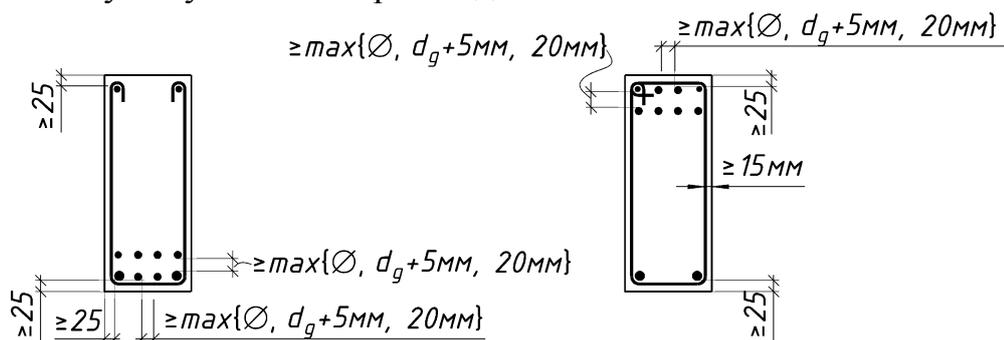


Рис. 2.5. Размещение продольной арматуры в сечении железобетонной балки

Продольную рабочую арматуру без предварительного напряжения применяют, как правило, периодического профиля из стали класса S500 диаметром 12...32 мм. 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 определяется расчетом. Монтажную арматуру принимают диаметром 10...12 мм, а поперечную – 6...14 мм из арматуры класса S500.

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. 2.4, а).

Поперечную арматуру ставят для восприятия поперечных усилий, действующих в наклонных сечениях. Количество поперечной арматуры, ее диаметр и расстояние между стержнями определяют расчетом 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. 2.4, б).

## **Расчет прочности прямоугольных сечений изгибаемых элементов с одиночным и двойным армированием**

### **Расчет прямоугольных сечений с одиночным армированием на основе метода предельных усилий**

Расчет изгибаемых железобетонных элементов, имеющих хотя бы одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости, выполняется с использованием условий статического равновесия (рис. 2.6). При этом предполагается, что относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры достигли предельных значений.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (1)$$

$$F_{st} = F_{cc}, \quad (2)$$

где  $F_{st}$ ,  $F_{cc}$  – равнодействующие усилия в сжатой и растянутой зонах сечения;  
 $M_{Ed}$  – расчетный момент в сечении от действия внешних нагрузок;  
 $M_{Rd}$  – предельный момент, воспринимаемый сечением.

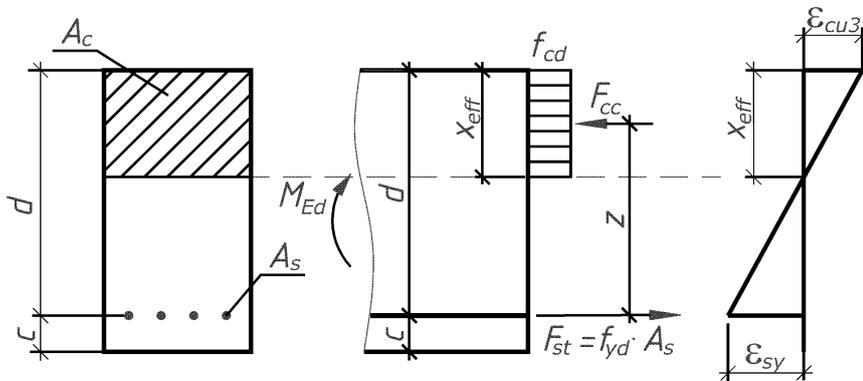


Рис. 2.6. Схема распределения усилий и деформаций в сечении

Выражение (1) может быть записано в виде

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot z = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}),$$

$$M_{Rd} = F_{st} \cdot z = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5x_{eff}),$$

где  $z$  – плечо внутренней пары усилий в сечении

$$z = d - 0,5 \cdot x_{eff}.$$

Приняв  $\xi = x_{eff} / d$ , получаем

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d \cdot (d - 0,5\xi \cdot d) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (3)$$

где  $\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi)$  – относительный момент сжатой зоны сечения.

1) Даны размеры сечения  $b \times h$ , изгибающий момент  $M_{Ed}$ , классы бетона и арматуры. Необходимо подобрать продольную арматуру.

Из выражений (1) и (3) получаем

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Определяем случай разрушения сечения, проверяя условие

$$\alpha_m \leq \alpha_{m,lim} = \xi_{lim} (1 - 0,5\xi_{lim}), \quad (4)$$

$$\text{где } \xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}}, \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s},$$

Если условие (4) выполняется, определяется площадь арматуры из условия (2) или по формуле

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta},$$

где  $\eta = \frac{z}{d} = 1 - 0,5\xi$  – относительное плечо внутренней пары усилий.

Выполняется расчет и проверка коэффициента армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \max \begin{cases} 0,13\% \\ 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \end{cases}$$

Если условие (4) не выполняется, то необходимо:

- уменьшить действующую нагрузку;
- увеличить высоту сечения и/или класс бетона;
- усилить сжатую зону сечения установкой арматуры.

2) Даны размеры сечения  $b \times h$ , класс бетона, площадь поперечного сечения  $A_s$  и положение центра тяжести арматуры  $c$ . Необходимо рассчитать величину предельного момента.

Выражение (2) может быть записано в виде

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff}.$$

Тогда высота сжатой зоны

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b}.$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны и проверяем условие

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} \leq \xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}}. \quad (5)$$

Если условие (5) выполняется, определяется величина предельного момента по формуле (3)

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d \cdot (d - 0,5\xi \cdot d).$$

Если условие (5) не выполняется, величина предельного момента ограничивается сопротивлением сжатой зоны при  $\xi = \xi_{\text{lim}}$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{\text{lim}} \cdot d \cdot (d - 0,5\xi_{\text{lim}} \cdot d).$$

### ***Расчет прямоугольных сечений с одиночным армированием на основе упрощенного деформационного метода***

В прямоугольном сечении с одиночным армированием расчетный момент  $M_{Ed}$ , вызванный внешней нагрузкой, уравновешивается парой сил, со-

стоящей из равнодействующей напряжений в сжатой зоне бетона  $F_{cc}$  и усилия в растянутой арматуре  $F_{st}$  (рис. 2.7). Условия равновесия имеют вид:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (6)$$

$$F_{st} = F_{cc}, \quad (7)$$

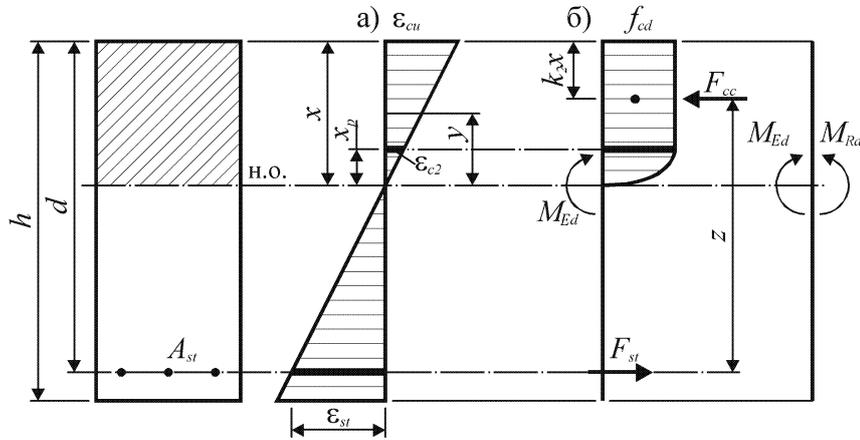


Рис. 2.7. Схемы распределения относительных деформаций (а) и напряжений (б) для прямоугольного сечения с одиночным армированием

3) Даны размеры сечения  $b \times h$ , изгибающий момент  $M_{Ed}$ , классы бетона и арматуры. Необходимо подобрать продольную арматуру.

Из (7) определяется относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Граничное значение относительного момента определяется по формуле

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}),$$

где  $\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}},$

$\omega_c = \frac{17}{21}$  – коэффициент полноты эпюры (при области деформирования 2)

$k_2 = \frac{99}{238}$

Проверяется условие (случай разрушения сечения)

$$\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}.$$

Если условие выполняется, то определяется относительное плечо внутренней пары усилий

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2};$$

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}.$$

Данный расчет можно выполнить с использованием справочных таблиц (см. Приложение). По величине  $\alpha_m$  определяется область деформирования, определяется относительная высота сжатой зоны  $\xi$  и сравнивается с  $\xi_{lim}$ .

Требуемая площадь арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d}.$$

Выполняется расчет и проверка коэффициента армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \max \begin{cases} 0,13\% \\ 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \end{cases}$$

4) Даны размеры сечения  $b \times h$ , класс бетона, площадь поперечного сечения  $A_s$  и положение центра тяжести арматуры  $s$ . Необходимо рассчитать величину предельного момента.

Выражение (2) может быть записано в виде

$$f_{yd} \cdot A_s = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x.$$

Тогда относительная высота сжатой зоны в предположении, что относительные деформации растянутой арматуры и сжатого бетона достигают предельных значений (область деформирования 2)

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны по справочным таблицам или по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}.$$

Если выполняется условие  $\xi \leq \xi_{lim}$ , то предельный момент сечения определяют из уравнения моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры (условие (6))

$$M_{Rd} = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi (1 - k_2 \cdot \xi).$$

В случае, если условие не выполняется, т.е. рассчитанное  $\xi > \xi_{lim}$ , сопротивление сечения допускается определять по предельному моменту, который способно воспринять сечение при  $\xi = \xi_{lim}$ :

$$M_{Rd} = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}).$$

### **Расчет прямоугольных сечений с двойным армированием на основе метода предельных усилий** (определение площади арматуры)

Расчет выполняется аналогично расчету сечений с одиночным армированием.

1) Записываются условия статического равновесия: уравнение суммы моментов относительно центра тяжести арматуры и сумма проекций усилий.

2) Определяется относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

3) Граничное значение относительного момента

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} (1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{lim}}),$$

4) Проверка случая разрушения сечения

$$\alpha_m \leq \alpha_{m,\text{lim}}$$

5) Если условие не выполняется, необходим расчет сжатой арматуры.

Уточняются условия статического равновесия (рис. 2.8)

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,\text{lim}} + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1), \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{\text{eff},\text{lim}} + f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (2)$$

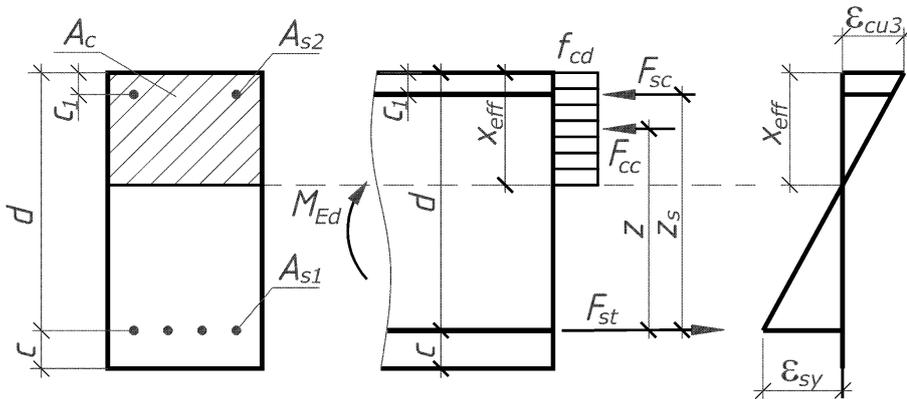


Рис. 2.8. Схема усилий и деформаций в сечении с двойным армированием при расчете методом предельных усилий

6) Принимается  $c_1 = 30 \dots 40$  мм.

7) Площадь арматуры сжатой зоны (из выражения (1)) принимается из условия выполнения неравенства  $\alpha_m \leq \alpha_{m,\text{lim}}$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,\text{lim}}}{f_{yd} (d - c_1)}.$$

8) Требуемая площадь арматуры (из выражения (2))

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot (\xi_{\text{lim}} \cdot d) + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}$$

9) Проверяется коэффициент армирования.

### **Расчет прямоугольных сечений с двойным армированием на основе упрощенного деформационного метода** (определение площади арматуры)

Расчет выполняется аналогично расчету сечений с одиночным армированием.

1) Записываются условия статического равновесия: уравнение суммы моментов относительно центра тяжести арматуры и сумма проекций усилий.

2) Определяется относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

3) Граничное значение относительного момента

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}),$$

4) Проверка случая разрушения сечения

$$\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$$

5) Если условие не выполняется, необходим расчет сжатой арматуры.

Уточняются условия статического равновесия (рис. 2.9)

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (1^*)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (2^*)$$

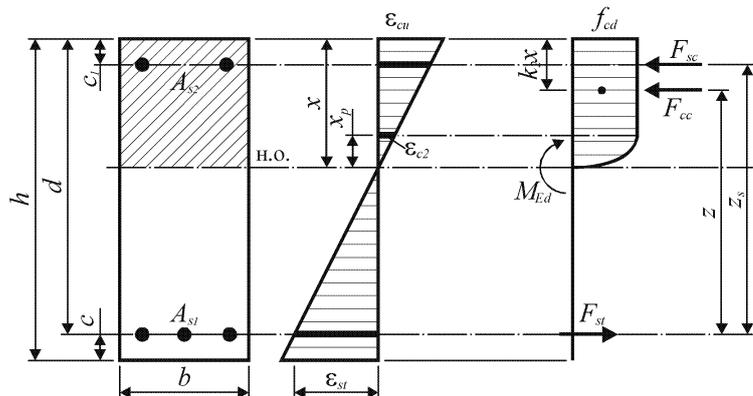


Рис. 2.9. Схема усилий и деформаций в сечении с двойным армированием при расчете упрощенным деформационным методом

6) Принимается  $c_1 = 30 \dots 40$  мм,  $k_{s2} = 1$  – коэффициент уровня напряжений в сжатой арматуре).

7) Площадь арматуры сжатой зоны (из выражения (1\*)) принимается из условия выполнения неравенства  $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,lim}}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1)}.$$

8) Требуемая площадь арматуры (из выражения (2\*))

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot (\xi_{lim} \cdot d) + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}$$

9) Проверяется коэффициент армирования.

### Расчет тавровых сечений

В изгибаемых элементах сжатая зона обычно составляет 10...20% высоты сечения. Бетон растянутой зоны в расчете не учитывается и служит для размещения арматуры. Если часть бетона из растянутой зоны удалить, оставив его только вблизи арматурных стержней, несущая способность элемента не изменится, а собственная масса и материалоемкость уменьшаться. Такие сечения называются **тавровыми**.

Как тавровые элементы рассчитываются:

- балки в составе монолитных перекрытий;
- сборные железобетонные конструкции: ребристые и пустотные плиты, плиты коробчатого настила; фундаментные, подкрановые и стропильные балки.

В общем случае, тавровое (двутавровое) сечение состоит из ребра и одной или двух полок. В тавровых сечениях полка чаще располагается в сжатой зоне. Если полка находится в растянутой зоне сечения, то в расчете она не учитывается и сечение рассматривается как прямоугольное.

Опыты показывают, что полка вовлекается в совместную работу с ребром сдвигающими усилиями, и по мере удаления от ребра сжимающие напряжения в ней уменьшаются (рис. 2.10). Поэтому нормы ограничивают расчетную ширину свесов в каждую сторону от ребра таврового сечения.

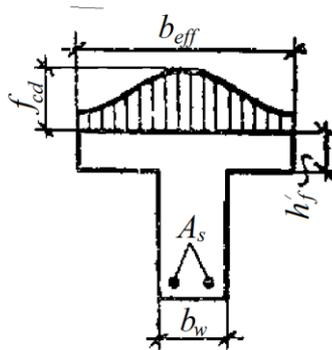


Рис. 2.10. Распределение сжимающих напряжений в полке

Согласно п. 5.3.2.1 [7] значение  $b_{eff}$  (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния  $l_0$  между точками нулевых моментов (рис. 2.11).

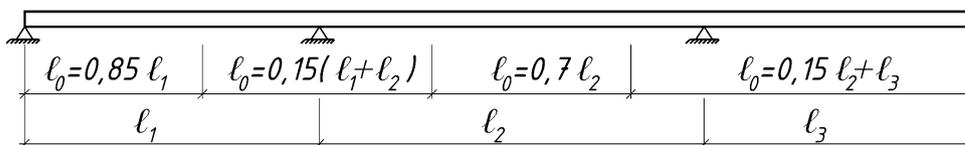


Рис. 2.11. Определение  $l_0$  для расчета эффективной ширины полки

Эффективная ширина полки  $b_{eff}$  для тавровых балок определяется из уравнения (рис. 2.12):

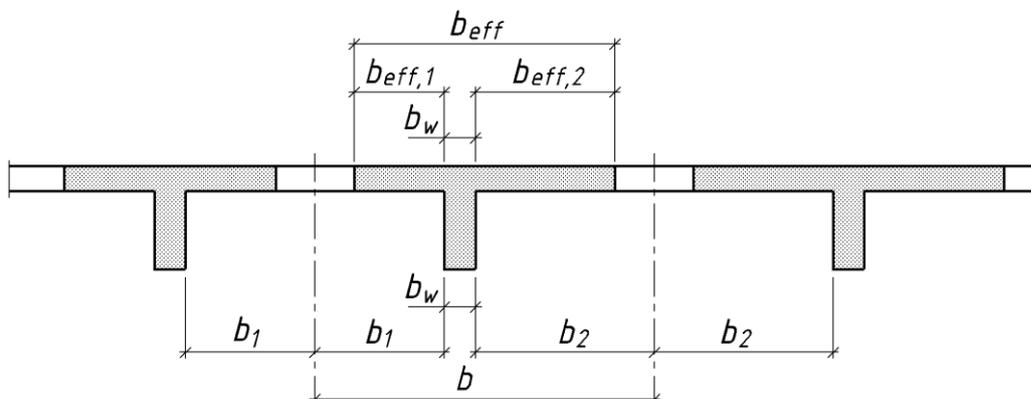


Рис. 2.12. Параметры эффективной ширины полки

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b.$$

При этом эффективная ширина свесов полки в каждую сторону должна удовлетворять условию:

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq \min \begin{cases} 0,2 \cdot l_0, \\ b_i. \end{cases}$$

где  $b_i$  – величина свесов полки (половина расстояния между балками в свету).

Расчет железобетонных изгибаемых элементов **таврового и двутаврового сечений**, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует производить следующим образом:

– если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки (рис. 2.13а), т.е. соблюдается условие:

$$f_{yd} \cdot A \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f,$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки  $b_{eff}$ , по формуле:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \alpha_m,$$

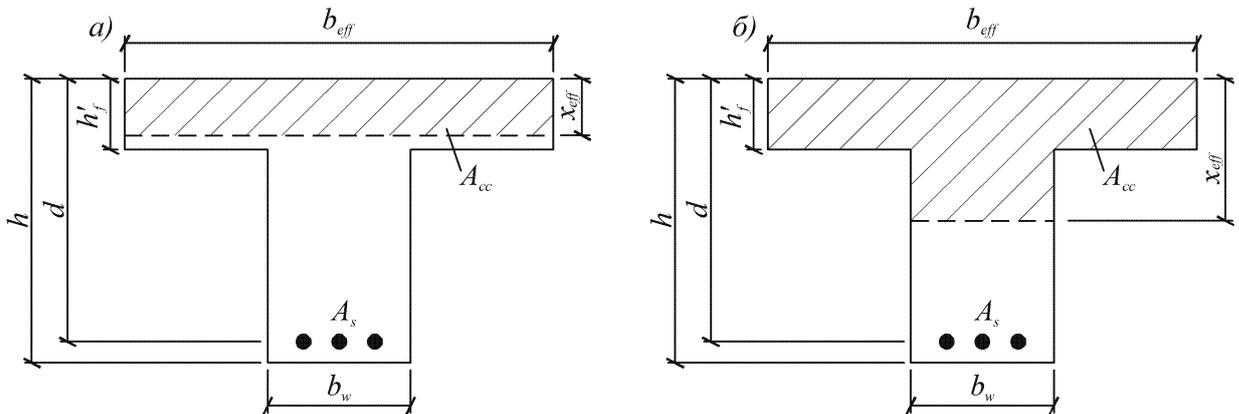


Рис. 2.13. Положение границы условной сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения  
а – в полке; б – в ребре

– если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 1.33б), т.е. условие не соблюдается, расчет производится из условия

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

Высоту сжатой зоны  $x_{eff}$  следует в этом случае определять по формуле

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff}, \quad (2)$$

Формулы действительны при  $x_{eff} \leq \xi_{lim} \cdot d$ . Для элементов, выполненных из бетона классов  $C^{25}/_{30}$  и ниже с арматурой класса S500 при  $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$  допускается производить расчет из указанного условия принимая  $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$ .

### **Последовательность решения прямой задачи**

Даны размеры сечения, изгибающий момент  $M_{Ed}$ , классы бетона и арматуры. Необходимо подобрать продольную арматуру.

Расчет начинается с определения положения нейтральной оси. Проверка выполняется исходя из предположения, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot \left( d - \frac{h'_f}{2} \right).$$

Если условие выполняется, нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное шириной  $b_{eff}$ .

Если условие не выполняется, условие равновесия имеет вид

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_m,$$

откуда определяется относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f)}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}.$$

По справочной таблице по  $\alpha_m$  определяется относительная высота сжатой зоны  $\xi$  и сравнивается с граничным значением  $\xi_{lim}$ .

Из условия (2), подставляя  $x_{eff} = \xi \cdot d$ , определяется площадь арматуры

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}}.$$

### **Последовательность решения обратной задачи**

Даны размеры сечения, класс бетона, площадь поперечного сечения  $A_s$  и положение центра тяжести арматуры  $s$ . Необходимо рассчитать величину предельного момента.

Расчет начинается с определения положения нейтральной оси. Проверка выполняется исходя из предположения, что нейтральная ось расположена в пределах высоты полки.

Проверяется условие

$$f_{yd} \cdot A_s \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f.$$

Если условие выполняется, нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное шириной  $b_{eff}$ .

Если условие не выполняется, условие равновесия имеет вид

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff},$$

откуда относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s - f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d}.$$

Выполняется сравнение  $\xi$  и  $\xi_{lim}$ .

Если  $\xi \leq \xi_{lim}$ , предельный момент определяется из условия (1)

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \xi(1 - 0,5\xi).$$

Если  $\xi > \xi_{lim}$ , принимается  $\xi = \xi_{lim}$ , момент определяется из условия (1)

## Тема 2.2. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям

В отличие от зоны «чистого изгиба», где действуют, главным образом, нормальные напряжения, в приопорной зоне железобетонная конструкция работает в условиях плоского напряженного состояния при совместном действии нормальных и касательных напряжений. Это приводит к тому, что в приопорной зоне конструкции в результате действия главных напряжений образуются наклонные или диагональные трещины, ориентированные под некоторым углом  $\theta$  к направлению продольной растянутой арматуры и разделяющие элемент на отдельные блоки, связанные между собой продольной арматурой в растянутой зоне, поперечной и/или отогнутой арматурой, нетрещиновой частью бетона над вершиной наклонной трещины (рис. 2.14).

В общем случае в расчетном наклонном сечении по линии А–В–С (рис. 2.14) действуют продольная  $F_{cc1}$  и поперечная  $V_{cd}$  составляющие сил в бетоне над вершиной наклонной трещины; вертикальная  $V_{ax}$  и горизонтальная  $V_{ay}$  составляющие поперечной силы, возникающие за счет зацепления по берегам трещины; составляющая поперечной силы  $V_d$ , являющаяся результатом т.н. «нагельного эффекта» продольной арматуры, а также продольная составляющая  $F_{t1}$ , вызывающая ее растяжение; продольная и поперечная составляющие сил в поперечной арматуре (хомутах и отгибах)  $V_{sw}$ , пересекающих наклонную трещину.

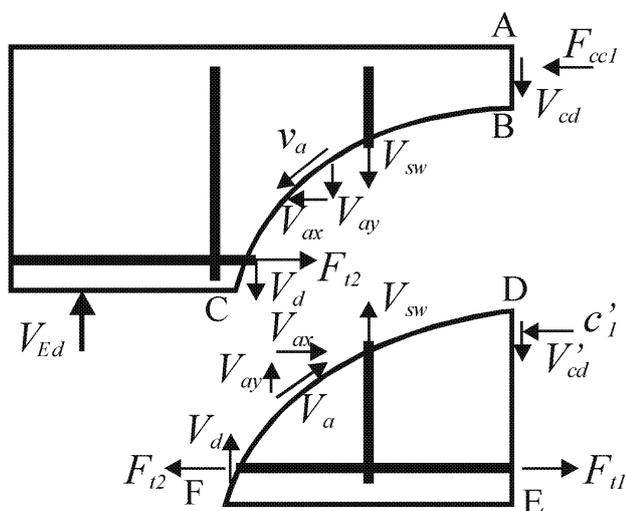


Рис. 2.14. Схема внутренних усилий в наклонном сечении балки

Разрушение наклонного сечения может иметь одну из следующих форм, показанных рис. 2.15.

### Форма I.

По наклонной трещине при достижении напряжениями в поперечной арматуре значений, равных пределу текучести, от разрушения бетона над вершиной наклонной трещины (разрушение по сжатой зоне). В этом случае при развитии верхнего конца диагональной трещины сокращается высота сжатой зоны сечения и деформации наиболее сжатой грани бетона по наклонному сечению достигают предельных значений ( $\epsilon_{cu}$ ).

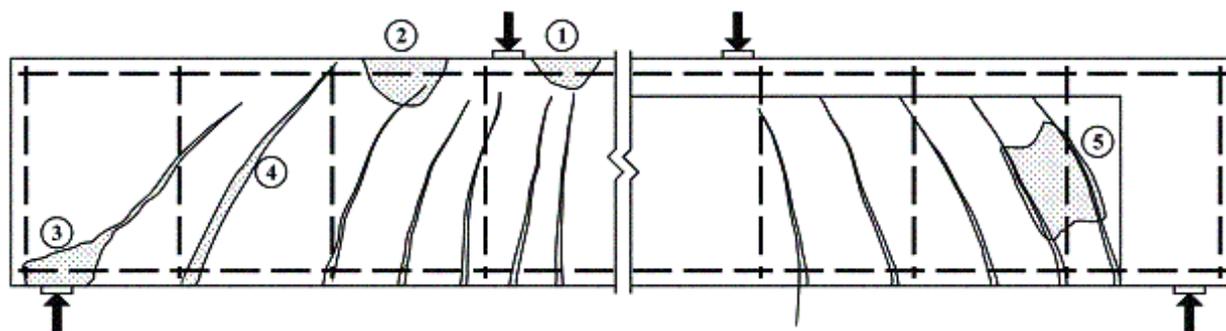


Рис. 2.15. Формы разрушения балки

1 – изгибное разрушение в зоне действия максимальных изгибающих моментов; 2 – при срезе по сжатой зоне (форма I); 3 – то же по растянутой зоне (форма II); 4 – при срезе по диагональной трещине (форма III); 5 – по сжатой полосе между диагональными трещинами (форма IV).

### **Форма II.**

По наклонной трещине при напряжениях в поперечной арматуре, равных пределу текучести в результате достижения предельных деформаций в растянутой продольной арматуре (разрушение по растянутой зоне). При нарушении анкеровки продольной арматуры или когда раскрытие наклонной трещины в нижней части сечения приводит к развитию значительных деформаций продольной арматуры при повороте образующихся частей балки относительно друг друга. В этом случае вдоль растянутой арматуры по направлению к опоре формируются продольные трещины. Вместе с тем, раскалывание является вторичным эффектом и связано с проскальзыванием арматуры относительно бетона.

### **Форма III.**

По наклонной трещине при напряжениях в поперечной арматуре, равных пределу текучести, когда диагональная трещина доходит до верхней грани сечения и вызывает полное разделение балки на две или несколько частей без разрушения бетона от сжатия. Диагональная трещина в этом случае раскрывается мгновенно. Такую форму разрушения называют разрушением при диагональном растяжении.

### **Форма IV.**

Разрушение по наклонному сечению, обусловленное разрушением при сжатии бетона полосы, заключенной между диагональными трещинами.

Разрушение по сжатой зоне (форма I) имеет место при достаточной, хорошо заанкеренной продольной арматуре, а разрушение по растянутой зоне (форма II) – напротив, при ослабленной продольной арматуре в результате ее обрывов или ослаблении анкеровки продольной арматуры на опорах. Этот тип разрушения характерен для относительно коротких балок, армированных стержнями с низкими характеристиками сцепления. Третья форма разрушения достигается, когда механическое сцепление и анкеровка арматуры достаточны. Разрушение по наклонной сжатой полосе (форма IV) наблюдается при большом коэффициенте поперечного армирования и тонкой стенке, например в элементах таврового и двутаврового сечения.

При расчете элементов по прочности наклонных сечений при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил нормы допускают применять следующие упрощенные модели:

– *общая деформационная модель для наклонных сечений с диагональными трещинами* (общий метод), включающая уравнения равновесия и условия совместности относительных деформаций для железобетонного элемента в условиях плоского напряженно-деформированного состояния; трансформированные диаграммы деформирования бетона для железобетонного элемента с диагональными трещинами; диаграммы деформирования арматуры; зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения в сечении, проходящем вдоль диагональной (наклонной трещины);

– *стержневые модели*, включающие сжатые и растянутые пояса, соединенные между собой сжатыми и растянутыми подкосами (модель «*ферменной аналогии*»), использующие уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении;

– *модели наклонных сечений*, включающие уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении.

### ***Общая последовательность расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил***

1. Проверка необходимости установки поперечной арматуры по расчету.
2. Варианты расчета:
  - 2.1. Расчет и конструирование железобетонных элементов без поперечной арматуры. То есть поперечная арматуры не требуется ни по расчету, ни по конструктивным требованиям.
  - 2.2. Расчет и конструирование железобетонных элементов, в которых поперечная арматура должна устанавливаться конструктивно.
  - 2.3. Расчет и конструирование железобетонных элементов, в которых поперечная арматура должна устанавливаться по расчету.

### ***Элементы без поперечной арматуры***

При расчете прочности без поперечного армирования нормы допускают использование эмпирических формул, учитывающих влияние следующих фактов:

- прочность бетона при срезе;
- пролет среза  $l_{inc}$ ;
- размеры элемента (масштабный фактор);
- наличие или отсутствие продольных усилий, действующих в расчетном сечении.

Расчет сопротивления железобетонных элементов на действие поперечных сил, в которых отсутствует поперечная вертикальная и (или) наклонная (отогнутая) арматура, следует производить из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

где  $V_{Ed}$  – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,c}$  – расчетное значение сопротивления бетона поперечной силе без учета поперечной арматуры при отсутствии продольного усилия [7, п. 6.2.2]:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d;$$

где:  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_C} = 0,12;$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

$f_{ck}$  – принимается в МПа;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 - \text{ коэффициент армирования продольной арматуры};$$

где  $b_w$  – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны, мм;

$A_{sl}$  – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на  $(l_{bd} + d)$  за рассматриваемое сечение;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Если  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , то поперечное армирование не требуется и его назначают по конструктивным требованиям.

Если  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , то необходимо устанавливать расчетное количество поперечной арматуры.

### **Метод ферменной аналогии (стержневая модель)**

Впервые метод ферменной аналогии для расчета прочности наклонных сечений был предложен в начале XX века практически одновременно Мёршем (Германия) и Риттером (Швейцария), поэтому традиционно носит название метода Риттера–Мёрша.

Идеализированная модель описывает поведение железобетонной балки в зоне действия изгибающих моментов и перерезывающих сил. Расчетная схема, использованная в методе ферменной аналогии, представляет собой статически определимую ферму с параллельными поясами, состоящую из верхнего пояса, воспринимающего равнодействующую сжимающих напряжений (в сжатой зоне) и нижнего растянутого пояса, воспринимающего равнодействующую растягивающих напряжений в растянутой продольной арматуре. Пояса соединены сжатыми бетонными подкосами, выделенными по длине зоны среза соседними диагональными трещинами, и растянутыми подкосами, моделирующими поперечное армирование. На рис. 2.15 показана расчетная схема усилий, принятая в методе ферменной аналогии, включенном в нормативные документы. Узлы идеализированной фермы расположены на расстоянии  $s$ , соответствующем шагу поперечных стержней. На рис. 2.15,б показана заменяющая ферма, в которой на длине рассматриваемого отрезка  $a_w$  картина сжатых и растянутых подкосов размыта.

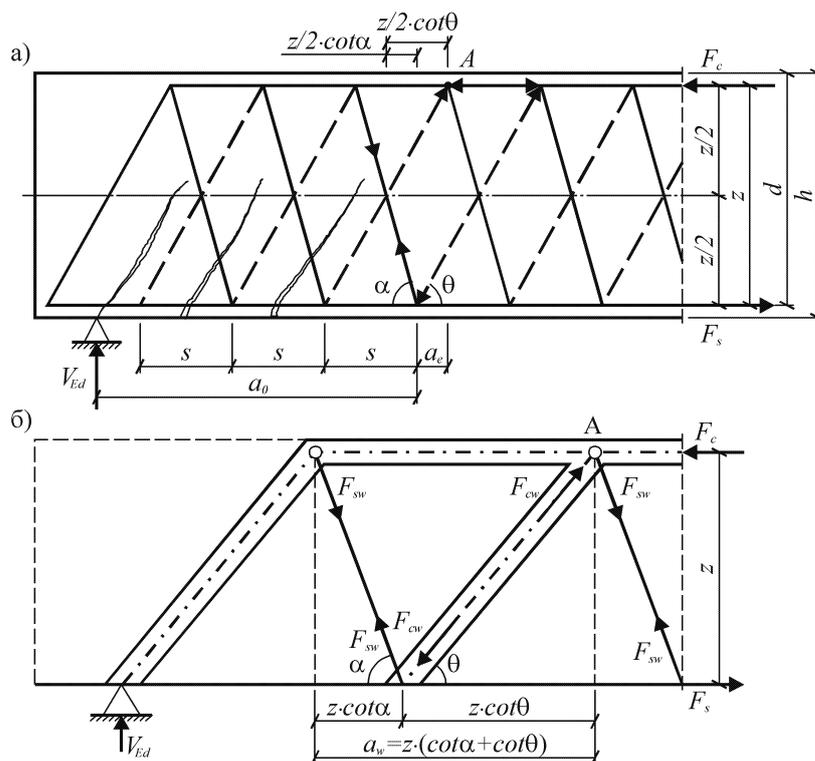


Рис. 2.15. К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии

*a* – идеализированная ферма; *b* – заменяющая ферма с подкосами

**Расчет сопротивления наклонного сечения при отсутствии продольных сил, действующих на сечение**

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу  $V_{Rd}$  принимается как меньшее из значений  $V_{Rd,s}$  и  $V_{Rd,max}$  [7, п. 6.2.3].

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята поперечной арматурой

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta,$$

где:  $A_{sw}$  – площадь сечения поперечной арматуры;

$s$  – расстояние между поперечными стержнями (хомутами);

$f_{ywd} \leq 0,8f_{ywk}$  – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры.

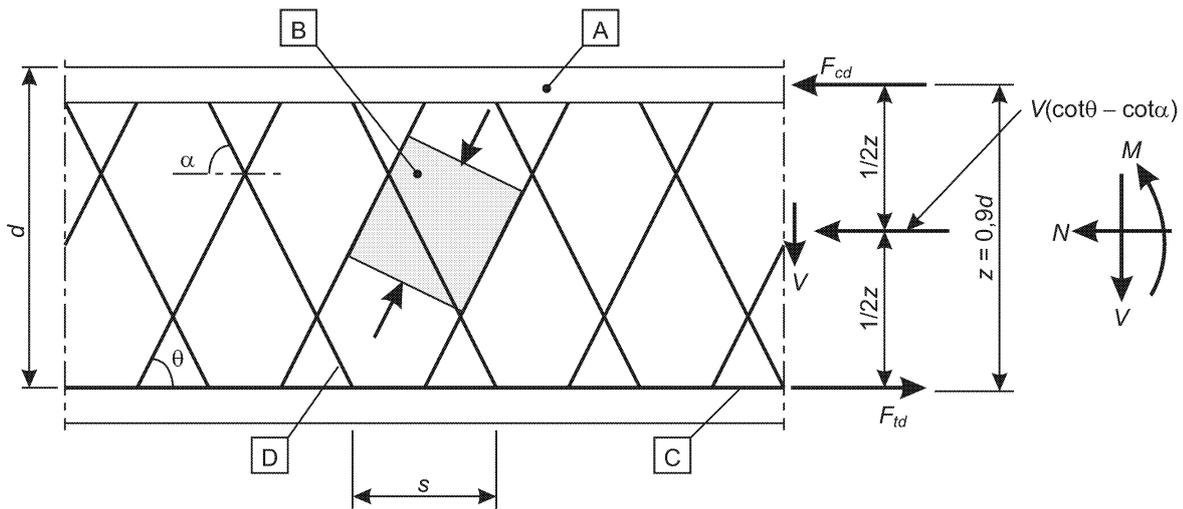
Расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta},$$

где  $\alpha_{cw}$  – коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе. Для конструкций без предварительного напряжения  $\alpha_{cw} = 1$ .

Коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин:

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$$



А – сжатый пояс; В – сжатый подкос; С – растянутый пояс; D – поперечная арматура

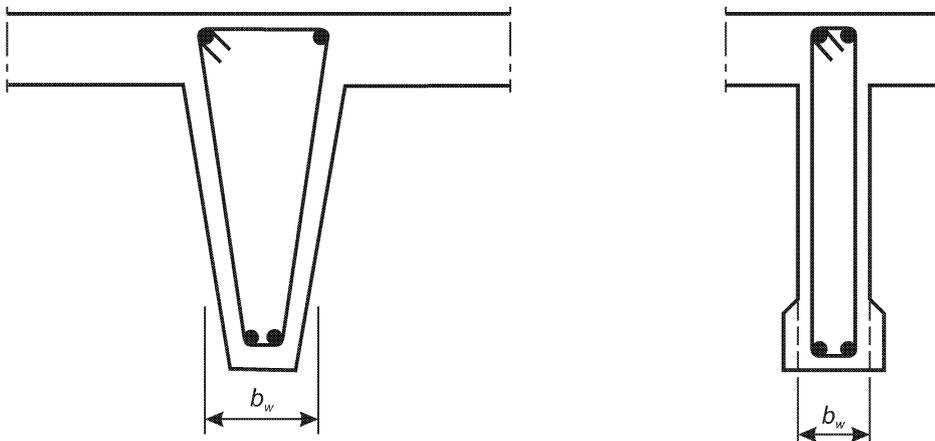


Рис. 2.16. К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы по методу ферменной аналогии

Условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры (п. 6.2.3 [7]):

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v_1 \cdot f_{cd}$$

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле [7, п. 9.2.2]

$$s_{l, \max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha)$$

Поперечная арматура устанавливается под углом  $\alpha = 90^\circ$ .

**Примерная последовательность расчета наклонного сечения шарнирно опертой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой**

1. определяется поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, как  $\max\{V_{Rd,c}, V_{Rd,c, \min}\}$  и сравнивается с  $V_{Ed}$ .

2. Если  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , то поперечное армирование не требуется, и его назначают по конструктивным требованиям.

Если  $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ , то необходимо устанавливать расчетное количество поперечной арматуры.

3. определяется поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} > V_{Ed,max}$$

Если условие не выполняется, то необходимо увеличивать класс бетона и/или высоту сечения.

4. определяется длина участка балки, на котором поперечная арматура должна устанавливаться по расчету (рис. 2.17)

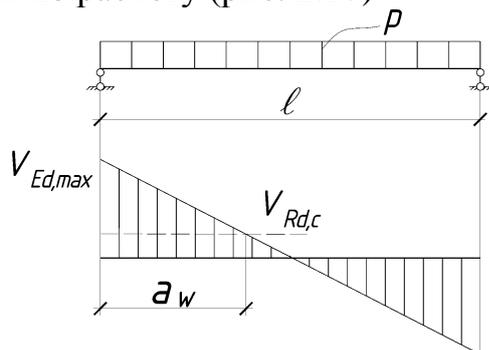


Рис. 2.17. К расчету наклонных сечений

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p}$$

5. назначается первое расчетное сечение на расстоянии  $z$  от опоры и определяется поперечная сила, действующая в нем

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z$$

6. принимается угол наклона трещин к горизонтали ( $\theta = 40^\circ$ ), плечо внутренней пары сил ( $z = 0,9 \cdot d$ ) и величина напряжений в поперечной арматуре ( $f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yd}$ ).

7. определяется максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha).$$

8. назначается минимальный шаг поперечной арматуры ( $s = 100$  мм) и определяется ее площадь

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

9. определяется и проверяется коэффициент поперечного армирования [7, п. 9.2.2(5)]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

10. принимается количество и диаметр поперечных стержней ( $A_{sw}$ )

11. для остальных расчетных сечений, расположенных на длине участка  $a_w$ , выполняется п. 5 и при постоянной  $A_{sw}$  определяется требуемый шаг поперечной арматуры  $s$ .

## ***Конструктивные требования к поперечному армированию***

Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1 [7]. Минимальное поперечное армирование допускается не предусматривать в таких элементах, как плиты (сплошные, ребристые или многоярусные плиты), где возможно поперечное перераспределение нагрузок. Допускается также не предусматривать минимальное поперечное армирование в элементах второстепенного значения (например, для перемычек с пролетом, менее или равным 2 м), которые существенно не влияют на общую несущую способность и устойчивость конструкции.

В других случаях поперечную арматуру необходимо устанавливать с учетом следующих конструктивных требований (по расчету поперечная арматура не нужна, а по конструктивным требованиям – необходима):

1. шаг хомутов – при высоте элемента  $h \leq 450$  мм, шаг хомутов на опоре  $s_{1,\min} = 100$  мм,  $s_{1,\max} = 150$  мм. При высоте элемента  $h > 450$  мм,  $s_{1,\min} = 100$  мм,  $s_{1,\max} = 350$  мм. Рекомендации по определению шага хомутов  $s_2$  (шаг хомутов в пролете) приведены в п. 9.2.2, п.9.5.3 [7].

2. диаметр хомутов:

– диаметр хомутов подбирается из условия свариваемости – соотношение диаметра хомута к диаметру рабочей арматуры должно быть не менее 1/4

– диаметр хомутов зависит от размеров элемента, при высоте сечения  $h \leq 800$  мм минимальный диаметр хомутов – 6 мм, при  $h > 800$  мм, минимальный диаметр хомутов – 8 мм.

3. количество ветвей поперечного армирования (в зависимости от сечения элемента). При ширине сечения элемента  $b \leq 450$  мм – минимум две ветви, при ширине более  $b > 450$  мм – минимум 3 ветви.

4. минимальный процент армирования  $\rho_{sw,\min}$  определяется согласно п.9.5.2 [7].

### **Тема 2.3. Предварительно напряженные железобетонные конструкции**

#### ***Сущность предварительного напряжения***

Предварительно напряженные железобетонные конструкции – конструкции, в которых натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе изготовления и эксплуатации конструкции.

Идея предварительного напряжения заключается в том, что в процессе изготовления железобетонной конструкции до приложения эксплуатационной нагрузки в бетоне создается искусственно напряжение, которое можно регулировать, причем его выполняют таким образом, чтобы зона бетона, которая в процессе эксплуатации будет работать на растяжение, имела начальное сжимающее напряжение.

Цели предварительного напряжения:

– отдалить (увеличить) момент образования трещин в растянутой зоне элемента;

- ограничить ширину раскрытия трещин;
- повысить жесткость и уменьшить прогиб;
- повысить выносливость (усталостную прочность) ЖБК при действии многократно повторяющейся нагрузки;
- снизить расход стали за счет использования арматуры более высокой прочности;
- уменьшить расход бетона и снизить массу конструкции;
- повышение срока службы конструкции при эксплуатации в агрессивной среде.

В расчетном виде предварительное напряжение не влияет на повышение прочности. Косвенным образом влияет на ширину раскрытия трещин, на прогиб, на долговечность.

Известные методы реализации предварительного напряжения конструкций можно разделить на три группы:

1) предварительное напряжение при помощи стальной арматуры, устанавливаемой в конструкцию (рис. 2.18а);

2) предварительное напряжение в результате действия горизонтальной реакции, создаваемой домкратами, установленными между жесткими опорами и напрягаемой конструкцией, либо расширением бетона, из которого она выполнена (см. рис. 2.18б);

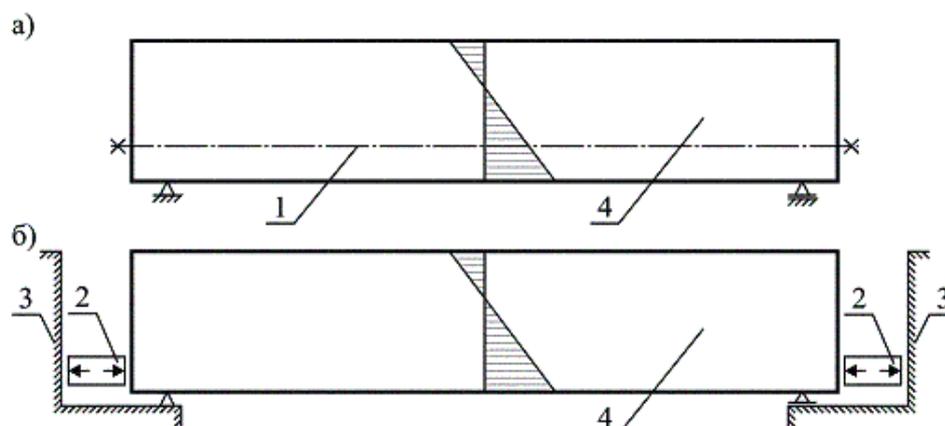


Рис. 2.18. Предварительное напряжение конструкций при обжати рабочей арматурой (а) и реакциями внешнего ограничения (б) – жесткими упорами  
1 – напрягаемая арматура; 2 – домкраты; 3 – жесткий упор;  
4 – конструкция, подвергаемая предварительному напряжению.

3) предварительное напряжение при использовании специальных технологических приемов, отличающихся от осевого натяжения арматурных стержней способами, относящимися к первой группе.

Наибольшее распространение в строительной практике имеют конструкции, в которых предварительное напряжение создают посредством натяжения рабочей арматуры, располагаемой, как правило, в растянутой зоне сечения. Предварительно напряженные конструкции могут быть классифицированы по следующим признакам:

1) по принципу действия напряженного армирования:

- а) одноосно предварительно напряженные;
  - б) двухосно предварительно напряженные;
  - в) объемно предварительно напряженные конструкции;
- 2) по методу изготовления:
- а) с натяжением на упоры;
  - б) с натяжением арматуры на бетон;
  - в) самонапряженные;
  - г) сборно-монолитные (с обетонированными предварительно напряженными сборными элементами).
- 3) по степени предварительного напряжения:
- а) полное предварительное напряжение, если при действии эксплуатационной нагрузки напряжения в бетоне наиболее растянутых волокон сечения  $\sigma_{ct}$  (как правило, на уровне напрягаемой арматуры) равны нулю;
  - б) если растягивающие напряжения в бетоне  $\sigma_{ct}$  не превышают допустимых значений, говорят об ограниченном предварительном напряжении;
  - в) если величина растягивающих напряжений не ограничивается и растянутая напрягаемая арматура установлена исходя из уровня ограничения недопустимого чрезмерного раскрытия трещин, в этом случае принято говорить о частичном предварительном напряжении.

### ***Способы создания предварительного напряжения***

Предварительное напряжение конструкции с использованием арматурных элементов может быть выполнено, главным образом, тремя основными методами:

- 1) при предварительном напряжении арматуры на упоры;
- 2) при натяжении арматуры на затвердевший бетон;
- 3) посредством физико-химического натяжения (самонапряжения) при связанном расширении специальных (напрягающих) бетонов.

При выполнении предварительного напряжения конструкции с натяжением на упоры напрягаемую арматуру до бетонирования заводят в форму, один конец стержня закрепляют на неподвижном упоре, а другой натягивают с применением, например, домкрата или другого устройства до получения величины заданного начального контролируемого напряжения  $\sigma_{p,max}$  (рис. 2.19а). После достижения бетоном конструкции требуемой прочности, которую принято называть передаточной прочностью, осуществляют плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров. Восстанавливая упругие деформации при обеспеченном сцеплении с бетоном, арматура обжимает конструкцию (рис. 2.19б). Таким образом, после завершения предварительного напряжения в конструкции действуют взаимно уравновешенные усилия: растяжения в арматуре и сжатия в бетоне.



Рис. 2.19. Последовательности технологических операций при предварительном напряжении арматуры на упоры  
1 – напрягаемая арматура; 2 – упоры; 3 – технологические анкера; 4 – железобетонный элемент

При натяжении арматуры на бетон, предварительно изготавливают слабо армированный либо бетонный элемент, а затем, после достижения бетоном передаточной прочности, выполняют его обжатие. В этом случае напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натяжение осуществляют на бетон при помощи специальных домкратов двойного действия (рис. 2.20).

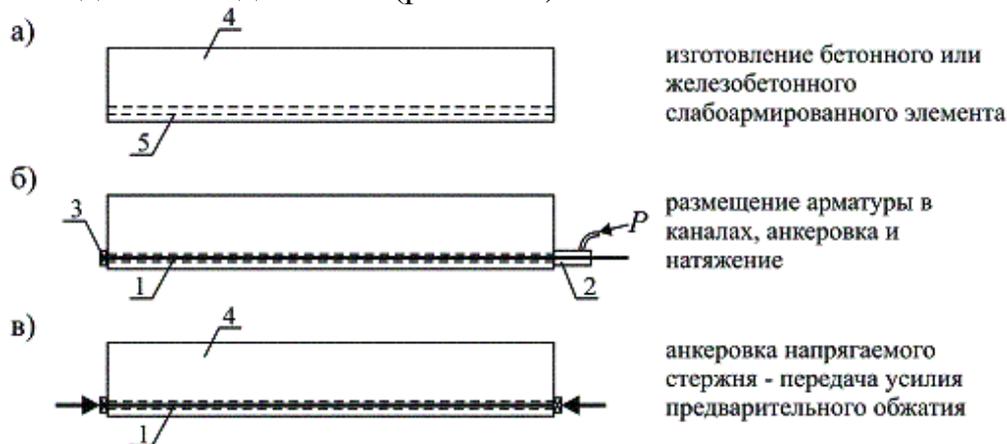


Рис. 2.20. Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон  
1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия; 3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

Различают следующие способы предварительного напряжения:

1) **Механический** способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение арматуры получают вытяжкой арматурного элемента натяжными механизмами домкраты, системой блоков, рычагов и оттяжек и т.д.

2) **Электротермический** способ, заключающийся в том, что необходимое относительное удлинение напрягаемой арматуры получают электриче-

ским нагревом арматуры с последующей фиксацией ее на упорах для создания напряжения после ее остывания.

3) **Комбинированный** (или электротермомеханический) способ, представляющий собой совокупность электротермического и механического способов натяжения арматуры.

4) **Физико-химический** способ, позволяющий осуществлять натяжение арматуры за счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения.

В массовом строительстве при изготовлении сборных элементов наиболее распространен электротермический способ предварительного напряжения конструкций.

### *Анкеровка напрягаемой арматуры. Конструкции анкеров*

В балках с предварительно напряженной арматурой для обеспечения надежной передачи усилий с арматуры на бетон на концах арматурных элементов часто устанавливают специальные анкерные устройства. При этом концы балки должны быть усилены установкой дополнительной поперечной или косвенной арматуры (например, сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты с шагом 50...100 мм) на длине участка не менее 200 мм при арматуре без анкеров, а при наличии анкерных устройств – на участке, равном двум длинам этих устройств. Анкеры являются обязательными у концов арматуры, при натяжении на бетон, а также у арматуры, натягиваемой на упоры при недостаточном ее сцеплении с бетоном (гладкая проволока, многопрядные канаты); при этом анкерные устройства должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне. Применяются также технологические анкеры для закрепления напрягаемой арматуры на упорах стендов и силовых форм. Для натяжения и закрепления на упорах арматурных стержней применяют приваренные коротыши и шайбы, нарезку накатом без ослабления сечения; высаженные головки различной формы и т.п.; употребляют специальные цанговые захваты – для стержневой и канатной арматуры (рис. 2.21, а), а также петли и коротыши – для высокопрочной гладкой проволочной арматуры.

При натяжении арматуры на бетон используют заводские гильзовые анкеры для арматурных пучков (рис. 2.21, б); при протяжке через обжимное кольцо материал гильзы достигает предела текучести и запрессовывает проволоки пучка; анкер после натяжения арматуры закрепляют гайкой концевого стержня, затягиваемой до упора в бетонную поверхность. Арматурный пучок можно закреплять и стальной конической пробкой с помощью домкрата двойного действия (рис. 2.21, в). Такой домкрат, упираясь в бетонную поверхность, вначале натягивает арматурный пучок, а затем вторым поршнем запрессовывает пробку, заанкеривая растянутую арматуру.

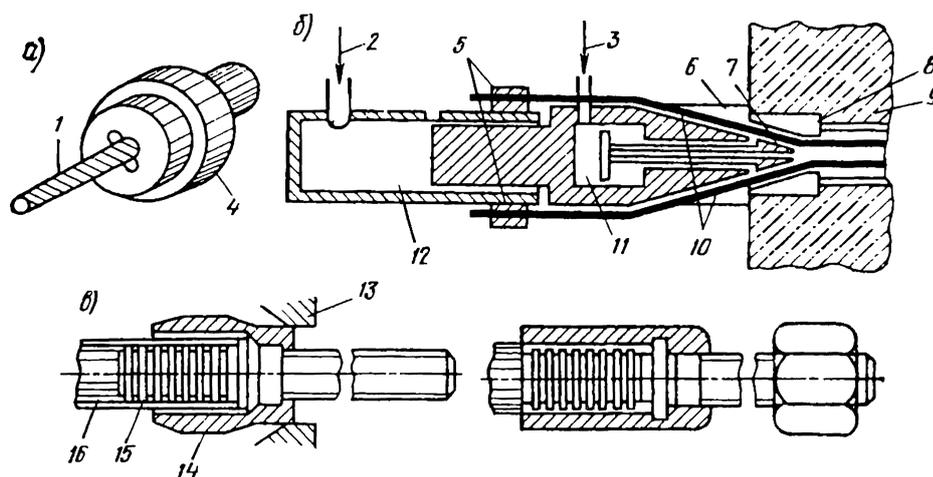


Рис. 2.21. Анкеровка напрягаемой проволочной арматуры в предварительно напряженных элементах:

- 1 – напрягаемая арматура; 2, 3 – подача давления масла; 4 – цанговый зажим; 5 – зажимы для проволок; 6 – упор; 7 – анкерная пробка; 8 – обойма (стальная или железобетонная); 9 – обжимаемая конструкция; 10 – натягиваемая проволока; 11 – полость, заполняемая при запрессовке анкерной пробки; 12 – полость домкрата, заполняемая при натяжении арматуры; 13 – обжимное кольцо; 14 – гильза; 15 – стержень с нарезкой; 16 – пучок

### **Назначение величины начального предварительного напряжения**

Общим требованием при назначении величины предварительного напряжения является создание такого натяжения арматуры, которое приводило бы к оптимальному напряженному состоянию бетона и арматуры в конструкции при ее работе в эксплуатационной стадии. Величину усилия предварительного напряжения назначают согласно требований п. 5.10.2 ТКП EN 1992-1-1 [7].

При расчете предварительно напряженных элементов в расчете учитывается предварительное напряжение в арматуре, отвечающее такому состоянию конструкции, когда под действием усилия предварительного обжатия и внешних нагрузок напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры были равны нулю. Поэтому полные деформации арматуры в предельном состоянии могут определяться как сумма начальных деформаций, созданных на стадии предварительного натяжения (с учетом потерь) и приращения деформаций растянутой зоны конструкции в предельном состоянии.

Согласно требованиям норм по проектированию железобетонных конструкций [7, п.5.10.2.1(1)] усилие, прилагаемое к напрягающему элементу,  $P_{\max}$  не должно превышать следующее значение:

$$P_{\max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,\max},$$

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

$\sigma_{p,\max}$  – максимальное напряжение, приложенное к напрягающему элементу;

$$\sigma_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8 f_{pk}, \\ 0,9 f_{p0,1k}, \end{cases}$$

где  $f_{p0,1k}$  – характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали. Для стержневой арматуры класса S800  $f_{p0,1k} = 800$  МПа.

$f_{pk}$  – характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали.

Верхний предел уровня напряжений назначается с тем, чтобы при натяжении деформации арматуры не выходили в область больших неупругих деформаций и не произошел бы ее разрыв.

Нижний предел нормами не оговаривается, но должен обеспечивать минимальный уровень предварительного напряжения с учетом проявления потерь. При этом величину предварительного напряжения

Напряжения в арматуре самонапряженных конструкций следует рассчитывать из условия равновесия с напряжениями (самонапряжением) в бетоне. Самонапряжение бетона в конструкции определяется исходя из марки бетона по самонапряжению с учетом коэффициента армирования сечения, расположения арматуры в бетоне (одно-, двух-, трехосное армирование), условий расширения напрягающего бетона в конструкции, а также в необходимых случаях — потерь от усадки и ползучести бетона при загрузении конструкции.

### ***Потери предварительного напряжения***

Усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре не остаются постоянными, а с течением времени уменьшаются.

Согласно нормативным документам различают следующие потери:

- прямые (первые) потери – потери, которые происходят в процессе изготовления конструкции, то есть обусловлены технологией натяжения
- зависящие от времени (вторые) потери – потери, которые проявляются после передачи усилия обжатия и развиваются в дальнейшем во времени в процессе эксплуатации.

#### ***Прямые потери [7, п. 5.10.4, 5.10.5]:***

- от кратковременной релаксации напряжений в арматуре;
- от ограниченного расширения бетона при тепловой обработке;
- от деформации анкеров;
- от деформации стальной формы;
- от трения арматуры о стенки каналов и об огибающие приспособления;
- от проскальзывания в анкерном устройстве;
- от упругой деформации бетона.

***Эксплуатационные потери [7, п. 5.10.6]*** – реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона и релаксацией напряжений.

### ***Напряжения в бетоне при обжатии.***

Эффективное использование преимуществ предварительного напряжения зависит не только от правильно назначенного предварительного напряжения арматуры, но и от соответствующих напряжений обжатия, действующих в бетоне. В частности, чрезмерного обжатия приходится избегать в конструкциях, работающих преимущественно на сжатие. В этих условиях предварительное обжатие бетона может повышаться за счет напряжений от

внешней эксплуатационной нагрузки, при этом возможно значительное увеличение ползучести бетона, его микро- и даже макроразрушения. Если же созданное предварительное напряжение обжатия бетона уменьшается или, по крайней мере, не растет при действии внешних нагрузок, величина этого обжатия может назначаться более высокой.

Для конструкций с натяжением арматуры на бетон допустимые напряжения обжатия приняты сниженными по сравнению со случаем натяжения на упоры. Это снижение обусловлено главным образом тем, что при натяжении на бетон потери от быстронатекающих деформаций ползучести в процессе обжатия бетона сразу же компенсируются дополнительным обжатием. В этих условиях фактические напряжения обжатия могут оказаться в стадии эксплуатации более высокими по сравнению с аналогичными условиями при натяжении на упоры.

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

Напряжения в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, определяют как для линейно-упругого материала по формулам сопротивления материалов. При этом усилие предварительного обжатия  $P_{m0}$  ( $N_{p,0}$ ) рассматривается как внешняя сила (рис. 2.22). 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, исходя из равенства деформаций арматуры и бетона с помощью приведения модулей упругости  $\alpha = E_p/E_{cm}$ .

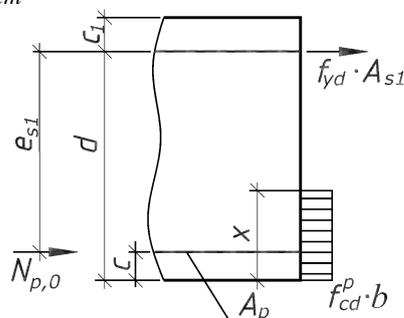


Рис. 2.22. К определению напряжений в бетоне при обжатии

Нормальные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} \cdot z_{cp}^2}{I_c},$$

где  $A_c$  – расчетная площадь бетонного сечения;

$I_c$  – момент инерции расчетного сечения;

$z_{cp}$  – расстояние от точки приложения усилия обжатия до центра тяжести бетонного сечения.

## Тема 2.4. Расчет сжатых и растянутых элементов

### Сжатые элементы. Конструктивные особенности.

#### Принцип армирования.

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. 2.23, 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. 2.23, б). Наиболее распространенными являются прямоугольные сечения с отношением сторон в пределах  $h = (1,3...3)b$ .

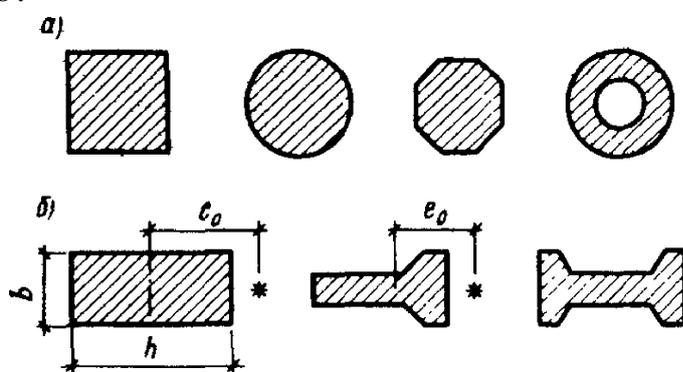


Рис. 2.23. Поперечные сечения внецентренно сжатых элементов

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 100 мм – при больших размерах.

Минимальные размеры сечения сборных колонн жилых и общественных зданий допускается принимать равными  $200 \times 200$  мм, промышленных зданий –  $300 \times 300$  мм. Монолитные железобетонные колонны рекомендуется принимать с размерами поперечного сечения не менее  $250 \times 250$  мм. Бетон для колонн применяют в зависимости от условий эксплуатации здания, но не ниже  $C^{20}/25$ .

Системы армирования сжатых элементов классифицируют по виду продольной и поперечной арматуры. Армирование в продольном направлении может выполняться гибкой (рис. 2.24, а) или жесткой (несущей) арматурой (рис. 2.24, б), в поперечном направлении – с помощью хомутов, сеток (так называемое косвенное армирование, рис. 2.24, в) и спиральной арматуры (рис. 2.24, 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.

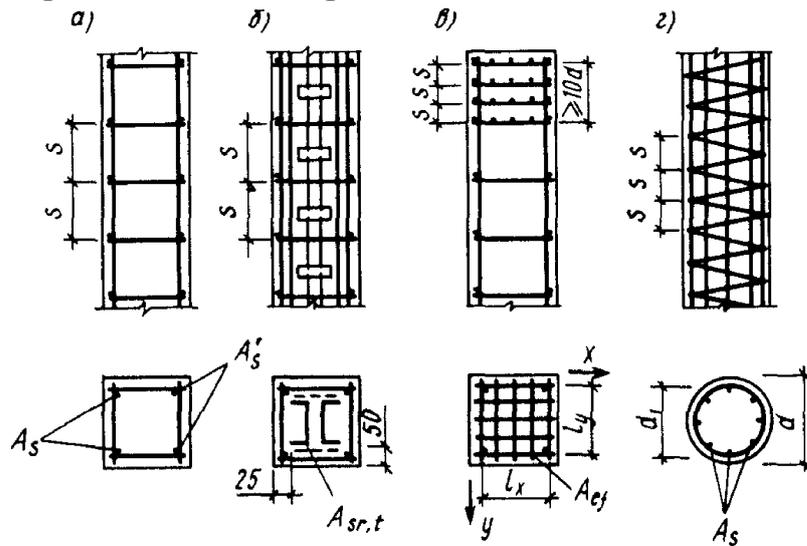


Рис. 2.24. Виды армирования сжатых элементов

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 элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя бетона, которая должна быть не менее диаметра стержня и не величины, допускаемой нормами. Расстояние в свету между стержнями назначают [7, п. 8.2]: не менее 20 мм, не менее диаметра стержня и не менее  $(d_g + 5)$  (где  $d_g$  – диаметр наибольшего зерна заполнителя) (рис. 2.25). Максимально допустимое расстояние между стержнями составляет 400 мм.

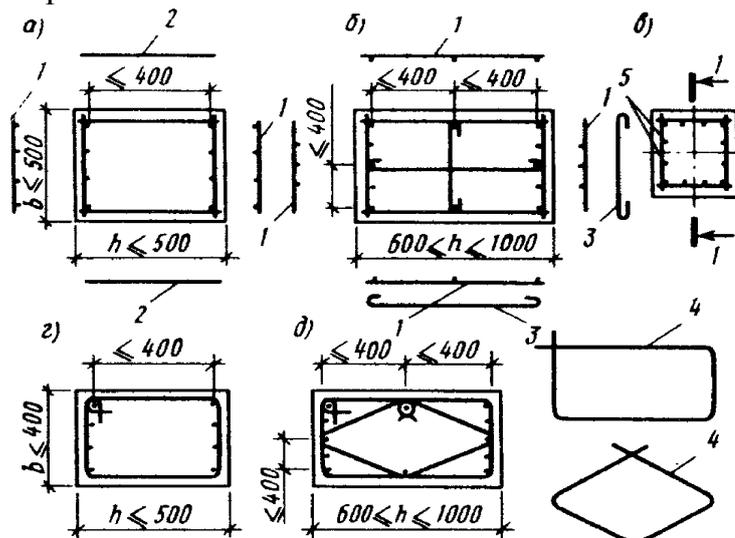


Рис. 2.25. Армирование сжатых элементов с гибкой арматурой  
 а, б, в – сварными каркасами; г, д – вязаными; 1 – сварные каркасы;  
 2 – соединительные стержни; 3 – шпильки; 4 – вязаные хомуты;

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 400×400 мм можно армировать четырьмя стержнями, а при расстоянии между ними более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения.

В элементах с расчетными эксцентриситетами и сечениями, развитыми в плоскости действия момента, продольные рабочие стержни размещают вдоль коротких граней (рис. 2.25).

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. В местах стыкования рабочих стержней внахлестку без сварки расстояние между хомутами принимают не более  $10\varnothing$ . Шаг хомутов округляют до размеров, кратных 50 мм.

Продольную и поперечную арматуру в сжатых элементах объединяют в пространственные сварные и вязаные 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. 2.25, 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. 2.25, а).

Вязаные 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. 2.25, д).

Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 12 мм в растянутой зоне и 16 мм в сжатой зоне и хомутами из стали класса S500.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования [7, пп. 9.5.2 и 9.5.3]:

1) размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость  $\lambda = l_0/i$  в любом направлении не превышала 120;

2) минимальная площадь сечения продольной арматуры  $A_{s,min}$  должна составлять:

$$A_{s,\min} \geq \begin{cases} 0,10N_{Ed}, \\ f_{yd} \\ 0,002A_c, \end{cases}$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное усилие,

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести арматуры;

3) площадь продольной арматуры не должна превышать  $A_{s,\max} = 0,04A_c$ , за исключением сечений соединений, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до  $0,08A_c$ ;

4) в колоннах прямоугольного сечения не менее одного стержня должно быть расположено в каждом углу;

5) диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

б) поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

7) расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше  $s_{cl,\max}$ :

$$s_{cl,\max} \leq \begin{cases} 20\varnothing \text{ меньшего продольного стержня,} \\ \min(b, h) - \text{меньший размер сечения колонны,} \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

Максимальное расстояние между стержнями может быть уменьшено до  $0,6s_{cl,\max}$  в следующих случаях:

1. В сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже или выше балки или плиты.

2. В сечениях вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. По длине нахлестки требуется располагать не менее трех хомутов.

Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплён (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

### ***Расчет прочности сжатых железобетонных элементов при расчетных эксцентриситетах. Учет гибкости элементов.***

При расчете внецентренно сжатых элементов используют приближенные (упрощенные) методы, позволяющие учесть влияние прогиба на величину начального эксцентриситета, т.е. изменение величины начального момента, установленного статическим расчетом по упругой схеме. Приближенные методы учета продольного изгиба рассматривают сжатые элементы стержневых систем как условно изолированные, учитывая особенности их деформирования в составе той или иной системы. Расчет должен гарантировать, что при наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок не произойдет потеря устойчивости всей стержневой системы или ее отдельного элемента, при этом прочность любых сечений элемента является обеспеченной. Упрощенные приближенные

методы расчета, учитывающие влияние продольного изгиба, можно разделить на две группы:

1. **нелинейный** расчет (по деформированной схеме).

При определении схем нагрузок, эпюр и перемещений с использованием упрощенных зависимости кривизны от продольных сил и изгибающих моментов, то есть с учетом образования трещин.

2. **линейный** расчет (по недеформированной схеме).

Проверка выполняется для наиболее нагруженных сечений по усилиям, определяемым из линейного упругого статического расчета. При этом усилия корректируются учетом влияния эффектов второго порядка (продольного изгиба).

**Классификация конструкций по характеру проявления продольного изгиба.**

Конструктивные системы и элементы в расчетах подразделяют на связевые и рамные в зависимости от способности связевых элементов воспринимать горизонтальные нагрузки, а также на смещаемые и несмещаемые в зависимости от их способности противостоять увеличению изгибающих моментов в колоннах при поперечных перемещениях. Каркасы, имеющие связевые элементы (или без них), в которых влияние перемещения узлов на расчетные усилия не превышает 5%, относятся к несмещаемым, иначе они называются смещаемыми или податливыми. Связевые каркасы относятся к несмещаемым в случае, если их пространственная неизменяемость обеспечена соответствующими элементами жесткости, а также, если связи симметрично расположены в здании и обладают достаточной суммарной жесткостью.

В многоэтажных рамных или связевых каркасах допускается принимать отдельный этаж смещаемым, если соблюдается условие:

Способ расчета гибких элементов зависит от степени податливости системы. В несмещаемых каркасах анализу могут быть подвергнуты отдельные элементы (т.н. «условно изолированные стержни»), в то время как в смещаемых каркасах следует анализировать всю систему в целом.

Согласно п. 5.8 ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7] под эффектами **второго** порядка понимают дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Под эффектами **первого** порядка понимают эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Согласно п. 5.2(9) [7] несовершенства, вызванные обычными отклонениями в производстве работ для колонн в раскрепленных системах, могут быть учтены с помощью дополнительного эксцентриситета  $e_i = l_0/400$  (где  $l_0$  – расчетная длина колонны).

Необходимость учета эффектов второго рода связывают с гибкостью элемента, которую характеризуют коэффициентом гибкости:

$$\lambda = l_0 / i$$

или для сечения прямоугольной формы

$$\lambda = l_0 / h,$$

где:  $l_0$  – расчетная длина элемента;

$i$  – радиус инерции сечения произвольной формы;

$h$  – высота прямоугольного сечения.

Традиционно в зависимости от коэффициента гибкости  $\lambda$  сжатые элементы классифицируют как:

– короткие (негибкие), для которых  $\lambda \leq \lambda_{\text{lim}}$  и влияние продольного прогиба можно не учитывать;

– гибкие (при  $\lambda > \lambda_{\text{lim}}$ ), для которых необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Эффекты второго порядка могут не учитываться, если для гибкости выполняется условие [7, п. 5.8.3.1]:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < \lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}},$$

где  $A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$  (допускается принимать  $A = 0,7$ );

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$  (допускается принимать  $B = 1,1$ );

$C = 1,7 - r_m$  (допускается принимать  $C = 0,7$ );

$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$  – эффективный коэффициент ползучести, где:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$  – предельная характеристика ползучести;

$M_{0Eqp}$  – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок;

$M_{0Ed}$  – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при расчетном сочетании нагрузок.

$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$  – механический коэффициент армирования.

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$  – относительное продольное усилие;

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$  – отношение моментов с учетом эффектов первого порядка.

### **Расчетные длины сжатых элементов.**

Расчетная длина – это длина стержня для учета формы кривой перемещения.

Выбор формулы для определения расчетной длины зависит от того, раскреплен элемент или нет. Раскрепленный элемент или система – это конструктивный элемент или подсистема, для которых при расчете или проекти-

ровании принято, что он не способствует общей горизонтальной устойчивости. Раскрепляющий элемент – это элемент, для которого при расчете и проектировании принято, что он способствует общей горизонтальной устойчивости.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле [7, п. 5.8.3.2(3)]:

$$l_0 = 0,5 \cdot l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)},$$

для не раскрепленных:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}, \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\},$$

где  $l$  – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;

$k_1, k_2$  – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для  $k_1$  и  $k_2$  принять равным 0,1. При полном отсутствии закрепления от поворота  $k = \infty$ .

Для отдельно стоящих элементов с постоянным поперечным сечением расчетные длины приведены на рис. 2.26.

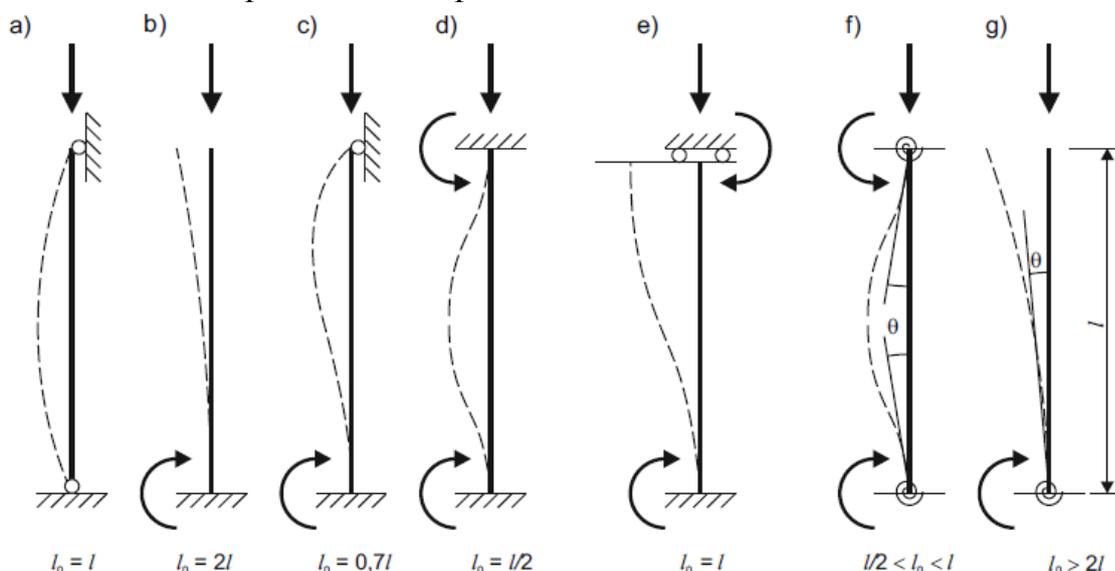


Рис. 2.26. К определению расчетных длин для отдельно стоящих элементов

В случае, когда  $\lambda$  меньше  $\lambda_{lim}$  учет гибкости не требуется, для дальнейших расчетов можно принять изгибающий момент  $M_{02}$  и приравнять его к  $M_{Ed}$ . Если  $\lambda$  больше  $\lambda_{lim}$ , в этом случае требуется учет эффектов второго порядка (продольного изгиба).

**Потеря устойчивости при продольном изгибе** – это разрушение в следствие неустойчивости элемента или конструкции при действии преимущественно продольной силы без поперечной нагрузки. Учет эффектов второго порядка (учет гибкости) при осевой нагрузке может выполняться по трем методам расчета:

- общий метод (основанный на нелинейном расчете).
- метод основанный на номинальной жесткости.
- метод основанный на номинальной кривизне.

В Национальном приложении к ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7] принят **метод номинальной жесткости**.

Этот метод допускается применять как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом, если значение номинальной жесткости рассчитано предварительно.

Номинальная жесткость колонны:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где:  $E_{cd}$ ,  $E_s$  – расчетные значения модуля упругости бетона и арматуры соответственно;

$I_c$  – момент инерции поперечного сечения бетона, определяется без учета арматуры;

$I_s$  – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения, может определяться с помощью  $\rho_{\min}$ .

$K_s$  – коэффициент, учитывающий влияние арматуры;

$K_c$  – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести.

При  $\rho \geq 0,002$ :

$$K_s = 1;$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})};$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}};$$

где  $\varphi_{ef}$  – эффективный коэффициент ползучести, определяется в соответствии с п. 5.8.4 [7]. Влияние ползучести не учитывается, т. е.  $\varphi_{ef} = 0$ , если выполнены три следующих условия:

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h.$$

При этом  $M_{0Ed}$  является моментом, определенным с учетом эффекта первого порядка, а  $h$  – высотой поперечного сечения в соответствующем направлении.

Если условия будут выполнены только частично, то следует учитывать эффекты второго порядка и ползучесть, кроме случаев, когда механический коэффициент армирования ( $\omega$ ) составляет не менее 0,25.

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Критическая сила определяется по формуле Эйлера:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитывается по формуле:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right],$$

где  $M_{0Ed}$  – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т.е. с учетом эффектов первого порядка.

В качестве  $M_{0Ed}$  при расчете элементов без нагрузок, приложенных между концами элементов допускается принимать эквивалентный постоянный момент с учетом эффектов первого порядка  $M_{0e}$ :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02};$$

$\beta$  – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядков. Упрощенно можно принять  $\beta = 1$  и общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, может быть рассчитан по формуле

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}.$$

Определение площади арматуры внецентренно сжатых железобетонных элементов выполняется по значению изгибающего момента относительно центра тяжести, растянутой (или менее сжатой арматуры). Определяется величина относительно изгибающего момента с использованием формулы:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

По величине  $\alpha_m$  определяется область деформирования, в зависимости от которой выполняется расчет требуемой площади арматуры.

### ***Растянутые железобетонные элементы, расчет и конструктивные особенности.***

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 преде-

лах (4...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.

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. 2.25). 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 для изгибаемых элементов.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов  $C^{12}/_{15} \dots C^{20}/_{25}$ . Предварительно напряженные конструкции изготавливают из бетона класса не ниже  $C^{20}/_{25}$ . В конструкциях, находящихся под давлением жидкостей, следует применять для ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь класса S500, для предварительно напряженной – высокопрочную проволоку, канаты и горячекатаную сталь классов S800.

Минимальный процент армирования устанавливают из условия предупреждения внезапного разрушения при раскрытии трещин и принимают для центрально-растянутых элементов 0,52%, для внецентренно растянутых – 0,26%.

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 в общем случае только арматурой площадью  $A_{s,tot}$ . Прочность центрально-растянутого элемента будет обеспечена при выполнении условия

$$N_{Ed} = f_{yd} \cdot A_{s,tot},$$

откуда требуемая площадь арматуры

$$A_{s,tot} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ или } A_{s1} = A_{s2} = \frac{0,5N_{Ed}}{f_{yd}}.$$

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. Бетон растянутой зоны (все сечение элемента) в расчете не учитывается, а фиктивная сжатая зона располагается вне сечения (рис. 2.27).

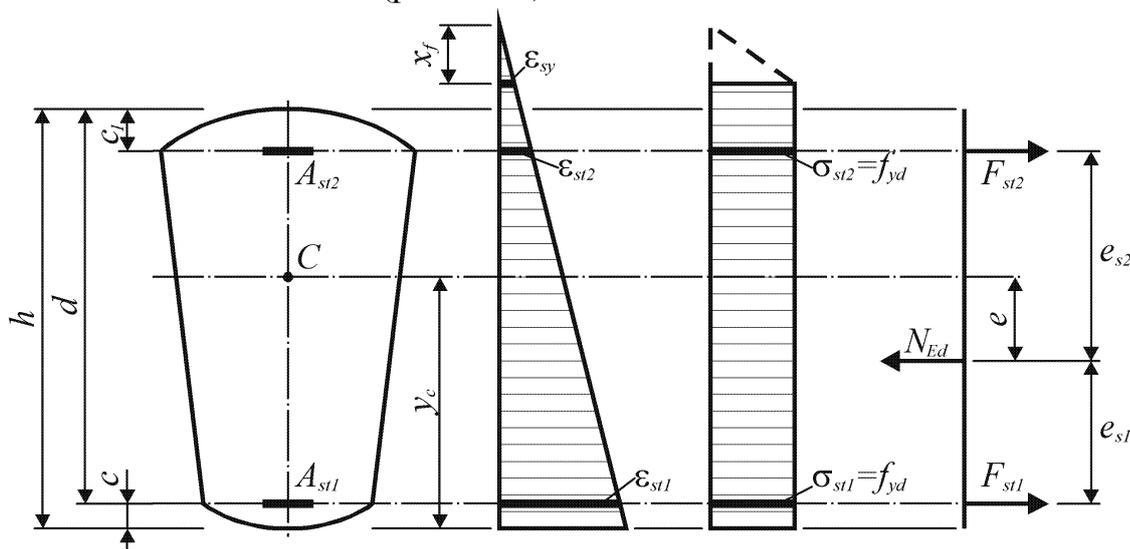


Рис. 2.27. Напряженно-деформированное состояние сечения растянутого элемента (случай малых эксцентриситетов)

В предельном состоянии (разрушение) относительные деформации арматуры, располагаемой у наиболее растянутой грани сечения, достигают предельных значений  $\epsilon_{su} = 10\%$ . Деформации арматуры у менее растянутой грани могут быть определены исходя из гипотезы плоских сечений.

Условия равновесия для данного случая

$$N_{Ed} - F_{st1} - F_{st2} = 0,$$

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} - F_{st2} (d - c_1) = 0,$$

где  $F_{st1}$ ,  $F_{st2}$  – усилия в арматуре  $A_{st1}$  и  $A_{st2}$  соответственно,

$e_{s1}$  – эксцентриситет растягивающего усилия  $N_{Ed}$  относительно центра тяжести более растянутой арматуры (для прямоугольного сечения)

$$e_{s1} = 0,5h - e - c.$$

Сопротивление внецентренно растянутых элементов в случае малых эксцентриситетов допускается проверять из условия:

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} = F_{st2} (d - c_1),$$

$$N_{Ed} \cdot e_{s2} = F_{st1} (d - c_1),$$

где  $e_{s2}$  – эксцентриситет растягивающего усилия  $N_{Ed}$  относительно центра тяжести менее растянутой арматуры.

$$e_{s2} = e + 0,5h - c_1.$$

Площадь продольной арматуры

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{yd} (d - c_1)}, \quad A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{yd} (d - c_1)}.$$

Арматура подбирается по наибольшей площади и устанавливается симметрично.

**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  $N_{Ed}$ , сжата, противоположная часть сечения – растянута (рис. 2.28).

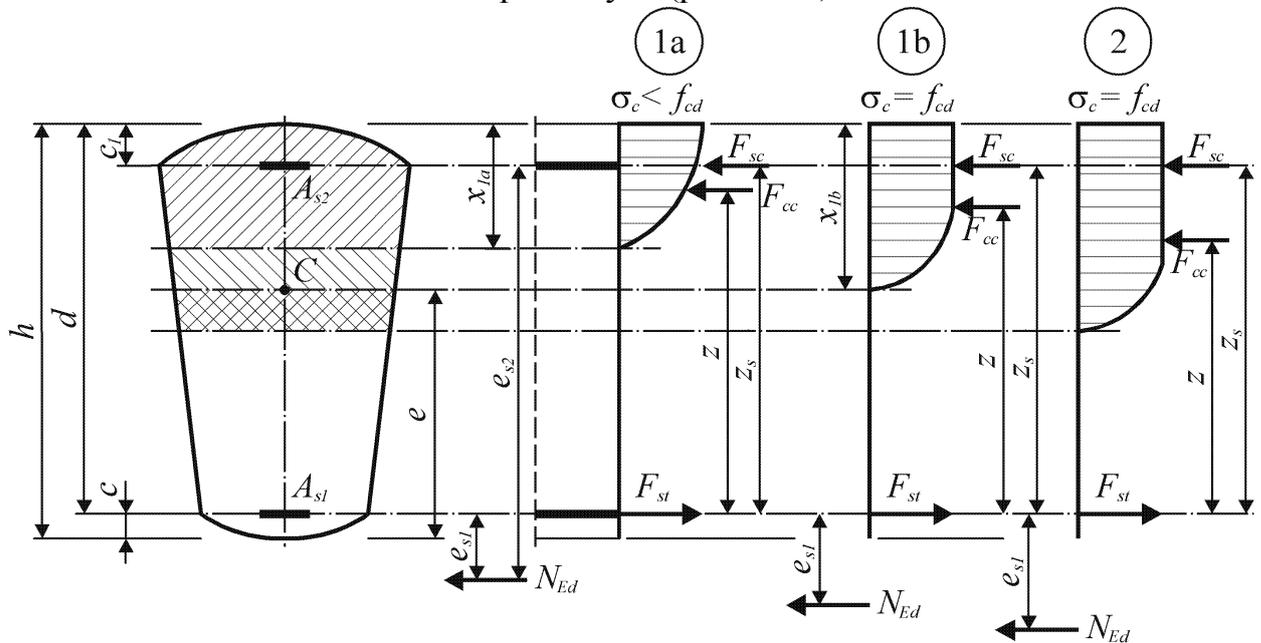


Рис. 2.28. Напряженно-деформированное состояние сечения растянутого элемента (случай больших эксцентриситетов)

Разрушение наступает от исчерпания несущей способности растянутой арматуры и сжатой зоны сечения (бетона и сжатой арматуры).

Для выявления случая расчета можно использовать условие

$$M_{Ed,1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} (e - y_c - c) > 0,$$

где  $y_c$  – расстояние от наиболее растянутой грани до центра тяжести сечения;  
 $e = M_{Ed}/N_{Ed}$  – эксцентриситет растягивающего усилия  $N_{Ed}$  относительно центра тяжести сечения.

Если условие выполняется, что для элемента прямоугольного сечения соответствует величине эксцентриситета  $e > 0,5h - c$ , имеет место случай **больших** эксцентриситетов. В этом случае присутствует фактическая сжатая зона, а эпюры относительных деформаций и напряжений соответствуют областям деформирования **1** или **2**.

Условия равновесия имеют вид:

$$N_{Ed} + F_{cc} + F_{sc} - F_{st} = 0,$$

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} - F_{cc} \cdot z - F_{sc} (d - c_1) = 0,$$

Положение нейтральной оси и область деформирования определяют по справочным таблицам по значению относительного момента

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Если  $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$ , то армирование в сжатой зоне устанавливать нет необходимости. Сечение рассчитывается как изгибаемый элемент с одиночным армированием.

В общем случае армирование в сжатой зоне необходимо устанавливать по конструктивным требованиям ( $A_{s2} \geq A_{s2,min}$ ). В этом случае расчет выполняется как для сечения с двойным армированием, принимая  $A_{s2} = A_{s2,min}$ .

Тогда относительный момент

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2,min} (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Площадь растянутой арматуры

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} + \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2,min}}{f_{cd}}.$$

Если  $\alpha_m > \alpha_{m,lim}$ , то в сжатой зоне устанавливается расчетное количество арматуры, площадь которой определяется по формуле

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1} - \alpha_{m,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} (d - c_1)}.$$

Площадь растянутой арматуры в этом случае

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} + \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}.$$

## Перечень контрольных вопросов по разделу 2

1. Изгибаемые элементы. Конструктивные особенности. Принципы размещения арматуры. Экспериментальные данные о характере разрушения изгибаемых элементов по нормальным и наклонным сечениям.
2. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с одиночным армированием.
3. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с двойным армированием.
4. Расчет тавровых сечений. Понятие о коэффициенте армирования.
5. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям. Подбор поперечной арматуры.
6. Конструктивные требования к диаметру и шагу поперечных стержней.
7. Сущность предварительного напряжения. Способы создания предварительного напряжения.
8. Анкеровка напрягаемой арматуры.
9. Назначение величины начального предварительного напряжения. Потери предварительного напряжения. Напряжения в бетоне при обжатии.
10. Сжатые элементы. Конструктивные особенности. Принцип армирования.
11. Расчет прочности сжатых железобетонных элементов при случайных и расчетных эксцентриситетах.
12. Учет гибкости элементов.
13. Растянутые железобетонные элементы, расчет и конструктивные особенности.

## Содержание практических занятий по 2 разделу

### ТЕМА 1. Определение размеров сечения прямоугольного профиля и расчет продольного армирования железобетонных элементов при действии изгибающих моментов

**Цель занятия:** Используя уравнения предельного равновесия научиться подбирать размеры сечений прямоугольного профиля и/или определять площадь поперечного сечения продольной арматуры элементов железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов.

#### Рассматриваются задачи двух типов:

- определение требуемой площади поперечного сечения продольной арматуры при известных геометрических параметрах элемента и расчетных характеристиках бетона и арматуры;
- определение размеров поперечного сечения железобетонного элемента и расчет продольной арматуры при выбранных классах прочности бетона и арматуры.

Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в приложениях.

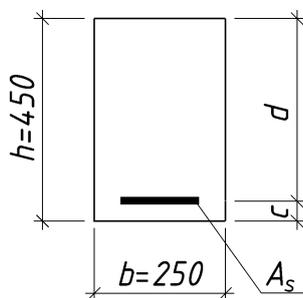
#### Пример 1.1

##### Дано:

Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 250 \times 450$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 225$  кНм. Класс условий эксплуатации ХС1.

##### Требуется:

Определить площадь поперечного сечения и диаметр продольной арматуры.



##### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,6$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру  $\varnothing 25$  класса S500.

Принимаем минимальный защитный слой из условия сцепления арматуры с бетоном  $c_{\min,b} = 25$  мм, для класса условий эксплуатации ХС1  $c_{\min,dur} = 15$  мм [7, таблица 4.4N].

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 25 \text{ мм,} \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ мм,} \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

В соответствии с Национальным приложением НП1 [7, п. 4.4.1.3(1)] принимаем  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

Следовательно, принимаем  $c_{nom} = 25 + 10 = 35$  мм.

Расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{nom} = + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47,5 \text{ мм.}$$

Принимаем  $c = 50$  мм. Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм;}$$

Для арматуры класса S500 при  $E_s = 200 \cdot 10^3$  МПа относительные деформации при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{\lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,\lim} = \xi_{\lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{\lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{225 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 250 \cdot 400^2} = 0,337 \leq \alpha_{m,\lim} = 0,371.$$

Так как  $\alpha_m = 0,337 \leq \alpha_{m,\lim} = 0,371$ , напряжения в растянутой арматуре достигли предела текучести.

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,337} = 0,429.$$

Требуемая площадь арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,5\xi)} = \frac{225 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,429)} = 1647 \text{ мм}^2.$$

Определяем минимальный процент армирования [7, п. 9.2.1.1(1)]

$$\rho_{\min} = \max \begin{cases} 0,13\% \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135\% \end{cases}$$

Фактический коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1647}{250 \cdot 400} = 0,016 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

Так как  $\rho = 1,6\% > \rho_{\min} = 0,135\%$ , армирование принимается в соответствии с расчетом.

По сортаменту (табл. П.6 Приложения) принимаем  $4\varnothing 25$  ( $A_s = 1963 \text{ мм}^2$ ).

Уточняем положение центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{nom} = + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47,5 \text{ мм.}$$

Фактическая полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 450 - 47,5 = 402,5 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры  $4\varnothing 25$  класса S500 ( $A_s = 1963 \text{ мм}^2$ ).

## Пример 1.2

**Дано:**

Сборная балка пролетом 6,2 м изготавливается из тяжелого бетона класса  $C^{20}/_{25}$ . Класс арматуры S500. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 300 \text{ кНм}$ . Класс условий эксплуатации ХС1.

**Требуется:**

Определить размеры поперечного сечения и подобрать продольную арматуру.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$ ;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Принимаем по конструктивным соображениям ширину сечения

$$b \approx (0,025 \dots 0,05) l_{eff} = 0,04 \cdot 6200 \approx 250 \text{ мм}.$$

Задаемся рекомендуемым по экономическим условиям, значением относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{opt} = (0,2 \dots 0,3) = 0,25.$$

Относительный момент сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \xi_{opt} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{opt}) = 0,25 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,25) = 0,219.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Требуемая полезная высота сечения (из выражения (1))

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{300 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 250 \cdot 0,219}} = 641,1 \text{ мм}.$$

Принимаем расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести растянутой арматуры  $c = 50 \text{ мм}$  (см. пример 1.1).

Тогда полная высота сечения составит

$$h = d + c = 641,1 + 50 = 691,1 \text{ мм}.$$

Принимаем высоту сечения балки  $h = 700 \text{ мм}$ .

Для сборных балок целесообразным является соотношение размеров сечения  $b/h = (0,3 \dots 0,5)$ .

$$\frac{b}{h} = \frac{250}{700} = 0,36.$$

Фактическая полезная высота сечения

$$d = h - c = 700 - 50 = 650 \text{ мм}.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\%$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{lim}}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{300 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 250 \cdot 650^2} = 0,213 \leq \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Так как  $\alpha_m = 0,213 \leq \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371$ , напряжения в растянутой арматуре достигли предела текучести, арматура в сжатой зоне не требуется.

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,213} = 0,242.$$

Относительное плечо внутренней пары сил составит

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,242 = 0,879.$$

Требуемая площадь арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{300 \cdot 10^6}{435 \cdot 650 \cdot 0,879} = 1207,1 \text{ мм}^2.$$

Определяем минимальный процент армирования [7, п. 9.2.1.1(1)]

$$\rho_{\text{min}} = \max \begin{cases} 0,13\% \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,2}{500} = 0,114\% \end{cases}$$

Фактический коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1207,1}{250 \cdot 650} = 0,007 > \rho_{\text{min}} = 0,0013.$$

Так как  $\rho = 0,7\% > \rho_{\text{min}} = 0,13\%$ , армирование принимается в соответствии с расчетом.

Принимаем  $4\varnothing 20$  ( $A_s = 1256 \text{ мм}^2$ ).

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ

**№1.** Определить площадь сечения и подобрать продольную арматуру для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 280 \times 600$  мм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Арматура класса S500. Класс условий эксплуатации – ХС3. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 410$  кНм.

**№2.** Подобрать размеры сечения и продольное армирование для сборной балки при действующем моменте  $M_{Ed} = 370$  кНм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Арматура класса S500. Класс условий эксплуатации ХС2.

**№3.** Определить площадь сечения и подобрать продольную арматуру для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 600$  мм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Арматура класса S500. Класс условий эксплуатации – ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 350$  кНм.

**№4.** Подобрать размеры сечения и продольное армирование для сборной балки при действующем моменте  $M_{Ed} = 275$  кНм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Арматура класса S500. Класс условий эксплуатации ХС1.

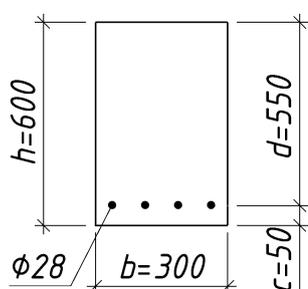
**№5.** Определить площадь сечения и подобрать продольную арматуру для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 220 \times 500$  мм. Бетон класса  $C^{20}/_{35}$ . Арматура класса S500. Класс условий эксплуатации – ХС1. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 285$  кНм.

## ТЕМА 2. Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием

**Цель занятия:** Научиться определять, используя уравнения предельного равновесия, сопротивление нормальных сечений простой геометрической формы с одиночным армированием при действии изгибающих моментов.

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи расчета предельного состояния несущей способности изгибаемых элементов при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и известных классах бетона и арматуры. Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в приложениях.

### Пример 2.1



**Дано:**

Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 300 \times 600$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{30}/_{37}$ , продольная арматура  $4\phi 28$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм.

**Требуется:**

Рассчитать предельное состояние несущей способности

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 30$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,9$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Полезная высота сечения

$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Расчетная высота сжатой зоны (из условия (2)):

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 2463}{20 \cdot 300} = 178,6 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{178,6}{550} = 0,324.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Так как,  $\xi = 0,324 \leq \xi_{lim} = 0,493$ , относительные деформации арматуры достигли предельных значений.

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,324 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,324) = 0,271.$$

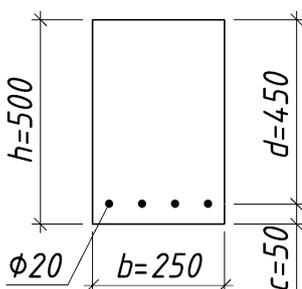
Предельный изгибающий момент

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m = 20 \cdot 300 \cdot 550^2 \cdot 0,271 = 492,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 492,6 \text{ кНм.}$$

## Пример 2.2

**Дано:**

Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 250 \times 500$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ , продольная арматура  $4\phi 20$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Изгибающий момент  $M_{Ed} = 250$  кНм.



**Требуется:**

Проверить предельное состояние несущей способности

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа;}$$

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Полезная высота сечения

$$d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ мм}.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Расчетная высота сжатой зоны (из условия (2)):

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1256}{16,67 \cdot 250} = 131,1 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{131,1}{450} = 0,291.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Так как,  $\xi = 0,291 \leq \xi_{lim} = 0,493$ , относительные деформации арматуры достигли предельных значений.

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi) = 0,324 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,291) = 0,249.$$

Предельный изгибающий момент

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m = 16,67 \cdot 250 \cdot 450^2 \cdot 0,249 = 210,1 \text{ кНм}.$$

Так как  $M_{Ed} = 250 \text{ кНм} > M_{Rd} = 210,1 \text{ кНм}$ , сопротивление сечения недостаточно.

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

**№1.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 280 \times 450$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Растянутая арматура –  $2\varnothing 28$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 55$  мм.

**№2.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 450$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ . Растянутая арматура –  $4\varnothing 20$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 45$  мм.

**№3.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 500$  мм. Класс бетона  $C^{30}/_{37}$ . Растянутая арматура –  $4\varnothing 25$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм.

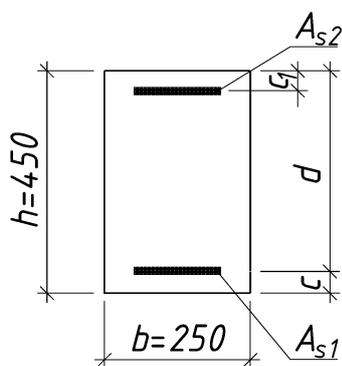
**№4.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 220 \times 450$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ . Растянутая арматура –  $3\varnothing 25$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм.

**№5.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 260 \times 450$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Растянутая арматура –  $3\varnothing 20$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 40$  мм.

### ТЕМА 3. Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием

**Цель занятия:** Научиться рассчитывать, используя уравнения предельного равновесия, продольную арматуру и проверять сопротивление нормальных сечений простой геометрической формы с двойным армированием при действии изгибающих моментов.

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи проверки сопротивления сечений при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и характеристик бетона и арматуры, а также определения площади поперечного сечения продольной арматуры растянутой и сжатой зоны. Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в приложениях.



#### Пример 3.1

##### Дано:

Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 250 \times 400$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 230$  кНм.

##### Требуется:

Подобрать продольное армирование

##### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, таблица 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,6$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру  $\varnothing 20$  класса S500.

Принимаем  $c = 40$  мм (см. пример 1.1). Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 400 - 40 = 360 \text{ мм.}$$

Относительные деформации при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/60$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{230 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 250 \cdot 360^2} = 0,426.$$

Так как  $\alpha_m = 0,426 > \alpha_{m,lim} = 0,371$ , сопротивление сжатой зоны недостаточно. Требуется установка арматуры в сжатую зону.

Условия статического равновесия с учетом сжатой арматуры

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,lim} + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1), \quad (1^*)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff,lim} + f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (2^*)$$

Принимаем  $c_1 = 40$  мм.

Площадь арматуры сжатой зоны (из выражения (1\*))

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,lim}}{f_{yd} (d - c_1)} = \frac{230 \cdot 10^6 - 16,67 \cdot 250 \cdot 360^2 \cdot 0,371}{435 \cdot (360 - 40)} = 212,8 \text{ мм}^2$$

По сортаменту (табл. П.6 Приложения) принимаем  $2\emptyset 12$  ( $A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$ ).

Требуемая площадь арматуры (из выражения (2\*))

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot (\xi_{lim} \cdot d) + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} = \frac{16,67 \cdot 250 \cdot 0,493 \cdot 360 + 435 \cdot 226}{435} = 1926,3 \text{ мм}^2.$$

Выполняется проверка коэффициента армирования (см. пример 1.1).

Принимаем  $4\emptyset 25$  класса S500 ( $A_s = 1963 \text{ мм}^2$ ).

### Пример 3.2

**Дано:**

Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 300 \times 600$  мм.

Бетон тяжелый класса  $C^{20}/_{25}$ . Продольная арматура:

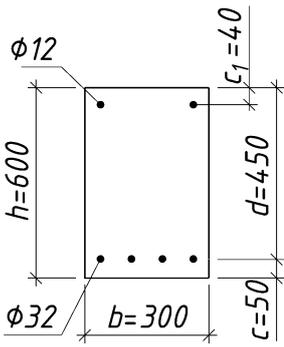
– растянутая –  $4\phi 32$  класса S500, расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм;

– сжатая –  $2\phi 12$  класса S500, расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения  $c_1 = 40$  мм.

Изгибающий момент  $M_{Ed} = 250$  кНм.

**Требуется:**

Проверить предельное состояние несущей способности.



**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20$  МПа;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,2$  МПа;

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Относительные деформации при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Условия статического равновесия с учетом сжатой арматуры

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,lim} + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1), \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff,lim} + f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (2)$$

Расчетная высота сжатой зоны (из условия (2)):

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 3217 - 435 \cdot 226}{13,33 \cdot 300} = 325,3 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{325,3}{550} = 0,591.$$

Так как,  $\xi = 0,591 > \xi_{lim} = 0,493$ , сопротивление сечения действию изгибающего момента ограничено сопротивлением сжатой зоны.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Предельный изгибающий момент

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,lim} + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1) = \\ &= 13,33 \cdot 300 \cdot 550^2 \cdot 0,371 + 435 \cdot 226 \cdot (550 - 40) = 498,9 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

### ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

**№1.** Подобрать продольную арматуру (при необходимости предусмотреть установку арматуры в сжатой зоне) для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 240 \times 500$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ . Класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации – ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 285$  кНм.

**№2.** Подобрать продольную арматуру (при необходимости предусмотреть установку арматуры в сжатой зоне) для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 220 \times 450$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации – ХС1. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 215$  кНм.

**№3.** Подобрать продольную арматуру (при необходимости предусмотреть установку арматуры в сжатой зоне) для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 450$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации – ХС1. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 240$  кНм.

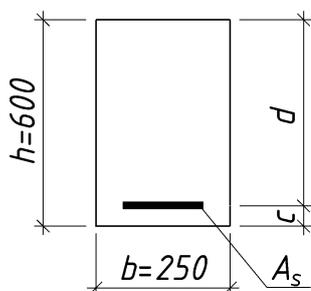
**№4.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 320 \times 600$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Растянутая арматура –  $3\varnothing 25$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Сжатая арматура –  $2\varnothing 12$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения  $c_1 = 40$  мм.

**№5.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 400$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Растянутая арматура –  $3\varnothing 28$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 60$  мм. Сжатая арматура –  $2\varnothing 14$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения  $c_1 = 40$  мм.

#### ТЕМА 4. Расчет площади поперечного сечения продольной арматуры железобетонных элементов при действии изгибающих моментов по упрощенной деформационной модели.

**Цель занятия:** Научиться определять, используя упрощенный деформационный метод, требуемую площадь поперечного сечения продольной арматуры растянутой и сжатой зоны.

##### Пример 4.1



**Дано:**

Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 250 \times 600$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 300$  кНм. Класс условий эксплуатации XC2.

**Требуется:**

Подобрать продольное армирование

##### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, таблица 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;  
– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа};$$

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру  $\varnothing 20$  класса S500.

Принимаем для расчета  $c = 50$  мм (см. пример 1.1). Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм};$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617;$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \omega_c \cdot \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \cdot \xi_{\text{lim}}) = \frac{17}{21} \cdot 0,617 \left( 1 - \frac{99}{238} \cdot 0,617 \right) = 0,371;$$

где  $\varepsilon_{cu2} = 3,5\%$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\omega_c = \frac{17}{21}$  – коэффициент полноты эпюры (табл. П.8 Приложения);

$k_2 = \frac{99}{238}$  – для области деформирования 2 (табл. П.8 Приложения).

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x_{\text{eff}} \quad (2)$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{300 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 250 \cdot 550^2} = 0,238.$$

Так как  $\alpha_m = 0,238 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371$ , деформации арматуры соответствуют пределу текучести.

Тогда при

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{17}{21} \cdot \frac{238}{99} = \frac{17}{7 \cdot 3} \cdot \frac{7 \cdot 34}{99} = \frac{578}{297}$$

относительное плечо внутренней пары сил составит

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,238 \cdot 297}{578}} = 0,857.$$

Требуемая площадь арматуры (из выражения (1))

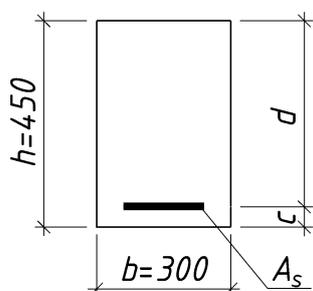
$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{300 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,857 \cdot 550} = 1463,1 \text{ мм}^2.$$

Выполняется проверка коэффициента армирования (см. пример 1.1).

Принимаем  $3\varnothing 25$  класса S500 ( $A_s = 1473 \text{ мм}^2$ ).

Проверяется положение центра тяжести арматуры (см. пример 1.1)

### Пример 4.2



**Дано:** Сборная балка прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 450$  мм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС1. Действующий изгибающий момент  $M_{Ed} = 350$  кНм.

**Требуется:**

Подобрать продольную арматуру.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, таблица 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  
 $f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа.}$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

Принимаем  $c = 50 \text{ мм}$  (см. пример 1.1).

Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм.}$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{350 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,437.$$

Если  $\alpha_m > 0,5$ , то рекомендуется повысить класс бетона на одну ступень и повторить расчет.

Относительные деформации арматуры класса S500 при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составят:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

Принимаем предельное значение относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$  [7, табл. 3.1].

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617.$$

Предполагаем, что напряженно-деформированное состояние соответствует области деформирования 2. Тогда по таблице П.8 Приложения принимаем коэффициент полноты эпюры напряжений  $\omega_c = 17/21$ . Принимаем коэффициент  $k_2 = 99/238$ .

Тогда граничное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \left( 1 - k_2 \cdot \xi_{lim} \right) = \frac{17}{21} \cdot 0,617 \left( 1 - \frac{99}{238} \cdot 0,617 \right) = 0,371.$$

Так как  $\alpha_m = 0,437 > \alpha_{m,lim} = 0,371$ , сопротивление сжатой зоны сечения недостаточно. Требуется установка сжатой продольной арматуры.

Принимаем расстояние от центра тяжести арматуры сжатой зоны до сжатой грани сечения  $c_1 = 30 \text{ мм}$  (см. рис. 2.9).

Условия статического равновесия:

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (1^*)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (2^*)$$

Приняв  $k_{s2} = 1$  (полное использование сжатой арматуры) и  $\alpha_m = \alpha_{m,lim}$ , из выражения (1\*) определяем значение требуемой площади арматуры в сжатой зоне сечения

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \alpha_{m,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1)} = \frac{350 \cdot 10^6 - 0,371 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400^2}{1 \cdot 435 \cdot (400 - 30)} = 330,2 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту принимаем  $2\emptyset 16$  класса S500 ( $A_s = 402 \text{ мм}^2$ ).

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной бетона с учетом сжатой арматуры

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{350 \cdot 10^6 - 1,0 \cdot 435 \cdot 402 \cdot (400 - 30)}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,357.$$

Так как  $\alpha_m = 0,357 < \alpha_{m,lim} = 0,371$ , сопротивление сжатой зоны сечения обеспечено.

Тогда при

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{17}{21} \cdot \frac{238}{99} = \frac{17}{7 \cdot 3} \cdot \frac{7 \cdot 34}{99} = \frac{578}{297}$$

значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \left( 0,5 - \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} \right) / k_2 = \left( 0,5 - \sqrt{0,25 - \frac{0,357 \cdot 297}{578}} \right) \cdot \frac{238}{99} = 0,58.$$

Из выражения (2\*) приняв  $x = \xi \cdot d$ , находим значение требуемой площади растянутой арматуры

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} = \\ &= \frac{17/21 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400 \cdot 0,58 + 1 \cdot 435 \cdot 402}{435} = 2561,2 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Проверяем коэффициент армирования (см. пример 1.1).

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры  $2\emptyset 32 + 2\emptyset 28$  класса S500 ( $A_s = 1608 + 1232 = 2840 \text{ мм}^2$ ).

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

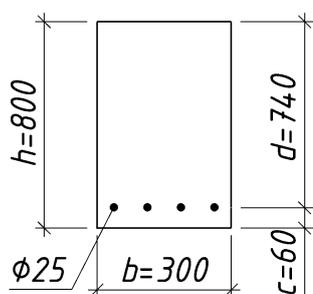
*Решить задачи темы 1 упрощенным деформационным методом и сравнить результаты с расчетами по методу предельных усилий.*

## ТЕМА 5. Расчёт изгибаемых железобетонных элементов по упрощенной деформационной модели.

**Цель занятия:** Научиться рассчитывать, используя упрощенный деформационный метод, сопротивление нормальных сечений простой геометрической формы с одиночным и двойным армированием при действии изгибающих моментов.

### Пример 5.1

**Дано:**



Прямоугольное сечение с размерами  $b \times h = 300 \times 800$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{20}/_{25}$ , продольная арматура  $4\varnothing 25$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 60$  мм.

Изгибающий момент  $M_{Ed} = 500$  кНм.

**Требуется:**

Проверить предельное состояние несущей способности

### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20$  МПа;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,2$  МПа;

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Полезная высота сечения

$$d = h - c = 800 - 60 = 740 \text{ мм}.$$

Предполагаем, что напряженно-деформированное состояние соответствует области деформирования 2. Тогда по таблице П.8 Приложения принимаем коэффициент полноты эпюры напряжений  $\omega_c = 17/21$ . Принимаем ко-

эффициент  $k_2 = 99/238$ .

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \omega_c \quad (2)$$

Значение относительной высоты сжатой зоны (из выражения (2))

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{435 \cdot 1963}{17/21 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 740} = 0,356.$$

Относительные деформации арматуры класса S500 при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составят:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{‰}.$$

Принимаем предельное значение относительных деформаций бетона  $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{‰}$  [7, табл. 3.1].

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617.$$

Так как  $\xi = 0,356 < \xi_{lim} = 0,617$ , деформации арматуры соответствуют пределу текучести.

Предельный момент, воспринимаемый сечением

$$M_{Rd} = \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi (1 - k_2 \cdot \xi) = 17/21 \cdot 13,33 \cdot 300 \times \\ \times 740^2 \cdot 0,356 \cdot \left(1 - \frac{99}{238} \cdot 0,356\right) = 537,64 \text{ кНм}.$$

Поскольку выполняется условие  $M_{Ed} = 500 \text{ кНм} < M_{Rd} = 537,64 \text{ кНм}$ , сопротивление сечения обеспечено.

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

*Решить задачи темы 2 упрощенным деформационным методом и сравнить результаты с расчетами по методу предельных усилий.*

## ТЕМА 6. Расчёт изгибаемых элементов таврового сечения

**Цель занятия:** *Научиться рассчитывать несущую способность, а также подбирать площадь поперечного сечения продольной арматуры элементов таврового профиля в зависимости от положения нейтральной оси.*

Для решения задач данного типа необходимо обратить внимание на правила назначения эффективной ширины полки  $b_{eff}$ , учитываемой при расчете тавровых сечений.

В зависимости от положения нейтральной оси в сжатой зоне таврового или двутаврового сечения принято рассматривать два расчетных случая:

– при  $x \leq h'_f$  – нейтральная ось пересекает полку;

– при  $x > h'_f$  – нейтральная ось располагается вне полки и пересекает ребро таврового или двутаврового сечения.

Для выявления расчетного случая составляют уравнения моментов, либо продольных сил для полки таврового сечения. Для таврового (двутаврового) сечения с одиночным армированием условие, определяющее положение нейтральной оси в сечении, можно записать в виде

$$f_{yd} \cdot A_s \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f,$$

а для таврового (двутаврового) сечения с двойным армированием:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}.$$

Если данное условие выполняется, это означает, что нейтральная ось располагается по высоте в пределах полки и сечение рассчитывают как прямоугольное шириной  $b_{eff}$ .

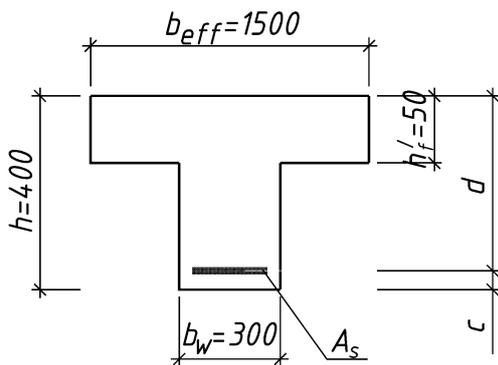
Если условие не выполняется, производят расчет таврового сечения, для которого равнодействующая усилий в сжатом бетоне определяется по формулам:

$$F_{cc} = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff}.$$

Тогда уравнение моментов относительно центра тяжести площади растянутой арматуры в общем случае можно записать в виде:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1).$$

### Пример 6.1



**Дано:** Сборная балка таврового сечения с размерами:

$$h = 400 \text{ мм}; b_w = 300 \text{ мм}; b_{eff} = 1500 \text{ мм};$$

$h'_f = 50 \text{ мм}$ . Бетон класса  $C^{20}/_{25}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС1.

Действующий изгибающий момент  $M_{Ed} = 290 \text{ кНм}$ .

**Требуется:**

Подобрать продольную арматуру.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$ ;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Принимаем  $c = 40 \text{ мм}$  (см. пример 1.1).

Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 400 - 40 = 360 \text{ мм}.$$

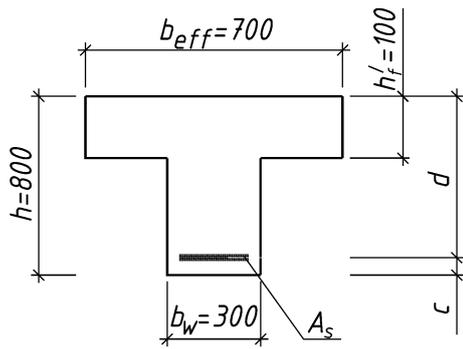
Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot \left( d - \frac{h'_f}{2} \right) = 13,33 \cdot 1500 \cdot 50 \cdot \left( 360 - \frac{50}{2} \right) = 334,92 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Так как  $M_{Rd,f} = 334,9 \text{ кНм} > M_{Ed} = 290 \text{ кНм}$ , нейтральная ось проходит в пределах полки.

Сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b_{eff}$  (см. пример 1.1).

## Пример 6.2



**Дано:** Сборная балка таврового сечения с размерами:  $h = 800$  мм;  $b_w = 300$  мм;  $b_{eff} = 700$  мм;  $h'_f = 100$  мм. Бетон класса  $C^{20}/_{25}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС1.

Действующий изгибающий момент  $M_{Ed} = 800$  кНм.

**Требуется:**

Подобрать продольную арматуру.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20$  МПа;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,2$  МПа;

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Принимаем  $c = 50$  мм (см. пример 1.1).

Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 800 - 50 = 750 \text{ мм}.$$

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot \left( d - \frac{h'_f}{2} \right) = 13,33 \cdot 700 \cdot 100 \cdot \left( 750 - \frac{100}{2} \right) = 653,17 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Так как  $M_{Rd,f} = 653,17$  кНм  $< M_{Ed} = 800$  кНм, нейтральная ось проходит в пределах ребра.

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f)}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \\ &= \frac{800 \cdot 10^6 - 13,33 \cdot (700 - 300) \cdot 100 \cdot (750 - 0,5 \cdot 100)}{13,33 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,148. \end{aligned}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,148} = 0,161.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175\%.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\%$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже ([7, табл. 3.1]);

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Так как  $\xi = 0,161 < \xi_{lim} = 0,493$ , относительные деформации арматуры достигли предельных значений.

Требуемая площадь арматуры (из выражения (2))

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \xi}{f_{yd}} = \\ &= \frac{13,33 \cdot (700 - 300) \cdot 100 + 13,33 \cdot 300 \cdot 750 \cdot 0,161}{435} = 2335,8 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Выполняется проверка коэффициента армирования (см. пример 1.1).

Принимаем  $4\varnothing 28$  класса S500 ( $A_s = 2463 \text{ мм}^2$ ).

### Пример 6.3

**Дано:** Сборная балка таврового сечения с размерами:

$h = 400 \text{ мм}; b_w = 250 \text{ мм}; b_{eff} = 800 \text{ мм};$

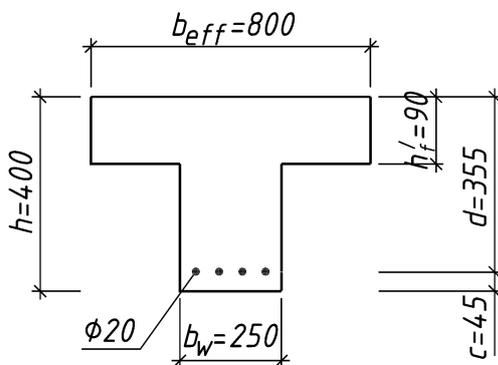
$h'_f = 90 \text{ мм}$ . Бетон класса  $C^{20}/_{25}$ , продольная арматура  $4\varnothing 20$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 45 \text{ мм}$ .

**Требуется:**

Рассчитать предельное состояние несущей способности.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:



- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,2$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 400 - 45 = 355 \text{ мм}.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff} \quad (2)$$

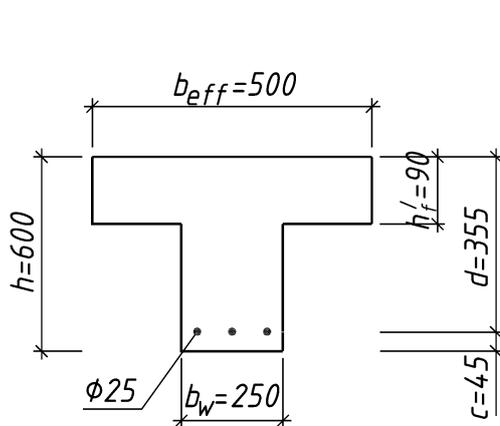
Определим положение нейтральной оси, предполагая, что она проходит в пределах полки (из выражения (2))

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1256}{13,33 \cdot 800} = 51,2 \text{ мм}.$$

Так как  $x_{eff} = 51,2 \text{ мм} < h_f = 90 \text{ мм}$ , нейтральная ось проходит в пределах полки.

Сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b_{eff}$  (см. пример 2.1).

### Пример 6.4



**Дано:** Сборная балка таврового сечения с размерами:  $h = 600$  мм;  $b_w = 250$  мм;  $b_{eff} = 500$  мм;  $h_f = 90$  мм. Бетон класса C<sup>20</sup>/<sub>25</sub>, продольная арматура 3Ø25 класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм.

Действующий изгибающий момент  $M_{Ed} = 300$  кНм.

**Требуется:**

Проверить предельное состояние несущей способности.

**Решение:**

Характеристики бетона класса C<sup>20</sup>/<sub>25</sub> [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,2$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Определим положение нейтральной оси, предполагая, что она проходит в пределах полки (из выражения (2))

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1473}{13,33 \cdot 500} = 96,1 \text{ мм}.$$

Так как  $x_{eff} = 96,1 \text{ мм} > h'_f = 90 \text{ мм}$ , нейтральная ось проходит в пределах ребра.

Условия статического равновесия для данного случая

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m \quad (1^*)$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \quad (2^*)$$

Высота сжатой зоны сечения (из выражения 2\*)

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s - f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f}{f_{cd} \cdot b_w} = \frac{435 \cdot 1473 - 13,33 \cdot (500 - 250) \cdot 90}{13,33 \cdot 250} = 102,3 \text{ мм}.$$

Значение относительной высоты сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{102,3}{550} = 0,185.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\%$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, табл. 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Так как,  $\xi = 0,185 \leq \xi_{\text{lim}} = 0,493$ , относительные деформации арматуры достигли предельных значений.

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi) = 0,178 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,185) = 0,168.$$

Предельный изгибающий момент

$$\begin{aligned} M_{Ed} &\leq f_{cd} \cdot (b_{\text{eff}} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m = \\ &= 13,33 \cdot (500 - 250) \cdot 90 \cdot (550 - 0,5 \cdot 90) + \\ &+ 13,33 \cdot 250 \cdot 550^2 \cdot 0,168 = 320,8 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Так как  $M_{Ed} = 300 \text{ кНм} < M_{Rd} = 320,8 \text{ кНм}$ , сопротивление сечения обеспечено.

### ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

**№1.** Подобрать продольную арматуру для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 500$  мм;  $b_w = 250$  мм;  $b_{\text{eff}} = 600$  мм;  $h'_f = 80$  мм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 405$  кНм.

**№2.** Подобрать продольную арматуру для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 500$  мм;  $b_w = 270$  мм;  $b_{\text{eff}} = 600$  мм;  $h'_f = 95$  мм. Бетон класса  $C^{30}/_{37}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС3. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 470$  кНм.

**№3.** Подобрать продольную арматуру для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 500$  мм;  $b_w = 280$  мм;  $b_{\text{eff}} = 600$  мм;  $h'_f = 90$  мм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Класс условий эксплуатации ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 400$  кНм.

**№4.** Определить предельный момент для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 450$  мм;  $b_w = 250$  мм;  $b_{\text{eff}} = 700$  мм;  $h'_f = 80$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Растянутая арматура –  $4\varnothing 20$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 45$  мм.

**№5.** Определить предельный момент для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 400$  мм;  $b_w = 200$  мм;  $b_{\text{eff}} = 400$  мм;  $h'_f = 90$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ . Растянутая арматура –  $4\varnothing 16$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 40$  мм.

## ТЕМА 7. Расчёт наклонных сечений изгибаемых элементов на действие поперечной силы.

**Цель занятия:** Научиться рассчитывать несущую способность наклонных сечений изгибаемых элементов при действии поперечных сил, а также проектировать поперечное армирование для таких элементов.

### Пример 7.1

**Дано:** Сборная балка прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 600$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ , продольная арматура –  $4\varnothing 28$  класса S500, полезная высота сечения  $d = 540$  мм, действующая расчетная нагрузка  $p = 64$  кН/м, максимальная поперечная сила –  $V_{Ed} = 192$  кН.

**Требуется:** Определить методом ферменной аналогии диаметр и шаг поперечной арматуры.

### Решение:

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, вычисляется по формуле [7, п. 6.2.2]:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d;$$

но не менее

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

где  $\rho_l$  – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2463}{300 \cdot 540} = 0,015 < 0,02. \text{ Принимаем } \rho_l = 0,015.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{540}} = 1,609 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,609.$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,707^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,39 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,609 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 25)^{1/3} \cdot 300 \cdot 540 = 104695 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,39 \cdot 300 \cdot 540 = 63180 \text{ Н}.$$

Так как  $V_{Rd,c} = 104,7 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 192 \text{ кН}$ , поперечная арматура устанавливается по расчету.

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рис. 2.29).

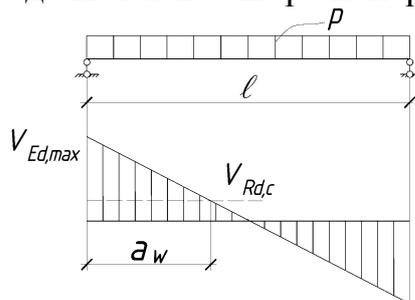


Рис. 2.29. К расчету наклонных сечений

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{192 - 104,7}{64} = 1,364 \text{ м.}$$

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7, п. 6.2.3(5)] при равномерно распределенной нагрузке, приложенной по верхней грани элемента площадь поперечной арматуры на любом отрезке длиной  $l = z \cdot \cot \theta$  может быть рассчитана по наименьшему значению  $V_{Ed}$  на этом отрезке.

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии от опоры

$$z_1 = d = 540 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 192 - 64 \cdot 0,540 = 157,44 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали  $\theta = 40^\circ$ .

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= V_{Rd,s}, \\ V_{Ed,max} &\leq V_{Rd,max}, \end{aligned}$$

где:  $V_{Rd,s}$  – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием, определяется по формуле:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести, т. е.

$$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 540 = 486 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры [7, п. 9.2.1.5(6)]

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 540 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 405 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры  $s = 100$  мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{157,44 \cdot 10^3 \cdot 100}{486 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 78,11 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту (таблице П.6 Приложения)  $2\varnothing 8$  ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры [7, п. 6.2.3]:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v_1 \cdot f_{cd},$$

где:  $v_1$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

Тогда

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 348}{300 \cdot 100} = 1,172 \text{ МПа},$$

$$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 = 4,501 \text{ МПа},$$

Так как  $1,172 < 4,501$  – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,54 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 486}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 646262 \text{ Н};$$

Так как  $V_{Ed,max} = 192 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 646,26 \text{ кН}$  – условие выполняется.

Расстояние от опоры до *второго* расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 400 + 486 \cdot \cot 40^\circ = 1119 \text{ мм}.$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 192 - 64 \cdot 1,119 = 120,38 \text{ кН}.$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{486 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{120,38 \cdot 10^3} = 169,1 \text{ мм}.$$

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 400 + 2 \cdot 486 \cdot \cot 40^\circ = 1698 \text{ мм}.$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 192 - 64 \cdot 1,698 = 83,328 \text{ кН}.$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{486 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{105,996 \cdot 10^3} = 244,3 \text{ мм}.$$

Коэффициент поперечного армирования [7, п. 9.2.2(5)]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 300 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0033.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,0008.$$

Так как  $\rho_{sw} = 0,0033 > \rho_{sw,min} = 0,0008$ , окончательно принимаем поперечное армирование балки в виде  $2\varnothing 8$  класса S500 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

**№1.** Выполнить расчет и конструирование поперечной арматуры сборной железобетонной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 800$  мм. Класс бетона –  $C^{20}/_{25}$ . Класс поперечной арматуры S500. Продольное армирование –  $4\varnothing 25$  класса S500, положение центра тяжести арматуры –  $c = 60$  мм. Расчетная поперечная сила –  $V_{Ed} = 270$  кН.

**№2.** Выполнить расчет и конструирование поперечной арматуры сборной железобетонной балки таврового сечения с размерами  $h = 700$  мм;  $b_w = 300$  мм;  $b_{eff} = 800$  мм;  $h'_f = 100$  мм. Класс бетона –  $C^{20}/_{25}$ . Класс поперечной арматуры S500. Продольное армирование –  $3\varnothing 25$  класса S500, положение центра тяжести арматуры –  $c = 45$  мм. Расчетная поперечная сила –  $V_{Ed} = 305$  кН.

**№3.** Выполнить расчет и конструирование поперечной арматуры сборной железобетонной балки таврового сечения с размерами  $h = 600$  мм;  $b_w = 340$  мм;  $b_{eff} = 500$  мм;  $h'_f = 80$  мм. Класс бетона –  $C^{25}/_{30}$ . Класс поперечной арматуры S500. Продольное армирование –  $4\varnothing 25$  класса S500, положение центра тяжести арматуры –  $c = 50$  мм. Расчетная поперечная сила –  $V_{Ed} = 280$  кН.

**№4.** Рассчитать сопротивление наклонного сечения железобетонной балки прямоугольного профиля с размерами  $b \times h = 350 \times 700$  мм. Класс бетона –  $C^{20}/_{25}$ . Продольное армирование –  $4\varnothing 20$  класса S500, положение центра тяжести арматуры –  $c = 40$  мм. Поперечная арматура –  $2\varnothing 8$  класса S500 с шагом  $s = 100$  мм.

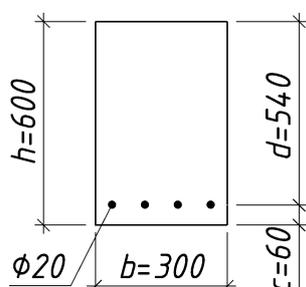
**№5.** Рассчитать сопротивление наклонного сечения железобетонной балки таврового профиля с размерами  $h = 700$  мм;  $b_w = 300$  мм;  $b_{eff} = 600$  мм;  $h'_f = 80$  мм. Класс бетона –  $C^{20}/_{25}$ . Продольное армирование –  $4\varnothing 20$  класса S500, положение центра тяжести арматуры –  $c = 50$  мм. Поперечная арматура –  $2\varnothing 10$  класса S500 с шагом  $s = 150$  мм.

## ТЕМА 8. Определение прямых потерь предварительного напряжения

**Цель занятия:** *Определение технологических потерь предварительного напряжения при изготовлении конструкций с натяжением на упоры.*

### Пример 8.1

**Дано:**



Сборная балка длиной  $l = 9$  м прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 600$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{30}/_{37}$ . Продольная арматура  $4\phi 20$  класса S800 ( $A_p = 1256 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 60$  мм. Максимальные напряжения в арматуре  $\sigma_{p,\max} = 700$  МПа.

**Требуется:**

Рассчитать суммарные технологические потери предварительного напряжения.

**Решение:**

Характеристики арматуры класса S800:

– характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали для стержневой арматуры  $f_{p0,1k} = 800$  МПа;

– характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали.

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа};$$

– модуль упругости  $E_p = 200$  ГПа;

*Потери от кратковременной релаксации напряжений в арматуре* определяются на основе значения  $\rho_{1000}$  – потерь от релаксации (%) через 1000 ч с момента натяжения при средней температуре  $20^\circ\text{C}$  (СТБ EN 10138).

Согласно п. 3.3.2(6) [7] значения для  $\rho_{1000}$  могут быть приняты равными: 8% – для класса 1; 2,5% – для класса 2 и 4% – для класса 3 (стержни) [7, п. 3.3.2(4)], или взяты из соответствующего свидетельства (сертификата).

Потери от релаксации для арматуры класса релаксации 3 могут быть определяются по формуле [7, п. 3.3.2(7)]:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000} \cdot e^{8,0\mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}.$$

где  $\Delta\sigma_{pr}$  – абсолютное значение потерь предварительного напряжения в результате релаксации;

$\sigma_{pi}$  – абсолютное значение начального напряжения, для предварительно напряженной арматуры  $\sigma_{pi}$  равно максимальному напряжению растяжения в арматуре ( $\sigma_{p,\max}$ ), за вычетом прямых потерь, возникающих в процессе напряжения [7, п. 5.10.4(1) i);

$t$  – время после натяжения, ч ;

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}},$$

здесь  $f_{pk}$  – характеристическое значение предела прочности при растяжении напрягаемой стали;

$\rho_{1000}$  – значение релаксационных потерь, %, за 1000 ч после момента натяжения при средней температуре 20°C.

Эквивалентное время  $t_{eq}$ , добавляемое ко времени, прошедшему после предварительного натяжения  $t$ , в функциях времени релаксации, приведенных в формуле 3.29, для учета влияния термической обработки на потери предварительного натяжения из-за релаксации напряженной стали.

Эквивалентное время  $t_{eq}$  может быть определено по формуле [7, п. 10.3.2.1(2)]:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \cdot \Delta t_i,$$

где  $T_{(\Delta t_i)}$  – температура, °C, в течение интервала времени  $\Delta t_i$ ;

$T_{max}$  – максимальная температура, °C, во время термической обработки.

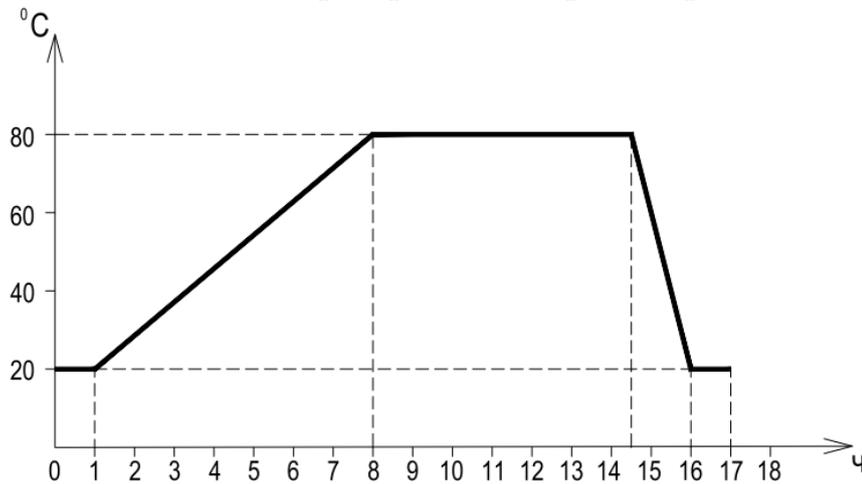


Рис.2.30. График режима тепловлажностной обработки (пример)

$$t_{eq} = \frac{1,14^{80-20}}{80-20} ((20-20) \cdot 1 + (50-20) \cdot 7 + (80-20) \cdot 6,5 + (50-20) \cdot 1,5) = 27903 \text{ ч.}$$

Потери величины предварительного напряжения

$$\Delta\sigma_{pr} = 1,98 \cdot 4 \cdot e^{8,0 \cdot 0,795} \left( \frac{16 + 27903}{1000} \right)^{0,75(1-0,795)} \cdot 10^{-5} \cdot 700 \cdot 10^{-5} = 542,5 \text{ МПа.}$$

Потери усилия преднапряжения от релаксации

$$\Delta P_{ir} = \Delta\sigma_{pr} \cdot A_p = 542,5 \cdot 1256 \cdot 10^{-3} = 68,138 \text{ кН.}$$

Потери вследствие ограниченного расширения бетона при тепловой обработке сборных железобетонных элементов определяются по формуле [7, п.10.5.2]:

$$\Delta P_{\ominus} = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

где  $A_p = 1256 \text{ мм}^2$  – площадь сечения напрягающих элементов;

$E_p = 1,95 \times 10^5$  МПа – модуль упругости напрягающих элементов;  
 $\alpha_c = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  – коэффициент теплового линейного расширения бетона  
 [7, п. 3.1.3(5)];

$(T_{\max} - T_0)$  – разность между максимальной и начальной температурой в бетоне, окружающем напрягающие элементы,  $^\circ\text{C}$ ;

$T_0 = 5 \text{ } ^\circ\text{C}$  – предполагаемое минимальное значение температуры в производственном здании в зимний период.

$$\Delta P_{\ominus} = 0,5 \cdot 1256 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot (80 - 5) \cdot 10^{-3} = 75,36 \text{ кН.}$$

*Потери от деформации анкеров*, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на упоры следует рассчитывать по формуле ([10, п. 9.3.1.3]), мм

$$\Delta P_{sl} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p \cdot A_p,$$

где  $l$  – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

$\Delta l$  – обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле, мм

$$\Delta l = 1,25 + 0,15\varnothing = 1,25 + 0,15 \cdot 20 = 4,25 \text{ мм,}$$

здесь  $\varnothing$  – диаметр, натягиваемого стержня, мм.

Потери от деформации анкерных устройств при натяжении на упоры

$$\Delta P_{sl} = \frac{4,25}{9000 + 1000} \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 1256 \cdot 10^{-3} = 106,76 \text{ кН.}$$

*Потери от деформации стальной формы*  $\Delta P_f = 0$ , т.к. натяжение выполняется на упоры стенда.

*Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов и об огибающие приспособления*  $\Delta P_{\mu(x)} = 0$ , т.к. натяжение на упоры с прямолинейным расположением арматуры по длине балки.

Усилие предварительного напряжения с учетом потерь, проявившихся к моменту передачи обжатия на бетон (до снятия с упоров):

$$P_{0,c} = P_0 - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\ominus} - \Delta P_{sl} - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x)} = 700 \cdot 1256 \cdot 200 \cdot 10^{-3} - 68,138 - 75,36 - 106,76 - 0 - 0 = 628,94 \text{ кН.}$$

где  $P_0 = \sigma_{p,\max} \cdot A_p$ .

*Потери, вызванные упругой деформацией бетона* при натяжении на упоры следует определять по формуле [10, п. 9.3.1.8]

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \cdot \left( 1 + z_{cp}^2 \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c},$$

где  $\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1256}{300 \cdot 600} = 6,98 \cdot 10^{-3}$  – коэффициент армирования;

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,061 - \text{коэффициент приведения арматуры};$$

$P_{0,c}$  – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \cdot 600^3}{12} = 54 \cdot 10^8 \text{ мм} - \text{момент инерции бетонного сечения};$$

$z_{cp}$  – расстояние между центром тяжести сечения и линией действия усилия обжатия (рис. 2.31)

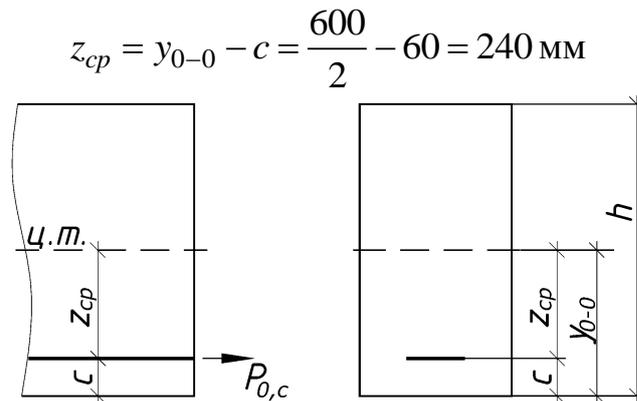


Рис.2.31. К определению  $z_{cp}$

Потери усилия преднапряжения в момент передачи обжатия на бетон, составят:

$$\Delta P_{el} = 6,061 \cdot 6,98 \cdot 10^{-3} \cdot \left( 1 + 240^2 \cdot \frac{300 \cdot 600}{54 \cdot 10^8} \right) \cdot 628,94 = 77,69 \text{ кН.}$$

Усилие обжатия с учетом прямых (первых) потерь

$$P_{m,0} = P_{0,c} - P_{el} = 628,94 - 77,69 = 551,25 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного напряжения  $P_{m0}$  к моменту времени  $t = t_0$ , действующее непосредственно после передачи усилия предварительного напряжения на конструкцию (при натяжении на упоры) или после завершения натяжения (при натяжении на бетон), в соответствии с [7, п. 5.10.3] должно быть не более:

$$P_{m,0} \leq \sigma_{pm,0} \cdot A_p,$$

где  $\sigma_{pm,0}$  – напряжение в напрягающем элементе непосредственно после передачи усилия обжатия:

$$\sigma_{pm,0} = \min \begin{cases} 0,75 f_{pk} \\ 0,85 f_{p0,1k} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 880 = 660 \text{ МПа,} \\ 0,85 \cdot 800 = 680 \text{ МПа} \end{cases}$$

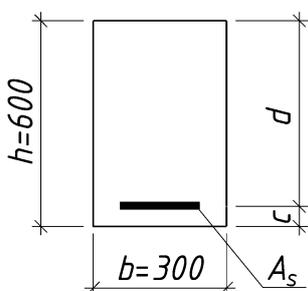
Указанное условие выполняется поскольку:

$$P_{m,0} = 551,25 \text{ кН} \leq \sigma_{pm,0} \cdot A_p = 660 \cdot 1256 \cdot 10^{-3} = 854,08 \text{ кН.}$$

## ТЕМА 9. Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с предварительным напряжением арматуры

**Цель занятия:** Научиться рассчитывать, используя уравнения предельного равновесия, площадь сечения продольной напрягаемой арматуры и проверять сопротивление нормальных сечений простой геометрической формы с одиночным армированием при действии изгибающих моментов.

### Пример 9.1



**Дано:**

Сборная балка прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 600$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S800. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 350$  кНм. Класс условий эксплуатации ХС1.

**Требуется:**

Подобрать продольную арматуру.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S800:

- характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800$  МПа;
- характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_S} = \frac{600}{1,15} \approx 695 \text{ МПа}.$$

- модуль упругости  $E_p = 200$  ГПа;

Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу,  $P_{\max}$  не должно превышать следующее значение [7, п.5.10.2.1(1)]:

$$P_{\max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,\max},$$

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

$\sigma_{p,\max}$  – максимальное напряжение, приложенное к напрягающему элементу;

$$\sigma_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk}, \\ 0,9f_{p0,1k}, \end{cases}$$

Тогда

$$\sigma_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 880 = 704 \text{ МПа}, \\ 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}. \end{cases}$$

Принимаем  $\sigma_{p,\max} = 700$  МПа.

Напряжения в арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения при предварительном подборе арматуры составят

$$\sigma_{p,m,t} = 0,6 \cdot \sigma_{p,\max} = 0,6 \cdot 700 = 420 \text{ МПа}.$$

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру  $\varnothing 20$ .

Принимаем минимальный защитный слой из условия сцепления арматуры с бетоном  $c_{\min,b} = 20$  мм, для класса условий эксплуатации ХС1  $c_{\min,dur} = 25$  мм [7, таблица 4.5N].

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 20 \text{ мм}, \\ c_{\min,dur} = 25 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

В соответствии с Национальным приложением НП1 [7, п. 4.4.1.3(1)] принимаем  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

Следовательно, принимаем  $c_{nom} = 25 + 10 = 35$  мм.

Расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{nom} = +\frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{20}{2} = 45 \text{ мм}.$$

Принимаем  $c = 50$  мм. Тогда полезная высота сечения составит

$$d - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Для стержневой арматуры при  $E_p = 200 \cdot 10^3$  МПа относительные деформации при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{695}{200 \cdot 10^3} = 3,47 \text{ ‰}.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{\lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{pd} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{3,47 + 3,5} = 0,401,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{lim}}) = 0,401 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,401) = 0,321.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{pd} \cdot A_p = f_{cd} \cdot b \cdot x_{\text{eff}} \quad (2)$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{350 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,231.$$

Так как  $\alpha_m = 0,231 \leq \alpha_{m,\text{lim}} = 0,321$ , напряжения в растянутой арматуре достигли предела текучести.

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,231} = 0,267.$$

Требуемая площадь арматуры

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0,5\xi)} = \frac{350 \cdot 10^6}{695 \cdot 550 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,267)} = 1056 \text{ мм}^2.$$

Определяем минимальный процент армирования [7, п. 9.2.1.1(1)]

$$\rho_{\text{min}} = \max \begin{cases} 0,13\% \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135\% \end{cases}$$

Фактический коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_p}{b \cdot d} = \frac{1056}{300 \cdot 550} = 0,006 > \rho_{\text{min}} = 0,0013.$$

Так как  $\rho = 0,6\% > \rho_{\text{min}} = 0,135\%$ , армирование принимается в соответствии с расчетом.

По сортаменту принимаем  $4\text{Ø}20$  ( $A_s = 1256 \text{ мм}^2$ ).

Уточняем положение центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{\text{nom}} = + \frac{\text{Ø}}{2} = 35 + \frac{20}{2} = 45 \text{ мм}.$$

Фактическая полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 600 - 45 = 555 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры  $4\text{Ø}20$  класса S800 ( $A_s = 1256 \text{ мм}^2$ ).

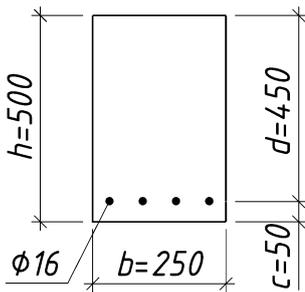
### Пример 9.1

**Дано:**

Сборная балка прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 500$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{20}/_{25}$ , продольная арматура  $4\varnothing 16$  класса S800 ( $A_p = 804 \text{ мм}^2$ ). Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Напряжения в арматуре с учетом всех потерь  $\sigma_{pm,t} = 500$  МПа.

**Требуется:**

Рассчитать предельное состояние несущей способности



**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{20}/_{25}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 20$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S800:

- характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800$  МПа;
- характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали.

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_s} = \frac{600}{1,15} \approx 695 \text{ МПа}.$$

- модуль упругости  $E_p = 200$  ГПа;

Полезная высота сечения

$$d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ мм}.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{pd} \cdot A_p = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Расчетная высота сжатой зоны (из условия (2)):

$$x_{eff} = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{f_{cd} \cdot b} = \frac{695 \cdot 804}{13,33 \cdot 250} = 167,7 \text{ мм}.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{695}{200 \cdot 10^3} = 3,48\text{‰}.$$

Относительные деформации арматуры в момент разрушения составят:  
– от предварительного напряжения

$$\varepsilon_{pmt} = \frac{\sigma_{pm,t}}{E_p} = \frac{500}{200 \cdot 10^3} = 2,5\text{‰}.$$

– от действия приложенной нагрузки (рис. 2.32)

$$\varepsilon_{pEd} = \frac{\varepsilon_{cu3}(d - x_{eff})}{x} = \frac{3,5 \cdot (450 - 167,7)}{167,7} = 5,89\text{‰}$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1].

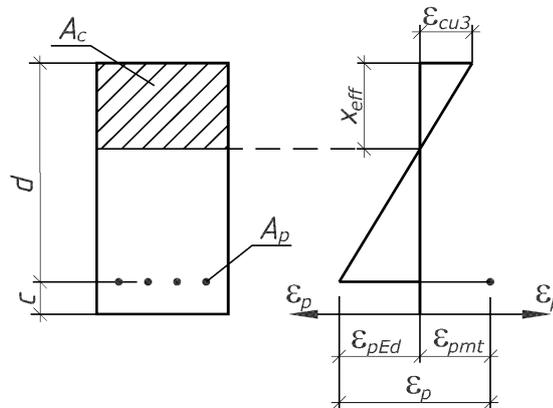


Рис. 2.32. Распределение деформаций по высоте сечения

Полные относительные деформации арматуры

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pmt} + \varepsilon_{pEd} = 2,5 + 5,89 = 8,39\text{‰}$$

Так как,  $\varepsilon_p = 8,39\text{‰} > \varepsilon_{pd} = 3,48\text{‰}$ , напряжения в арматуре достигли предельных значений.

Предельный изгибающий момент

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}) = \\ &= 13,33 \cdot 250 \cdot 167,7 \cdot (450 - 0,5 \cdot 167,7) = 204,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \end{aligned}$$

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ

**№1.** Выполнить расчет и конструирование продольной арматуры сборной железобетонной шарнирно опертой балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 320 \times 800$  мм, загруженной равномерно распределенной нагрузкой 80 кН/м. Расчетный пролет – 7,2 м. Бетон класса  $C^{30}/_{37}$ . Арматура класса S800. Класс условий эксплуатации – ХС3.

**№2.** Выполнить расчет и конструирование продольной арматуры сборной железобетонной шарнирно опертой балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 280 \times 600$  мм, загруженной равномерно распределенной

нагрузкой 75 кН/м. Расчетный пролет – 7,3 м. Бетон класса  $C^{30}/_{37}$ . Арматура класса S800. Класс условий эксплуатации – ХС2.

**№3.** Выполнить расчет и конструирование продольной арматуры сборной железобетонной шарнирно опертой балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 700$  мм, загруженной равномерно распределенной нагрузкой 70 кН/м. Расчетный пролет – 7,4 м. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Арматура класса S800. Класс условий эксплуатации – ХС3.

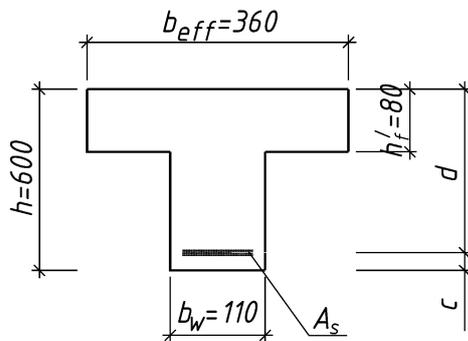
**№4.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 280 \times 600$  мм. Класс бетона  $C^{30}/_{37}$ . Растянутая арматура – 3 $\varnothing$ 20 класса S800. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Величина напряжений в арматуре с учетом всех потерь –  $\sigma_{pm,t} = 435$  МПа.

**№5.** Определить предельный момент для сборной балки прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 600$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ . Растянутая арматура – 3 $\varnothing$ 25 класса S800. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Величина напряжений в арматуре с учетом всех потерь –  $\sigma_{pm,t} = 420$  МПа.

## ТЕМА 10. Расчёт изгибаемых элементов таврового сечения с предварительно напрягаемой арматурой

**Цель занятия:** Научиться рассчитывать несущую способность, а также подбирать площадь поперечного сечения продольной арматуры элементов таврового профиля в зависимости от положения нейтральной оси.

### Пример 10.1



**Дано:**

Сборная балка таврового сечения с размерами:  $h = 600$  мм;  $b_w = 110$  мм;  $b_{eff} = 360$  мм;  $h_f = 80$  мм. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S800. Класс условий эксплуатации XC2. Действующий изгибающий момент  $M_{Ed} = 260$  кНм.

**Требуется:**

Подобрать продольную арматуру.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S800:

- характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800$  МПа;
- характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_S} = \frac{600}{1,15} \approx 695 \text{ МПа}.$$

- модуль упругости  $E_p = 200$  ГПа;

Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу,  $P_{max}$  не должно превышать следующее значение [7, п.5.10.2.1(1)]:

$$P_{max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,max},$$

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

$\sigma_{p,max}$  – максимальное напряжение, приложенное к напрягающему элементу;

$$\sigma_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk}, \\ 0,9f_{p0,1k}, \end{cases}$$

Тогда

$$\sigma_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 880 = 704 \text{ МПа}, \\ 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}. \end{cases}$$

Принимаем  $\sigma_{p,\max} = 700$  МПа.

Напряжения в арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения при предварительном подборе арматуры составят

$$\sigma_{pm,t} = 0,6 \cdot \sigma_{p,\max} = 0,6 \cdot 700 = 420 \text{ МПа}.$$

Принимаем  $c = 50$  мм (см. пример 1.1).

Тогда полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) = 16,67 \cdot 360 \cdot 80 \cdot (550 - 0,5 \cdot 80) = 244,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Так как  $M_{Rd,f} = 244,8 \text{ кНм} < M_{Ed} = 260 \text{ кНм}$ , нейтральная ось проходит в пределах ребра.

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m \quad (1)$$

$$f_{pd} \cdot A_p = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f)}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \\ &= \frac{260 \cdot 10^6 - 16,67 \cdot (360 - 110) \cdot 80 \cdot (550 - 0,5 \cdot 80)}{16,67 \cdot 110 \cdot 550^2} = 0,162. \end{aligned}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,162} = 0,178.$$

Для стержневой арматуры при  $E_p = 200 \cdot 10^3$  МПа относительные деформации при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{695}{200 \cdot 10^3} = 3,47 \text{ ‰}.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{pd} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{3,47 + 3,5} = 0,401,$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/60$  и ниже [7, таблица 3.1];

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{lim}}) = 0,401 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,401) = 0,321.$$

Так как  $\alpha_m = 0,204 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,401$ , относительные деформации арматуры достигли предельных значений.

Требуемая площадь арматуры (из выражения (2))

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{f_{cd} \cdot (b_{\text{eff}} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \xi}{f_{pd}} = \\ &= \frac{16,67 \cdot (360 - 110) \cdot 80 + 16,67 \cdot 110 \cdot 550 \cdot 0,178}{695} = 738 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Принимаем  $2\text{Ø}25$  класса S800 ( $A_s = 982 \text{ мм}^2$ ).

### Пример 10.2

#### Дано:

Сборная балка таврового сечения с размерами:  $h = 600 \text{ мм}$ ;  $b_w = 200 \text{ мм}$ ;  $b_{\text{eff}} = 500 \text{ мм}$ ;

$h'_f = 90 \text{ мм}$ . Бетон класса  $C^{25}/30$ , продольная арматура  $4\text{Ø}20$  класса S800 ( $A_p = 1256 \text{ мм}^2$ ).

Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50 \text{ мм}$ . Напряжения в арматуре с учетом всех потерь  $\sigma_{pm,t} = 480 \text{ МПа}$ .

#### Требуется:

Рассчитать предельное состояние несущей способности.

#### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{25}/30$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25 \text{ МПа}$ ;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

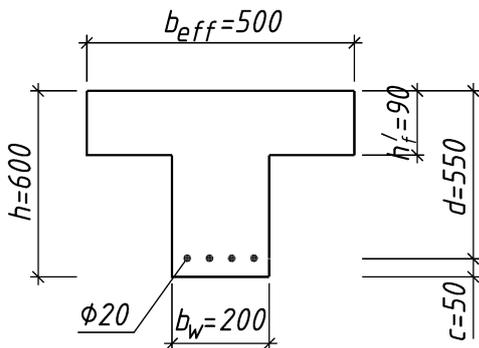
$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа};$$

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S800:

– характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800 \text{ МПа}$ ;



– характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа};$$

– расчетное значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_S} = \frac{600}{1,15} \approx 695 \text{ МПа}.$$

– модуль упругости  $E_p = 200 \text{ ГПа}$ ;

Полезная высота сечения составит

$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}.$$

Условия статического равновесия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 \cdot \alpha_m, \quad (1)$$

$$f_{pd} \cdot A_p = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff} \quad (2)$$

Определим положение нейтральной оси, предполагая, что она проходит в пределах полки (из выражения (2))

$$x_{eff} = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{f_{cd} \cdot b} = \frac{695 \cdot 1256}{16,67 \cdot 500} = 104,7 \text{ мм}.$$

Так как  $x_{eff} = 104,7 \text{ мм} > h'_f = 90 \text{ мм}$ , нейтральная ось проходит в пределах ребра.

Условия статического равновесия для данного случая

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m \quad (1^*)$$

$$f_{pd} \cdot A_p = f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \quad (2^*)$$

Высота сжатой зоны сечения (из выражения 2\*)

$$x_{eff} = \frac{f_{pd} \cdot A_p - f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h'_f}{f_{cd} \cdot b_w} = \frac{695 \cdot 1256 - 16,67 \cdot (500 - 200) \cdot 90}{16,67 \cdot 200} = 126,8 \text{ мм}.$$

Относительные деформации арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного значения составят

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{695}{200 \cdot 10^3} = 3,48 \text{ ‰}.$$

Относительные деформации арматуры в момент разрушения составят:

– от предварительного напряжения

$$\varepsilon_{pmt} = \frac{\sigma_{pm,t}}{E_p} = \frac{480}{200 \cdot 10^3} = 2,4 \text{ ‰}.$$

– от действия приложенной нагрузки (рис. 2.33)

$$\varepsilon_{pEd} = \frac{\varepsilon_{cu3} (d - x_{eff})}{x} = \frac{3,5 \cdot (550 - 126,8)}{126,8} = 11,68 \text{ ‰},$$

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1].

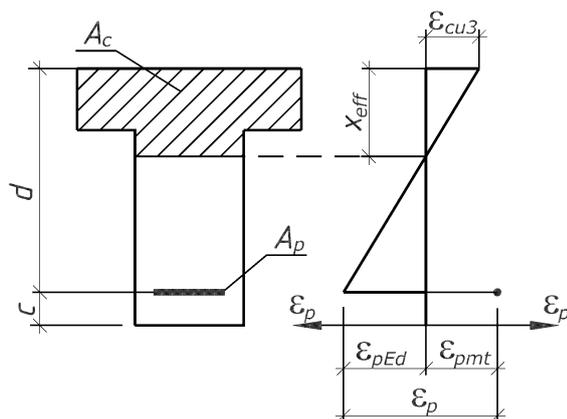


Рис. 2.33. Распределение деформаций по высоте сечения

Полные относительные деформации арматуры

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pmt} + \varepsilon_{pEd} = 2,4 + 11,68 = 14,08 \text{‰}.$$

Так как,  $\varepsilon_p = 14,08\text{‰} > \varepsilon_{pd} = 3,48\text{‰}$ , напряжения в арматуре достигли предельных значений.

Предельный изгибающий момент

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h_f' \cdot (d - 0,5h_f') + f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}) = \\ &= 16,67 \cdot (500 - 200) \cdot 90 \cdot (550 - 0,5 \cdot 90) + \\ &+ 16,67 \cdot 200 \cdot 126,8 \cdot (550 - 0,5 \cdot 126,8) = 433,01 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

### ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

**№1.** Подобрать продольную арматуру для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 450$  мм;  $b_w = 200$  мм;  $b_{eff} = 400$  мм;  $h_f' = 120$  мм. Бетон класса  $C^{30}/_{37}$ , класс арматуры S800. Класс условий эксплуатации ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 400$  кНм.

**№2.** Подобрать продольную арматуру для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 500$  мм;  $b_w = 280$  мм;  $b_{eff} = 500$  мм;  $h_f' = 100$  мм. Бетон класса  $C^{20}/_{25}$ , класс арматуры S800. Класс условий эксплуатации ХС2. Изгибающий момент, действующий в сечении  $M_{Ed} = 370$  кНм.

**№3.** Определить предельный момент для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 500$  мм;  $b_w = 200$  мм;  $b_{eff} = 600$  мм;  $h_f' = 90$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ . Растянутая арматура –  $3\varnothing 25$  класса S800. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Напряжения в арматуре с учетом всех потерь  $\sigma_{pm,t} = 405$  МПа.

**№4.** Определить предельный момент для сборной балки таврового сечения с размерами  $h = 500$  мм;  $b_w = 220$  мм;  $b_{eff} = 500$  мм;  $h_f' = 100$  мм. Класс бетона  $C^{30}/_{37}$ . Растянутая арматура –  $4\varnothing 25$  класса S500. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50$  мм. Напряжения в арматуре с учетом всех потерь  $\sigma_{pm,t} = 400$  МПа.

## ТЕМА 11. Расчёт внецентренно сжатых элементов элементов (с малыми эксцентриситетами)

**Цель занятия:** Научиться рассчитывать несущую способность, а также подбирать площадь поперечного сечения продольной арматуры внецентренно сжатых железобетонных элементов с учетом и без учета влияния эффектов второго порядка.

### Пример 11.1

**Дано:** Сборная колонна многоэтажного здания с размерами сечения  $b \times h = 400 \times 400$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Расчетная длина колонны с учетом закрепления  $l_0 = 3,4$  м. В расчетном сечении действуют: продольная сила  $N_{Ed} = 2060$  кН, изгибающие моменты у нижнего и верхнего концов колонны  $M_{01} = -14$  кНм и  $M_{02} = 28$  кНм соответственно.

**Требуется:** Подобрать продольное армирование.

### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,6$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- модуль упругости  $E_s = 200$  ГПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Номинальная толщина защитного слоя определяется как сумма минимальной толщины  $c_{min}$  и принятого допустимого при проектировании отклонения  $\Delta c_{dev}$  [7, п. 4.4.1.1]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальную толщину защитного слоя  $c_{min}$  следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды [7, п. 4.4.1.2]:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b}, \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

где  $c_{min,b}$  – минимальная толщина из условия сцепления, назначается равной предполагаемому диаметру арматуры;

$c_{\min,dur}$  – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$  – дополнительный элемент надежности;

$\Delta c_{dur,st} = 0$  – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали;

$\Delta c_{dur,add} = 0$  – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты.

$\Delta c_{dev}$  – допустимое отклонение при проектировании. Национальным приложением рекомендуется  $\Delta c_{dev} = 10$  мм [7, табл. НП.1].

Принимаем минимальный защитный слой из условия сцепления арматуры с бетоном  $c_{\min,b} = 20$  мм, для класса условий эксплуатации ХС1  $c_{\min,dur} = 15$  мм [7, таблица 4.4N].

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 20 \text{ мм}, \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

В соответствии с Национальным приложением НП1 [7, п. 4.4.1.3(1)] принимаем  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

Следовательно, принимаем  $c_{nom} = 20 + 10 = 30$  мм.

Расстояние от растянутой грани сечения ригеля до центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 30 + \frac{20}{2} = 40 \text{ мм.}$$

Принимаем  $c = 50$  мм.

Тогда полезная высота сечения колонны составит

$$d = h - c = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_{0,c} = \frac{M_{02}}{N_{Ed}} = \frac{29}{2060} = 14 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 14 \text{ мм.}$$

Фактическая гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{3,4 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 29,44.$$

Принимаем  $A = 0,7$ ;  $B = 1,1$ ;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = \frac{-14}{28} = -0,5;$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2.$$

Относительное продольное усилие

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2060 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,67} = 0,772.$$

Предельная гибкость колонны

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{0,772}} = 38,55.$$

Поскольку условие  $\lambda < \lambda_{\text{lim}}$  выполняется, учет влияния эффектов второго порядка не требуется (учет эффектов второго порядка см. в примере 8.2).

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа, полученный из статического расчета составляет  $e_{0,c} = 14$  мм.

Дополнительный эксцентриситет от геометрических несовершенств [7, п. 5.2.(9)]

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3400}{400} = 8,5 \text{ мм.}$$

Тогда эксцентриситет продольного усилия, учитывающий эффекты первого порядка, равен

$$e_{0,Ed} = 14 + 8,5 = 22,5 \text{ мм.}$$

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7, п. 6.1(4)] для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет  $e_0 = h/30$ , но не менее 20 мм, при этом  $h$  является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений эксцентриситет следует определять

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0,Ed} = 22,5 \text{ мм,} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм,} \\ 20 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения  $e_0 = 22,5$  мм.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$e_{s1} = e_0 + 0,5h - c = 22,5 + 0,5 \cdot 400 - 50 = 172,5 \text{ мм.}$$

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = 2060 \cdot 0,175 = 360,5 \text{ кНм.}$$

Относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2060 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,883.$$

Согласно таблице П.7 Приложения полученное значение  $\alpha_c$  соответствует области деформирования 3 (случай внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами). Случай расчета колонны для области деформирования 4 рассмотрен в примере 8.2.

Минимальная площадь продольной арматуры, расположенной у одной грани сечения, установленная нормами [7, п. 9.5.2(2)], равна

$$\frac{A_{s,\min}}{2} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd} \cdot 2} = \frac{0,1 \cdot 2060 \cdot 10^3}{435 \cdot 2} = 236,8 \text{ мм}^2, \\ \frac{0,002 A_c}{2} = \frac{0,002 \cdot 400^2}{2} = 160 \text{ мм}^2. \end{cases}$$

Продольное армирование колонны у растянутой и сжатой граней сечения принимается одинаковым и в соответствии с конструктивными требованиями должно быть не менее 2Ø16 класса S500 ( $A_{s1} = A_{s2} = 402 \text{ мм}^2$ ).

С учетом конструкции стыка продольной арматуры (на ванной сварке) окончательно принимаем 2Ø20 класса S500 ( $A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$ ).

Относительная высота сжатой зоны сечения находится из условия равновесия всех усилий в сечении, которое можно записать в виде

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left( \frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где  $\alpha_n$  – относительная продольная сила в сжатом бетоне

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2060 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,883,$$

$\alpha_{s1}$  – относительная продольная сила в менее сжатой (растянутой) арматуре

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{200 \cdot 10^3 \cdot 0,0035 \cdot 628}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,188,$$

$\alpha_{s2}$  – относительная продольная сила в сжатой арматуре

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{435 \cdot 628}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 0,117.$$

Значения промежуточных параметров

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17} = -\frac{21(0,883 - 0,188 - 0,117)}{17} = -0,714;$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17} = -\frac{21 \cdot 0,188}{17} = -0,232.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q} = -\frac{-0,714}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,714}{2}\right)^2 - (-0,232)} = 0,956.$$

По таблице П.7 Приложения определяем относительный момент сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{17}{21} \xi - \frac{33}{98} \xi^2 = \frac{17}{21} \cdot 0,956 - \frac{33}{98} \cdot 0,956^2 = 0,466.$$

Дополнительный параметр

$$\delta = \frac{c_1}{d} = \frac{50}{350} = 0,143.$$

Напряжения в менее сжатой (растянутой) арматуре

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot (1 - \xi)}{\xi} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 0,956)}{0,956} = 32,22 \text{ МПа.}$$

Определяем значение равнодействующей внутренних усилий в сечении

$$N_{Rd} = \omega_c \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{yd} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1} = \frac{17}{21} \cdot 0,956 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 435 \cdot 628 - 32,22 \cdot 628 = 2059,1 \text{ кН.}$$

Поскольку полученное значение  $N_{Rd}$  незначительно отличается от значения продольной силы  $N_{Ed}$ , дальнейшее уточнение значения относительной высоты сжатой зоны не производим.

Определяем значение изгибающего момента, воспринимаемого сечением, относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M_{Rd1} = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) = 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2 \cdot 0,466 + 435 \cdot 628 \cdot (350 - 50) = 462,6 \text{ кНм.}$$

Поскольку выполняется условие  $M_{Rd1} = 426,6 \text{ кНм} > M_{Ed} = 360,5 \text{ кНм}$ , арматура подобрана правильно и сопротивление сечения колонны действию момента от внешних нагрузок обеспечено.

### Пример 11.2

**Дано:** Сборная колонна многоэтажного здания с размерами сечения  $b \times h = 400 \times 400 \text{ мм}$ . Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Расчетная длина колонны с учетом закрепления  $l_0 = 4,4 \text{ м}$ . В расчетном сечении действуют: продольная сила  $N_{Ed} = 2500 \text{ кН}$ , усилие от практически постоянного сочетания нагрузок  $N_{Ed,lt} = 1990 \text{ кН}$ , изгибающие моменты у нижнего и верхнего концов колонны  $M_{01} = -22,2 \text{ кНм}$  и  $M_{02} = 44,4 \text{ кНм}$  соответственно.

**Требуется:** Подобрать продольное армирование.

#### Решение:

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25 \text{ МПа}$ ;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$ ;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;
- модуль упругости  $E_s = 200 \text{ ГПа}$ ;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

Принимаем  $c = c_1 = 50 \text{ мм}$  (см. пример 11.1).

Тогда полезная высота сечения колонны составит

$$d = h - c = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_{0,c} = \frac{M_{02}}{N_{Ed}} = \frac{44,4}{2500} = 17,8 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 17,8 \text{ мм.}$$

Фактическая гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{4,4 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 38,11.$$

Принимаем  $A = 0,7$ ;  $B = 1,1$ ;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = \frac{-22,2}{44,4} = -0,5;$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2.$$

Относительное продольное усилие

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2500 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,67} = 0,937.$$

Предельная гибкость колонны

$$\lambda_{lim} = \frac{20A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{0,937}} = 34,94.$$

Поскольку  $\lambda > \lambda_{lim}$ , требуется учет влияния эффектов второго порядка.

Минимальная площадь продольной арматуры, расположенной у одной грани сечения, установленная нормами [7, п. 9.5.2(2)], равна

$$\frac{A_{s,min}}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd} \cdot 2} = \frac{0,1 \cdot 2060 \cdot 10^3}{435 \cdot 2} = 236,8 \text{ мм}^2, \\ \frac{0,002 A_c}{2} = \frac{0,002 \cdot 400^2}{2} = 160 \text{ мм}^2. \end{array} \right.$$

Продольное армирование колонны у растянутой и сжатой граней сечения принимается одинаковым и в соответствии с конструктивными требованиями должно быть не менее  $2\varnothing 16$  класса S500 ( $A_{s1} = A_{s2} = 402 \text{ мм}^2$ ).

С учетом конструкции стыка продольной арматуры (на ванной сварке) окончательно принимаем  $2\varnothing 20$  класса S500 ( $A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$ ).

В соответствии с п. 5.8.7.2 [7] расчет эффектов второго порядка при осевой нагрузке выполняется с использованием метода, основанного на номинальной жесткости.

Номинальная жесткость колонны определяется по формуле

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где:  $E_{cd} = 31 \text{ ГПа}$  – расчетное значение модуля упругости бетона;

$I_c$  – момент инерции поперечного сечения бетона, определяется без учета арматуры

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 0,00213 \text{ м}^4.$$

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа – модуль упругости арматуры;

$I_s$  – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения, может определяться с помощью  $\rho_{\min}$

$$I_s = A_{s,tot} (0,5h - c)^2 = 2 \cdot 628 \cdot 10^{-6} \cdot (0,5 \cdot 0,4 - 0,05)^2 = 28,26 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

Радиус инерции сечения колонны

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{0,00213}{0,4 \cdot 0,4}} = 0,115 \text{ м.}$$

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{4,4}{0,115} = 38,26.$$

Коэффициент армирования колонны

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 628}{400 \cdot 400} = 0,0079.$$

При  $\rho \geq 0,002$ :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,937; .$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{25}{20}} = 1,118;$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0,937 \cdot \frac{38,26}{170} = 0,211 > 0,20, \text{ принимаем } k_2 = 0,20;$$

$$K_s = 1;$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})};$$

где:  $\varphi_{ef}$  – эффективный коэффициент ползучести, определяется в соответствии с п. 5.8.4 [7].

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \cdot M_{Ed,lt}}{M_{0Ed}} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{N_{Ed,lt}}{N_{Ed}};$$

Предельное значение коэффициента ползучести  $\varphi(\infty, t_0)$  определяется по формулам Приложения В [7] при  $t = \infty$ .

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0),$$

где  $\varphi_0$  – условный коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0),$$

где  $\varphi_{RH}$  – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа,}$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа;}$$

$RH$  – относительная влажность воздуха окружающей среды, %;

$\beta(f_{cm})$  – коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{33}} = 2,924;$$

$f_{cm}$  – средняя прочность при сжатии бетона, в возрасте 28 сут;

$\beta(t_0)$  – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 15^{0,20}} = 0,55,$$

где  $t_0 = 15$  сут. – возраст бетона в момент приложения нагрузки, сут;

$h_0$  – условный приведенный размер элемента, мм

$$h_0 = \frac{2A_c}{u},$$

где  $A_c$  – общая площадь поперечного сечения бетона;

$u$  – периметр сечения, контактирующий с атмосферой;

$$h_0 = \frac{2 \cdot 400 \cdot 400}{4 \cdot 400} = 200 \text{ мм};$$

$\beta_c(t, t_0)$  – коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который рассчитывается по следующей формуле при  $t = \infty$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_n + t - t_0)} \right]^{0,3} = 1;$$

$\alpha_1, \alpha_2$  – коэффициенты для учета влияния прочности бетона, учитываются при  $f_{cm} > 35$  МПа:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}.$$

Тогда:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{200}} = 1,212;$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,212 \cdot 2,924 \cdot 0,55 = 1,949.$$

Коэффициент ползучести

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,949 \cdot 1 = 1,949.$$

Эффективный коэффициент ползучести

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{N_{Ed,lt}}{N_{Ed}} = 1,949 \cdot \frac{1990}{2500} = 1,481;$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1,118 \cdot 0,2}{1 + 1,481} = 0,09.$$

Номинальная жесткость колонны

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0,09 \cdot 31 \cdot 10^9 \cdot 0,00213 + \\ + 1 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 28,26 \cdot 10^{-6} = 11,59 \cdot 10^6 \text{ Нм}^2.$$

Критическая сила определяется по формуле

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 11,59 \cdot 10^6}{4,4^2} = 5908,5 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Упрощенно может принято  $\beta = 1$  и общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, может быть рассчитан по формуле

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{0,c}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} = \frac{2500 \cdot 17,8 \cdot 10^{-3}}{1 - \frac{2500}{5908,5}} = 77,14 \text{ кНм.}$$

Эксцентриситет приложения продольной силы, определенный с учетом эффектов второго порядка

$$e_{0,d} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{77,14}{2500} = 0,031 \text{ м.}$$

Дополнительный эксцентриситет от геометрических несовершенств [7, п. 5.2.(9)]

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{4400}{400} = 11 \text{ мм.}$$

Тогда эксцентриситет продольного усилия, учитывающий эффекты первого порядка, равен

$$e_{0,Ed} = 31 + 11 = 42 \text{ мм.}$$

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7, п. 6.1(4)] для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет  $e_0 = h/30$ , но не менее 20 мм, при этом  $h$  является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений эксцентриситет следует определять

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0,Ed} = 42 \text{ мм,} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм,} \\ 20 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения  $e_0 = 42$  мм.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$e_{s1} = e_0 + 0,5h - c = 42 + 0,5 \cdot 400 - 50 = 192 \text{ мм.}$$

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = 2500 \cdot 0,192 = 480 \text{ кНм.}$$

Относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2500 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 1,071.$$

Согласно таблице П.7 Приложения полученное значение  $\alpha_c$  соответствует области деформирования 4 (случай внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами). Случай соответствия области деформирования 3 рассмотрен в примере 8.1.

Значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d} = \frac{400}{350} = 1,143.$$

Площадь продольной арматуры у более сжатой грани

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left( \frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} =$$

$$= \frac{477,5 \cdot 10^6 - 1,143 \cdot \left( \frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot 1,143 \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2}{1 \cdot 435 \cdot (350 - 50)} = 621,2 \text{ мм}^2$$

где  $k_{s2} = 1$ ;

$c_1 = c = 50$  мм.

С учетом требований норм [7, п. 9.5.2(2)] и конструкции стыка продольной арматуры (на ванной сварке) окончательно принимаем  $2\text{Ø}20$  класса S500 ( $A_{s1} = A_{s2} = 628 \text{ мм}^2$ ).

Задаваясь значениями  $\xi > \beta_h = 1,143$ , находим величину  $\xi$ , при которой выполняется условие равновесия

$$\beta_h \left( 1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Ed} = 0.$$

Принимаем  $\xi = 1,145$ .

$$p_4 = \left( \frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2 = \left( \frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,145 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 0,994;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,154 - 1)}{7 \cdot 1,145 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,204;$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left( \xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \left( 1,15 - \frac{50}{350} \right)}{7 \cdot 1,15 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 1,402 > 1,$$

Принимаем  $k_{s2} = 1$ .

Проверяем условие равновесия

$$1,143 \left( 1 - 0,994 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 628 \cdot 0,204 \cdot 435 +$$

$$+ 628 \cdot 1 \cdot 435 - 2500 \cdot 10^3 = -4827 \text{ Н.}$$

Принимаем  $\xi = 1,16$ .

$$p_4 = \left( \frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2 = \left( \frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,16 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 0,95;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,16 - 1)}{7 \cdot 1,16 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,22;$$

Принимаем  $k_{s2} = 1$ .

Проверяем условие равновесия

$$1,143 \left( 1 - 0,95 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 628 \cdot 0,22 \cdot 435 +$$

$$+ 628 \cdot 1 \cdot 435 - 2500 \cdot 10^3 = 18120 \text{ Н.}$$

Принимаем  $\xi = 1,15$ .

$$p_4 = \left( \frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2 = \left( \frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,15 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 0,979;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,15 - 1)}{7 \cdot 1,15 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,209;$$

Принимаем  $k_{s2} = 1$ .

Проверяем условие равновесия

$$1,143 \left( 1 - 0,979 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 628 \cdot 0,209 \cdot 435 +$$

$$+ 628 \cdot 1 \cdot 435 - 2500 \cdot 10^3 = -376 \text{ Н} \approx 0.$$

Далее проверяем условие

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[ 1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left( \frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 +$$

$$+ A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1) =$$

$$= 1,143 \left[ 1 - \frac{1,143}{2} - 0,979 \cdot \left( \frac{4}{21} - 1,143 \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2 +$$

$$+ 628 \cdot 1 \cdot 435 \cdot (350 - 50) = 478,46 \text{ кНм.}$$

Так как  $M_{Ed1} = 480 \text{ кНм} \approx M_{Rd1} = 478,5 \text{ кНм}$ , арматура подобрана верно и несущая способность колонны обеспечена.

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ

**№1.** Подобрать продольную арматуру сборной колонны многоэтажного здания с размерами сечения  $b \times h = 400 \times 400$  мм. Класс бетона  $C^{30}/_{37}$ , класс арматуры S500. Расчетная длина колонны с учетом закрепления  $l_0 = 4,5$  м. В расчетном сечении действуют: продольная сила  $N_{Ed} = 2800$  кН, усилие от практически постоянного сочетания нагрузок  $N_{Ed,lt} = 2190$  кН, изгибающие

моменты у нижнего и верхнего концов колонны  $M_{01} = -24$  кНм и  $M_{02} = 48$  кНм соответственно.

**№2.** Подобрать продольную арматуру сборной колонны многоэтажного здания с размерами сечения  $b \times h = 400 \times 400$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Расчетная длина колонны с учетом закрепления  $l_0 = 3,3$  м. В расчетном сечении действуют: продольная сила  $N_{Ed} = 2000$  кН, изгибающие моменты у нижнего и верхнего концов колонны  $M_{01} = -13,8$  кНм и  $M_{02} = 27,6$  кНм соответственно.

**№3** Подобрать продольную арматуру сборной колонны многоэтажного здания с размерами сечения  $b \times h = 400 \times 400$  мм. Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ , класс арматуры S500. Расчетная длина колонны с учетом закрепления  $l_0 = 4,8$  м. В расчетном сечении действуют: продольная сила  $N_{Ed} = 2000$  кН, усилие от практически постоянного сочетания нагрузок  $N_{Ed,lt} = 1600$  кН, изгибающие моменты у нижнего и верхнего концов колонны  $M_{01} = -20$  кНм и  $M_{02} = 40$  кНм соответственно.

**№4.** Подобрать продольную арматуру сборной колонны многоэтажного здания с размерами сечения  $b \times h = 400 \times 400$  мм. Класс бетона  $C^{20}/_{25}$ , класс арматуры S500. Расчетная длина колонны с учетом закрепления  $l_0 = 3,2$  м. В расчетном сечении действуют: продольная сила  $N_{Ed} = 1800$  кН, изгибающие моменты у нижнего и верхнего концов колонны  $M_{01} = -12$  кНм и  $M_{02} = 24$  кНм соответственно.

## Раздел 3. Расчет предельных состояний эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций

### Тема 3.1. Трещиностойкость и деформации железобетонных элементов

Трещиностойкость железобетонных конструкций – способность железобетонной конструкции сопротивляться образованию и раскрытию трещин.

Трещины в бетоне конструкций образуются уже в процессе формирования структуры в результате развития физико-химических процессов, происходящих при твердении цемента. Это так называемые **микротрещины**, возникающие в результате усадочных и температурных явлений, сопровождающих реакции гидратации портландцементного вяжущего. Такие трещины практически не поддаются расчету, а ограничиваются исключительно технологическими мероприятиями на стадии проектирования составов бетонной смеси и выбора рациональных методов ее укладки в конструкцию.

Поэтому расчеты по образованию и раскрытию трещин относятся к расчетам, гарантирующим непревышение предельных состояний SLS, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации конструкции.

Основные положения рассмотрены в разделе 7 ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7]. К предельным состояниям эксплуатационной пригодности относятся:

1. ограничение напряжений;
2. проверка ширины раскрытия трещин;
3. проверка деформаций.

#### *Предельно допустимая ширина раскрытия трещин*

Трещинообразование – это обычное явление в железобетонных конструкциях, подверженных изгибу, срезу, кручению или растяжению. Трещины возникают при непосредственном приложении нагрузки или ограничении либо вынужденных деформациях.

Образование трещин может быть допущено без проверки ширины их раскрытия, если они не влияют на функционирование конструкции.

Предельное значение  $w_{\max}$  для расчетной ширины раскрытия  $w_k$  должно быть установлено с учетом предполагаемого назначения и вида конструкции, а также расходов на ограничение трещинообразования.

Если отсутствуют специальные требования (например, водонепроницаемость), может быть принято, что ограничение расчетной ширины трещин до значений  $w_{\max}$  согласно таблице 7.1N [7], при практически постоянном сочетании нагрузок, будет, как правило, соблюдаться для железобетонных конструкций зданий относительно их внешнего вида и долговечности.

Долговечность предварительно напряженных конструкций может быть более критически зависима от трещинообразования. Если отсутствуют более точные требования, может быть принято, что ограничение расчетной ширины трещин до значений  $w_{\max}$  согласно таблице 7.1N [7], при частом сочетании нагрузок, будет, как правило, достаточным для предварительно напряженных элементов.

## **Расчет по образованию трещин изгибаемых и растянутых элементов**

В эксплуатационной стадии железобетонный элемент может находиться в одной из двух стадий напряженно-деформированного состояния (стадия I или стадия II).

– Стадия I (дополнительная стадия Ia) соответствует состоянию, когда железобетонный элемент еще не имеет трещин и теория, используемая для описания напряжений и деформаций, применима для любого сечения по длине элемента.

– В стадии II напряженно-деформированного состояния железобетонный элемент работает с трещинами и теория применима, как правило, для сечения с трещиной.

– Граничное состояние перехода из стадии I в стадию II, когда конструкция приобретает качественно новые свойства, традиционно определяют усилия трещинообразования: продольное усилие  $N_{cr}$  или изгибающий момент  $M_{cr}$ .

Если продольное растягивающее усилие  $N$  не превышает усилия  $N_{cr}$ , соответствующего появлению трещин, напряжения и деформации рассчитывают для стадии I напряженно-деформированного состояния. В этой стадии арматура и окружающий ее бетон работают совместно и их деформации равны.

Состояние железобетонного элемента, имеющее место в момент изменения стадии напряженно-деформированного состояния при  $N = N_{cr}$ , показано на рисунке 3.1.

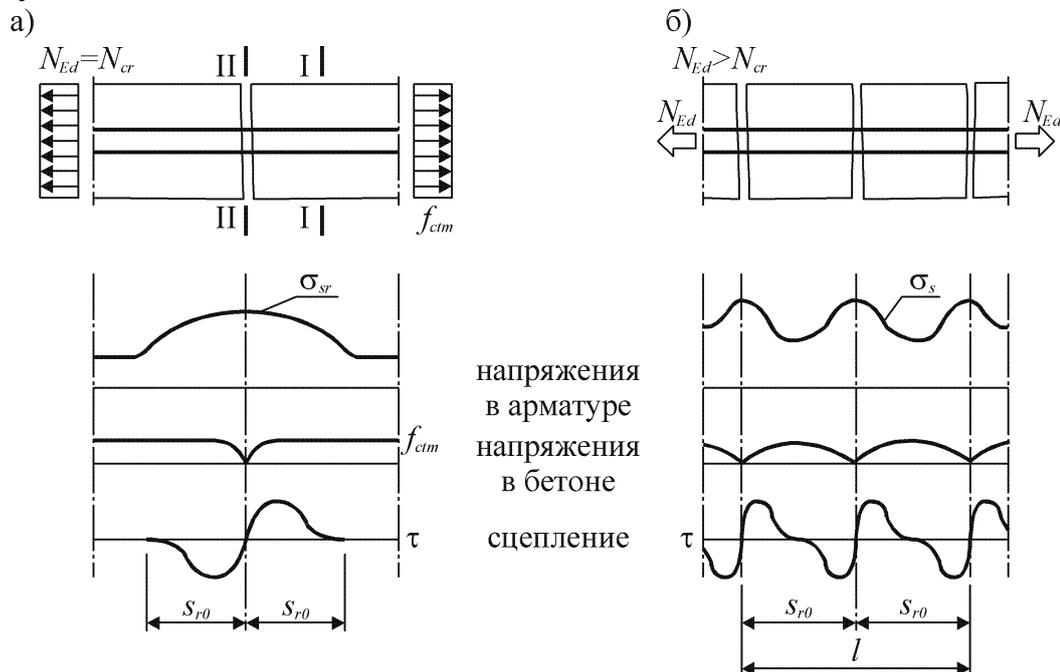


Рис. 3.1. Распределение напряжений в арматуре и бетоне центрально растянутого элемента:

*a* – при  $N = N_{cr}$ ; *б* – стадия стабилизировавшегося трещинообразования

Если требуется контроль ширины раскрытия трещин, необходимо установить минимальное количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, для контроля трещинообразования в зонах, в которых ожидается растяжение. Требуемое количество арматуры может быть рассчитано из условия равнове-

сия между растягивающим усилием в бетоне непосредственно перед образованием трещин и растягивающим усилием в арматуре при ее текучести или при меньшем напряжении, если это необходимо для ограничения ширины трещин.

Если более строгий расчет показывает, что меньшая площадь сечения арматуры будет достаточной, требуемая минимальная площадь арматуры может быть рассчитана следующим образом.

$$A_s \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct},$$

где  $k$  – коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений, которые приводят к снижению ограничивающих усилий:  $k = 1,0$  или  $k = 0,65$  – для ребер с  $h = 800$  мм или полок шириной более 800 мм; промежуточные значения определяют интерполяцией;

$k_c$  – коэффициент, учитывающий распределение напряжения в сечении непосредственно перед образованием трещин и изменение плеча внутренней пары сил. Для чистого растяжения  $k = 1$ .

В предварительно напряженных элементах не требуется никакой минимальной арматуры в сечениях, в которых при характеристическом сочетании нагрузок и характеристическом значении усилия предварительного напряжения бетон сжат или абсолютное значение растягивающих напряжений в бетоне менее  $\sigma_{ct,p}$ . Примечание – Значение для  $\sigma_{ct,p}$  может быть приведено в Национальном приложении к [7]. Рекомендуемое значение равно  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  или менее  $f_{ctm}(t)$ , если образование трещин ожидается ранее чем через 28 сут.

Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси, для изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов следует производить из следующих условий:

$$N_{Ek,lt} \leq N_{cr};$$

$$M_{Ek,lt} \leq M_{cr},$$

где  $N_{Ek,lt}$  – характеристическое значение продольной силы;

$M_{Ek,lt}$  – характеристическое значение изгибающего момента относительно выбранной оси;

$N_{cr}$  и  $M_{cr}$  – усилия, воспринимаемые сечением, нормальным к продольной оси элемента.

Усилия  $N_{cr}$  и  $M_{cr}$  допускается определять как для бетонного сечения по формулам:

- для железобетонных конструкций без предварительного напряжения:

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_c;$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c;$$

где  $f_{ctm}$  – среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении;

$A_c$  – площадь бетонного сечения;

$W_c$  – упругий момент сопротивления бетонного сечения;

- для предварительно напряженных железобетонных конструкций:

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_c + P_0;$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c + P_0(z_{cp} + r_p), ;$$

где  $P_0$  – усилие предварительного обжатия;

$z_{cp}$  – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести напрягаемой арматуры;

$r_p$  – расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки.

### ***Контроль трещиностойкости без прямого расчета***

Для железобетонных и предварительно напряженных плит зданий, подвергающихся изгибу без существенного осевого растяжения, нет необходимости применять специальные меры для ограничения ширины раскрытия трещин, если общая высота не превышает 200 мм и требования по конструированию п. 9.3 [7] соблюдены. Основные требования представлены в форме таблицы, содержащей ограничение диаметра стержня или расстояния между стержнями.

### ***Расчет по раскрытию и закрытию трещин. Влияние предварительного напряжения.***

Сжимающие напряжения в бетоне следует ограничивать для того, чтобы избежать продольных трещин, микротрещин или высокого уровня ползучести там, где это приводит к неприемлемым эффектам воздействия на функции конструкции.

Продольные трещины могут возникнуть, если уровень напряжений при характеристическом сочетании нагрузок превышает критическое значение. Такое образование трещин может привести к снижению долговечности

При отсутствии других мер, таких как увеличение толщины защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или усиление поперечной арматурой, напряжения сжатия бетона должны быть ограничены до значения  $0,6f_{ck}$  в конструкциях, находящихся в условиях окружающей среды, соответствующих классам XD, XF и XS.

Если напряжение в бетоне при практически постоянном сочетании нагрузки составляет менее  $0,45f_{ck}$ , может быть принята модель линейной ползучести. Если напряжение в бетоне превышает  $0,45f_{ck}$ , как правило, необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

Растягивающие напряжения в арматуре должны быть ограничены во избежание неупругих относительных деформаций, неприемлемой ширины раскрытия трещин или деформаций.

Для исключения неприемлемого растрескивания или деформаций при характеристическом сочетании воздействий растягивающее напряжение в арматуре не должно превышать  $0,6f_{yk}$ .

При определении ширины раскрытия трещин расчетные методы, включенные в нормы по проектированию железобетонных конструкций, базируются на предпосылках и допущениях, которые можно сформулировать следующим образом:

1) В общем случае ширина раскрытия нормальных трещин принимается равной средним деформациям продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами.

2) Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разность усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении по середине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном.

3) Деформации растянутой арматуры в нормальном сечении с трещиной определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

В стадии II деформации арматуры не равняются деформациям окружающего бетона. Разница в удлинениях двух материалов на участке между двумя соседними трещинами равняется, очевидно, ширине раскрытия трещины на уровне арматуры. Поэтому в общем случае ширина раскрытия трещины может быть определена:

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_{k,\lim},$$

где  $s_{r,\max}$  – максимальное расстояние между трещинами;

$\varepsilon_{sm}$  – средние относительные деформации арматуры;

$\varepsilon_{cm}$  – средние относительные деформации бетона между трещинами.

Согласно п. 7.3.1(5) и таблице 7.1N [7] для конструкций, относящихся к классам эксплуатации ХС1, ХС2 и ХС3, при практически постоянном сочетании воздействий должно выполняться условие декомпрессии, которое означает, что все части имеющего сцепление с бетоном напрягающего элемента должны были расположены не менее чем на 25 мм внутри сжатого бетона. Практически это означает, что на нижней грани балки не должно быть растягивающих напряжений, т.е. должно выполняться условие

$$M_{Ek,lt} \leq M_{rp},$$

где  $M_{rp} = P_{k,\inf} (z_{cp} + r)$ ,

$P_{k,\inf}$  – нижнее значение усилия предварительного обжатия

$$P_{k,\inf} = r_{\inf} \cdot P_0,$$

$r_{\inf}$  – коэффициент, определяющий нижний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности [7, п. 5.10.9(1)]. При натяжении на упоры  $r_{\inf} = 0,95$ .

## Раздел 4. Железобетонные конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий и сооружений

### Тема 4.1. Конструкции многоэтажных зданий

#### *Конструктивные схемы каркасных зданий, их особенности*

##### *Конструктивные схемы*

Конструктивной основой многоэтажного здания служат пространственно-несущая система, состоящая из стержневых колонн и панельных стен элементов. Взаимосвязанных между собой в порядке обеспечивающим прочность и устойчивости всей системы в целом, а также ее отдельных элементов.

Общая классификация многоэтажных зданий:

##### *1. по назначению*

- жилые;
- гражданские и общественные;
- производственные.

В ТКП 1991-1-1-2016 [2] (раздел 3) даны характеристические значения функциональных нагрузок в зависимости от категории использования здания. В соответствии со спецификой использования (функционального использования, то есть назначения).

##### *2. по конструктивным схемам:*

- каркасные – здания в которых вертикальными несущими элементами системы являются колонны;
- бескаркасные – здания в которых несущие вертикальные элементы выполнены из стеновых панелей, блоков, кирпича;
- комбинированные – здания в которых вертикальными несущими элементами является и то, и то.

##### *3. по способу возведению:*

- сборные;
- монолитные;
- сборно-монолитные.

Конструктивные решения каркасных многоэтажных зданий (раздел 2 общей классификации):

##### *1. по типу каркаса:*

- здания с полным каркасом (каркас с крайними и средними несущими колоннами, и самонесущими ограждающими стенами);
- здания с неполным каркасом (со средними несущими колоннами, крайние отсутствуют, наружные стены несущие).

##### *2. по характеру работы под нагрузкой:*

- группа А. Каркасно-балочная;
- группа Б. Каркасно-безбалочная.

##### **Особенности группы А:**

В каркасно-балочных зданиях усилия от вертикальных усилий и воздействий воспринимается плитами перекрытий и покрытий, а затем через ригели (балки, фермы) передаются на колонны. Горизонтальные нагрузки воздей-

ствия (ветровые, температуры, силовые) передаются через жесткий диск перекрытия на рамы, связи, ядра жесткости и другие конструкции, обеспечивающие устойчивость здания в поперечном и продольном направлении (рис. 4.1).

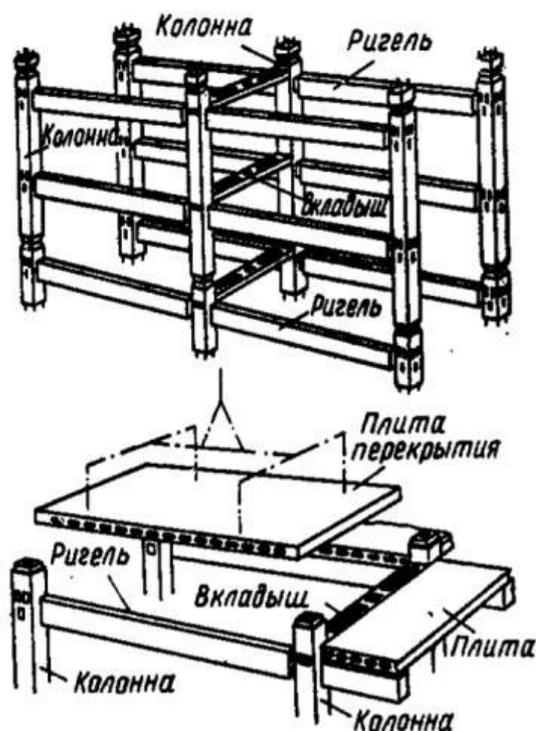


Рис. 4.1. Железобетонный каркас многоэтажного здания  
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – распорка; 4 – плита перекрытия

Для упрощения расчётов традиционными методами пространственные каркасы условно делятся на вертикальные, поперечные, продольные плоские рамы. Однако современные компьютерные технологии дают возможность производить расчеты по пространственным схемам, позволяющие получить экономию материала. По способу восприятия усилий каркасы группы А принято делить в практике проектирования на три основные подгруппы, в названиях которых содержатся две из основных характеристик:

– тип узла сопряжения горизонтальных или вертикальных элементов рам.

– способ восприятия горизонтальных усилий.

**А.1** – рамная система – серия 1.420.1-09 (ИИ-20, ИИ-60). Все горизонтальные нагрузки в такой системе воспринимаются жесткими узлами в рамках и вертикальными связями.

**А.2** – связевая система – серия 1.020-1/87 (ИИ-04). Сопряжения элементов шарнирные. Горизонтальные нагрузки воспринимаются междуэтажными перекрытиями и передаются через них на вертикальные элементы жесткости к которым относятся: диафрагмы жесткости, лестничные клетки, шахты лифтов, поперечные стены (если стены из железобетона, то толщина стены должна быть не менее 160 мм).

**А.3** – рамно-связевый каркас – серия 1.020.1-4. Горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными элементами жесткости, а также совместно рамами каркаса пропорционально их изгибным жесткостям.

### Группа Б:

В каркасно-безбалочных зданиях ригели отсутствуют, а рамы образуются путем жесткого соединения надколонной плиты или капители с колонной.

### *Деформационные швы*

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части – деформационные блоки. Если расстояние между температурно-усадочными швами при температуре выше минус 40°C не превышает пределов, указанных в табл. 4.1, то конструкции без предварительного напряжения, а также предварительно напряженные, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, на температуру и усадку можно не рассчитывать.

Таблица 4.1. Наибольшие допустимые расстояния между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях

Вид конструкции	Расстояние между швами, м	
	Внутри отапливаемых зданий и в грунте	в открытых сооружениях и в не отапливаемых зданиях
Сборная каркасная	60	40
<i>То же</i> , сплошная	50	30
Монолитная и сборно-монолитная каркасная	50	30
<i>То же</i> , сплошная	40	25

**Температурно-усадочные швы** выполняются в надземной части здания – от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 2...3 см, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада. Наиболее четкий температурно-усадочный шов конструкции здания создается устройством парных колонн и парных балок по ним (рис. 4.2,а).

**Осадочные швы** устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делят и фундаменты (рис. 4.2,б). Осадочные швы можно устраивать также с помощью вкладного пролета из плит и балок (рис. 4.2,в). Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

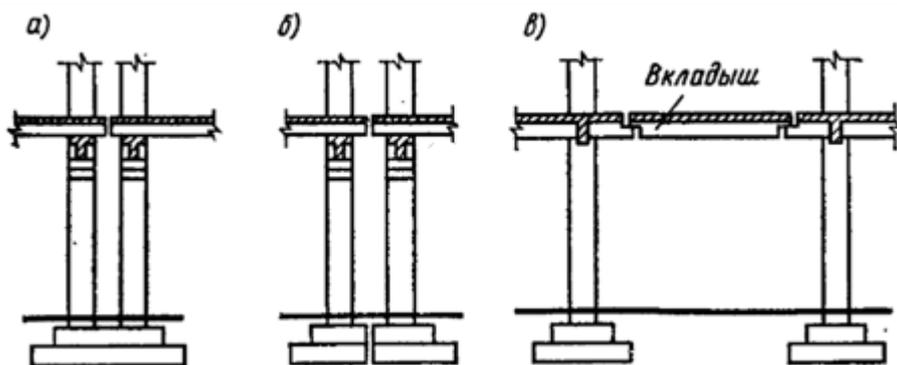


Рис. 4.2. Деформационные швы

*а* – температурный шов на парных колоннах; *б* – осадочный шов напарных колоннах; *в* – осадочный шов с вкладным пролетом

**Конструктивные схемы многоэтажных зданий: рамные, рамно-связевые, связевые.**

Многоэтажные промышленные здания служат для размещения различных производств – машиностроения, приборостроения, цехов химической, электротехнической, радиотехнической, легкой промышленности и др., а также базисных складов, холодильников, гаражей и т. п. Их проектируют, как правило, каркасными с навесными панелями стен.

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах от 3 до 7 этажей (при общей высоте до 40 м), а для некоторых видов производств с не тяжелым оборудованием, устанавливаемым на перекрытиях, – до 12–14 этажей. Ширина промышленных зданий может быть равной 18–36 м и более. Высоту этажей и сетку колонн каркаса назначают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Высоту этажей принимают кратной модулю 1,2 м, т.е. 3,6; 4,8; 6м, а для первого этажа иногда 7,2 м. Наиболее распространенная сетка колони каркаса 6×6, 9×6, 12×6 м. Такие ограниченные размеры сетки колонн каркаса обусловлены большими временными нагрузками на перекрытия, которые могут достигать 15 кН/м<sup>2</sup>, а в некоторых производствах 25 кН/м<sup>2</sup> и более.

Для промышленного строительства наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку они ограничивают свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания – железобетонные рамы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис. 4.3).

Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами – по рамной системе, а в продольном – работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, – по связевой системе (рис. 4.4). Если в продольном направлении связи или диафрагмы по технологическим условиям не мо-

гут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается по рамной системе.

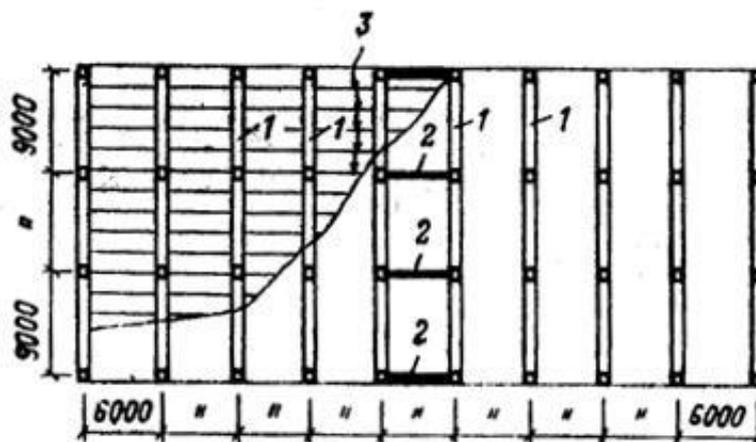


Рис. 4.3. Конструктивный план многоэтажного каркаса промышленного здания

1 – поперечные рамы; 2 – продольные вертикальные связи; 3 – панели перекрытий

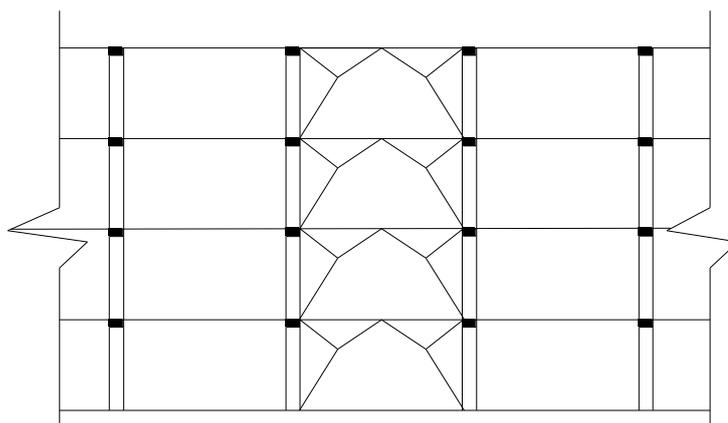


Рис. 4.4. Вертикальные связи многоэтажного каркаса в продольном направлении

При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость и в поперечном направлении обеспечивается по связевой системе; при этом во всех этажах устанавливаются поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирное соединение ригелей с колоннами в этом решении достигается установкой ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

Ригели соединяют с колоннами (стойками) на консолях, с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием полости стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты шириной 1500 или 3000 мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

В таких зданиях возможно опирание плит перекрытий двух типов:

– на полки ригелей таврового сечения (для производства со станочным оборудованием, нагрузки от которого близки к равномерно распределенным);

– по верху ригелей прямоугольного сечения (главным образом, для зданий химической промышленности с оборудованием, провисающим из этажа в этаж и передающим большую сосредоточенную нагрузку на одну опору).

В обоих типах опирания плит типовые ригели при пролетах 6 и 9 м имеют одинаковое сечение 800 мм и ширину ребра 300 мм.

Типовые конструкции многоэтажных промышленных зданий с балочными перекрытиями разработаны под различные временные нагрузки – от 5 до 25 кН/м<sup>2</sup>.

Пример решения конструкции здания с безбалочными перекрытиями приведен на рис. 4.5. Ригелем многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами с помощью капителей. Пространственная жесткость здания в обоих направлениях обеспечивается по рамной системе. Унификация размеров плит и капителей средних и крайних пролетов безбалочного перекрытия достигается смещением наружных самонесущих стен с оси крайнего ряда колонн на расстояние, равное половине ширины надкапитальной плиты.

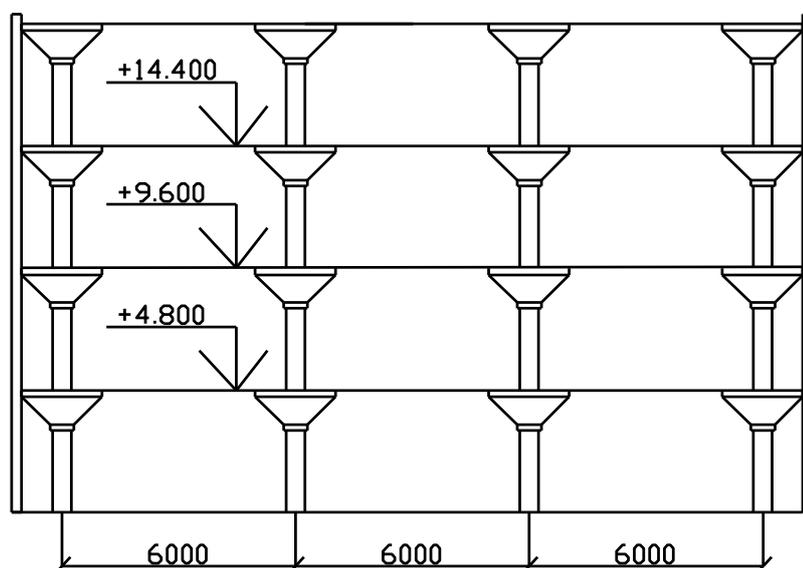


Рис. 4.5. Конструкции зданий многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн 6×6 или 9×6 м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия более 10 кН/м<sup>2</sup>.

Особенность конструктивного решения универсальных промышленных зданий с этажами в межферменном пространстве состоит в том, что они имеют крупную сетку колонн 18×6, 18×12, 24×6 м. Большие пролеты здания перекрывают безраскосными фермами. При этом в пределах конструктивной высоты этих ферм устраивают дополнительные этажи, в которых размещают инженерное оборудование и коммуникации, бытовые, складские и другие

вспомогательные помещения. Высота межферменных этажей может быть 2,4; 3 и 3,6 м.

Пример решения конструкций универсального промышленного здания приведен на рис. 4.6. Здание имеет 6 этажей – три основных и три межферменных. Безраскосные фермы, жестко связанные с колоннами, являются составной частью многоэтажного каркаса и работают как ригели рам. Крайние стойки ферм вверху и внизу снабжены выступами для соединения с колоннами ниже- и вышележащих этажей. Плиты перекрытий в основных этажах ребристые; их укладывают на верхний пояс ферм.

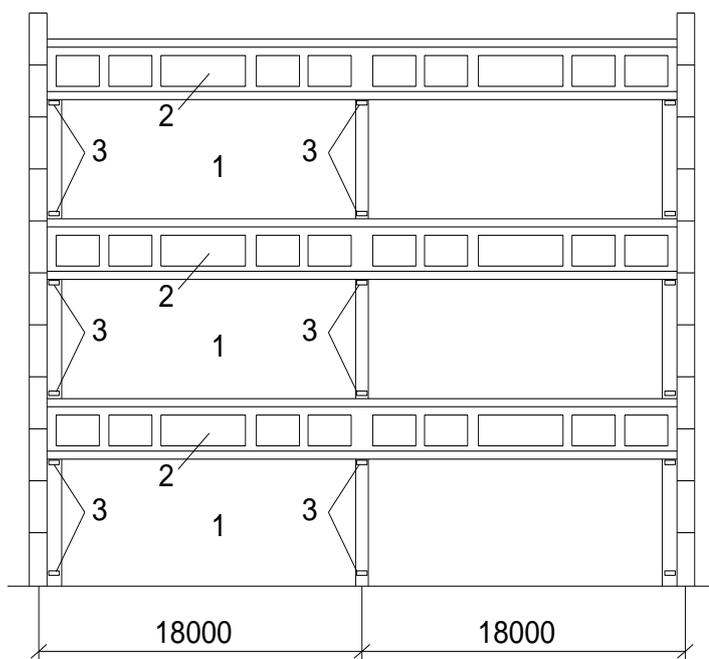


Рис. 4.6. Конструкция многоэтажного промышленного здания с межферменными этажами

1 – основные этажи; 2 – межферменные этажи; 3 – соединения колонн с безраскосными фермами

Панели перекрытий вспомогательных этажей пустотные или ребристые; опираются они на полки нижнего пояса ферм (рис. 4.7).

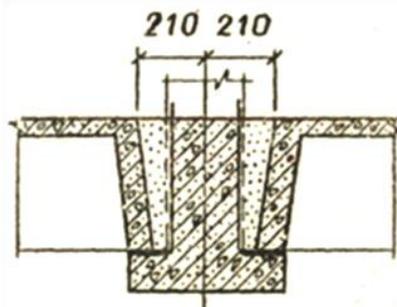


Рис. 4.7. Деталь опирания перекрытия на нижний пояс безраскосных ферм

Многоэтажные гражданские каркасные и панельные (бескаркасные) здания проектируют для массового строительства высотой 12...16 этажей, а в ряде случаев – высотой 20 этажей и более. Сетка колонн, шаг несущих стен и высоты этажей выбирают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Конструктивные

схемы зданий, возводимых из сборных элементов, характерны постоянством геометрических размеров по высоте, регулярностью типовых элементов конструкций, четким решением плана.

Каркасные конструкции применяют для различных административных и общественных зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов высотой более 25 этажей. Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия.

### **Обеспечение пространственной жесткости**

Важнейшим условием достижения высоких эксплуатационных качеств многоэтажного здания является обеспечение его надежного сопротивления горизонтальным нагрузкам и воздействиям. Необходимая пространственная жесткость такого здания достигается различными вариантами компоновки конструктивной схемы, в основном отличающимися способами восприятия горизонтальных нагрузок.

Например, при поперечных многоэтажных рамах и поперечных вертикальных связевых диафрагмах, горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными конструкциями совместно, и каркасное здание в поперечном направлении работает по рамно-связевой системе, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе (рис. 4.8,а).

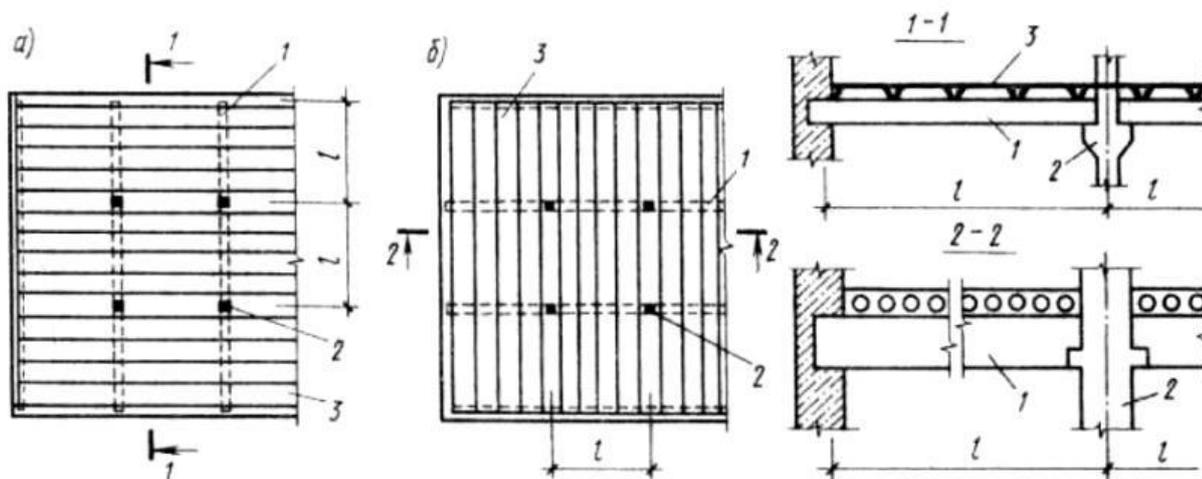


Рис. 4.8. Направление ригелей поперек (а) и вдоль (б) здания в сборном балочном перекрытии  
1 – балка; 2 – колонна; 3 – панель

При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по связевой системе, а в продольном направлении – по рамной системе (рис. 4.8,б). Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях.

Панельные конструкции применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и

стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном, иногда в продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих поперечных стен.

Многоэтажное панельное здание, как в поперечном, так и в продольном направлении воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе.

Возможны другие конструктивные схемы многоэтажных зданий. К ним относятся, например, каркасное здание с центральным ядром жесткости, в котором в качестве вертикальных связевых диафрагм используются внутренние стены сблокированных лифтовых и вентиляционных шахт, лестничных клеток; здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля – в виде двутавров; здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение. В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе.

### **Сбор нагрузок**

**Предварительный подбор сечений.** Плоские рамы, расположенные с определенным шагом и связанные перекрытиями, образуют пространственный блок рам с размерами в плане, равными расстоянию между температурными швами или наружными стенами. Вертикальные постоянные и временные нагрузки, а также горизонтальные ветровые нагрузки приложены одновременно ко всем рамам блока, поэтому пространственный характер работы в этих условиях не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности на свою нагрузку.

Многоэтажная железобетонная рама статически неопределима, и для ее расчета необходимо предварительно подобрать сечения ригелей и стоек, определить их жесткости или установить отношение жесткостей. С этой целью пользуются примерами ранее запроектированных аналогичных конструкций или предварительно приближенно подбирают сечения. Высоту сечения ригеля определяют по формуле:

$$d = 1,8 \sqrt{\frac{M}{f_{cd} \cdot b}},$$

где  $M=0,6...0,7M_0$ ;

$M_0$  – изгибающий момент ригеля, вычисленный как для однопролетной свободно лежащей балки.

Площадь сечений колонн находят по приближенной формуле:

$$A = (1,2...1,5) \frac{N}{f_{cd}}.$$

По результатам предварительного подбора сечений производят взаимную увязку сечений ригелей и стоек и округляют их размеры до унифицированных. Момент инерции сечений ригелей и стоек определяют, как для сплошного бетонного сечения. При монолитных перекрытиях момент инер-

ции ригелей определяют, как для тавровых сечений с шириной полки, равной шагу рам.

### Усилия от нагрузок

Многоэтажные многопролетные рамы каркасных зданий имеют преимущественно однообразную (регулярную) расчетную схему с равными пролетами или со средним укороченным пролетом на оси симметрии, а также с одинаковой нагрузкой по ярусам (рис. 4.9,а). Узлы стоек таких рам, расположенные на одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и, следовательно, равные узловые моменты с нулевой точкой моментов в середине высота этажа (рис. 4.9,б). Это дает основание расчленить многоэтажную раму на ряд одноэтажных рам с высотой стоек (колонн), равной половине высоты этажа, с шарнирами по концам стоек, кроме первого этажа.

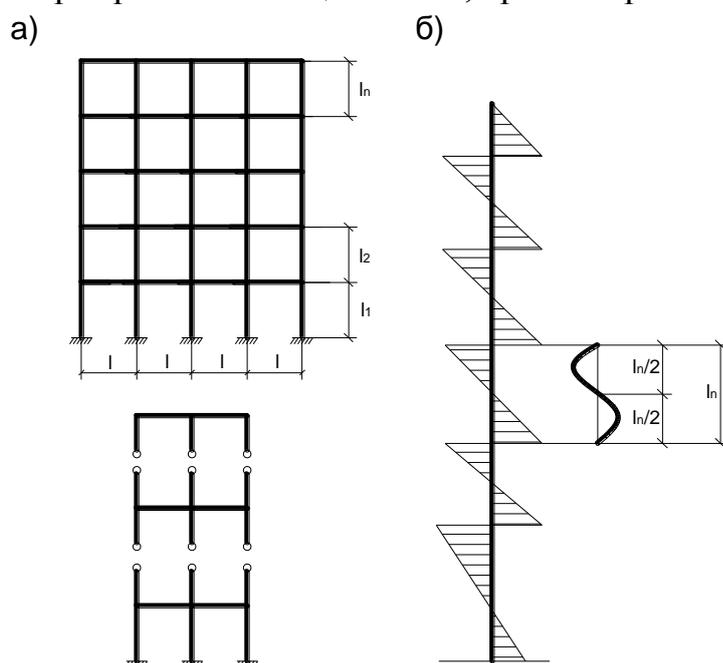


Рис. 4.9. Расчетные схемы многоэтажных рам (а) и эпюра моментов многоэтажной колонны (б)

На вертикальную нагрузку необходимо рассчитывать три такие одноэтажные рамы: верхнего, среднего и первого этажа. Если число пролетов рамы больше трех, то практически заменяют трехпролетной рамой и полагают изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

При расчете по методу перемещений число неизвестных углов поворота равно числу узлов в одном ярусе рамы. Горизонтальным смещением при вертикальных нагрузках обычно пренебрегают. При расчете по методу сил в качестве неизвестных принимают опорные моменты ригелей одного яруса рамы и сводят задачу к решению трехчленных уравнений балки на упруговращающихся опорах.

Расчет также можно выполнять по справочным таблицам [23]. В таблицах опорные моменты ригелей рамы, имеющей колонны с одинаковыми сечениями:

$$M = (\alpha g + \beta v) \cdot l^2,$$

где  $\alpha, \beta$  – табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки постоянной и временной нагрузками и от отношения суммы погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу, к погонной жесткости ригеля;

$g, v$  – постоянная и временная нагрузки на 1 м длины ригеля;

$l$  – пролет ригеля между осями колонн.

Изгибающие моменты в стойках для каждой схемы загрузки рамы определяют по разности опорных моментов ригелей в узле, распределяя ее пропорционально погонным жесткостям стоек.

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригелей, а также поперечные силы определяют обычными способами как в однопролетной балке, загруженной внешней нагрузкой и опорными моментами по концам.

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняют приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяют сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы (рис. 4.10).

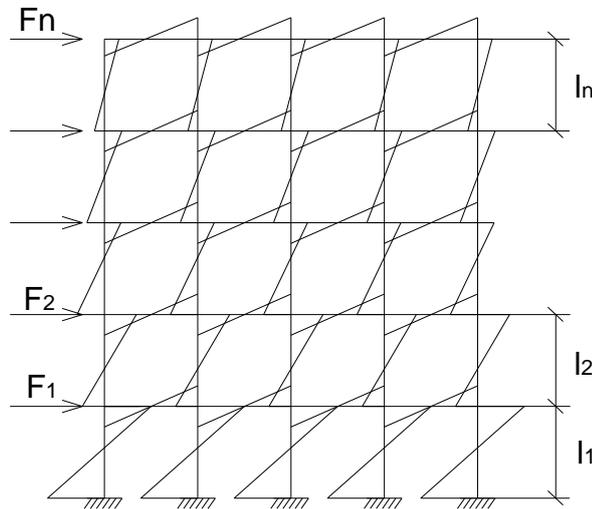


Рис. 4.10. К расчету многоэтажных рам на горизонтальные нагрузки

Нулевую точку эпюры моментов стоек всех этажей рамы, кроме первого, считают расположенной в середине высоты этажа, а в первом этаже при защемлении стоек в фундаменте – на расстоянии  $2/3$  высоты от места защемления.

Ярусные поперечные силы рамы

$$Q_1 = F_1 + F_2 + \dots + F_n; \quad Q_2 = F_2 + F_3 + \dots + F_n \text{ и т.д.};$$

они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткостям:

$$Q = Q_k \cdot \left( \frac{B}{\sum_1^m B_i} \right),$$

здесь  $B$  – жесткость сечения стойки;

$m$  – число стоек в ярусе.

Крайние стойки рамы, имеющие степень защемления в узле меньшую, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу примыкает ригель только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывается в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек путем умножения на коэффициент  $\beta < 1$ , определяемый по табл. 4.2.

Таблица 4.2. Значения коэффициента  $\beta$  для уменьшения жесткости крайних стоек многоэтажных рам при расчете на горизонтальные нагрузки.

Коэффициент	Все этажи, кроме первого, при $i/i_{inf}$						Первый этаж
	0,25	0,5	1	2	3	4	
$\beta$	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

где  $i = B/l$  – погонная жесткость ригеля крайнего пролета;

$i_{inf}$  – погонная жесткость крайней стойки, примыкающей к узлу снизу.

По найденным поперечным силам определяют изгибающие моменты на стойках всех этажей, кроме первого:

$$M = \frac{Q \cdot l}{2}.$$

Для первого этажа изгибающий момент стойки в верхнем и нижнем сечениях

$$M = \frac{Q \cdot l}{3};; \quad M = \frac{2Q \cdot l}{3};$$

При определении опорных моментов ригелей суммарный момент в узле рамы от выше и ниже расположенных стоек распределяется между ригелями пропорционально их погонным жесткостям. В крайнем узле момент ригеля равен сумме моментов стоек.

### **Расчетные усилия и подбор сечений**

На основании эпюр моментов и поперечных сил рамы от различных загрузений строят огибающие эпюры  $M$  и вычисляют соответствующие им продольные силы  $N$  для основных и дополнительных сочетаний нагрузок.

Для расчетных сечений по огибающим эпюрам должны быть найдены значения  $M_{max}$  и  $M_{min}$  и соответствующие им значения  $N$ , а также  $N_{max}$  и соответствующие им  $M$ . Расчетные усилия могут быть найдены также составлением таблицы, куда вписывают значения усилий, соответствующие отдельным загрузениям. Расчетными сечениями для ригелей являются сечения на обоих опорах и в пролете, для колонн – сечения вверху, внизу и, кроме того, для высоких колонн – в одном-двух промежуточных сечениях по высоте.

Сечения ригелей и стоек подбирают как для изгибаемых и сжатых элементов. Если моменты имеют разные знаки, но близки по величине, сечения армируют с симметричной арматурой. Расчетную длину стоек принимают в зависимости от условий закрепления в узлах.

### **Системы рамные, рамно-связевые и связевые**

Расчетные схемы многоэтажных каркасных и панельных зданий устанавливаются в зависимости от их конструктивных схем и способа восприятия горизонтальных нагрузок – по рамной, рамно-связевой или связевой системе. Междуетажные перекрытия рассматривают как жесткие, не деформирующиеся при изгибе в своей плоскости горизонтальные связевые диафрагмы.

Расчетные схемы **рамно-связевых систем** отражают совместную работу многоэтажных рам и различных вертикальных диафрагм: сплошных, комбинированных и с проемами (рис. 4.11).

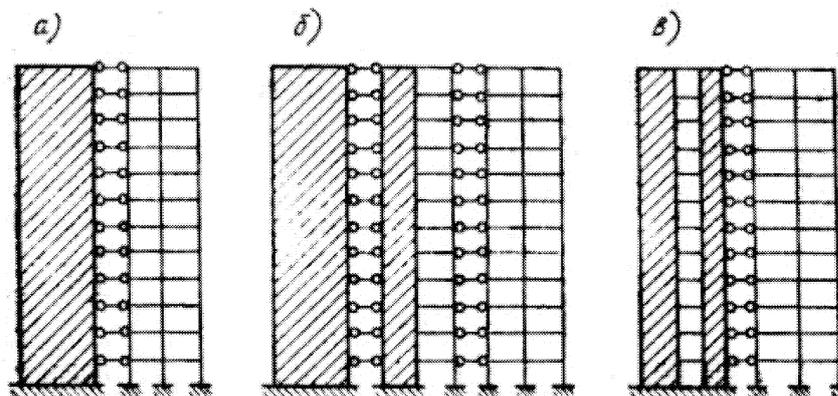


Рис. 4.11. Расчетные схемы рамно-связевых систем:  
*а* – со сплошной диафрагмой; *б* – со сплошной и комбинированной диафрагмами; *в* – с проемной диафрагмой

Вертикальные конструкции, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями, поскольку горизонтальные перемещения их в каждом уровне равны. Роль стержней-связей между многоэтажной рамой и вертикальной диафрагмой выполняют междуетажные перекрытия. Эти стержни-связи считаются несжимаемыми и нерастяжимыми. Жесткость вертикальной диафрагмы в расчетной схеме также принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных диафрагм блока здания.

Расчетные схемы **связевых систем** отражают совместную работу вертикальных диафрагм многоэтажных каркасных или панельных зданий в различных сочетаниях: сплошных и с проемами, с одним и несколькими рядами проемов (рис. 4.12). В этих расчетных схемах вертикальные диафрагмы, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями.

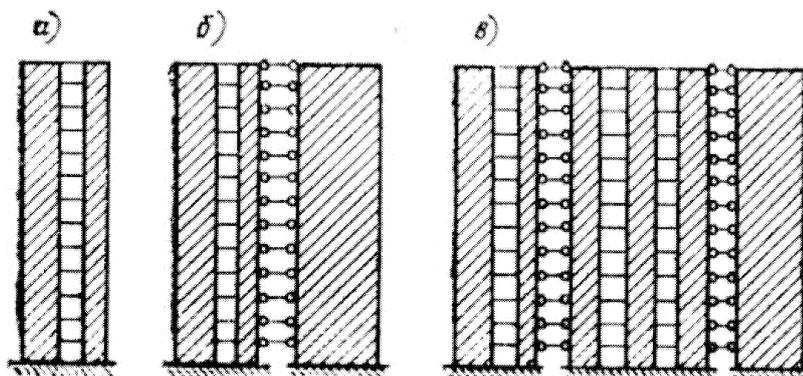


Рис. 4.12. Расчетные схемы связевых систем

*a* – с проемными диафрагмами; *b* – с проемными и сплошными диафрагмами;  
*c* – с разнотипными диафрагмами

Влиянием продольных деформаций ригелей, перемычек и стержней-связей между вертикальными конструкциями ввиду малости значений пренебрегают. Также пренебрегают деформацией сдвига стоек рам и вертикальных диафрагм. Отношение высоты сечения вертикальной диафрагмы к ее длине обычно составляет  $h/l_0 \leq 1/4$ .

Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывают в расчетах соответствующим снижением их погонной жесткости. Влияние же податливости стыков вертикальных диафрагм, как показали исследования, может учитываться в расчетах снижением их изгибной жесткости примерно на 30%.

В расчетных схемах многоэтажных зданий регулярной структуры с постоянными по высоте значениями жесткости элементов дискретное расположение ригелей, перемычек, стержней-связей целесообразно заменять непрерывным (континуальным) расположением, сохраняя дискретное расположение стоек рам, простенков диафрагм. Расчеты выполняют на основе общего дифференциального уравнения. Усилия, перемещения и динамические характеристики различных многоэтажных зданий определяют по готовым формулам и таблицам, полученным в результате решения общего уравнения.

Расчетную ветровую нагрузку при расчете по несущей способности определяют с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызванных порывами ветра.

Прогибы многоэтажного здания определяют от действия характеристического значения ветровой нагрузки. Прогиб верхнего яруса ограничивают значением, равным  $a \leq H/1000$ .

## Тема 4.2. Проектирование несущих конструкций каркасных зданий

### Основные несущие конструкции каркасных зданий: диафрагмы, колонны, ригели

Многоэтажные сборные рамы членят на отдельные элементы, изготавливаемые на заводах и полигонах, с соблюдением требований технологичности изготовления и монтажа конструкций. Ригели рамы членят преимущественно на отдельные прямолинейные элементы, стыкуемые по грани колонны скрытым или консольным стыком (рис. 4.13, а, б). Колонны также членят на прямолинейные элементы, стыкуемые через два этажа – выше уровня перекрытия. Чтобы сохранить монолитность узлов и уменьшить число типов сборных элементов, многоэтажные рамы в некоторых случаях членят на отдельные однопролетные одноэтажные рамы (рис. 4.13, в).

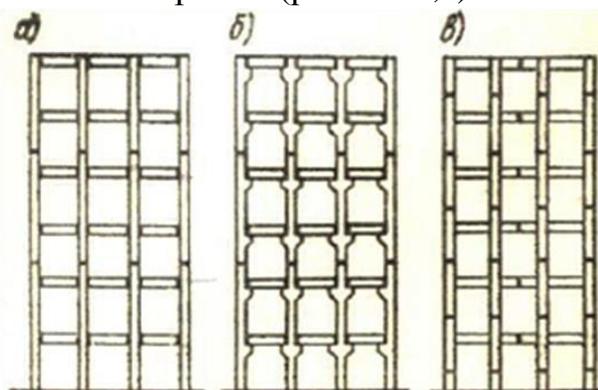


Рис. 4.13. Конструктивные схемы членения многоэтажных рам на сборные элементы

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м – напрягаемой арматурой в пролете (рис. 4.14).

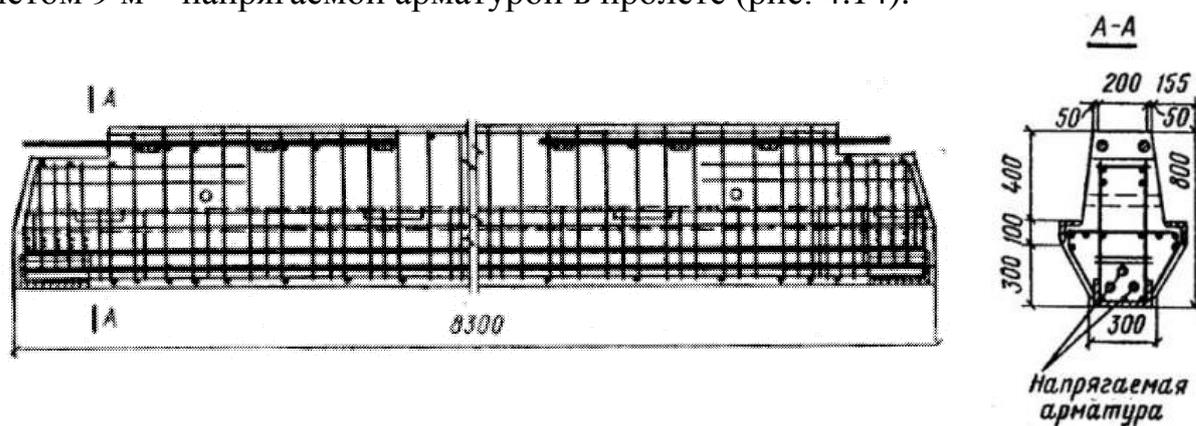


Рис. 4.14. Армирование ригеля поперечной рамы пролетом 9 м

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей "каркасного здания". Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими бесконсольными стыками ригелей.

Поверх ригеля уложены ребристые панели с зазором между их торцами 12 см. Жесткость узлового сопряжения ригеля с колонной обеспечивается соединением на опоре верхней арматуры ригеля. Для этой цели в колонне предусмотрено отверстие, через которое пропускают опорные стержни стыка. Для укладки панелей в ригелях могут быть выступающие полочки (рис. 4.15). После монтажа сборных элементов, укладки и сварки опорной арматуры ригеля полости между панелями и зазоры между торцами ригеля и колонной заполняют бетоном, чем достигается замоноличивание рамы. При этом ригели благодаря совместной работе с панелями работают как тавровые сечения.

Сборно-монолитные рамы также выполняют с жесткими узлами. Ригель таврового сечения имеет выступающие кверху хомуты и открыто расположенную верхнюю опорную арматуру (рис. 4.15,а).

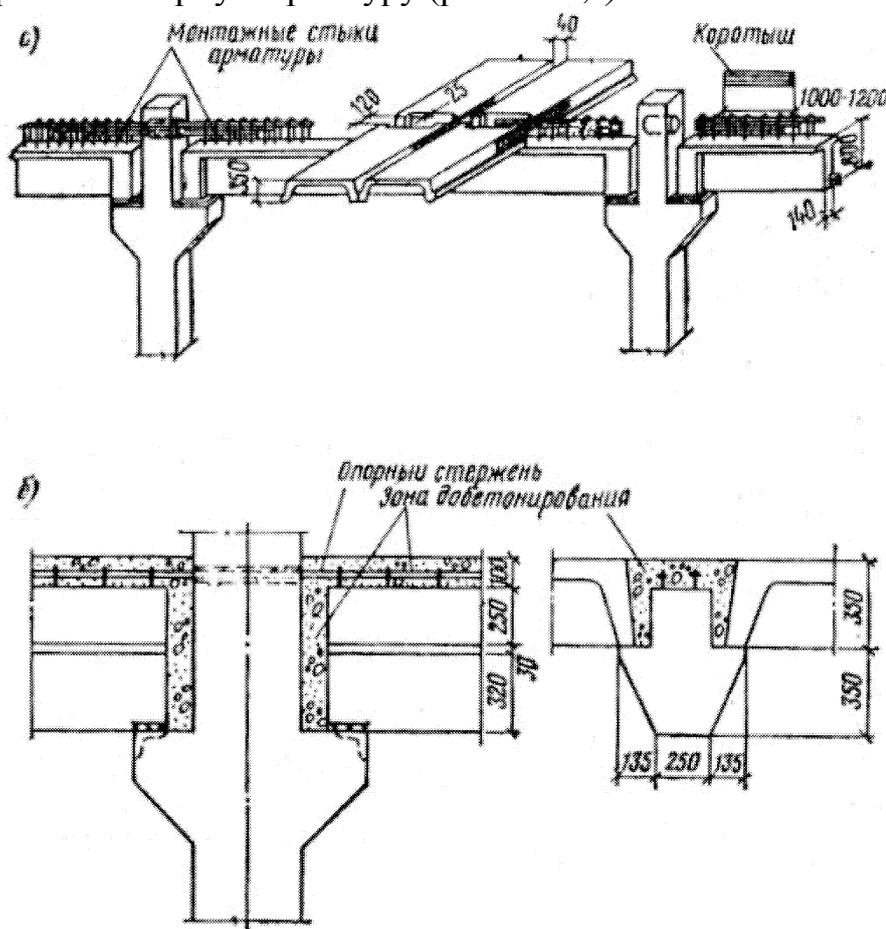


Рис.4.15. Конструкция узлов сборно-монолитной рамы  
а – до замоноличивания; б – после замоноличивания

### Колонны

Колонны зданий массового строительства при высоте до 16 этажей имеют унифицированное сечение 400×400 мм (рис. 4.16,а). Увеличение их несущей способности в нижних этажах достигается повышением класса бетона (до  $C^{50}/_{60}$ ) и процента армирования гибкой арматурой (до  $\rho = 15\%$ ).

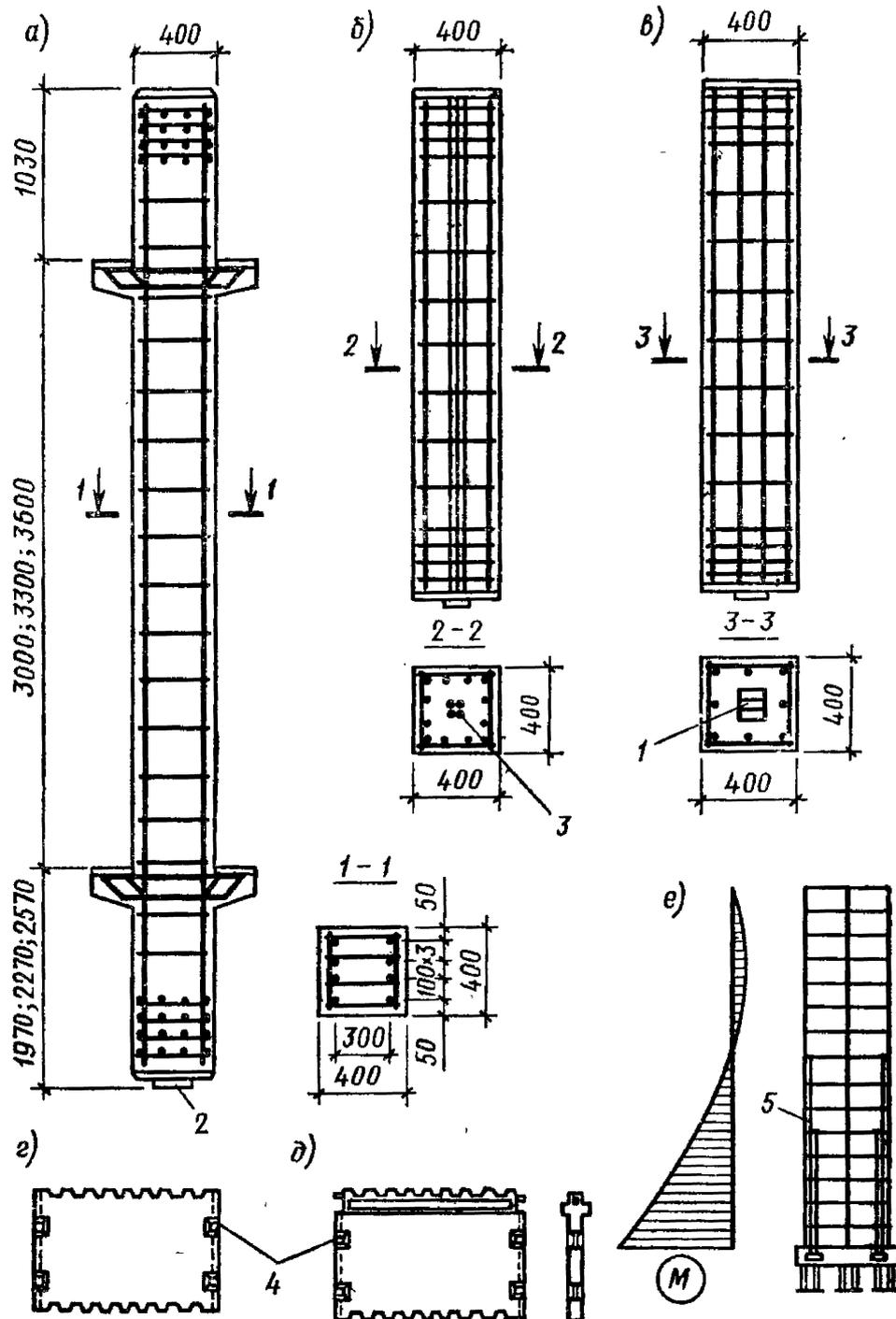


Рис.4.16. Конструкции многоэтажных гражданских каркасных зданий:  
 1 – полосовая сталь; 2 – центрирующая прокладка; 3 – сердечник из высокопрочной арматуры; 4 – закладные детали для соединения с колонной, воспринимающие усилия сдвига; 5 – напрягаемая арматура

Продольная арматура из стали класса S500. Для колонн зданий большей этажности можно применять жесткую арматуру (рис. 4.16,в), однако использование ее в колоннах приводит к большому расходу стали. Повышение несущей способности колонн и сохранение их унифицированного сечения можно получить путем поперечного армирования часто расположенными сварными сетками в сочетании с продольной обычной и особенно высокопрочной арматурой. В этом случае предельные продольные деформации бе-

тона при сжатии повышаются более чем в 2 раза и напряжения в сжатой высокопрочной арматуре достигают условного предела текучести. Наряду с этим появились предложения по усилению колонн нижних этажей, на нагруженных продольными силами с малыми эксцентриситетами, сердечниками из высокопрочной гибкой арматуры (рис. 4.16,б).

Разрезка колонн линейная, на несколько этажей. Имеется тенденция к увеличению длины сборных элементов колонн до 4...5 этажей (до 15 м) в целях уменьшения числа стыков и исключения случайных эксцентриситетов, вызванных неточностями монтажа. Для таких гибких элементов существенное значение приобретает расчет прочности и трещиностойкости в стадиях транспортирования и монтажа. В целях повышения этих качеств целесообразно предварительно напрягать продольную арматуру колонн. Стыкование колонн по высоте производится ванной сваркой выпусков рабочей арматуры или без сварки через тонкие растворные швы.

Особенностью стыков, выполняемых ванной сваркой арматуры больших диаметров 36...40 мм, является возникновение сжатия в бетоне и растяжения в арматуре из-за разогрева стержней при сварке. Растягивающие напряжения в арматуре могут привести к разрыву стержней. Во избежание этого сварку стержней выполняют по диагонали последовательно по одному стержню или попарно. Для уменьшения свободной длины сварных выпусков продольной арматуры колонны устраивают хомут  $\varnothing = 12$  мм, охватывающий продольные рабочие стержни и предохраняющий их от потери устойчивости.

### ***Диафрагмы***

Диафрагмы, воспринимающие главным образом горизонтальные нагрузки, обычно образуются из железобетонных панелей толщиной 14...18 см, располагаемых между колоннами и соединенных с ними с помощью связей, воспринимающих сдвигающие усилия. Панели диафрагм могут быть плоскими или двухконсольными (рис. 4.16,з,д). Плоские панели устанавливают по осям, параллельным направлению настилов перекрытий. Двухконсольные располагают в плоскостях, параллельных рамам каркаса, совмещая их с ригелями. Армируют панели контурными и промежуточными каркасами из стержней  $\varnothing 12...16$  мм или сетками из проволоки  $\varnothing 5...6$  мм с шагом 200 мм, располагаемым у обеих граней. Связи между панелями и колоннами осуществляют путем сварки закладных деталей: вертикальные швы заполняют цементно-песчаным раствором, горизонтальные швы – бетоном на мелком щебне. Горизонтальные стыки диафрагм могут быть шпоночными и плоскими. Практика показывает, что при таком соединении диафрагмы работают как сплошные монолитные столбы.

Количество и расстановка диафрагм в плане здания должны обеспечивать необходимую прочность и пространственную жесткость здания в обоих направлениях, препятствовать кручению его в плане, не создавать больших температурных усилий или неравномерных деформаций вертикальных элементов. Следует стремиться к сокращению общего числа диафрагм, увеличивая их размеры.

При больших горизонтальных нагрузках в диафрагмах, обычно работающих на сжатие, в части сечений могут возникать растягивающие усилия. В этом случае диафрагмы могут быть запроектированы предварительно напряженными (рис. 4.16,е).

### Ригели

Ригели проектируют таврового сечения с полкой в нижней зоне, на которую опираются плиты перекрытий; такое решение позволяет снизить строительную высоту этажа, однако в этом случае необходимо исключить возможность откола полки в месте ее примыкания к ребру путем увеличения ее высоты или армирования. Соединение ригелей с колоннами в связевых системах осуществляют с помощью стыка со скрытой консолью (рис. 4.17,в), воспринимающего небольшой опорный момент.

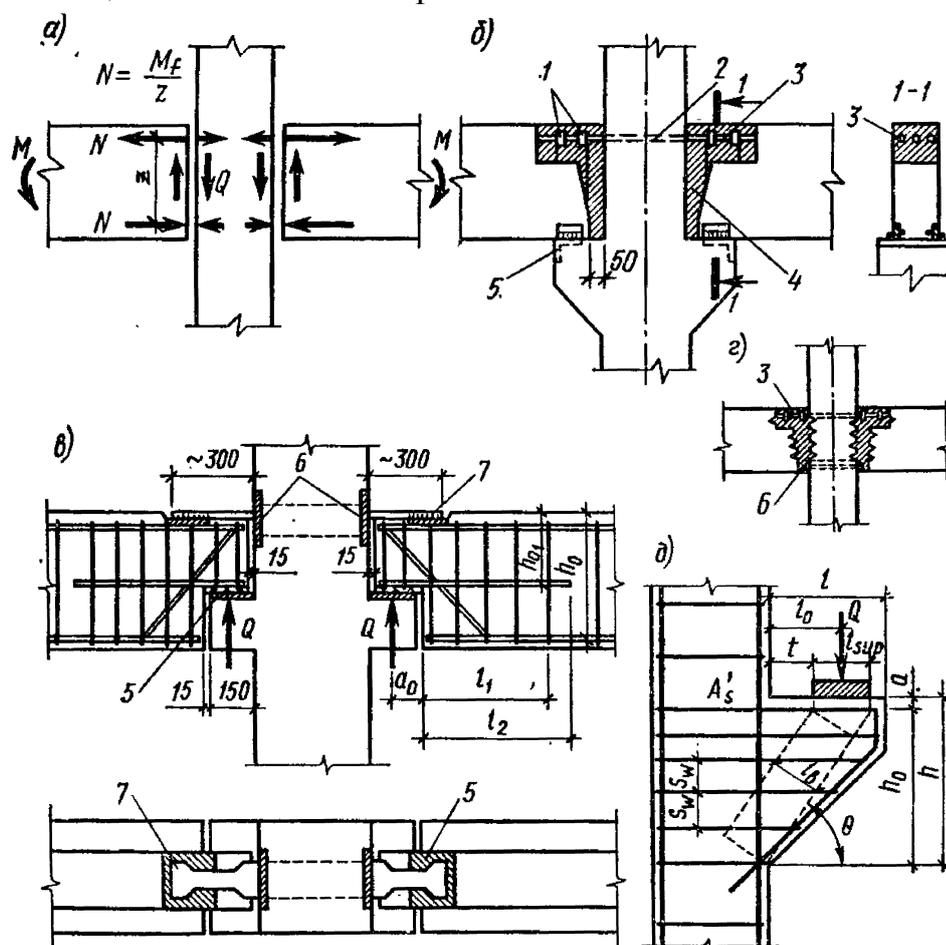


Рис. 4.17. Стыки ригелей с колоннами:

- 1 – ванная сварка; 2 – стыковые стержни; 3 – вставка арматуры;
- 4 – бетон омоноличивания; 5 – монтажный сварной шов;
- 6 – закладные детали; 7 – накладка «рыбка»

Ограничение опорного момента заданной величиной (55 кНм) достигается с помощью специальной металлической накладке по верху ригеля – «рыбки», привариваемой к ригелю и колонне. «Рыбка» имеет суженный участок, поперечное сечение которого соответствует растягивающему усилию при заданном опорном моменте. Увеличение нагрузки вызывает в суженной

части накладки пластические деформации, обеспечивающие поворот сечения ригеля без увеличения опорного момента. Стык связевого каркаса может также решаться шарнирным. Конструкция его отличается от рассмотренной отсутствием «рыбки».

В рамно-связевых системах, где узлы воспринимают изгибающие моменты от эксплуатационных нагрузок, стык принципиально решается так же, как и в рамных системах (рис. 4.17,а).

В зданиях рамно-связевой системы роль продольных ригелей выполняют предварительно напряженные плоские панели-распорки, которые выступают опираются на полки ригелей.

Перекрытия зданий с ядрами жесткости, имеющих сложное очертание в плане, могут выполняться в виде монолитных безбалочных плит, возводимых методом подъема перекрытий.

### ***Расчет и конструирование элементов многоэтажных зданий и их стыков***

#### ***Расчет колонн***

Колонны являются частью каркаса здания. Их расчет и конструирование зависит от конструктивной схемы здания. Проектирование колонн также зависит от их конструктивных особенностей:

1. стыков колонн с ригелями.
2. стыков колонн по высоте.
3. сопряжение колонны с фундаментом и так далее.

Расчет должен гарантировать, что даже при наиболее комбинации расчетных нагрузок не произойдет потеря устойчивости колонны и соответственно всей системы. При этом прочность всех сечений колонны по высоте должна быть обеспечена. В упрощенном методе расчета допускается рассматривать работу каркасов отдельно в поперечном и продольном направлении, с учетом при необходимости продольного изгиба.

Методы расчета колонн:

– **Нелинейный** (по деформированной схеме). При определении схем нагрузок, эпюр и перемещений с использованием упрощенных зависимости кривизны от продольных сил и изгибающих моментов, то есть с учетом образования трещин.

– **Линейный** (по недеформированной схеме). Проверка выполняется для наиболее нагруженных сечений по усилиям, определяемым из линейного упругого статического расчета. При этом усилия корректируются учетом влияния эффектов второго порядка (продольного изгиба).

Колонны являются гибкими сжатыми элементами и поэтому согласно всем нормам необходим учет влияний гибкости и начальных эксцентриситетов.

*Общая последовательность расчета и конструирования (проектирования) колонн:*

Шаг 1. Назначение типа конструктивного решения колонны (зависящий от вида каркаса) и расчетной схемы колонны.

Шаг 2. Определение действующих нагрузок и усилий.

Шаг 3. Определение эффектов (моментов) *первого* порядка.

Эффекты первого порядка – эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств. Моменты первого порядка в колоннах определяются без учета гибкости, при этом следует учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии сечений и в расположении нагрузок (геометрических несовершенств).

Эффекты первого порядка могут учитываться в виде эксцентриситета, определяемого из следующих условий: минимальный эксцентриситет  $e_0 = h/30$ , но не менее 20 мм, при этом  $h$  является высотой сечения; либо в виде геометрических несовершенств, которые могут быть представлены углом наклона стоек рамы согласно п. 5.2.(5) [7].

Шаг 4. Проверка и, при необходимости учет эффектов *второго* порядка – дополнительных эффектов от воздействий, обусловленных деформацией конструкции. Для гибких сжатых элементов необходим анализ необходимости учета продольного изгиба.

Непосредственный учет эффектов второго порядка зависит от отношения фактической и предельной гибкости. Фактическая гибкость – отношения расчетной длины к радиусу инерции. Предельная гибкость  $\lambda_{lim}$  – определяется с учетом специфики каждой страны.

Шаг 5. Определение области деформирования сечения колонны с помощью относительного момента сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd}bd^2}$$

Шаг 6. Определение площади арматуры. Выполняется по значению изгибающего момента относительно центра тяжести, растянутой (или менее сжатой арматуры).

Шаг 7. Конструирование колонн. Конструктивные особенности сжатых элементов согласно требованиям п.9.5.2, 9.5.3 [7].

### **Стыки колонн**

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу  $N$ , изгибающий момент  $M$  и поперечную силу  $V$ . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40 мм стыкуют ванной сваркой (рис. 4.18). При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150 мм, при арматурных же выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10...12 мм. Полости стыка – подрезки бетона и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвентарной форме под давлением.

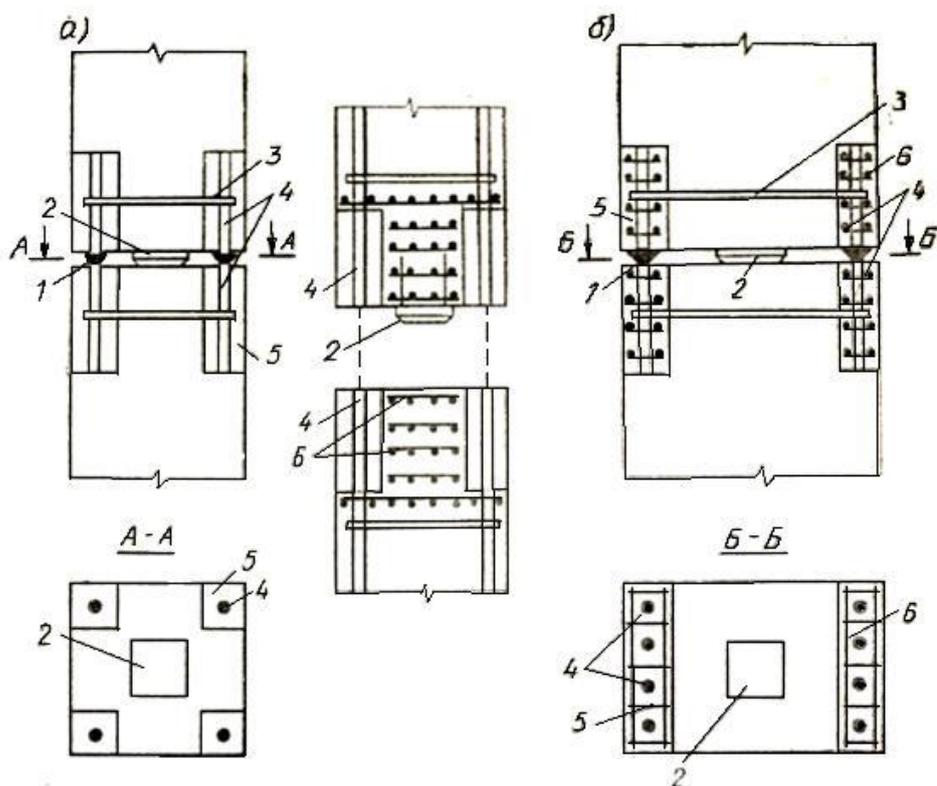


Рис. 4.18. Конструкция жесткого стыка колонн с ванной сваркой арматурных выпусков:

а – при четырех угловых арматурных выпусках; б – при арматурных выпусках по сторонам сечения колонны; 1 – ванная сварка; 2 – центрирующая прокладка; 3 – хомут, устанавливаемый на монтаже; 4 – арматурные выпуски; 5 – бетон замоноличивания в подрезках; 6 – сетки косвенного армирования

Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка ближе к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

### **Основные положения по расчету стыков колонны**

#### **Жесткий стык:**

При расчете жесткого стыка выполняется расчет сжатого элемента с косвенным армированием, а также расчет прочности стыкуемых элементов. Жесткий стык рассчитывается для двух стадий работ:

1. Расчет до замоноличивания. Расчет ведется на монтажные нагрузки, нагрузки действующие на данном этапе возведения. При расчете на этой стадии стык условно принимают шарнирным.

2. Расчет стыков в стадии эксплуатации. Выполняется для двух вариантов:

– с учетом косвенного армирования, но без учета бетона замоноличивания.

– с учетом бетона замоноличивания, но без учета косвенного армирования колонн.

Наиболее распространены два варианта **шарнирного** стыка колонн:

– с центрирующей прокладкой. В этом случае колонны стыкуют сваркой торцевых стальных листов, между которыми при монтаже устанавливается специальная центрирующая прокладка.

– со сферическими закладными деталями. При расчете шарнирных стыков учитывается нагрузка, определяемая для конструктивных схем по связевой системе каркаса.

Основные положения расчета стыка с центрирующей прокладкой:

1. Расчет на местное смятие (сжатие) элементов с косвенным армированием.
2. Расчет сварных швов.

### **Консоли колонн**

Консоли колонн служат для опирания (сопряжения) ригелей с колоннами и являются одним из ответственных элементов конструкции колонн, так как от вида и варианта опирания ригеля на колонну зависит расчетная схема и соответственно весь расчет колонны.

Классификация консолей:

1. железобетонная консоль.
  - прямоугольной формы с опиранием на них ригелей с подвеской (шарнирный стык), серия И.04, 1.020.
  - консоль ломаного очертания, как правило с устройством жесткого стыка, со сваркой выпусков стержней, проходящих через тело колонны и верхних стержней ригеля, серия ИИ.20, 1.420.
2. металлическая консоль.
  - пропускная консоль.
  - шарнирный стык.
3. бесконсольный стык

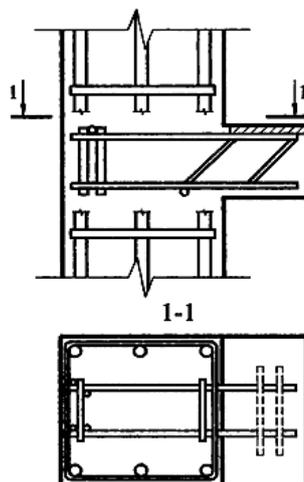


Рис. 4.19. Армирование консоли колонн при шарнирном опирании ригеля

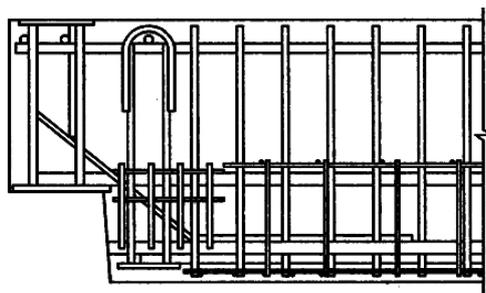


Рис. 4.20. Армирование опорной зоны ригеля

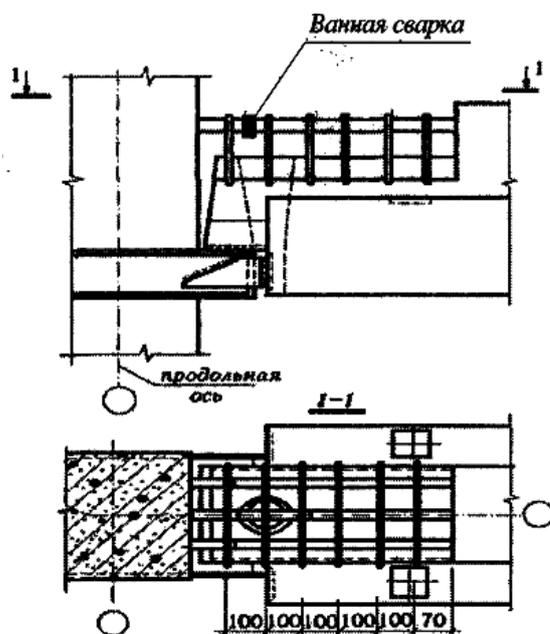


Рис. 4.21. Узел жесткого сопряжения ригеля с колонной

### **Основные положения по расчету консоли**

Расчет железобетонных коротких консолей согласно Еврокоду выполняется методом тяжей и распорок. Роль тяжей в принятой модели выполняет основная продольная арматура, а роль распорки сжатый бетонный подкос. При этом рабочая растянутая арматура консоли должна быть обязательно заанкерена.

Общая последовательность расчета консоли:

Шаг 1. Определение действующей поперечной нагрузки.

Шаг 2. Определение размеров консоли с учетом необходимых конструктивных требований и геометрических построений.

Шаг 3. Расчет армирования консоли на восприятие действующего момента. В силу ответственности элемента консоли действующий момент увеличивается на 25 %.

$$M_{Ed} = 1,25 \cdot V_{Ed} \cdot a$$

Шаг 4. Проверка анкеровки рабочей арматуры консоли.

Размеры опорной консоли колонны (рис. 4.22) определяют в зависимости от опорного давления ригеля  $V$ ; при этом считается, что ригель оперт на расположенную у свободного края консоли площадку длиной

$$l = V / b_{bm} \cdot f_c$$

где  $b_{bm}$  – ширина ригеля.

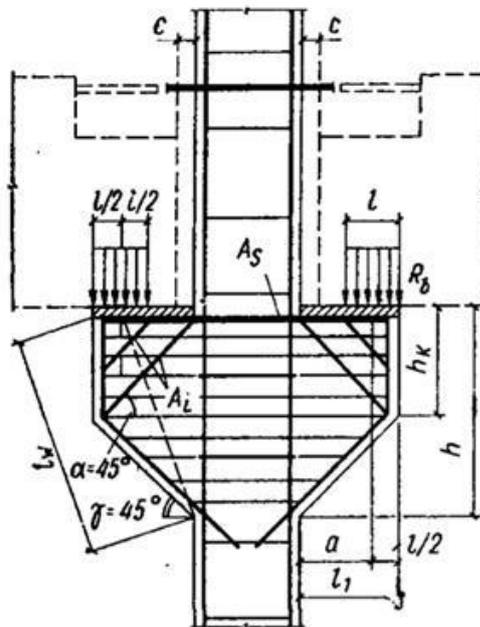


Рис.4.22. Армирование консоли колонны

Наименьший вылет консоли с учетом зазора  $c$  между торцом ригеля и гранью колонны  $l_1 = l + c$ . Обычно принимают  $l_1 = 200...300$  мм. При этом расстояние от грани колонны до силы  $Q$

$$a = l_1 - \left(\frac{l}{2}\right)$$

У коротких консолей ( $l_1 \leq 0.9h_0$ ) угол  $\gamma$  сжатой грани с горизонталью не должен превышать  $45^\circ$ . Высота консоли в сечении у грани колонны  $h = (0,7...0,8) \cdot h_{bm}$ , у свободного края  $h_1 \geq h/2$ .

Короткие консоли высотой сечения  $h > 2.5a$  армируют горизонтальными хомутами и отогнутыми стержнями. Шаг хомутов должен быть не более 150 мм и не более  $h/4$ , диаметр отогнутых стержней – не более 25 мм и не более  $1/15$  длины отгиба.

### Проектирование ригеля

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. Типы опирания перекрытий на ригели представлены на рис. 4.23. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассчитывать как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Расчетный пролет ригеля принимают равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании на стену расчетный пролет считается от оси опоры на стене до оси колонны.

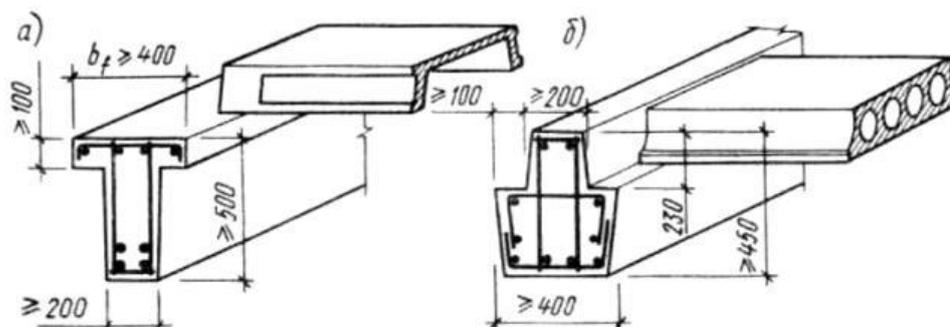


Рис. 4.23. Типы ригелей перекрытий промышленного (а) и гражданского (б) зданий

Нагрузка на ригель от панелей может быть равномерно распределенной (при пустотных или сплошных панелях) или сосредоточенной (при ребристых панелях). Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете ригеля, более четырех, то их приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке. Для предварительного определения собственного веса ригеля размеры его сечения принимают:

$$h = (1/10 \dots 1/15) \cdot l, \quad b = (0.3 \dots 0.4) \cdot h$$

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре (рис. 4.24).

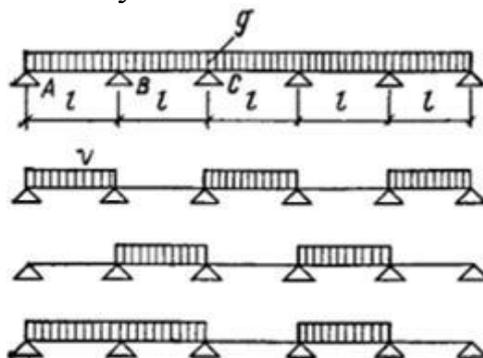


Рис.4.24. Схемы загрузки неразрезной балки

В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Поэтому с целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению над опорными ординатами. При этом ординаты выровненной эпюры моментов в расчетных сечениях должны составлять не менее 70%, вычисленных по упругой схеме. На основе отдельных загрузок строят огибающие эпюры  $M$  и  $V$ . Возможен также упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выровненным моментам, состоящий в том, что в качестве расчетной выровненной эпюры моментов принимают эпюру моментов упругой неразрезной балки, полученную для максимальных пролетных моментов (при расположении временной нагрузки через один пролет).

Расчетным па опоре будет сечение ригеля по грани колонны. В этом сечении изгибающий момент:

$$M_1 = M - Q \cdot 0,5h,$$

Момент  $M_1$  имеет большее (по абсолютной величине) значение со стороны пролета, загруженного только постоянной нагрузкой; поэтому в формулу следует подставлять значение поперечной силы  $V$ , соответствующее загрузению этого пролета. По моменту  $M_1$  уточняют размер поперечного сечения ригеля и по значению  $\xi \approx 0,35$  принимают:

$$d = 1,8 \sqrt{\frac{M_1}{f_{cd} \cdot b}}$$

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают по  $M$  в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и па средней опоре. Расчет поперечной арматуры по  $Q$  ведут для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

#### ***Конструирование неразрезного ригеля.***

Поперечное сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым с полками вверху, тавровым с полками внизу (рис. 4.25). При опирании панелей перекрытия па нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается.



Рис. 4.25. Схемы поперечного сечения сборного ригеля

Стыки ригелей размещают обычно непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней (рис. 4.17,а). В стыковых соединениях ригель может опираться на железобетонную консоль колонны или же на опорный столик из уголков, выпущенных из колонны (рис. 4.17,б). В верхней части стыка выпуски арматуры из колонны и ригеля соединяются вставкой арматуры на ванной сварке. Вставка арматуры повышает точность монтажного соединения в случае нарушения соосности выпусков арматуры.

В нижней части стыка монтажными швами соединяются закладные детали колонны и ригеля. После приварки монтажных хомутов полость стыка бетонируется.

Скрытые стыки на консолях (с подрезкой торца ригеля) усложняют конструирование, так как требуют усиления арматуры входящего угла дополнительными каркасами и закладными деталями, повышающими расход стали и трудоемкость изготовления; кроме того, при таком стыке снижается несущая способность и жесткость ригеля на опоре. Эти стыки считаются шарнирными, фигурная же стальная накладка, привариваемая на монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента ( $\sim 50$ кНм).

В бесконсольных стыках (рис. 4.17,а), как показали исследования, поперечная сила воспринимается бетоном замоноличивания полости и бетонными шпонками, образующимися в призматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце сборного ригеля. Специальными исследованиями установлено, что этот стык равнопрочен с консольным стыком, но в то же время по расходу материалов и трудоемкости он экономичнее.

Ригель армируют обычно двумя плоскими сварными каркасами (рис. 4.26). При значительных нагрузках возможен третий каркас в средней части пролета. Площадь растянутых стержней каркасов и их число устанавливают при подборе сечений по изгибающим моментам в расчетных сечениях на опоре и в пролете. По мере удаления от этих сечений ординаты огибающей эпюры  $M$  уменьшаются, следовательно, может быть уменьшена и площадь сечения арматуры.

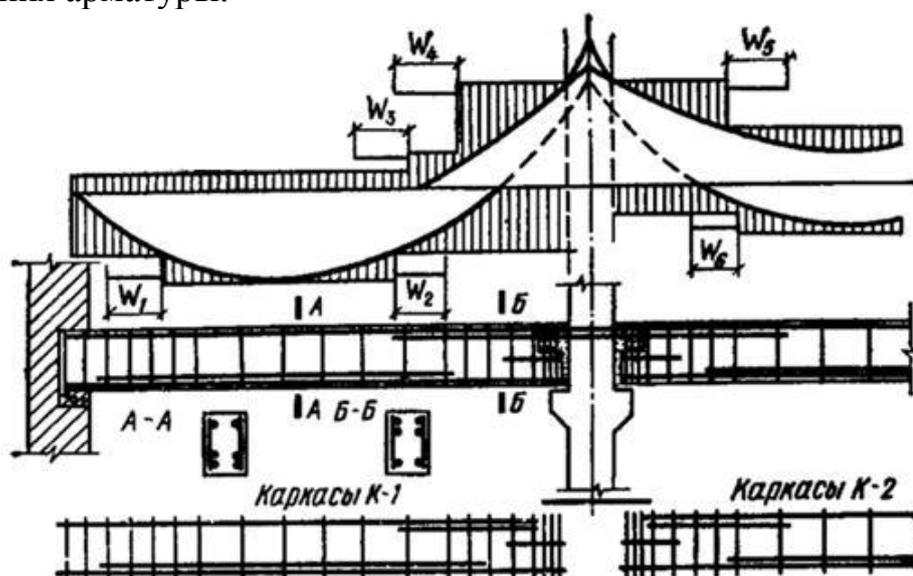


Рис. 4.26. Армирование ригеля и эпюра арматуры

В целях экономии арматуры часть продольных стержней обрывают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов. Сечение ригеля, в котором отдельный растянутый стержень по расчету уже не нужен, называют местом его теоретического обрыва. Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину заделки  $l_{bd}$ .

Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру арматуры (эпюру материалов). Ординаты эпюры вычисляют как момент внутренних сил в рассматриваемом сечении ригеля.

Эпюра арматуры против мест теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры значительно отходит от эпюры  $M$ , избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры арматуры пересекает эпюру  $M$ , прочность сечения недостаточна.

## Тема 4.3. Бескаркасные здания

### Панельные здания

Эти здания используют главным образом в жилищном строительстве (гостиницы, жилые дома, общежития), где требуются помещения небольшой площади. Ширина зданий из условий освещенности и удобства планировки внутренних помещений назначается 12...16 м. Панельные дома массового строительства решаются в одном из следующих вариантов: 1) с продольными и поперечными несущими стенами; 2) только с продольными несущими (рис. 4.27,а); 3) только с поперечными несущими стенами (рис. 4.27,б).

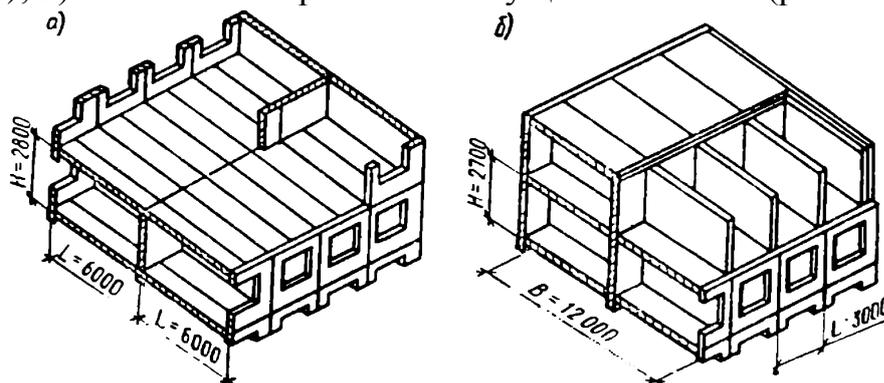


Рис. 4.27. Конструктивные схемы крупнопанельных зданий:  
а – с продольными несущими стенами; б – с поперечными несущими перегородками

Конструктивная схема с поперечными несущими стенами более выгодна, так как панели перекрытий в этом случае опираются на внутренние поперечные стены (перегородки), что позволяет предельно укрупнять и облегчать наружные стеновые панели. Последние, не воспринимая нагрузки от перекрытий и выполняя лишь ограждающие функции, могут быть изготовлены из легких эффективных материалов.

Основными конструкциями панельных зданий являются внутренние и наружные стеновые панели и панели перекрытий.

#### **Стеновые панели для наружных и внутренних стен: навесные и несущие**

*Внутренние несущие панели стен* (рис. 4.28,а) обычно проектируют однослойными из тяжелого бетона класса не ниже  $C^{12}/_{15}$ . Толщина панелей определяется требованиями прочности, звукоизоляции и огнестойкости и составляет 14...16 см, что обеспечивает несущую способность этих панелей в зданиях высотой до 16 этажей. Увеличение несущей способности панелей стен зданий большей высоты достигается применением в нижних этажах бетона более высокого класса, увеличением толщины железобетонных панелей.

*Наружные ненесущие стены* выполняют в виде однослойных панелей толщиной 240...350 мм из ячеистого бетона.

*Наружные несущие панели* проектируют преимущественно двухслойными или трехслойными (рис. 4.28,б,в).

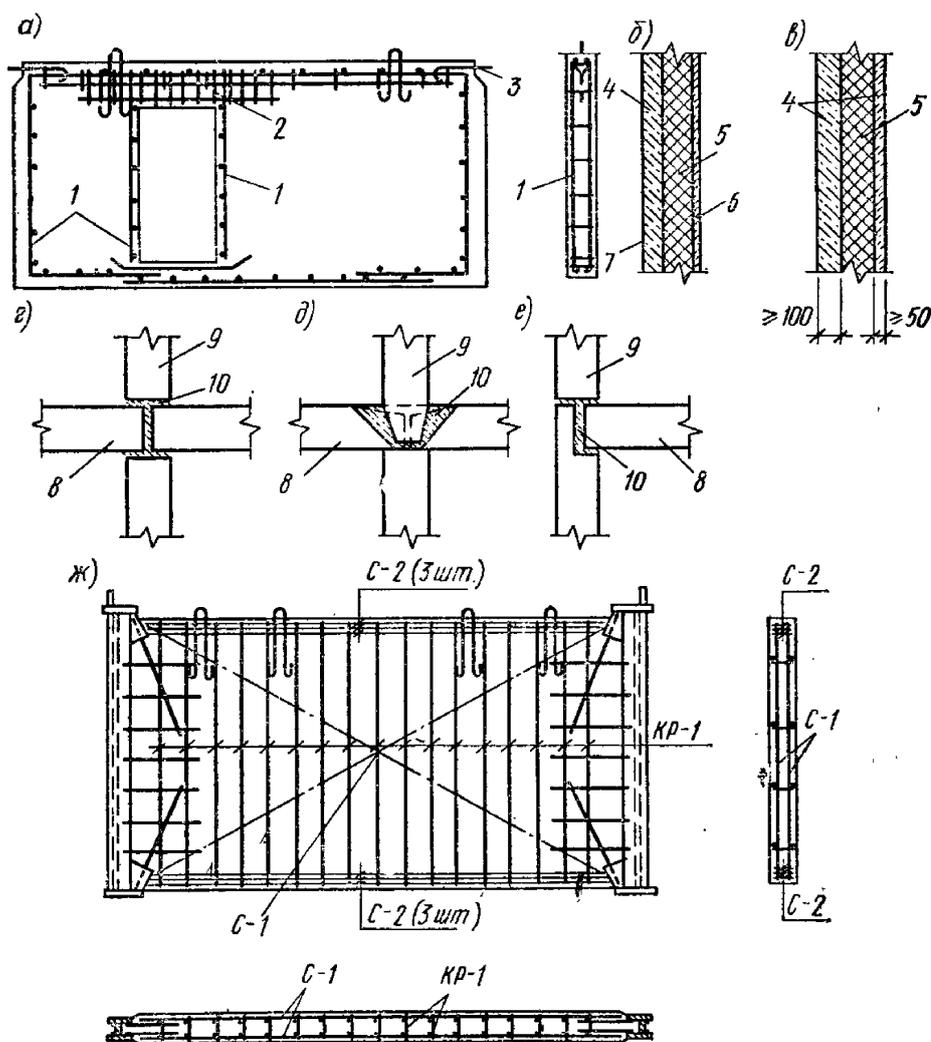


Рис. 4.28. Конструкции панельных зданий:

1 – вертикальные каркасы; 2 – каркасы перемычки; 3 – выпуски арматуры для сварки со смежными панелями; 4 – слой тяжелого бетона; 5 – слой теплоизоляции; 6 – слой отделки; 7 – внутренняя поверхность; 8 – панели перекрытия; 9 – панели стен; 10 – раствор

Бетонные панели несущих стен армируют конструктивной вертикальной арматурой, у каждой поверхности панели в количестве  $0,3\text{см}^2$  на 1 м длины горизонтального сечения панели. Площадь сечения горизонтальной распределительной арматуры у каждой грани должна составлять не менее  $0,3\text{см}^2$  на 1 м вертикального сечения. Железобетонные панели несущих стен армируют двойной вертикальной арматурой так, чтобы у каждой поверхности минимальный процент армирования горизонтальных сечений при бетоне класса  $\text{C}^{12}/_{15}$  составлял 0,1, а при бетоне класса  $\text{C}^{20}/_{25}$  или  $\text{C}^{25}/_{30}$  – 0,15. Чтобы повысить сопротивление опорных сечений железобетонных панелей (с целью компенсации обрываемой продольной арматуры), применяют косвенное армирование приопорных участков сетками.

Панели перекрытий выполняют в виде многопустотных или сплошных плит. При пролетах до 4,8 м плиты выполняют без предварительного напряжения, при больших пролетах – предварительно напряженными. Размещение арматуры зависит от схемы работы панели. В здании с продольными и попе-

речными несущими стенами (первый вариант) панели работают как плиты, опертые по трем или четырем сторонам, в остальных случаях – по двум.

Соединения панелей стен и перекрытий должны обеспечить совместную работу элементов в здании и восприятие усилий сжатия, растяжения и сдвига. Вертикальные стыки между панелями осуществляют с помощью бетонных шпоночных швов и сварки закладных деталей. Горизонтальные стыки по способу передачи сжимающих усилий подразделяются на платформенные (рис. 4.28,з), контактные (рис. 4.28,д) и комбинированные (рис. 4.28,е). Сопряжения внутренних стен с перекрытиями обычно выполняют с платформенными стыками, наружных – с платформенными и комбинированными.

В последние годы разработано конструктивное решение, получившее название «скрытый каркас», совмещающее достоинства зданий каркасного и панельного типа. Несущими вертикальными конструкциями являются стеновые панели, усиленные бортовыми стальными элементами. Последние соединяются с бетоном панели анкерными связями сдвига (рис. 4.28,ж). Стыки панелей скрытого каркаса с перекрытиями выполняются платформенными или сборно-монолитными. Соединение бортовых элементов осуществляется на растворе. Конструкции «скрытого каркаса» экономичнее обычных каркасных за счет хорошей совместной работы панелей с бортовыми элементами и позволяют довести этажность здания до 50 и более.

### *Здания из объемных блоков.*

Дальнейшее укрупнение элементов заводского изготовления для бескаркасных зданий приводит к конструкции *объемных блоков* (объемных элементов). Здания из объемных элементов возводят, используя коробчатые блоки-комнаты или группы, изготовленные на домостроительном комбинате с полной отделкой и санитарно-техническим оборудованием. Применяют как сборные объемные (из отдельных элементов), так и монолитные цельноформованные блоки. Применение объемных блоков особенно рационально при малой удаленности объекта от места изготовления и наличии соответствующих механизмов для монтажа.

По назначению объемные блоки могут быть жилыми комнатами, санитарно-кухонными блоками, блоками-лестницами, блоками смешанного типа и др. По размерам блоки бывают на одну комнату, на квартиру, секцию или дом.

Существует три типа блоков: «колпак», «стакан» и «лежащий стакан». В блоках типа «**колпак**» (рис. 4.29,а) все грани монолитно связаны между собой, кроме приставной панели пола. При линейном опирании все стены блока испытывают внецентренное сжатие, а наличие проемов несколько снижает их несущую способность. При опирании по углам сечение опорных элементов увеличивается устройством утолщений в виде вутов или ребер. В этом случае проемы не снижают существенно несущей способности стен блоков и могут устраиваться в любом месте, но не ближе 250 мм от наружной грани блока.

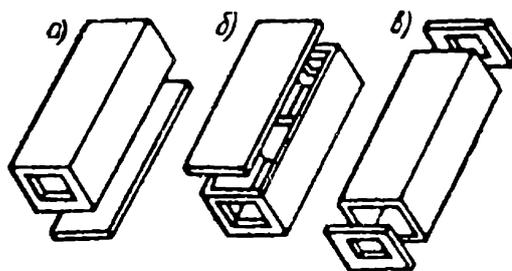


Рис. 4.29. Конструктивные решения объемных блоков

Блоки типа «стакан» (рис. 4.29,б), отличающиеся приставной панелью потолка, не получили широкого распространения из-за усложнения технологии их изготовления. Более широко применяются блоки типов «лежащий стакан», «труба», в которых одна или две торцовые панели изготавливаются отдельно (рис. 4.29,в). Они являются, как правило, несущими, имеют плоские или ребристые стены и образуют пространственный железобетонный каркас.

Блоки армируют в зависимости от их типа и схемы передачи нагрузки. Стены армируют сварными сетками из холоднотянутой проволоки диаметром 4...5 мм с шагом стержней 200...250 мм. Толщина стен блоков любых типов должна быть не менее 50 мм при тяжелых бетонах и не менее 60...80 мм – при легких. В блоках с угловым опиранием стены армируются конструктивно, а опорные ребра – по расчету, пространственными каркасами (армоблоками) с рабочими стержнями диаметром 10...14 мм. Проемы обрамляют тремя-четырьмя дополнительными стержнями диаметром 6...8 мм, которые необходимо надежно заанкерить и снабдить поперечной арматурой.

Потолки выполняют в виде плоской или ребристой плиты ребрами вверх. Панели пола в блоках типа «колпак» изготавливают, как правило, ребристыми с толщиной плиты 30...60 мм. При ширине блока 3,6 м и более панели пола выполняют предварительно напряженными. Армирование облегченного блока типа «колпак» показано на рис. 4.30. Объемные блоки имеют длину до 6,6 м, ширину не более 3,6 м (без балкона), масса блока вместе с монтажной траверсой составляет до 20...25 т.

Сборные объемные блоки выполняют из панелей кассетного или вибропрокатного производства. Стены блоков, формирующие наружную стену дома, обычно выполняют многослойными (например, из плотного бетона, утеплителя, наружного защитно-отделочного слоя и внутреннего отделочного слоя), а иногда сплошными или пустотелыми из однородных материалов; внутренние стены и перекрытия обычно делают однослойными. Блоки соединяют путем сварки закладных деталей.

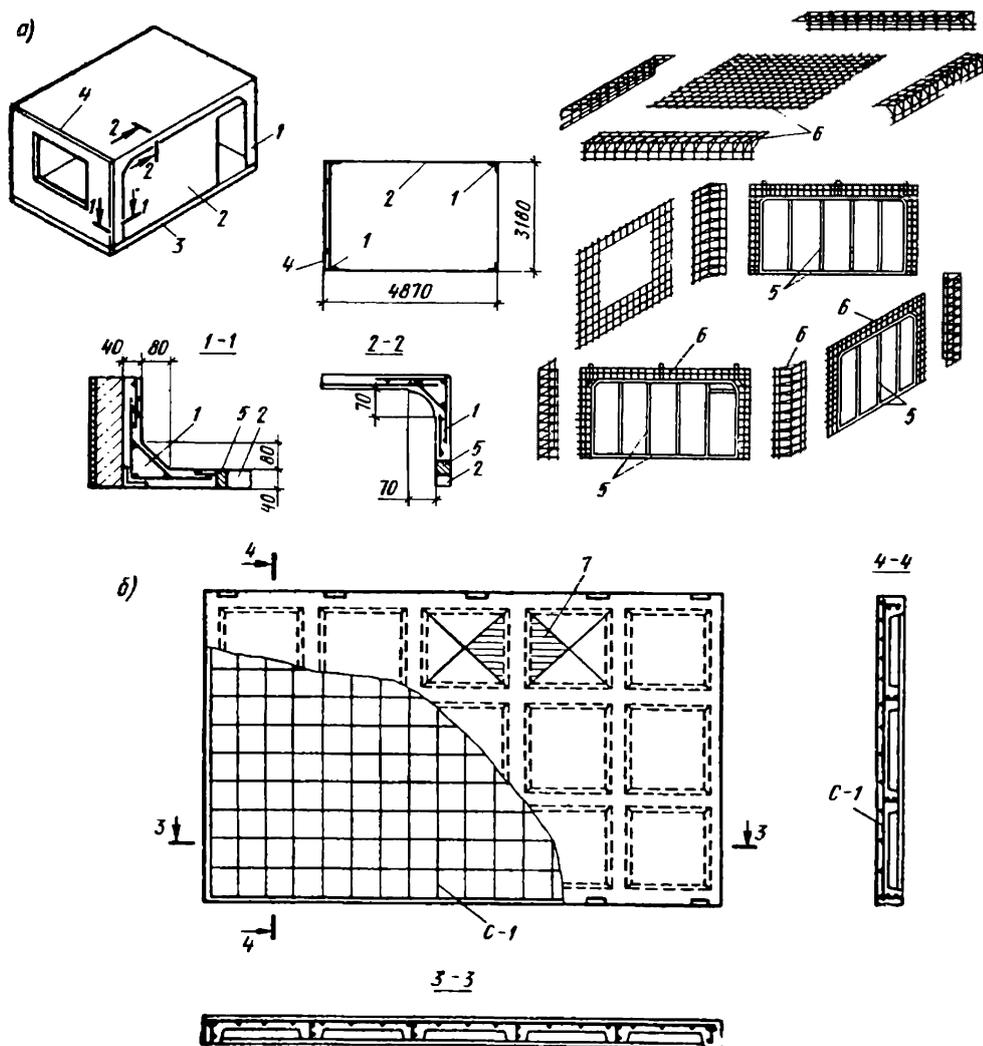


Рис. 4.30. Армирование блока типа «колпак»:

*a* – армирование стен и потолка; *б* – армирование панели пола;  
 1 – тяжелый бетон; 2 – легкий бетон; 3 – панель пола; 4 – утеплитель;  
 5 – каркас из деревянных реек; 6 – арматурные каркасы; 7 – площадь,  
 с которой собирается нагрузка на ребро панели пола;

## Тема 4.4. Плоские перекрытия зданий

### Типы перекрытий

По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные. **Балочными** называют перекрытия, в которых балки, расположенные в одном направлении или в двух направлениях, работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В **безбалочных** перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями. Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. В строительстве, как правило, применяют сборные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью. Монолитные перекрытия применяют, главным образом в зданиях, возводимых по индивидуальным (нетиповым) проектам.

Конструктивные схемы перекрытий при сборном и монолитном выполнении различны, поэтому классификация перекрытий ведется по конструктивным признакам:

- балочные сборные;
- ребристые монолитные с балочными плитами;
- ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру;
- балочные сборно-монолитные;
- безбалочные сборные;
- безбалочные монолитные;
- безбалочные сборно-монолитные.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть:

а) при отношении сторон  $l_2/l_1 > 2$  – балочными, работающими на изгиб в направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его небольшой величины пренебрегают;

б) при отношении сторон  $l_2/l_1 \leq 2$  – опертыми по контуру, работающими на изгиб в двух направлениях, с перекрестной рабочей арматурой.

### ***Сборные плоские перекрытия***

Плоское перекрытие – это перекрытие, в котором все основные несущие элементы расположены в горизонтальном или в наклонной плоскости. Железобетонные плоские перекрытия – наиболее распространенные конструкции, применяемые в строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Достоинства плоских перекрытий:

- долговечность
- жесткость
- небольшая строительная высота
- простота изготовления
- высокая сопротивляемость статическим и динамическим нагрузкам

### ***Безбалочные сборные перекрытия***

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн (рис. 4.31). Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов панелей и создать опору для панелей. Сетка колонн обычно квадратная размером  $6 \times 6$  м.

Преимущество безбалочных панельных перекрытий в сравнении с балочными – в лучшем использовании объема помещений из-за отсутствия выступающих ребер, облегчении устройства различных производственных проводок и коммуникаций. Благодаря меньшей конструктивной высоте безбалочного перекрытия уменьшается общая высота многоэтажного здания и сокращается расход стеновых материалов.

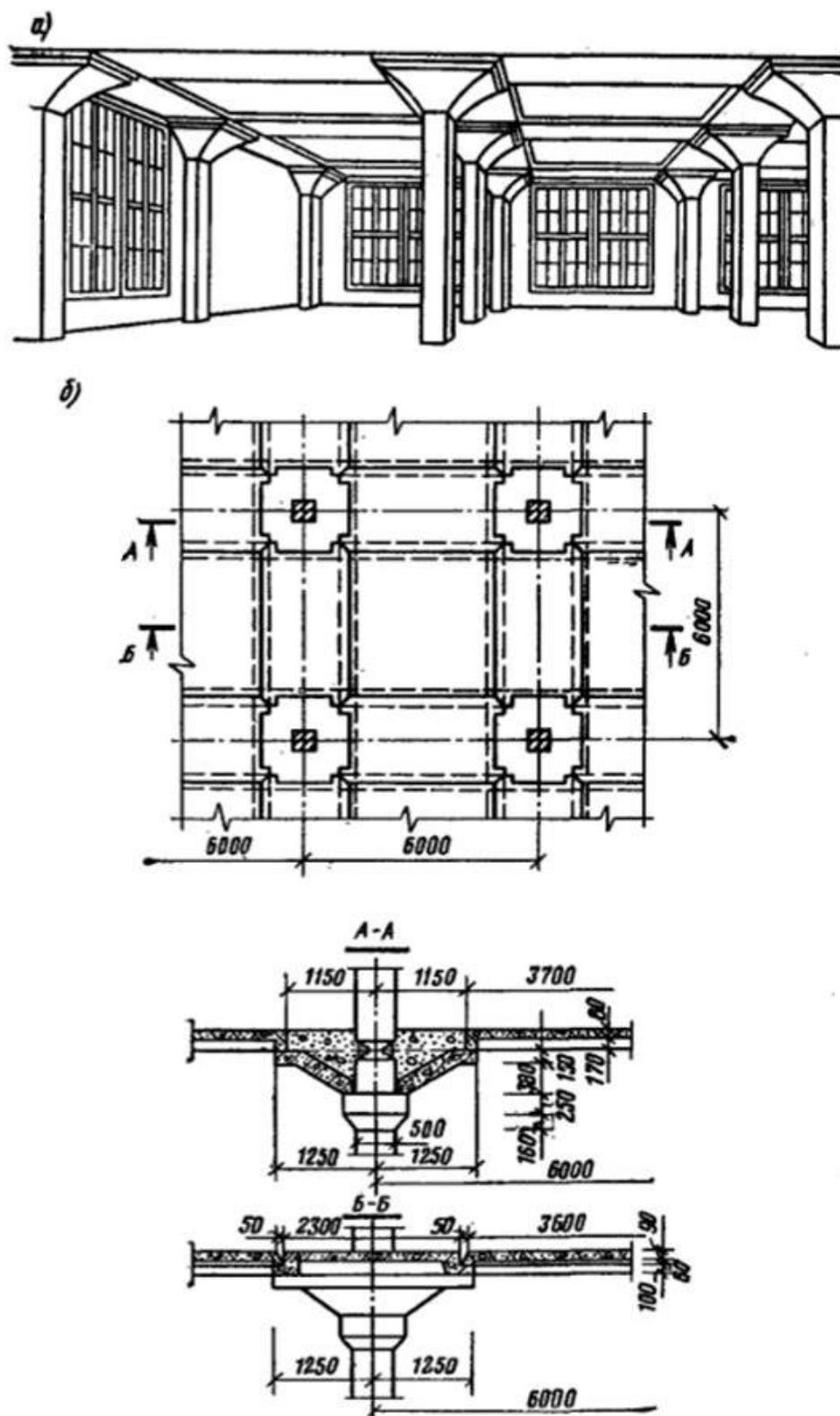


Рис. 4.31. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с ребристыми панелями:  
*a* – общий вид; *б* – конструктивный план и разрезы

Конструкция сборного безбалочного перекрытия состоит из трех основных элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях создания неразрезности надколонные панели за-

крепляют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные панели, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных деталей панели в сопряжениях замоноличивают.

Безбалочное сборное перекрытие работает подобно ребристому перекрытию с плитами, опертыми по контуру, в котором надколонные панели выполняют роль широких балок. Панели перекрытий выполняют ребристыми или пустотными (рис. 4.31, 4.32), а капители – полыми или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Расчетный пролет надколонных панелей принимают равным расстоянию в свету между краями капители, умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опорных давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капителей армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли.

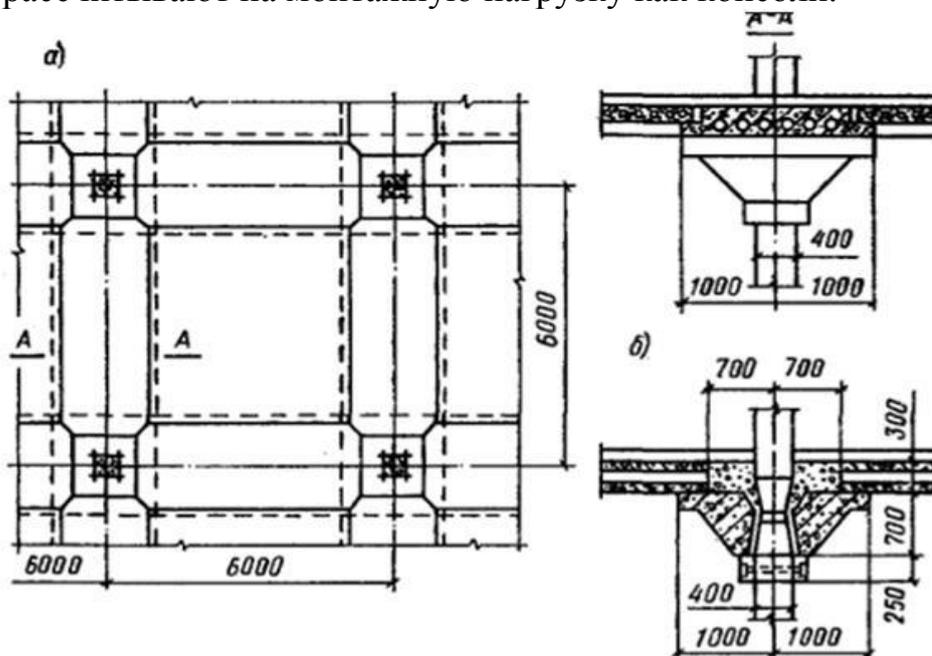


Рис. 4.32. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с пустотными панелями:

*a* – конструктивный план и разрез; *б* – детали капители

### ***Панельно-балочные перекрытия.***

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки, называемые ригелями, или главными балками (рис. 4.33, *a*). Ригели опираются на колонны и стены; направление ригелей может быть продольное (вдоль здания) или поперечное (рис. 4.33, *б*). Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

В поперечном направлении перекрытие может иметь два-три пролета (для гражданских зданий) и пять-шесть пролетов для промышленных зданий. Размеры пролета ригелей промышленных зданий определяются общей компоновкой конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования и могут составлять 6; 9 и 12 м при продольном шаге колонн

6 м. Размеры пролета ригелей гражданских зданий зависят от сетки опор, которая может быть в пределах 3,0...6,6 м с градацией через 0,6 м.

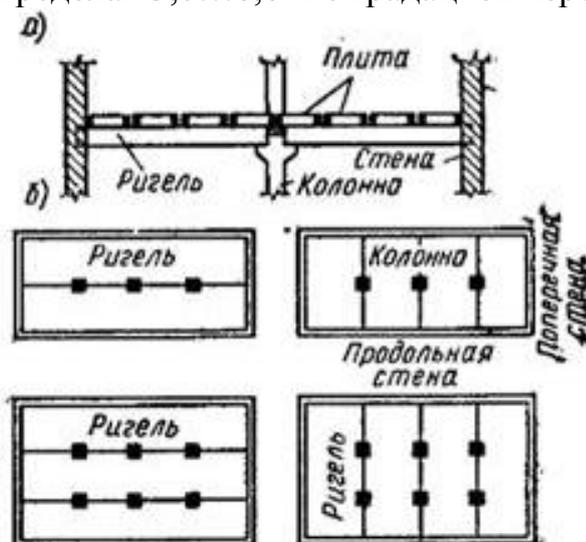


Рис. 4.33. Конструктивные схемы балочных перекрытий

Компоновка конструктивной схемы перекрытия заключается в выборе направления ригелей, установлении размеров пролета и шага ригелей, типа и размеров плит перекрытий; при этом учитывают:

1) величину временной нагрузки, назначение здания, архитектурно-планировочное решение;

2) общую компоновку конструкции всего здания. В зданиях, где пространственная жесткость в поперечном направлении создается рамами с жесткими узлами, ригели располагают в поперечном направлении, а панели – в продольном. В жилых и общественных зданиях ригели могут иметь продольное направление, а плиты – поперечное. В каждом случае выбирается соответствующая сетка колонн;

3) технико-экономические показатели конструкции перекрытия. Расход железобетона на перекрытие должен быть минимальным, а масса элементов и их габариты должны быть возможно более крупными в зависимости от грузоподъемности монтажных кранов.

### ***Проектирование сборных панельно-балочных перекрытий.***

Плиты перекрытий для уменьшения расхода материалов проектируют облегченными – пустотными (рис. 4.34,а...в) или ребристыми (рис. 4.34,г...д). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняют 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 местный изгиб между ребрами. Нижняя полка, образующая замкнутую пустоту, создается при необходимости устройства гладкого потолка.

Плиты изготовляют с пустотами различной формы: овальной, круглой и т.п. В панелях значительной ширины устраивают несколько рядом расположенных пустот (рис. 4.34,а).

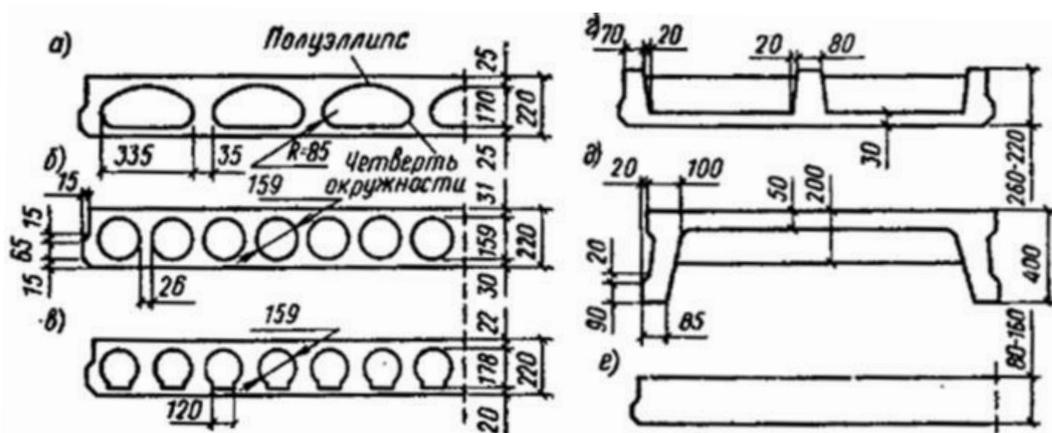


Рис. 4.34. Формы поперечного сечения плит перекрытий

Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность элемента по наклонному сечению, в увязке с технологическими возможностями завода - изготовителя.

По форме поперечного сечения плиты бывают:

- с овальными (типовая серия ИИ-03-02),
- с круглыми (типовые серии 1.141-1, 1.041-1-3, ПК-01-73),
- с вертикальными пустотами (плиты безопалубачного формования),
- ребристые с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам),
- ребристые с ребрами вниз (типовые серии ИИ-04, ИИ-24-1, 1.042.1-4 для многоэтажных зданий, 1.465.1-3/80, 1.442.1-2),
- сплошные (рис. 4.34,е).

В плитах с пустотами минимальная толщина полок 25...30 мм, ребер 30...35 мм; в ребристых плитах с ребрами вниз толщина полки (плиты) 50...60 мм.

При заданной длине плит разных типов ширину их принимают такой, чтобы получить градации массы, не превышающие грузоподъемность монтажных кранов 3...5 т, а иногда и больше. Пустотные и сплошные плиты, позволяющие создать гладкий потолок, применяют для жилых и гражданских зданий, ребристые панели ребрами вниз – для промышленных зданий с полезными нагрузками свыше 5 кН/м<sup>2</sup>.

#### **Технико-экономические показатели различных типов панелей**

- общий расход бетона;
- общий расход металла;
- стоимость перекрытия определяется с учетом стоимости смежных конструкций (стены, перегородки, колонны, фундаменты).

Экономичность плиты оценивают по приведенной толщине бетона, которая получается делением объема бетона панели на ее площадь и по расходу стальной арматуры.

Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами; приведенная толщина бетона в них 92 мм, в то время как в плитах с круглы-

ми пустотами приведенная толщина бетона достигает 120 мм. Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, вызванные тем, что после извлечения пустотообразователей (пуансонов) стенки каналов свежееотформованного изделия иногда обваливаются.

Стоимость перекрытия составляет около 60...65% от стоимости всех конструктивных элементов. Трудоемкость изготовления  $\approx 30\%$  от общей трудоемкости здания.

При проектировании перекрытия разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем и на основании сравнения выбирают наиболее экономичную.

### **Особенности расчета и конструирования панелей**

Расчетный пролет плит  $l_0$  ( $l_{eff}$ ) принимают равным расстоянию между осями ее опор (рис. 4.35,а); при опирании по верху ригелей  $l_0 = l - b/2$  (где  $b$  – ширина ригеля); при опирании на полки ригелей  $l_0 = l - b - a$  ( $a$  – размер полки). При опирании одним концом на ригель, другим на стенку расчетный пролет равен расстоянию от оси опоры на стене до оси опоры на ригеле.

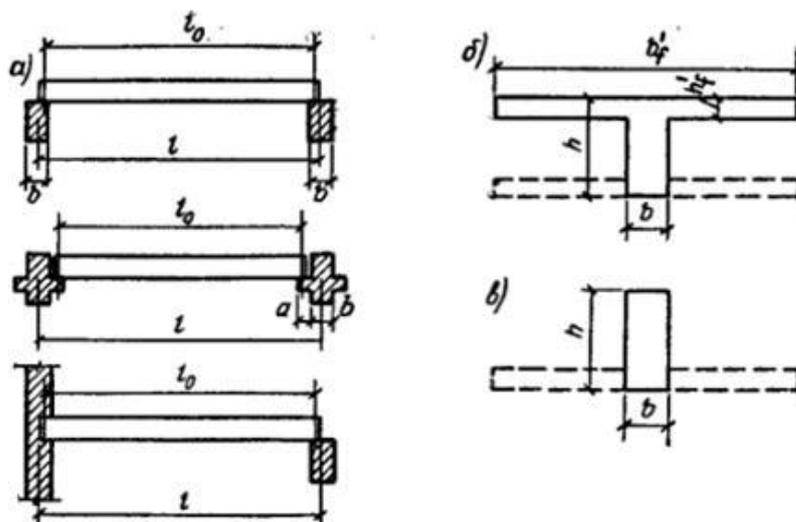


Рис. 4.35. Расчетные пролеты и сечения плит

Высота сечения плиты  $h$  должна быть подобрана так, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов). При пролетах 5...7 м высота сечения плиты определяется главным образом требованиями жесткости. Предварительно высоту сечения панелей можно принять:

- для пустотных плит – 220...300 мм;
- для ребристых плит:

$$h = \frac{l_0}{20} \text{ – с обычным армированием;}$$

$$h = \frac{l_0}{30} \text{ – для предварительно напряженных.}$$

Плиты в пролете между опорами работают на изгиб, как правило, с эквивалентным тавровым сечением. Верхняя полка пустотных плит с круглыми

пустотами армируется конструктивно. В пустотных плитах с овальными пустотами и в ребристых плитах полка работает на изгиб в одном или двух направлениях. Поэтому арматура верхней полки таких плит устанавливается по расчету.

При расчете несущей способности при действии изгибающего момента ширина ребра равна суммарной ширине всех ребер плиты, а расчетная ширина сжатой полки принимается равной полной ширине панели.

В ребристой панели ребрами вниз вводимая в расчет ширина полки принимается в соответствии с п. 5.3.2.1 [7].

Таким образом, расчет прочности плит сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

При расчете прогибов сечения панелей с пустотами приводят к эквивалентным двутавровым сечениям. Для панелей с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое сечение находят из условия, что площадь круглого отверстия диаметром  $d$  равна площади квадратного отверстия со стороной (рис. 4.36):

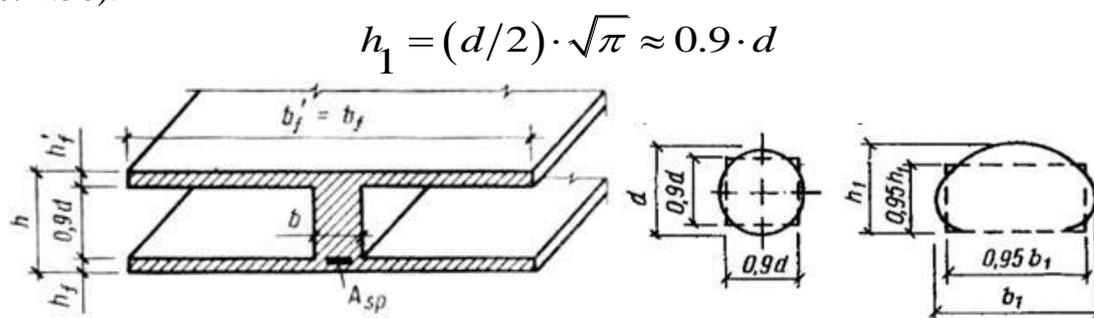


Рис. 4.36. Эквивалентные сечения плит для расчета прогибов

Сечение панелей с овальными пустотами (рис. 4.36) приводят к эквивалентному двутавровому сечению, заменяя овальное сечение пустоты прямоугольным с той же площадью и тем же моментом инерции и соблюдая условие совпадения центра тяжести овала и заменяющего прямоугольника. Обозначив  $b_1$  и  $h_1$  – ширину и высоту эквивалентного прямоугольника;  $A$  и  $I$  – площадь и момент инерции овала:

$$h_1 = \sqrt{12 \cdot I / A}; \quad b_1 = A / h$$

Полка панели работает на местный изгиб как частично защемленная на опорах плита пролетом  $l_0$ , равным расстоянию в свету между ребрами. В ребристых панелях с ребрами вниз защемление полки создается заливкой бетонном швов, препятствующей повороту ребра (рис. 4.38,а).

$$\text{Изгибающий момент } M = \frac{ql_0^2}{11}$$

В ребристой панели с поперечными промежуточными ребрами изгибающие моменты полки могут определяться как в плите, опертой по контуру и работающей в двух направлениях.

Расчет выполняется для следующих трех стадий работы:

– эксплуатационная (расчет выполняется на действие всех функциональных нагрузок);

– стадия изготовления с учетом фактической прочности бетона в момент извлечения конструкции из опалубки на нагрузку от собственного веса плиты;  
– перевозки и монтажа.

Для всех трех стадий работа выполняется обязательно с учетом собственного веса плит и при своей конкретной расчетной схеме.

### Конструирование плит

Плиты армируются сварные сетки и каркасы из обыкновенной арматурной проволоки и горячекатаной арматуры периодического профиля (рис. 4.37). В качестве напрягаемой продольной арматуры применяют стержни классов S800, высокопрочную проволоку и канаты. При пролетах панели не более 6 м армировать может быть без предварительного напряжения.

Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах ребристых панелей.

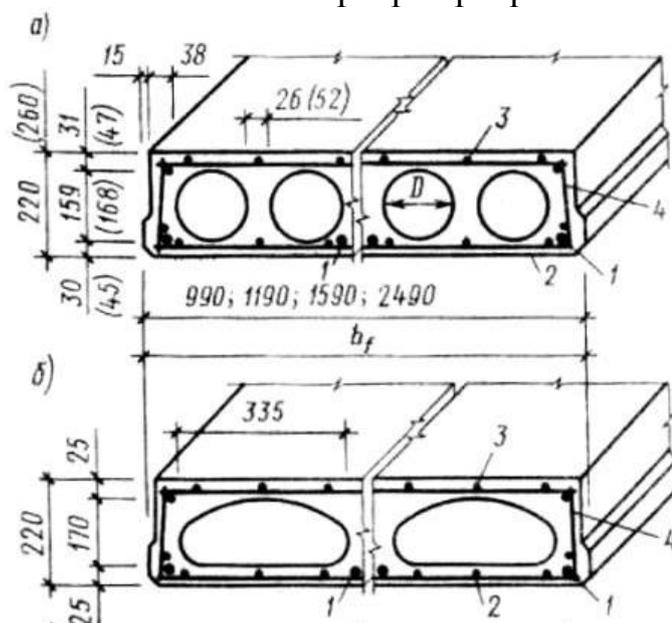


Рис. 4.37. Многопустотные панели с круглыми (а) и овальными (б) пустотами,

1 – продольная напрягаемая арматура; 2 – нижняя сварная сетка; 3 – то же, верхняя; 4 – вертикальный сварной каркас; 5 – то же, сетка

Поперечные стержни объединяют с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в ребрах плит. Плоские сварные каркасы в круглопустотных плитах могут размещаться только на приопорных участках, через одно-два ребра. К концам продольной ненапрягаемой арматуры ребристых плит приваривают анкеры из уголков или пластин для закрепления стержней на опоре.

Сплошные плиты из тяжелого и легкого бетонов армируют продольной напрягаемой арматурой и сварными сетками. Монтажные петли закладывают по четырем углам плит. В местах установки петель сплошные панели армируют дополнительными верхними сетками.

Пример армирования ребристой панели перекрытия промышленного здания приведен на рис. 4.38. Номинальная ширина этой панели считается равной 1,5 м. Применяют такие плиты также шириной 3 м.

Монтажные соединения панелей всех типов выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением бетоном швов между плитами. В продольных боковых гранях плит предусматривают впадины, предназначенные для образования прерывистых шпонок, обеспечивающих совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях (рис. 4.39,а). При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

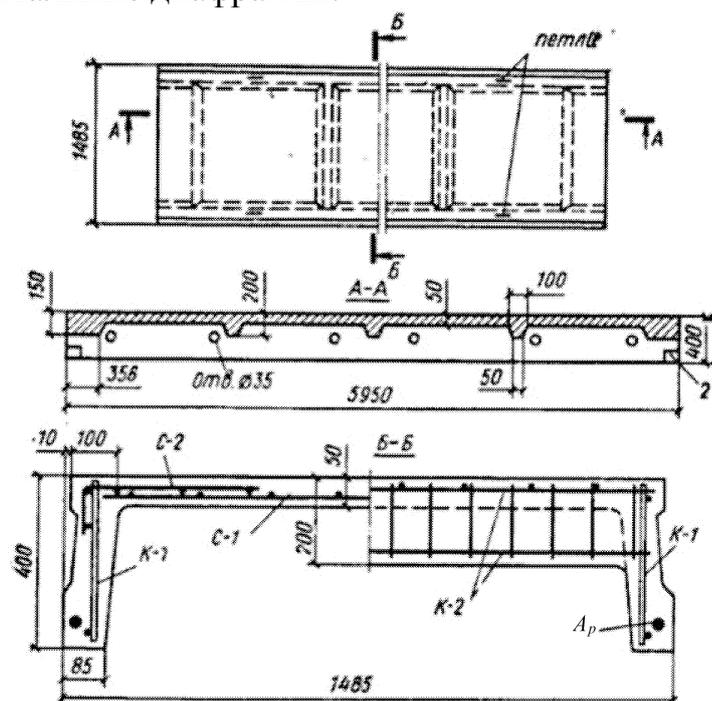


Рис. 4.38. Армирование ребристой плиты перекрытия

Если временные нагрузки на перекрытиях больше  $10 \text{ Н/м}^2$ , то ребристые плиты при замоноличивании швов целесообразно превращать в неразрезные. С этой целью швы между ребристыми плитами на опорах армируют сварными седловидными каркасами, пересекающими ригель (рис. 4.39,б). На нагрузки, действующие после замоноличивания, такие плиты рассчитывают как неразрезные.

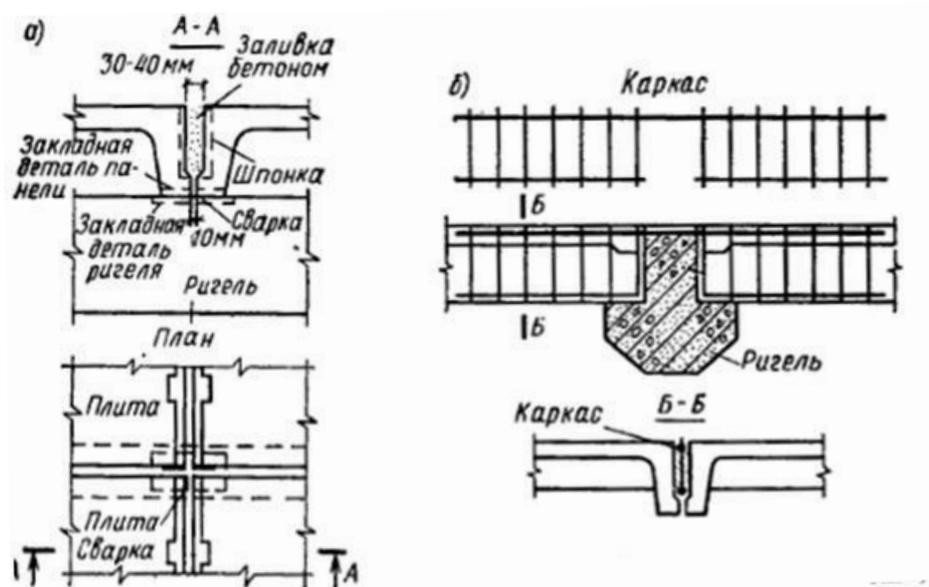


Рис. 4.39. Монтажные соединения плит

### Сборно-монолитные перекрытия

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.

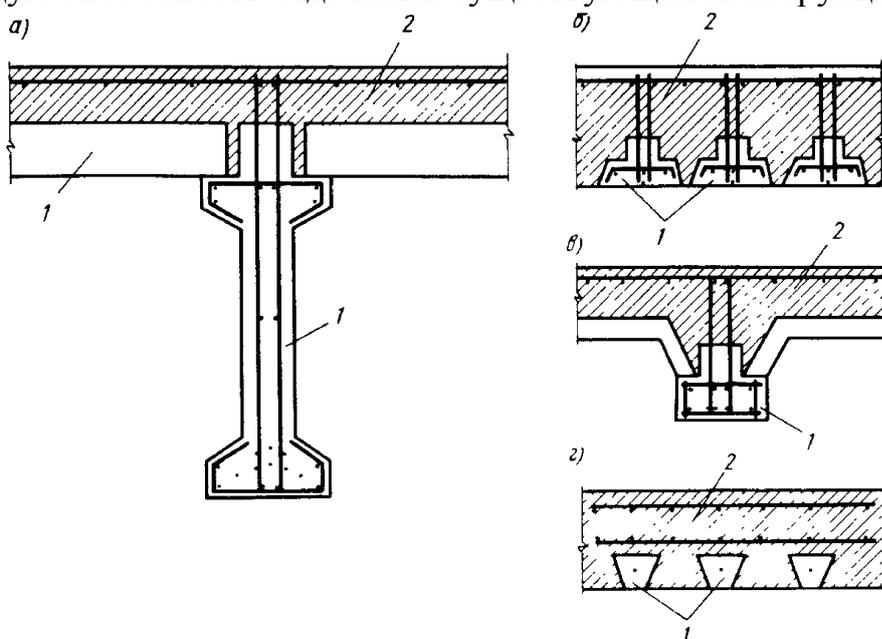


Рис. 4.40. Виды сборно-монолитных перекрытий:

1 – сборные элементы; 2 – монолитный бетон

Сборно-монолитные железобетонные конструкции по основным конструктивным признакам разделяют на три класса (рис. 4.40).

**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. 4.40,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 ось располагается в пределах высоты монолитной части сечения (рис. 4.40,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. 4.40,г).

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:

– до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности на воздействие нагрузки от массы этого бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;

– 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.

## **Тема 4.5. Железобетонные фундаменты неглубокого заложения**

### ***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. 4.41,а),
- ленточные – под рядами колонн в одном или двух направлениях (рис. 4.41,д) или стенами (рис. 4.41,в,з),
- сплошные – под всем сооружением (см. рис. 4.41,б).

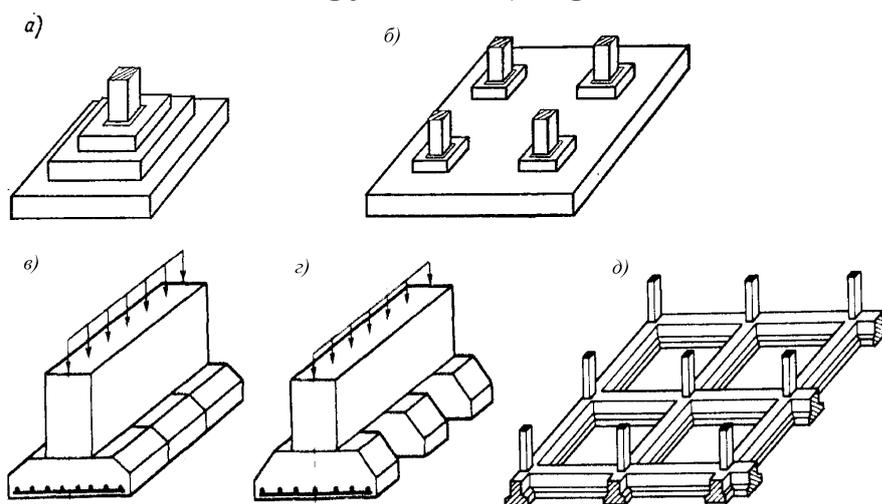


Рис. 4.41. Типы фундаментов

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком расположении колонн. При больших нагрузках и относительно слабых грунтах делают 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.).

Тип фундамента выбирают, исходя из их стоимости, расхода материалов и трудоемкости с учетом эксплуатационных и конструктивных требований.

#### ***Виды фундаментов под отдельные колонн.***

По способу изготовления различают фундаменты *сборные* и *монолитные*. По форме они могут быть *ступенчатыми* (рис. 4.42,а,в) или *пирамидальными* (рис. 4.42,б). Последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже.

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.

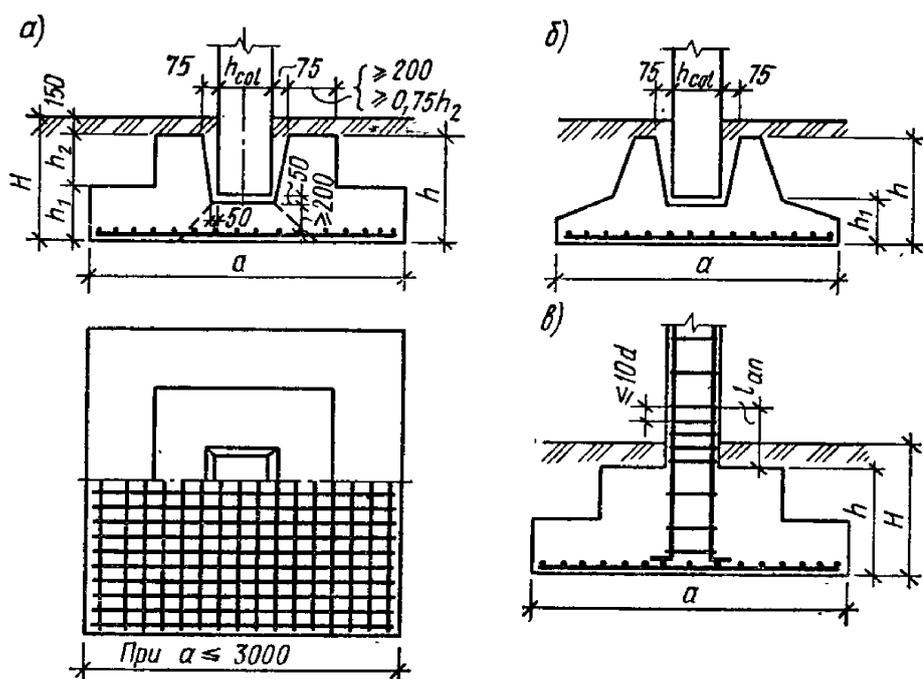


Рис. 4.42. Отдельные центрально нагруженные фундаменты:  
 а – монолитный под сборную колонну; б – сборный под сборную колонну;  
 в – монолитный под монолитную колонну

Жесткое соединение монолитных колонн с фундаментами выполняется с помощью выпусков арматуры из подколонника, причем площадь сечения выпусков равна площади продольной арматуры колонны. Выпуски соединяются с арматурой колонны, как правило, внахлестку. Стыки устраивают выше уровня пола.

Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента под сборные колонны располагают на 150 мм ниже уровня чистого пола, верх фундаментов под монолитные колонны – на 50 мм ниже уровня пола. Фундаменты устраивают на естественном грунте, бетонной, щебеночной или песчаной подготовке толщиной 100 мм.

Технико-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.

### **Конструкции и область применения сборных фундаментов**

Сборные фундаменты позволяют сократить сроки строительства, облегчают проведение работ в зимних и сложных гидрогеологических условиях.

В зависимости от размеров сборные фундаменты колонн делают цельными (одноблочными) (рис. 4.43) и составными (многоблочными) (рис. 4.44). Размеры сборных цельных фундаментов относительно невелики. Их выполняют из тяжелых бетонов классов  $C^{12}/_{15} \dots C^{25}/_{30}$ , устанавливают на песчано-гравийную уплотненную подготовку толщиной 100 мм.

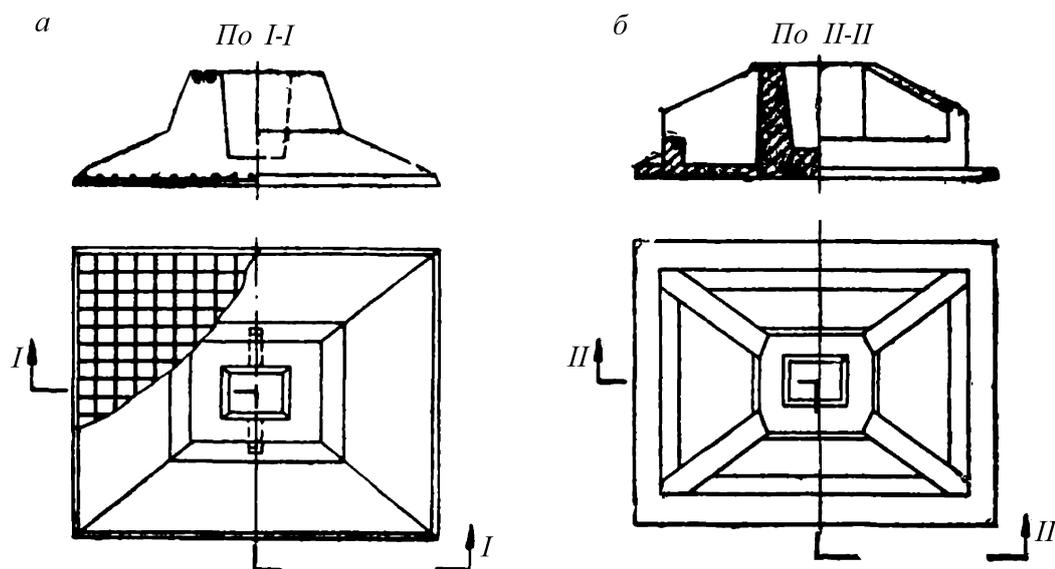


Рис. 4.43. Сборный одноблочный фундамент:  
*а* – пирамидальный; *б* – ребристый

В фундаментах предусматривают арматуру, располагаемую по подошве в виде сварных сеток. Минимальная толщина защитного слоя арматуры принимается 45 мм. Если под фундаментом нет подготовки, то защитный слой делают не менее 80 мм. Сборные колонны заделывают в специальные гнезда (стаканы) фундаментов. Глубину заделки колонны определяют расчетом и принимают равной (1...1,5) большего размера поперечного сечения колонн. Толщина нижней плиты гнезда определяется расчетом на продавливание и должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана должны быть: понизу не менее 50 мм, поверху не менее 75 мм. При монтаже колонну устанавливают в гнезда с помощью подкладок и клиньев или кондуктора и рихтуют, после чего зазоры заполняют бетоном класса не ниже  $C^{16}/_{20}$  на мелком заполнителе.

Одноблочные фундаменты наиболее выгодны по расходу материалов и проще в монтаже по сравнению с многоблочными, но область их применения ограничивается грузоподъемностью транспортных средств. Снизить вес одноблочного фундамента можно за счет применения эффективных ребристых сечений (рис. 4.43, *б*), изготовление которых в заводских условиях не представляет существенных трудностей.

В тех случаях, когда вес и размеры фундаментов из одного блока для тяжело нагруженных колонн превышают грузоподъемность кранов, применяемых для монтажа наземных конструкций здания, возникает необходимость замены их сборными фундаментами, расчлененными на несколько монтажных блоков (рис. 4.44).

Наиболее рационально членение фундамента только на 2 блока: подколонник и плиту, сопряжение с колонной стаканного типа. Для обеспечения совместной работы элементов в зазоры между стенками стакана и колонной входят вертикальные выпуски арматуры плиты, связывающие блоки фундамента после замоноличивания стыка.

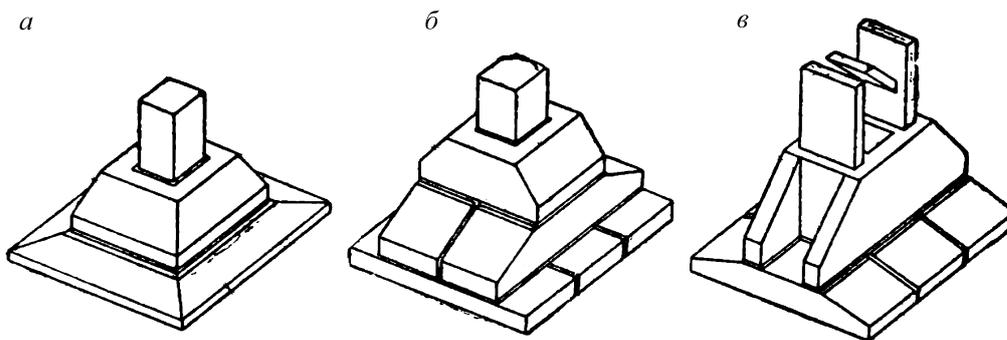


Рис. 4.44. Сборные многоблочные фундаменты:  
*a* – составной фундамент из плиты и подколонника; *б* – составной фундамент из перекрестных плит и подколонника; *в* – составной фундамент из опорных плит и распределительной траверсы

Для снижения расхода бетона и стали на изготовление двублочного фундамента следует размеры подколонника в плане назначать возможно большими, используя полностью грузоподъемность монтажных кранов и транспортные габариты. Это приводит к уменьшению консольных свесов плиты, соответственно уменьшению ее толщины и расхода стали на армирование. Толщину консольных свесов рекомендуется уменьшать к краям, что уменьшает объем бетона.

Если вес блоков в двублочном фундаменте оказывается больше грузоподъемности наличных транспортных и монтажных средств, приходится переходить к составным многоблочным фундаментам.

В практике строительства нашли применение составные фундаменты из перекрестно уложенных плит и устанавливаемых на них подколонников со стаканом для заделки колонны (рис. 4.44, *б*).

Повышенный расход бетона обуславливается тем, что каждый ряд перекрестных плит должен полностью перекрыть нижележащий, и, таким образом, габаритные размеры всех ступеней, кроме нижней, получаются большими, чем в монолитном ступенчатом фундаменте.

Повышенный расход стали в составных фундаментах вызывается тем, что каждый ряд относительно тонких плит требует армирования из расчета работы их на изгиб.

Рациональным для сборных фундаментов под тяжело нагруженные колонны следует также считать членение их на 2 части по высоте. Для уменьшения веса верхней части фундамента (подколонника) и снижения расхода стали на армирование его следует принимать высоким, прямоугольным в плане, развитым в направлении действия изгибающего момента. Для уменьшения веса плиты ее следует расчленить на отдельные блоки.

Блоки плиты работают по статической схеме однопролетной балки с консолями, что позволяет получить выгодное распределение изгибающих моментов по длине блока. Высоту траверсы и толщину опорных плит принимают достаточно большими, чем достигаются надлежащая жесткость фундамента и уменьшение расхода стали.

Соединение элементов составных фундаментов выполняется путем сварки выпусков арматуры, анкеров, закладных деталей и т.п.

## *Конструкции и расчет отдельно стоящих фундаментов под сборные колонны*

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения и глубины сезонного промерзания грунтов.

Высота отдельно стоящего фундамента стаканного типа под колонну назначается из конструктивных условий, исходя из требований, обеспечивающих достаточную прочность заделки колонны в фундаменте, сопротивление плитной части фундамента продавливанию при монтаже, возможность выверки колонны при установке, а также из условий глубины заложения фундамента, диктуемых глубиной сезонного промерзания грунтов и конструктивным решением здания (отметка верха фундамента, наличие подвалов, технологических приямков и т.д.). Минимальная глубина заложения фундамента составляет 0,7 м [8, п. 5.2].

Основные размеры фундамента проверяются расчетом, а его полная высота  $H_f$ , кроме того, зависит от глубины заложения подошвы, требуемой глубины стакана для надежной заделки колонны и анкеровки ее продольной арматуры. Количество ступеней фундамента принимают в зависимости от высоты плитной части: при  $h_{pl} < 450$  мм – одна ступень; при  $450 \leq h_{pl} < 900$  мм – две ступени; при  $h_{pl} > 900$  мм – три ступени; высота ступеней кратна 150 мм.

Размеры в плане подошвы и ступеней принимают кратными 300 мм. Полную высоту фундамента и размеры в плане подколонника принимают кратными 100 мм.

Минимальная глубина заделки сборных центрально нагруженных колонн принимается  $h_{bd} = \max\{h_s, l_{bd}\}$ .

Глубина стакана  $l_k$  должна быть на 50 мм больше требуемой глубины заделки колонны, а толщина дна стакана – не менее 200 мм. Стенки стакана можно не армировать, если их толщина поверху  $\delta > 200$  мм и  $\delta > 0,75h_s$ .

Размеры подошвы фундамента назначают, рассчитывая основание по деформациям. Расчет выполняют на действие усилия  $N_{Ed}$ , определенного с учетом частных коэффициентов по нагрузке для расчета оснований [1, табл. А.1.2(с)].

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют из расчета сопротивления на действие расчетных усилий, передаваемых колонной и вычисленных при  $\gamma_F > 1,0$ .

Класс бетона для железобетонного фундамента для сборных колонн принимается в зависимости от класса условий эксплуатации [7, п. 4.2(3)].

Фундаменты для сборных колонн устраивают на бетонной подготовке из бетона классом не ниже  $C^8/10$  по СТБ 1544 и толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента осуществляется сварными или вязаными сетками из арматуры класса S500 диаметром стержней не менее 10 мм и не более 20 мм и шагом 100...200 мм. Минимальная толщина защит-

ного слоя бетона в фундаменте при наличии бетонной подготовки – 45 мм, а при ее отсутствии – 80 мм.

Поперечное армирование подколонника принимается из арматуры классов S500. Шаг стержней назначают с учетом конструктивных требований:

1. Расстояние между поперечной арматурой подколонника не должно быть больше  $s_{cl,max}$ .

2. Значение  $s_{cl,max}$ , равно меньшему из трех следующих расстояний:

- 20-кратный диаметр наименьшего продольного стержня;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

Расчет фундамента состоит из двух частей:

- расчет основания (определение формы и размеров подошвы);
- расчет тела фундамента (определение высоты фундамента, размеров его ступеней, расчет арматуры плиты и подколонника).

### **Конструкции и расчет центрально нагруженных фундаментов**

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. 4.45).

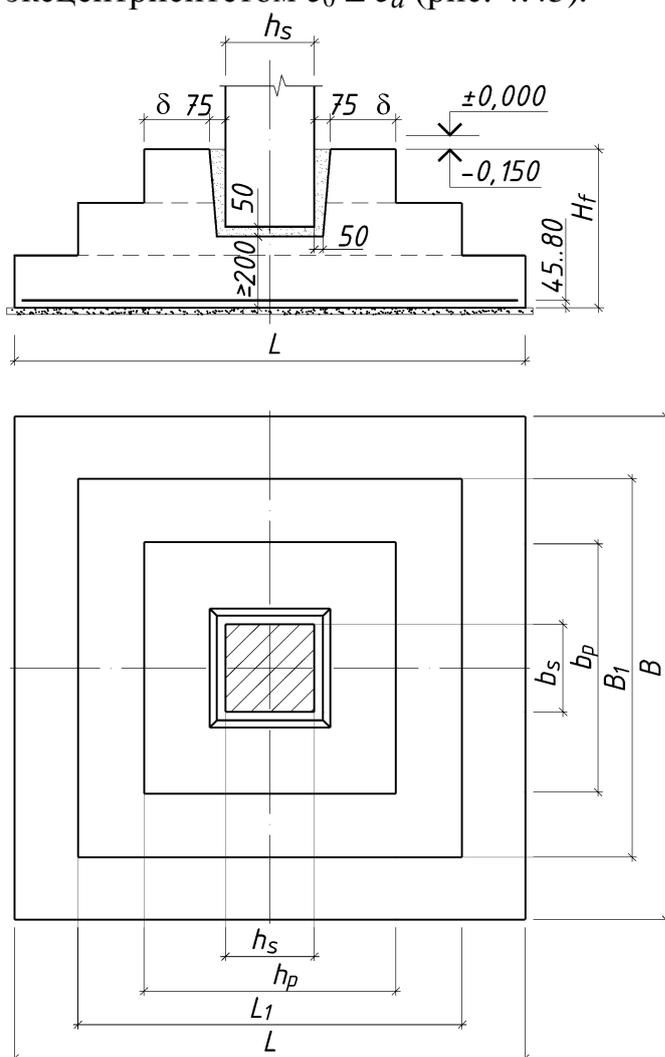


Рис. 4.45. Схема фундамента под колонну

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.

Максимальное давление на грунт под подошвой центрально нагруженного фундамента не должно превышать величины его сопротивления  $R_0$ , которое зависит от вида и состояния грунта. Его принимают по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм. Давление на основание по подошве фундамента в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. При расчете условно принимают, что давление распределено равномерно под подошвой фундамента.

Общая последовательность расчета столбчатого фундамента:

### 1. Определение размеров подошвы фундамента

Определение размеров подошвы фундамента производится с использованием метода последовательных итераций (приближений). Первым шагом является определение площади подошвы фундамента по сопротивлению  $R_0$

$$A_f = \frac{N_{Ek} + Q}{R_0 - q \cdot \alpha},$$

где  $N_{Ek}$  – расчетная вертикальная нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), определенная с учетом частных коэффициентов по нагрузке для расчета оснований [1, табл. А.1.2(с)], кН(кН/м);

$Q$  – нагрузка от веса фундамента  $G_f$  и грунта на его обрезах  $G_{гр}$ , кН(кН/м); (усредненный объемный вес бетона и грунта на его уступах может быть принят равным  $20 \text{ кН/м}^3$ ); следовательно  $Q = d_f \cdot 20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d_f$  – глубина заложения фундамента;

$\alpha$  – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый в диапазоне  $0,11 \dots 0,5$  (принимается  $0,5$ );

$q$  – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов,  $\text{кН/м}^2$ . Если нагрузка  $q$  не оговаривается в техническом задании на проектирование, ее допускается принимать для производственных зданий равной  $20 \text{ кН/м}^2$ , в остальных случаях –  $10 \text{ кН/м}^2$ .

Центрально нагруженные фундаменты принимают квадратными в плане. Размер стороны фундаментной плиты определяется

$$L = B = \sqrt{A_f}.$$

Размеры подошвы фундамента округляют в большую сторону и принимают кратными  $300 \text{ мм}$ , после чего определяется фактическая площадь фундаментной плиты

$$A_f = L \times B.$$

### 2. Определение высоты фундамента стаканного типа

Глубина заделки колонны в фундамент зависит от величины эксцентриситета продольной силы от расчетных нагрузок, определяемых без учета веса фундамента и веса грунта на его уступах. При  $e_0 \leq h_s$  ( $h_s$  – больший размер

сечения колонны) глубина заделки должна быть не менее  $h_s$ . Кроме того, глубина заделки колонны должна удовлетворять требованиям достаточной анкеровки рабочей арматуры колонны в стакане фундамента после ее замоноличивания.

Первоначально назначенная высота плиты  $h_{pl}$  проверяется расчетом на продавливание по поверхности усеченной пирамиды с верхним основанием в виде нижнего сечения колонны и боковыми гранями, наклоненными к горизонту под углом с соотношением сторон 1:2. Если пирамида продавливания выходит за пределы плиты, то проверка прочности на продавливание не производится (продавливания не происходит).

Если же контуры плиты находятся за пределами пирамиды продавливания, то производится проверка прочности в соответствии с п. 6.4 [7]. При невыполнении условия прочности на продавливание необходимо увеличить высоту плиты, а при большой высоте увеличить количество ступеней плиты.

### 3. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента

Под действием реактивного давления грунта  $p$  ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента (рис. 4.46).

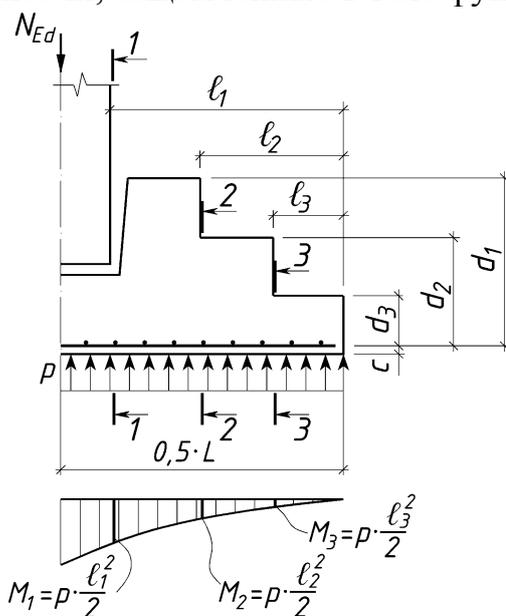


Рис. 4.46. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов

$$M_i = p \cdot B \cdot \frac{l_i^2}{2},$$

где  $p$  – реактивное давление грунта под подошвой фундамента;

$B$  – ширина фундамента;

$l_i$  – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

Площадь сечения арматуры подошвы определяют по формуле:

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9 \cdot d_i \cdot f_{yd}},$$

где  $d_i$  – полезная высота сечения.

Наибольшая из полученных площадей арматуры проверяется на соответствие условию [7, п. 9.2.1.1]

$$\rho = \frac{A_{s,all}}{B \cdot d_i} > \rho_{min} = \max \begin{cases} 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ 0,0013 \end{cases}$$

где  $B$  – ширина плитной части фундамента,

$A_{s,all}$  – площадь всей арматуры плитной части в одном из направлений,

$d_i$  – полезная высота фундамента в рассматриваемом сечении.

По бóльшему из значений площади арматуры, полученных в расчетных сечениях, принимается диаметр и шаг стержней.

Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента – 12...20 мм. Шаг стержней принимается не менее 100 мм и не более 200 мм. В обоих направлениях принимается одинаковое количество стержней с одинаковым шагом. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна  $A_s$ .

Для обеспечения анкеровки концы рабочих стержней сетки должны быть отогнуты на  $90^\circ$  в соответствии с требованиями п. 8.3(2) [7].

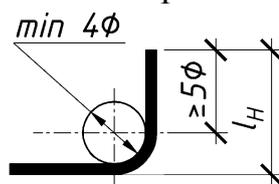


Рис. 4.47. Анкеровка стержней арматурной сетки

#### 4. Проверка сопротивления фундамента на продавливание

Согласно требованиям п. 6.4.4(2) [7] сопротивление продавливанию фундаментов колонн необходимо определять для контрольного периметра в пределах  $2d$  от края колонны.

На продавливание проверяются фундаментная плита и ступени фундамента. Расчет прочности фундамента на продавливание заключается в проверке достаточности толщины бетона фундаментной плиты для восприятия напряжений среза, вызванных локальной продавливающей нагрузкой

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

где  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d}$  – максимальное напряжение среза;

$u = 2(b_s + h_s) + 2\pi a$  – длина контрольного периметра;

$V_{Ed,red} = (B \cdot L - A_{crt}) \cdot p_m$  – продавливающая сила, вызванная давлением

грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади;

$p_m$  – среднее давление грунта под подошвой фундамента;

$A_{crt} = (b_s + 2a) \cdot h_s + (h_s + 2a) \cdot b_s - b_s \cdot h_s + \pi a^2$  – критическая площадь (рис. 4.48);

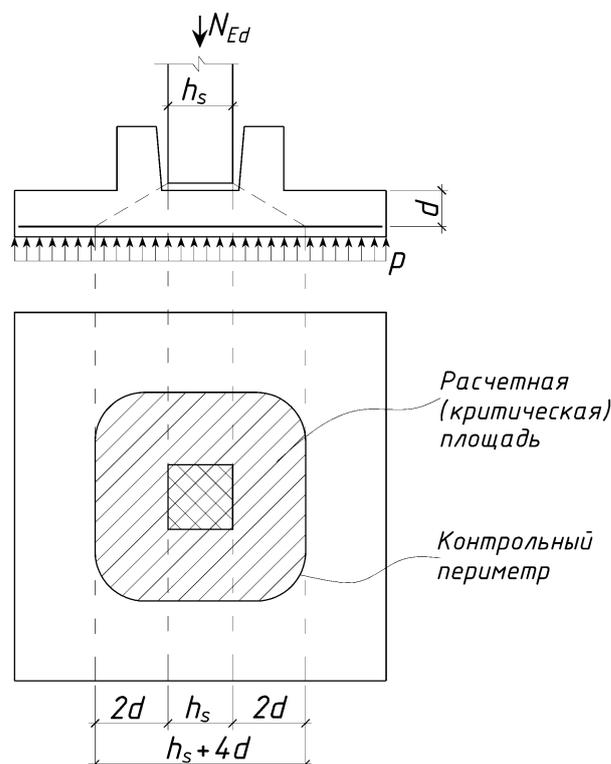


Рис. 4.48. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{\min} \cdot \frac{2d}{a}$$
 – расчетное сопротивление плиты продавливанию [7, п. 6.4.4(2)]

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$
, где  $d$  в мм – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора;

Коэффициент продольного армирования в  $x$  – направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_x}$$

Коэффициент продольного армирования в  $y$  – направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{s \cdot d_y}$$

где  $A_{sx}$ ,  $A_{sy}$  – площадь сечения одного стержня в  $x$  и  $y$  – направлении;

$s$  – шаг стержней в сетке фундамента;

$d$  – рабочая высота сечения фундамента, принимаемая

$$d_x; d_y = d \pm \frac{\varnothing_{x(y)}}{2},$$

$\varnothing_{x(y)}$  – диаметр рабочих стержней сетки подошвы фундамента;

$f_{ck}$  – характеристическая прочность бетона на сжатие;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} \leq 0,02$  – расчетный коэффициент армирования.

Если сопротивление фундамента на продавливание не обеспечено, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона фундамента.

## **Конструкции и расчет и внецентренно нагруженных фундаментов под сборные колонны.**

Фундаменты под внецентренно сжатые колонны испытывают воздействие нормальной силы  $N$ , изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $V$ . 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.

Расчет и конструирование отдельно стоящего внецентренно нагруженного фундамента стаканного типа под сборные железобетонные колонны осуществляется в следующей последовательности:

- назначается глубина заложения и размеры тела фундамента;
- определяются усилия, действующие на фундамент;
- определяются размеры подошвы фундамента и проверяются напряжения в грунте под подошвой;
- проводится расчет плиты фундамента и ее армирование;
- рассчитывается стаканное сопряжение колонны с фундаментом (расчет подколонника и его армирование).

### **1. Назначение размеров элементов фундамента**

Глубина заделки колонны в фундамент зависит от величины эксцентриситета продольной силы от расчетных нагрузок, определяемых без учета веса фундамента и веса грунта на его уступах. При  $e_0 \leq h_c$  ( $h_c$  – больший размер сечения колонны) глубина заделки должна быть не менее  $h_c$ ; при  $e_0 > h_c$  глубина заделки принимается не менее  $1,4h_c$ . Для двухветвевых колонн при большем размере всего сечения  $h_1$  и большем размере сечения ветви  $b_{br}$  глубина заделки должна быть не менее  $(0,5 + 0,33h_1)$  и менее  $1,5b_{br}$  и не более 1,2 м. Кроме того, глубина заделки колонны должна удовлетворять требованиям анкеровки рабочей арматуры колонны в стакане фундамента после замоноличивания.

Толщина стенок армированного стакана принимается не менее 200 мм и не менее  $0,2h_c$  (для двухветвевых колонн). Тогда при толщине стенок стакана  $\delta$ , требуемые размеры сечения подколонника:

$$h_p = h_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta;$$

$$b_p = b_c + 2 \cdot 75 + 2 \cdot \delta.$$

Опалубочные размеры фундамента по крайним граням, а также размеры сечения подколонника принимаются кратными 300 мм, с округлением их в большую сторону. Размеры ступеней плитной части фундамента принимаются кратными 150 мм.

### **2. Определение расчетных усилий**

Согласно п. А1.3.1(5) ТКП EN 1990-2011\* [1], расчет элементов конструкции (фундаменты, сваи, стены подвалов и т. д.) (STR), учитывающие геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEO, см. п. 6.4.1), рекомендуется производить, используя один из следующих трех подходов, до-

полненных с учетом геотехнических воздействий и сопротивления указаниями, приведенными в EN 1997: «**Подход 1:** расчетные значения согласно таблице A1.2(C) и расчетные значения согласно таблице A1.2(B) применяются в отдельных расчетах как для геотехнических воздействий, так и для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией. Как правило, размеры фундаментов определяют на основе таблицы A1.2(C), а несущую способность конструкции – на основе таблицы A1.2(B)».

Определение расчетных усилий, действующих на фундамент относительно оси симметрии, производится после получения внутренних усилий в результате расчета поперечной рамы, без учета собственного веса самого фундамента и грунта на его уступах по формулам:

$$M_{Ed} = M_{Ed,4-4} + V_{Ed,4-4} \cdot h_f + G_{Ed,w} \cdot e_w$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,4-4} + G_{Ed,w}$$

где  $M_{Ed,4-4}$ ,  $N_{Ed,4-4}$ ,  $V_{Ed,4-4}$  – соответственно изгибающий момент, продольная и поперечная силы в нижнем сечении колонны (на уровне верха фундамента), полученные в результате статического расчета поперечной рамы;

$h_f$  – высота фундамента;

$G_{Ed,w}$  – расчетная продольная сила от веса фундаментной балки и опирающихся на нее стеновых панелей (стены) и элементов остекления:

$$G_{Ed,w} = G_{Ed,\phi.б.} + G_{Ed,\phi}$$

$G_{Ed,\phi.б.}$  – расчетная нагрузка от веса фундаментной балки;

$G_{Ed,\phi}$  – расчетная нагрузка от веса стеновых панелей (стены) и элементов остекления, опирающихся на фундаментную балку;

$e_w$  – расстояние от оси фундамента до оси фундаментной балки.

Определение характеристических значений внутренних усилий  $M_{Ek}$  и  $N_{Ek}$  производится с использованием аналогичных формул, в которые подставляются характеристические значения внутренних усилий, полученных в результате статического расчета поперечной рамы, а также характеристические значения внутренних усилий от веса фундаментных балок и элементов стенового ограждения, опирающихся на фундаментную балку.

### 3. Определение размеров подошвы плитной части фундамента

Размеры подошвы фундамента можно определять, руководствуясь двумя нормативными документами ТКП EN 1997-1 (приложение D) и ТКП 45-5.01-67-2007 (п. 5.3) [8]. Ниже приведена методика расчета по второму документу.

Определение размеров подошвы фундамента можно производить без расчета основания по деформациям, если среднее давление от нормативных усилий  $p_m$  по подошве не превышает сопротивления грунта  $R_0$ , а максимальное  $p_{\max,k}$  не превышает  $1,2R_0$ .

В одноэтажных промышленных зданиях с кранами грузоподъемностью до 75 т минимальное давление под подошвой должно быть  $p_{\min,k} \geq 0$ , т.е. эпюра давления на грунт может быть треугольной ( $p_{\min,k} = 0$ ) или трапециевидной ( $p_{\min,k} > 0$ ), т.е. случай неполного касания подошвы фундамента основания не рассматривается.

Определение размеров подошвы фундамента производится с использованием метода последовательных приближений (аналогично центрально нагруженному фундаменту). Первым шагом является определение площади подошвы фундамента по сопротивлению  $R_0$ .

$$A_f = \frac{N_{Ek} + Q}{R_0 - q \cdot \alpha},$$

где  $N_{Ek}$  – расчетная вертикальная нагрузка на фундамента от надземных конструкций (без учета веса фундамента), определенная с учетом частных коэффициентов по нагрузке для расчета оснований [1, табл. А.1.2(с)], кН(кН/м);

$Q$  – нагрузка от веса фундамента  $G_\phi$  и грунта на его обрезах  $G_{гр}$ , кН(кН/м); (усредненный объемный вес бетона и грунта на его уступах может быть принят равным 20 кН/м<sup>3</sup>); следовательно  $Q = d_f \cdot 20$  кН/м<sup>3</sup>;

$d_f$  – глубина заложения фундамента;

$\alpha$  – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый в диапазоне 0,11...0,5 (принимается 0,5);

$q$  – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов, кН/м<sup>2</sup>. Если нагрузка  $q$  не оговаривается в техническом задании на проектирование, ее допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м<sup>2</sup>, в остальных случаях – 10 кН/м<sup>2</sup>.

Затем при заданном соотношении сторон фундамента 0,6...0,9, определяется длина и ширина подошвы, при этом размеры назначаются кратными 300 мм с округлением в большую сторону. После этого определяется фактическая площадь фундаментной плиты, а также момент сопротивления  $W_f$ .

После этого, для всех расчетных комбинаций усилий определяются максимальные  $p_{\max,k}$ , минимальные  $p_{\min,k}$ , а также средние  $p_{m,k}$  характеристические значения давления под подошвой фундамента:

$$p_{\max,k} = \frac{N_{Ek}}{A_f} \pm \frac{M_{Ek}}{W_f} + \gamma_m \cdot d_f + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1}$$

$$p_{\min,k}$$

$$p_{m,k} = \frac{N_{Ek}}{A_f} + \gamma_m \cdot d_f + q \cdot \alpha \cdot \gamma_{Q,1}$$

В случае, если  $p_{\min,k}$ ,  $p_{\max,k}$  или  $p_{m,k}$  не удовлетворяют критериям расчета основания по деформациям (условиям, перечисленным выше), необходимо изменить соотношение сторон подошвы или увеличить (а в случае больших недонапряжений уменьшить) их размеры.

#### 4. Расчет плитной части фундамента

Расчет плитной части фундамента заключается в определении ее высоты  $h_{pl}$  и площади сечения арматуры, устанавливаемой вблизи подошвы для восприятия растягивающих усилий, возникающих вследствие изгиба консольных выступов от реактивного давления грунта (рис. 4.49).

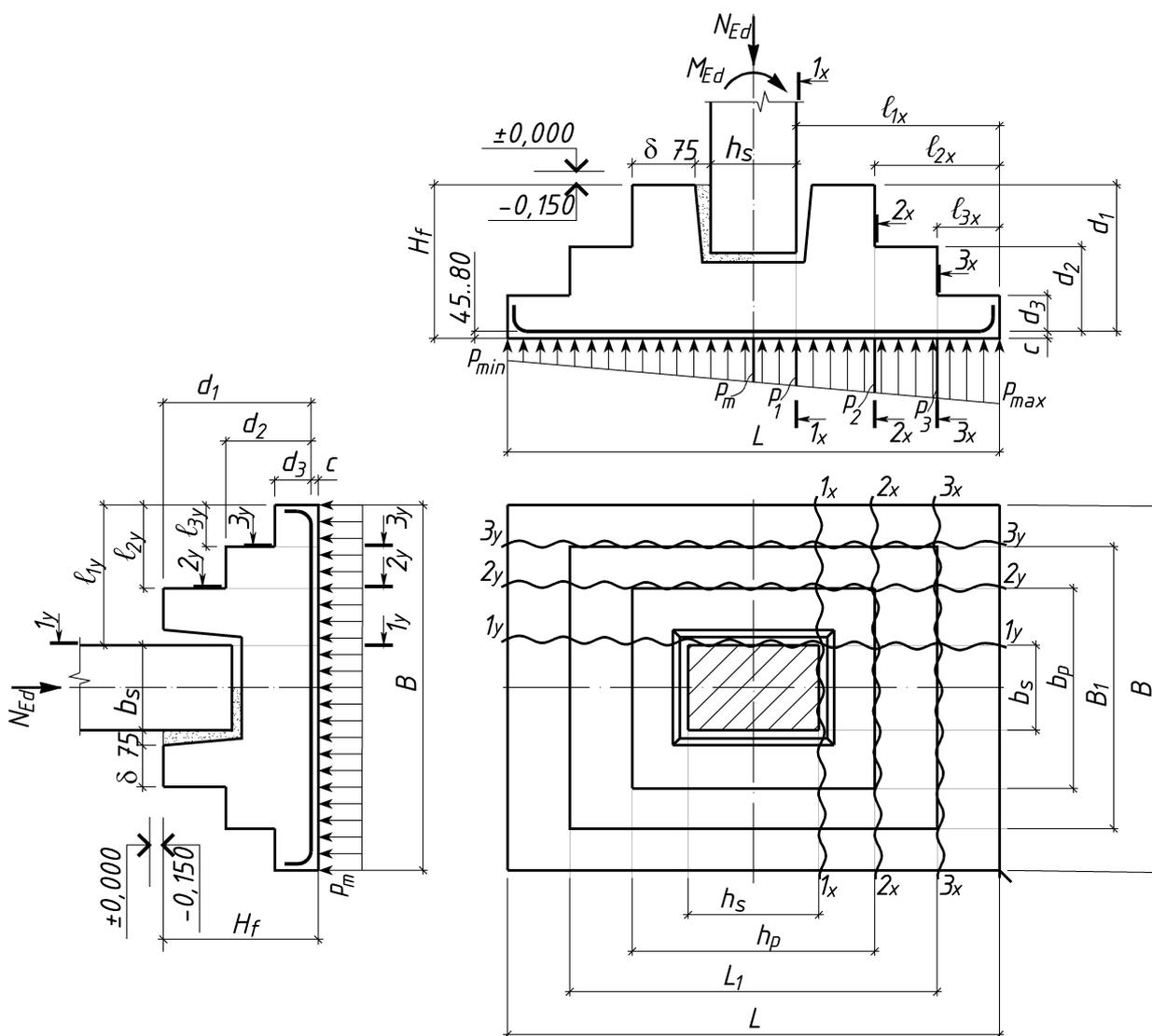


Рис. 4.49. К расчету внецентренно нагруженного фундамента

Первоначально назначенная высота плиты  $h_{pl}$  проверяется расчетом на продавливание по поверхности усеченной пирамиды с верхним основанием в виде нижнего сечения подколонника, а боковые грани наклонены к горизонту под углом с соотношением сторон 1:2. Если пирамида продавливания выходит за пределы плиты, то проверка прочности на продавливание не производится (продавливания не происходит). Если же контуры плиты находятся за пределами пирамиды продавливания, то производится проверка прочности плиты в соответствии с п. 6.4.4 [7]. При невыполнении условия прочности на продавливание необходимо увеличить высоту плиты, а при большой высоте (более 600 мм) увеличить количество ступеней плиты.

Площадь сечения арматуры плитной части фундамента определяется расчетом плиты на изгиб по нормальным сечениям по грани колонны, по грани подколонника (при одноступенчатой плите) и по грани каждой ступени плиты (для двух- и трехступенчатой плиты) в направлении большей стороны и в этих же сечениях в направлении меньшей стороны плиты.

Изгибающие моменты, определяемые по граням уступов в продольном ( $x$ ) направлении (в плоскости действия изгибающего момента) (рис. 4.49):

$$M_{ix} = \frac{2p_{\max} + p_i}{6} \cdot B \cdot l_i^2$$

и момент от среднего давления под плитой в поперечном ( $y$ ) направлении:

$$M_{iy} = p_m \cdot L \cdot \frac{l_i^2}{2},$$

где  $B, L$  – ширина и длина фундаментной плиты соответственно,

$p_{\max}, p_m, p_i$  – расчетные значения давления под подошвой фундамента, определенные в соответствии с п. А1.3.1 [1].

Площадь сечения арматуры подошвы в  $x$  ( $y$ ) направлении определяется с использованием общей либо упрощенной деформационной модели.

Размеры ступеней рекомендуется принимать такими, чтобы контур плиты или хотя бы нижняя часть нижней ступени находились внутри призмы продавливания.

### 5. Расчет подколонника, подбор армирования

Стаканная часть фундамента рассчитывается как внецентренно сжатый железобетонный элемент и армируется продольной (вертикальной) и поперечной (горизонтальной) арматурой. Поперечная арматура выполняется в виде горизонтальных сварных сеток, хомутов либо отдельных стержней. Продольная арматура располагается в вертикальных стенках стакана в виде гнутых арматурных стержней.

Согласно [7, п. 10.9.6] фундаменты стаканного типа делятся на два вида:

– с профилированной поверхностью в зоне контакта стакана с колонной (рис. 4.50,*a*);

– с гладкой поверхностью (рис. 4.50,*b*).

Расчет фундаментов с шпоночной поверхностью приближен к расчету фундаментов под монолитную колонну. В строительной отрасли РБ более распространены фундаменты с гладкой внутренней стенкой стакана.

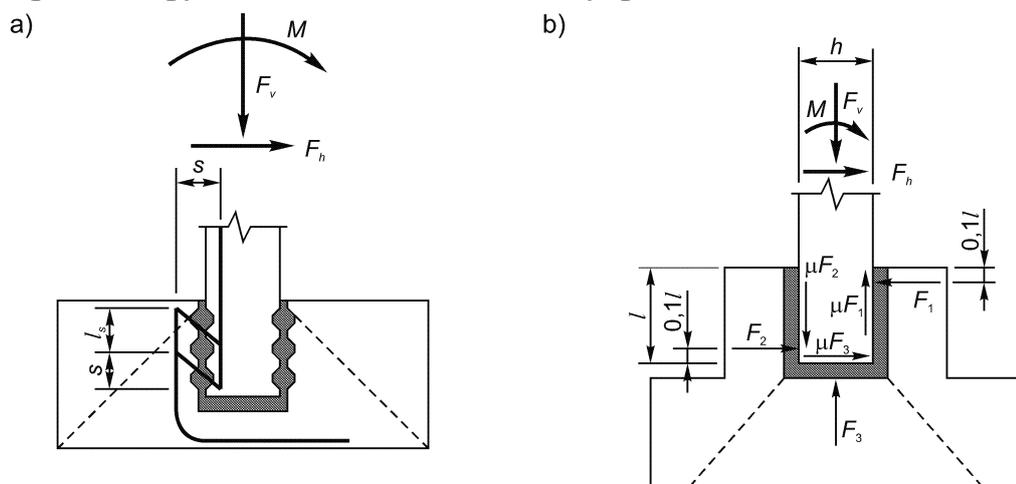


Рис. 4.50. Фундаменты стаканного типа:

*a* – с профилированной поверхностью; *b* – с гладкой поверхностью

Действующие напряжения и расчетная схема представлены на рис. 4.51.

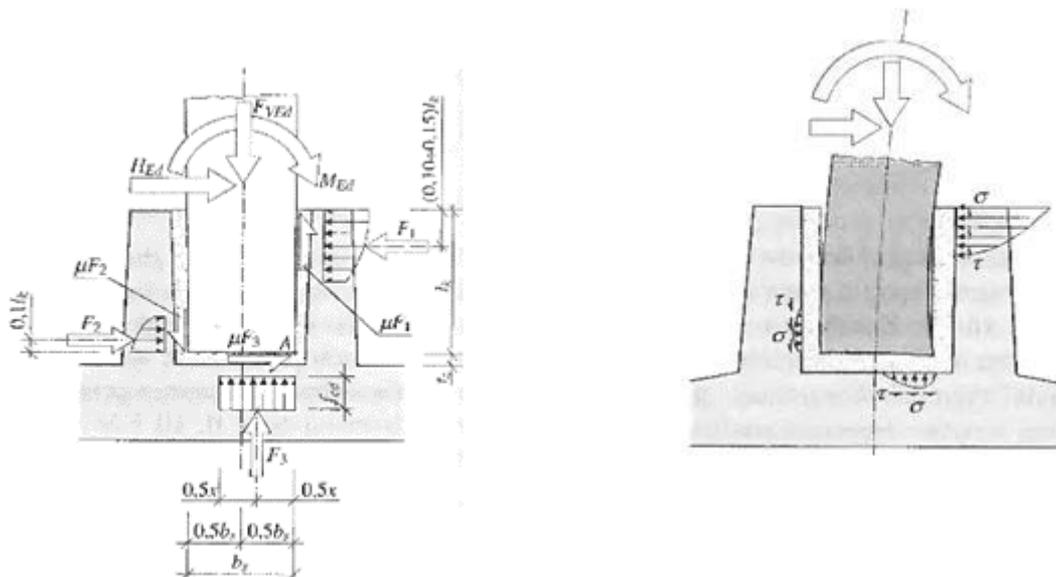


Рис. 4.51. Действующие напряжения и расчетная схема

Согласно, описанной выше схемы распределения напряжений, в стаканах с гладкими поверхностями, можно сформулировать модель расчета, содержащую три условия равновесия:

$$H_{Ed} \leq H_{Rd} = F_1 - F_2 - \mu \cdot F_3,$$

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = \mu \cdot F_1 - \mu \cdot F_2 + F_3,$$

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = -H_{Ed} \cdot l_k + 0,5 \cdot F_{V,Ed} \cdot b_s + \mu \cdot F_2 \cdot b_s + (l_k - 0,1 \cdot l_k) F_1 - 0,1 l_k F_2 - 0,5 F_3 b_s$ ,  
где  $b_s$  – высота поперечного сечения колонны;

$\mu$  – коэффициент трения равен отношению касательных сил к нормальным, принимаем  $\mu = 0$ .

Система уравнений решается относительно неизвестных  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$ . При решении вышеуказанных уравнений получают предел прочности на разрыв верхнего края стакана ( $F_1$ ), что позволяет определить площадь сечения горизонтальной арматуры подколонника  $A_{sw}$

$$A_{sw} = \frac{F_1}{f_{yd}}$$

В выражении выше рассматривается армирование на участке  $0,2 \cdot l_k$  (глубины заделки колонны в стакане) от верхнего края стакана. Ниже также должна быть расположена горизонтальная арматура, хотя она не включается в расчет, так как напряжения в ней в момент разрушения могут быть отличными от  $f_{yd}$ .

Следует отметить, что арматура  $A_{sw}$  располагается в стенках стакана в виде отдельных стержней либо закрытых хомутов с величиной нахлеста  $l_{bd}$  (рис. 4.52).

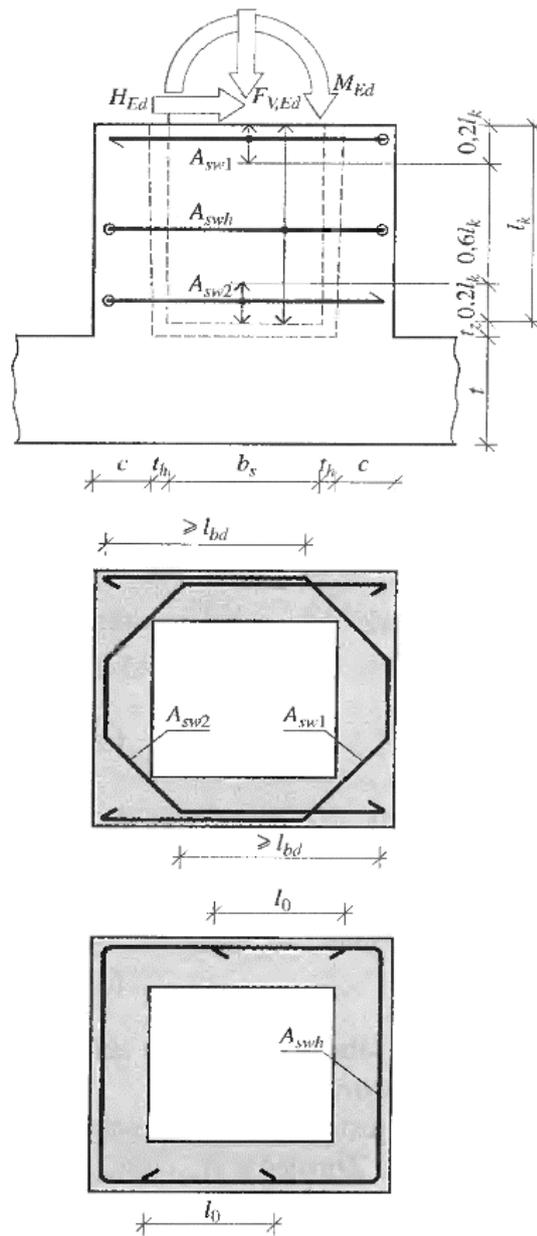


Рис. 4.52. К расчету горизонтального армирования стакана

Из расчетной схемы (рис. 4.53) получают вертикальное армирование в растянутой стенке:

$$A_{sv1} = \frac{F_1 \cdot 0,9 \cdot l_k^2}{z \cdot f_{yd}},$$

где  $z$  – плечо сил.

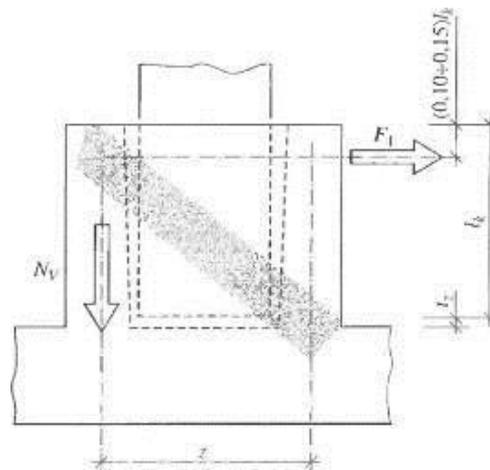


Рис. 4.53. Схема усилий для расчета вертикальной арматуры.

Вертикальная арматура располагается в стенках стакана в виде арматурных изделий (петель) рис. 4.54...4.55.

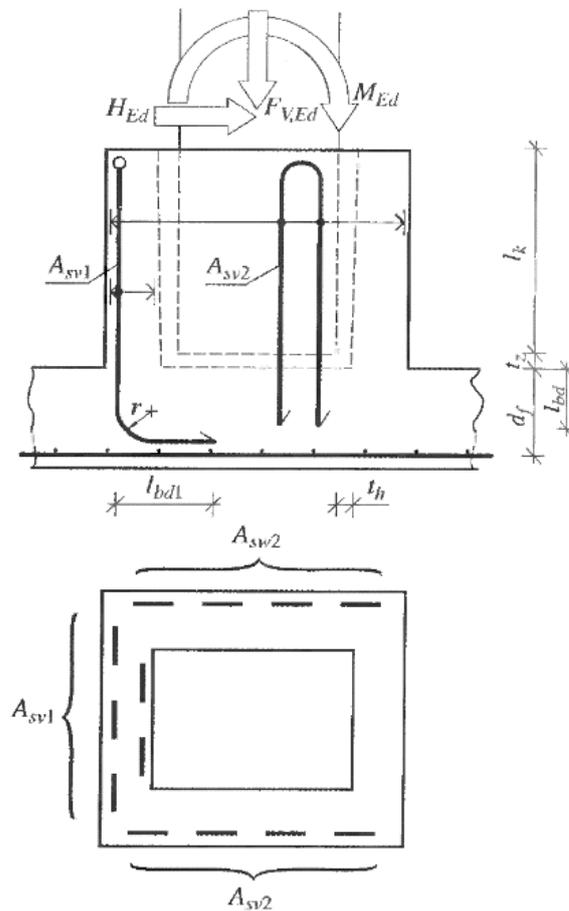


Рис. 4.54. К расчету вертикального армирования стакана

Армирование на противоположных стенках  $A_{sv2}$  (при отсутствии изгибающего момента в противоположной плоскости) принимается конструктивно.

Армирование  $A_{sv1}$  и  $A_{sv2}$  должно быть заведено в плитную часть фундамента не менее, чем на  $l_{bd}$ .

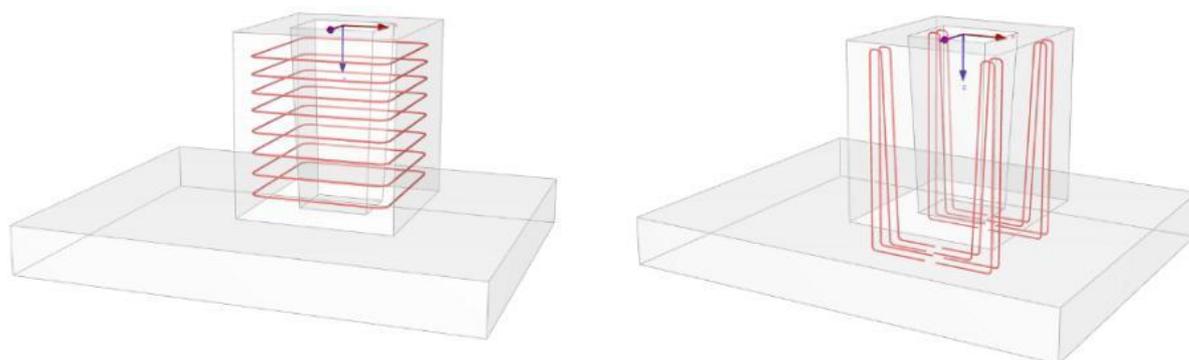


Рис. 4.55. Схематичное изображение горизонтальной и вертикальной арматуры подколонника

### ***Конструкции и расчет ленточных фундаментов под несущими стенами и рядами колонн.***

Ленточные фундаменты устраивают под сплошными несущими стенами (рис. 4.41,в,г) и под рядами колонн в виде отдельных или перекрестных лент (рис. 4.41,д).

Фундаменты **под несущие стены** проектируют преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек трапециевидального (рис. 4.41,в,г) или прямоугольного сечения. По конструкции блоки могут быть сплошными, ребристыми или пустотелыми. Наибольшее распространение получили сплошные блоки трапециевидального профиля. Они имеют простую геометрическую форму и армируются понизу одной сеткой и поэтому более просты в изготовлении, чем блоки других типов.

Ширину подушки фундамента определяют делением характеристической 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 подушки). Высоту подушки назначают из условия восприятия поперечной силы  $V = pl$  одним бетоном (без поперечной арматуры), но не менее 200 мм. Армируют подушки сварными сетками.

Ленточные фундаменты **под рядами колонн** (рис. 4.41,д) выполняют обычно монолитными, таврового сечения с полкой понизу. Их возводят в виде отдельных лент в поперечном или продольном направлении в соответствии с рядами колонн. Однако иногда целесообразно устраивать перекрестные ленты-ростверки (рис. 4.41,д). 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, защемленные 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 полков 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 балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн и отпора грунта снизу (рис. 4.56).

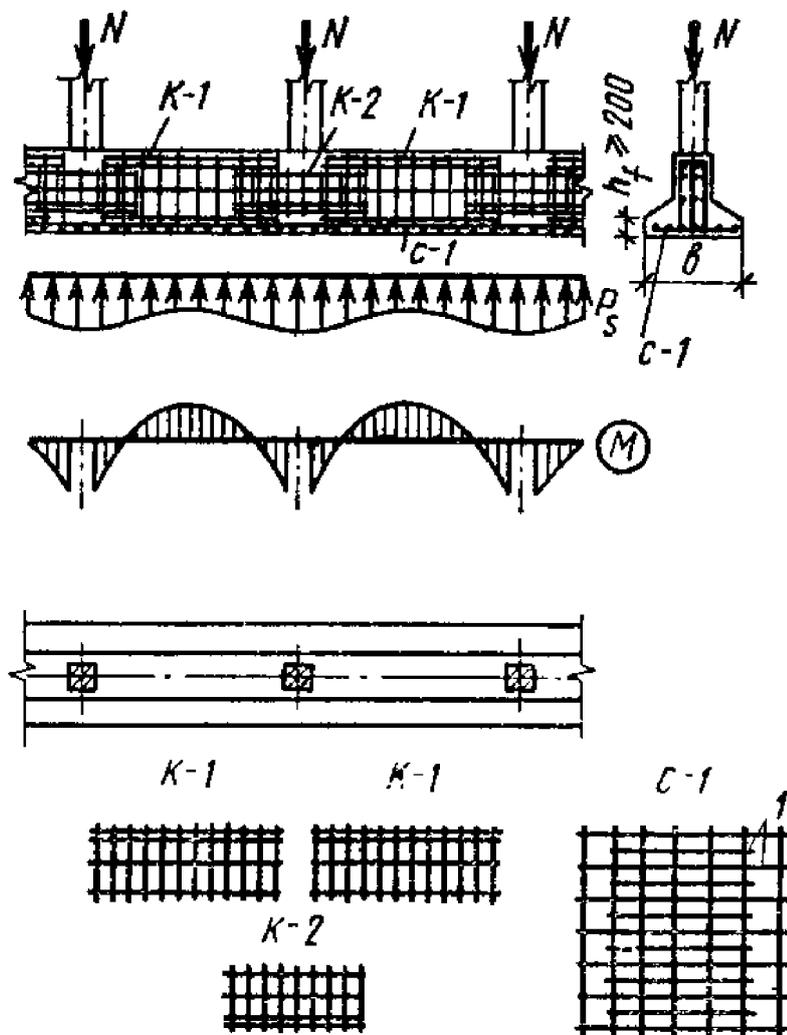


Рис. 4.56. Ленточные фундаменты под колонны:  
1 – рабочая арматура

Ребра армируют подобно неразрезным балкам. Продольную арматуру определяют расчетом прочности нормальных сечений на изгибающий момент, поперечную – расчетом наклонных сечений на поперечную силу. Фундаменты армируют сварными или вязаными каркасами. При армировании сварными каркасами в ребре должно быть не менее двух каркасов при  $b < 400$  мм, не менее трех – при  $b = 400 \dots 800$  мм и не менее четырех – при  $b > 800$  мм. Плоские каркасы объединяют в пространственные. Для этого к верхним продольным стержням приваривают соединительные стержни или на них укладывают сварные сетки.

Поскольку в процессе возведения и эксплуатации сооружения возможно неравномерное загрузеие фундамента и его неравномерная осадка, в ребрах укладывают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру в количестве  $\rho = 0,2...0,4\%$ .

При расчете фундаментные ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины при небольших расстояниях между колоннами можно считать абсолютно жесткими, поскольку деформации конструкции малы по сравнению с деформациями основания. Распределение давления по подошве таких фундаментов можно приближенно принимать по линейному закону.

Абсолютно жесткий ленточный фундамент рассчитывают как статически неопределимую балку, на которую сверху действует нагрузка от колонн, а снизу – реактивный отпор грунта. Размеры площади подошвы фундамента в этом случае устанавливают как для фундаментов, нагруженных внецентренно (или центрально) вдоль ленты. При симметричном загрузеии ленты вдоль ее оси эпюра давления на грунт имеет вид прямоугольника, при несимметричном – трапеции.

Фундаментные ленты большой длины, нагруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, считаются гибкими, поскольку их перемещения соизмеримы с перемещениями основания. Железобетонные гибкие ленточные фундаменты рассчитывают как балки на упругом основании. При этом широкое применение нашли два метода расчета. Метод, основанный на гипотезе Винклера, предполагает, что величина осадки в какой-либо точке основания прямо пропорциональна давлению, приложенному к этой точке и не зависит от осадки других точек. Согласно другому методу грунт рассматривают как однородное упругое тело, бесконечно простирающееся вниз и в стороны и ограниченное сверху плоскостью. Такое основание принято называть упругим полупространством.

## Перечень контрольных вопросов по разделу 4

1. Конструктивные схемы многоэтажных зданий: рамные, рамно-связевые, связевые. Обеспечение пространственной жесткости.
2. Основные несущие конструкции: диафрагмы, колонны, ригели.
3. Панельные здания. Стеновые панели для наружных и внутренних стен: навесные и несущие. Здания из объемных блоков.
4. Виды плоских перекрытий.
5. Сборные панельно-балочные и безбалочные перекрытия.
6. Проектирование сборных панельно-балочных перекрытий.
7. Особенности расчета и конструирования многопустотных панелей.
8. Особенности расчета и конструирования ребристых плит.
9. Сборно-монолитные перекрытия.
10. Классификация фундаментов. Виды фундаментов под отдельные колонны.
11. Конструкции и область применения сборных фундаментов.
12. Расчет центрально нагруженных фундаментов.
13. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов.
14. Расчет ленточных фундаментов под стены и ряды колонн.

## Раздел 5. Железобетонные конструкции одноэтажных производственных зданий

### Тема 5.1. Одноэтажные каркасные здания

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводятся одноэтажные каркасные здания. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами – мостовыми и подвесными кранами.

Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертым на подкрановые балки и колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек. К элементам конструкций одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся колонны (стойки), заделанные в фундаментах, ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, панели покрытия, уложенные по ригелям, подкрановые балки, связевые или аэрационные фонари (рис. 5.1). Основная конструкция каркаса – поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

#### *Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам:*

##### по типу покрытия:

- балочные из линейных элементов.
- пространственные покрытия в виде оболочек или складок.

##### по оборудованию подъемно-транспортными средствами:

- с мостовыми кранами.
- с подвесным оборудованием.
- бескрановые.

##### по количеству и размерам пролетов (с точки зрения определения ПРЦ):

- однопролетные.
- двухпролетные.
- многопролетные – равнопролетная или с разными пролетами.

##### по профилю кровли:

- со скатными кровлями.
- с плоскими кровлями.

##### по способу освещения и вентиляции:

- с фонарями (зенитными и светоаэрационными).
- без фонарей.

##### по способу возведения:

- со сборными рамами.
- с монолитными рамами.

##### по высоте здания:

- с перепадом высот.
- без перепада высот (во избежание образования снеговых мешков).

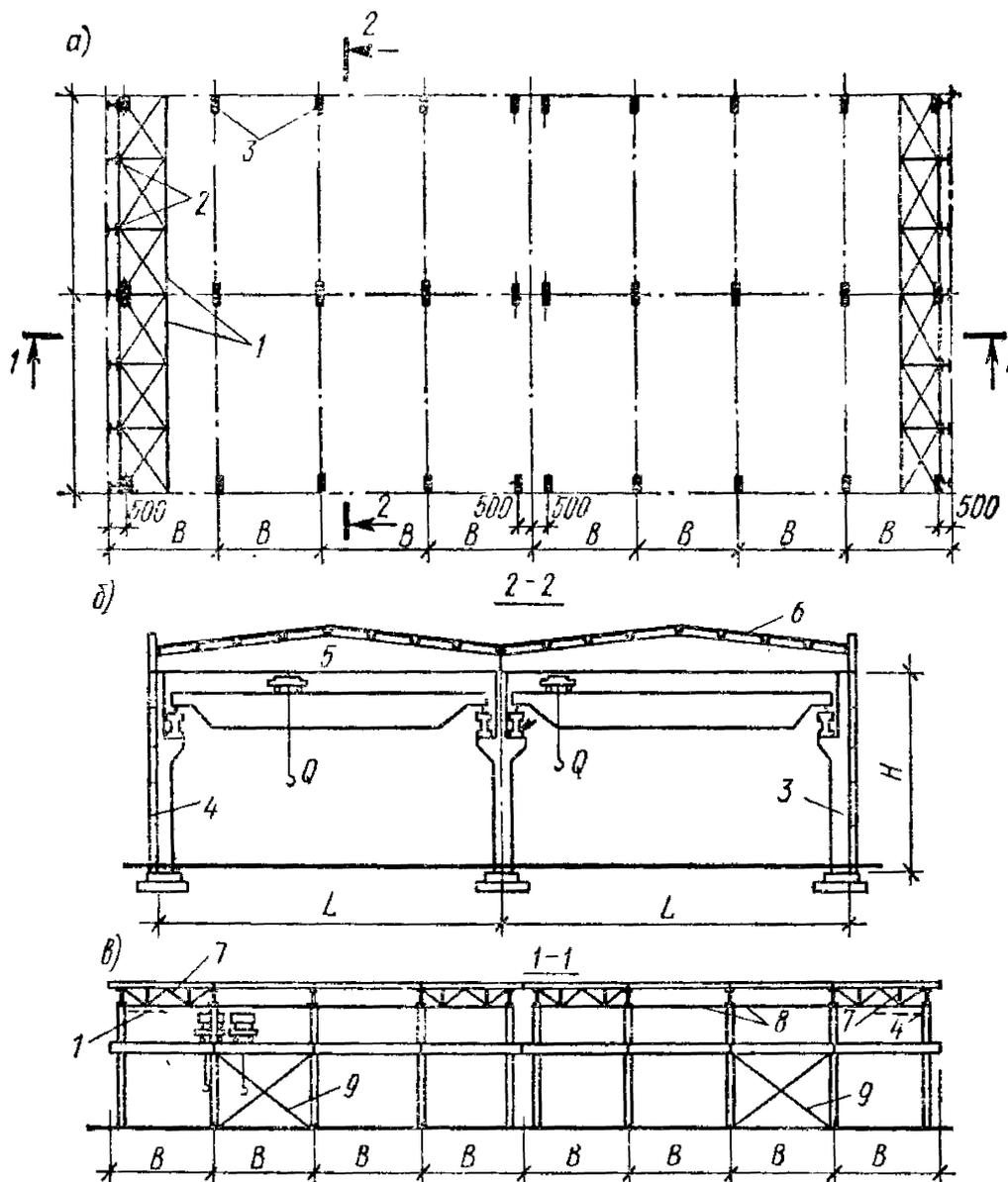


Рис. 5.1. Основные конструктивные элементы одноэтажного производственного здания:

- 1 – горизонтальные связевые фермы; 2 – стойки торцового фахверка;  
 3 – колонна; 4 – стеновые панели; 5 – стропильные конструкции; 6 – плиты покрытия; 7 – вертикальные связи на опорах стропильных конструкций;  
 8 – распорки по верху колонн; 9 – вертикальные связи по колоннам

Высота здания зависит от технологического процесса, наличия подъемно-транспортного оборудования, от учета необходимых зазоров, габаритов, стенового ограждения, типов конструкций покрытия, наличия фонарей.

По типовым требованиям отметка верха колонны (или низа стропильной конструкции покрытия) должна быть кратна 600 мм.

### ***Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий***

Современные одноэтажные производственные здания в большинстве случаев решаются по каркасной схеме. Каркас здания может быть образован из плоских элементов, работающих по балочной схеме (ригелей, на которые опираются плиты покрытия, и колонн, заделанных в фундаменты), или включать в себя пространственную конструкцию покрытия.

Покрытие зданий может быть:

- беспрогонным;
- по прогонам.

В *беспрогонном* случае плиты покрытий (ребристые плиты) укладываются на стропильные конструкции.

Расположение стропильных конструкций может быть поперечным и продольным.

При поперечном расположении стропильных конструкций возможны следующие варианты конструктивных схем здания:

- шаг крайних и средних колонн и, соответственно, стропильных конструкций совпадает;
- шаг колонн – 12 м, шаг стропильных конструкций – 6 м;
- шаг крайних колонн 6 м, шаг средних колонн – 12 м.

Во втором и третьем случае используются подстропильные конструкции.

При *прогонной системе* конструкции покрытия укладываются на дополнительные балки (прогоны), которые опирают на стропильные конструкции покрытия.

### ***Компоновка конструктивной схемы зданий***

В задачу компоновки конструктивной схемы входят: выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания; компоновка покрытия; разбивка здания на температурные блоки; выбор схемы связей, обеспечивающих пространственную жесткость здания, и т.п.

***Выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания.*** С целью сокращения количества типоразмеров конструкций установлены единые унифицированные сетки колонн  $L \times B$ . Для различных объемно-планировочных решений зданий, выполняемых в железобетоне: для зданий без мостовых кранов: 12×6, 18×12, 24×12 м при высотах здания  $H = 3,6...14,4$  м через 1,2 м; для зданий с мостовыми кранами: 18×12, 24×12, 30×12 м при  $H = 8,4...18$  м через 1,2 м.

Сетка колонн увязывается с технологией производственного процесса и выбирается на основании техникоэкономического анализа. Более крупная сетка оправдана, когда удорожание строительных конструкций компенсируется экономией производственных площадей или другими технологическими преимуществами (более удобное обслуживание и т.п.).

Если в зданиях имеется подвесной транспорт, воздуховоды, подвесные потолки и т.п., то шаг ригелей устанавливают с учетом дополнительных за-

трат, связанных с устройством этих конструкций. В этих случаях более экономичным может оказаться шаг ригелей 6 м.

В целях обеспечения максимальной типизации элементов каркаса приняты следующие привязки к продольным и поперечным координационным (разбивочным) осям:

– колонн *крайних* рядов к продольным координационным осям (рис. 5.2, а,б): нулевая привязка – в зданиях без мостовых кранов (при шаге колонн 6...12 м) и в зданиях с мостовыми кранами при шаге колонн  $B = 6$  м,  $Q \leq 30$  т,  $H \leq 16,2$  м; привязка 250 мм – при  $B = 6$  м,  $Q > 30$  т, и во всех случаях при  $B \geq 12$  м;

– геометрические оси *средних* колонн совмещаются с продольными координационными осями;

– колонны в торце здания и у температурного шва смещаются относительно поперечной разбивочной оси внутрь температурного блока на 500 мм (рис. 5.2, в).

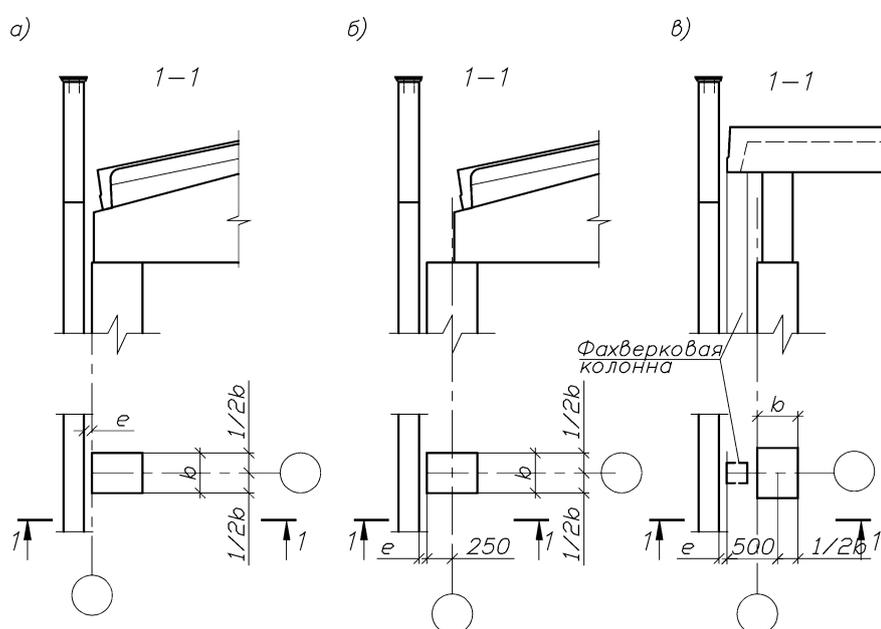


Рис. 5.2. Привязки колонн крайних рядов:

а и б – в крайних продольных рядах здания; в – в торце здания

Высота здания определяется технологическими условиями и назначается исходя из заданной отметки верха кранового рельса. Остальные размеры колонны по высоте определяются согласно рис. 5.3:

$$H_2 = H_{\text{кр}} + a_1,$$

$$H = H_1 + H_2,$$

где  $H_1$  – заданная по условиям технологии отметка головки кранового рельса.

$a_1$  – зазор между краном и стропильной балкой ( $\geq 150$  мм).

$$H_B = H_B + H_P + H_2,$$

$$H_H = H - H_B + a_2$$

$$H_K = H_B + H_H$$

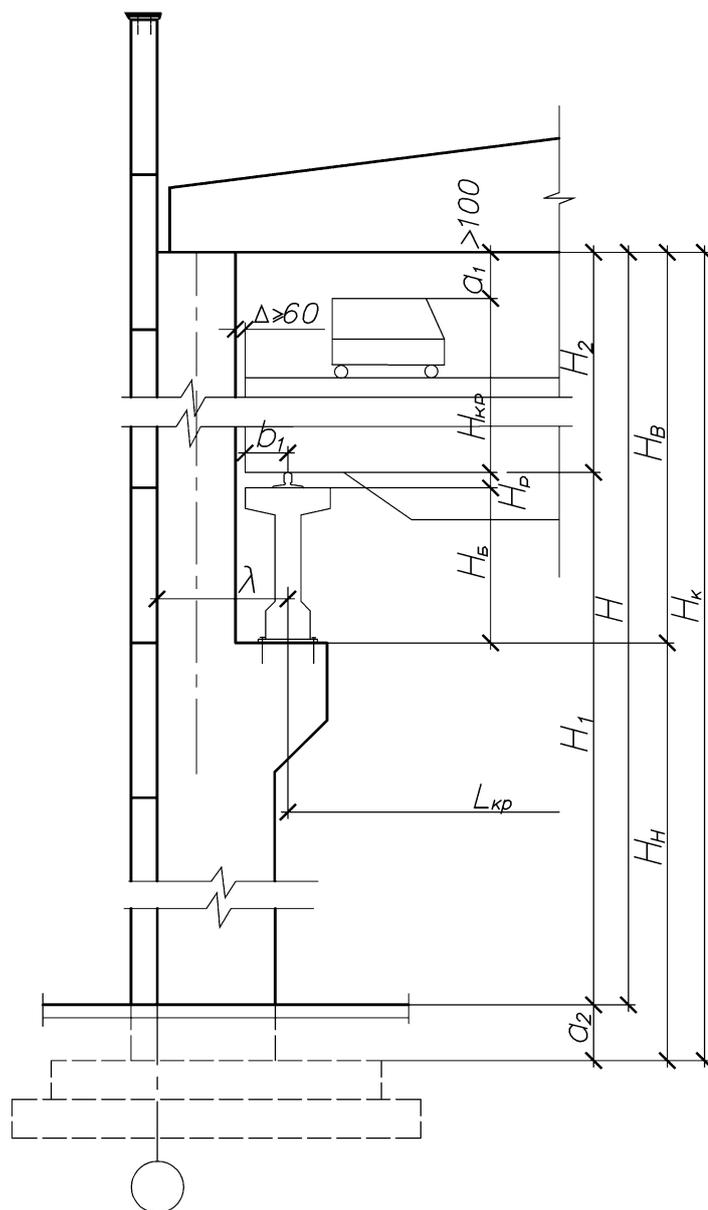


Рис. 5.3. Компоновка поперечной рамы

Кроме того, полную высоту колонн  $H$  необходимо назначать с учетом размещения типовых стеновых панелей и оконных переплетов по высоте.

При наличии железобетонных подстропильных конструкций высота верхней части колонн уменьшается на 600 мм.

**Компоновка покрытия.** Плоские покрытия компонуют по двум схемам: беспрогонной и прогонной. При *беспрогонной* схеме плиты покрытия укладывают по ригелям поперечных рам и крепят с помощью сварки закладных деталей.

При решении покрытия по *беспрогонной* схеме возможно поперечное и продольное расположение ригелей, а также большепролетных пространственных конструкций (складок, оболочек и т.п.).

### **Устройство температурно-деформационных швов**

Вследствие больших размеров промышленных зданий в плане и непрерывности покрытия, представляющего единую жесткую плиту, изменения

температуры наружного воздуха вызывают заметные деформации (удлинения и укорочения) поперечных и продольных ригелей, подкрановых балок и т.п. Усадка бетона приводит к аналогичным деформациям укорочения элементов. Эти деформации приводят к возникновению значительных дополнительных усилий в колоннах (рис. 5.4), которые могут вызвать образование чрезмерных трещин и разрушение части элементов.

Для уменьшения такого рода усилий в конструкциях предусматривают температурно-усадочные швы, устраиваемые на спаренных колоннах с доведением шва до верха фундамента.

Если расстояние между швами не превышает определенных значений, а условия эксплуатации ригелей покрытия допускают образование трещин, то расчет на температурные воздействия может не производиться. В этом случае максимально допустимое расстояние  $l_{tb}$  между швами составляет в отапливаемых одноэтажных промышленных зданиях из сборного железобетона 72 м, в неотапливаемых – 48 м. В ряде случаев оказывается целесообразным рассчитывать каркас на температурные воздействия и увеличивать  $l_{tb}$ . Это дает экономию за счет уменьшения числа поперечных рам.

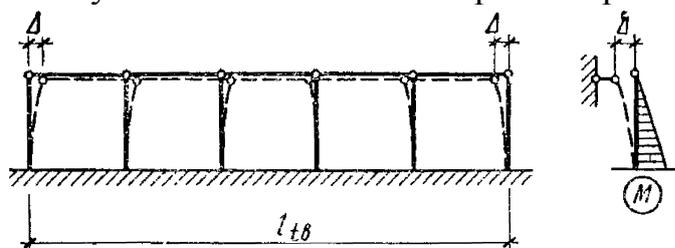


Рис. 5.4. Схема деформаций продольной рамы от температурных воздействий

Температурные деформации в пределах блока вычисляются по формуле

$$\Delta_t = \alpha_c \cdot l_{tb} \cdot \Delta t^\circ,$$

где  $\alpha_c$  – линейный коэффициент температурного расширения бетона, равный  $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ ;

$\Delta t^\circ$  – максимальный расчетный перепад температуры.

Усилия в конструкциях, вызванные указанными деформациями, определяют методами строительной механики.

В тех случаях, когда здание возводится на площадке с разнородными грунтами, а также, когда его части имеют различную высоту и т.п. и возможно их неравномерное вертикальное смещение, устраивают осадочные швы. Ими разрезают здание, включая и фундаменты, чтобы обеспечить частям здания независимую осадку. Осадочные швы обычно совмещают с температурно-усадочными.

### ***Продольные и поперечные рамы***

Каркас одноэтажного производственного здания является пространственной системой, состоящей из заземленного фундамента колонн, объединенных в пределах температурного блока стропильными и подстропильными конструкциями, плитами покрытия или оболочками, а также связями.

Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальную и горизонтальную нагрузку (рис. 5.5).

**Поперечная** рама является основным элементом каркаса, которая образуется из колонн и конструкций покрытия. При этом колонны и стропильные конструкции покрытия сопрягаются при помощи закладных деталей, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Поэтому такие соединения податливы, то есть позволяют сопрягаемым элементам взаимно поворачиваться при действии нагрузок. Именно поэтому в расчетных схемах принимаются шарнирные соединения, хотя эти узлы сопряжения воспринимают небольшие моменты, обычно не учитываемые для упрощения расчета. Так же при шарнирном опирании достигается простота монтажа. Поперечная рама воспринимает нагрузки от собственного веса конструкции, стенового ограждения, подъемно-транспортного оборудования, снега, ветра, и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении.



Рис. 5.5. Схема поперечной и продольной рамы

**Продольная** рама каркаса включает один продольный ряд колонн в пределах температурного блока, а также конструкции покрытия, подстропильные конструкции и подкрановые балки. Продольная рама обеспечивает жесткость каркаса в продольном направлении и воспринимает следующие нагрузки:

- торможение крана;
- действие ветра на торцы здания и фонарей;
- усилия в колоннах от температурных воздействий.

Рама здания в продольном направлении объединены между собой жесткими дисками покрытия, т.е., плитами покрытия с замоноличенными швами. К элементам каркаса так же относят фахверковые колонны, воспринимающие нагрузку от ветра, а также стеновые панели торцов здания.

### *Обеспечение пространственной жесткости*

Пространственная жесткость железобетонного каркаса здания – это его способность сопротивляться горизонтальным нагрузкам

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания обеспечивается:

- заземлением колонн в фундаментах;
- жестким диском покрытия;
- стальными связями по колоннам и покрытию.

В **поперечном** направлении в одноэтажных промышленных зданиях связи, как правило, не устанавливаются (из-за технологического процесса).

Поэтому жесткость каркаса в поперечном направлении должна быть обеспечена колоннами и диском покрытий (поперечными рамами).

В **продольном** направлении общая устойчивость каркаса обеспечивается продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными крестовыми или порталными стальными связями. В зданиях с мостовыми кранами они устанавливаются всегда, размещаются в одном и том же шаге, как правило, посередине температурного блока, на высоту от пола до низа подкрановой балки (рис. 5.1).

Связи рассчитывают на ветровые нагрузки, приложенные к торцевым стенам здания, а также на действие тормозных нагрузок от действия крана. В общем случае система связей имеет следующее основное назначение:

- обеспечение жесткости покрытия;
- обеспечение устойчивости сжатых поясов стропильных конструкций;
- восприятие ветровых нагрузок, действующих на торец здания;
- восприятие тормозных усилий от моста крана.

Система связей работает совместно с элементами каркаса и повышает пространственную жесткость каркаса.

### ***Последовательность статического расчета***

**Каркас** – это нелинейно деформированная статически неопределимая система, находящаяся под действием переменных и постоянных нагрузок. Нелинейность системы обусловлена следующими факторами:

- геометрические факторы (учет продольного изгиба, т.е. эффектов второго порядка);
- физические факторы (наличие трещин, неупругих деформаций бетона и их влиянием на жесткость).

Существует два основных метода расчета каркасов:

- расчет по деформированной схеме;
- расчет по недеформированной схеме.

Расчет рам необходимо производить как **нелинейно-деформируемую систему** с учетом физической и геометрической нелинейности, с учетом влияния трещин, неупругих деформаций бетона, ползучести, то есть с учетом соответствующих жесткостей с учетом продольного изгиба.

При этом методе следует так же учитывать для колонн влияние усилий в одной плоскости на жесткость в другом направлении. Однако, такой расчет вручную достаточно сложен, поэтому расчет рам на расчетные воздействия, за исключением вынужденных перемещений, в инженерных (практических) расчетах допускается выполнять по недеформируемой схеме.

В этом случае раму рассматривают как упруго-линейная деформируемая система без учета влияния трещин на жесткость. Расчет рам в этом случае обычно производят методом перемещений. В случае, когда необходим учет податливости узлов сопряжения элементов рамы, расчет производят по методу сил. Результатом расчета является величина смещения рамы  $\Delta$ , то есть раскрывается статическая неопределимость рамы, после чего определяют реакции опор и усилия в требуемых сечениях колонн.

**Цель** статического расчета – определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы. Общая последовательность:

- разработка расчетной схемы рамы и назначение метода расчета;
- выбор типа колонн (сечение и жесткость);
- определение величины воздействий и точек их приложения (определение эксцентриситета);
- определение усилий в колоннах отдельно от отдельных видов нагрузок;
- окончательный расчет сечений колонны, производимый на совместное физически возможное одновременное действие усилий.

Поперечная рама одноэтажного каркасного здания испытывает действие постоянных нагрузок от массы покрытия и различных временных нагрузок от снега, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов, положительного и отрицательного давления ветра и др. (рис. 5.6).

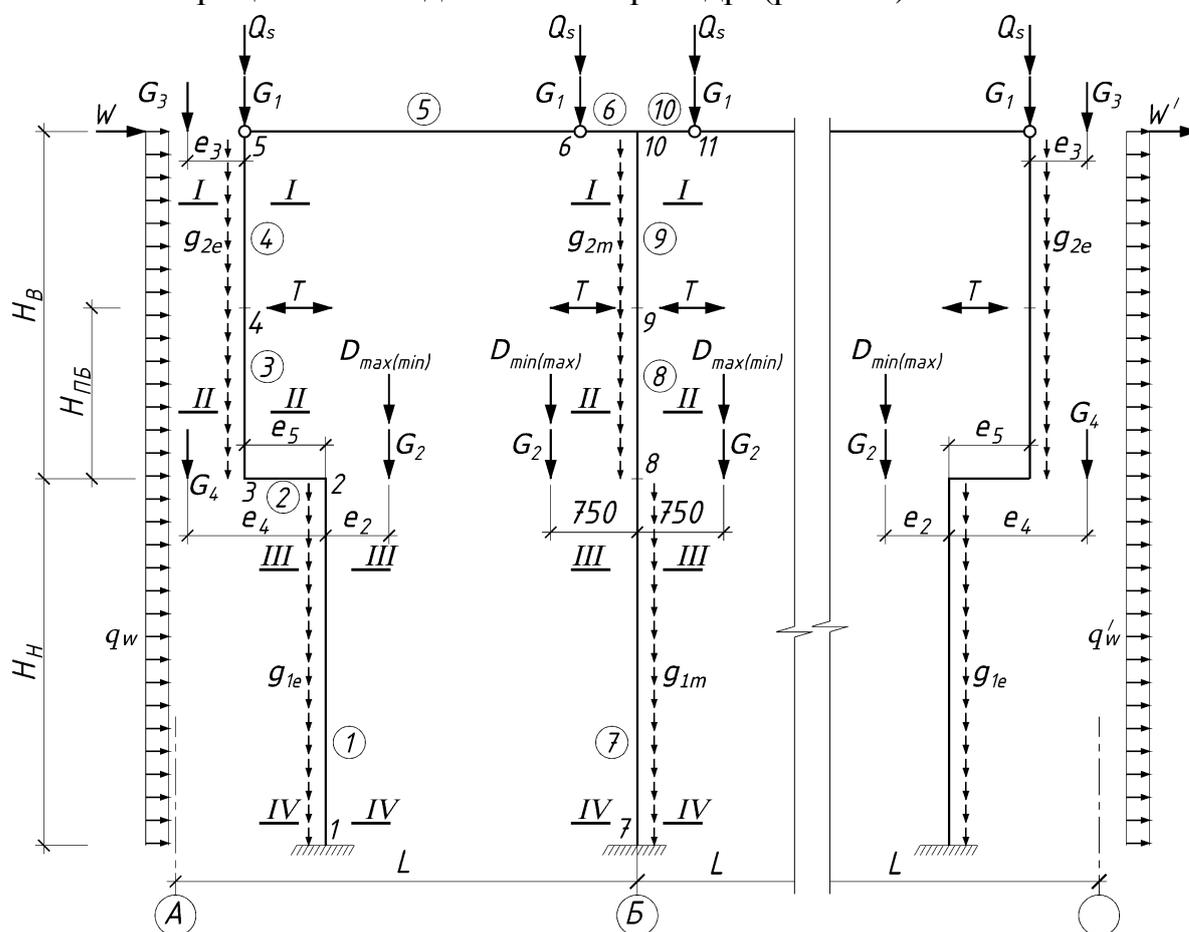


Рис. 5.6. Расчетная схема поперечной рамы с учитываемыми нагрузками

В расчетной схеме рамы соединение ригеля с колонной считается шарнирным, а соединение колонны с фундаментами – жестким. Длину колонн принимают равной расстоянию от верха фундамента до низа ригеля. Цель расчета поперечной рамы – определить усилия в колоннах и подобрать их сечение. Ригель рамы рассчитывают независимо, как однопролетную балку, ферму или арку.

Постоянная нагрузка от массы покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля  $G_1$ . Эту нагрузку подсчитывают по соответствующей грузовой площади. Вертикальная нагрузка приложена по оси опоры ригеля и передается на колонну к разбивочной оси с эксцентриситетом (рис. 5.7):

– в верхней надкрановой части

при привязке наружной грани колонны 250 мм

$$e_1 = 250 + 175 - h_B/2 = 250 + 175 - 600/2 = 125 \text{ мм}$$

при «нулевой» привязке (может приниматься равным нулю)

$$e_1 = 175 - h_B/2 = 175 - 380/2 = -15 \text{ мм,}$$

– в нижней подкрановой части независимо от привязки

$$e_5 = (h_H - h_B)/2$$

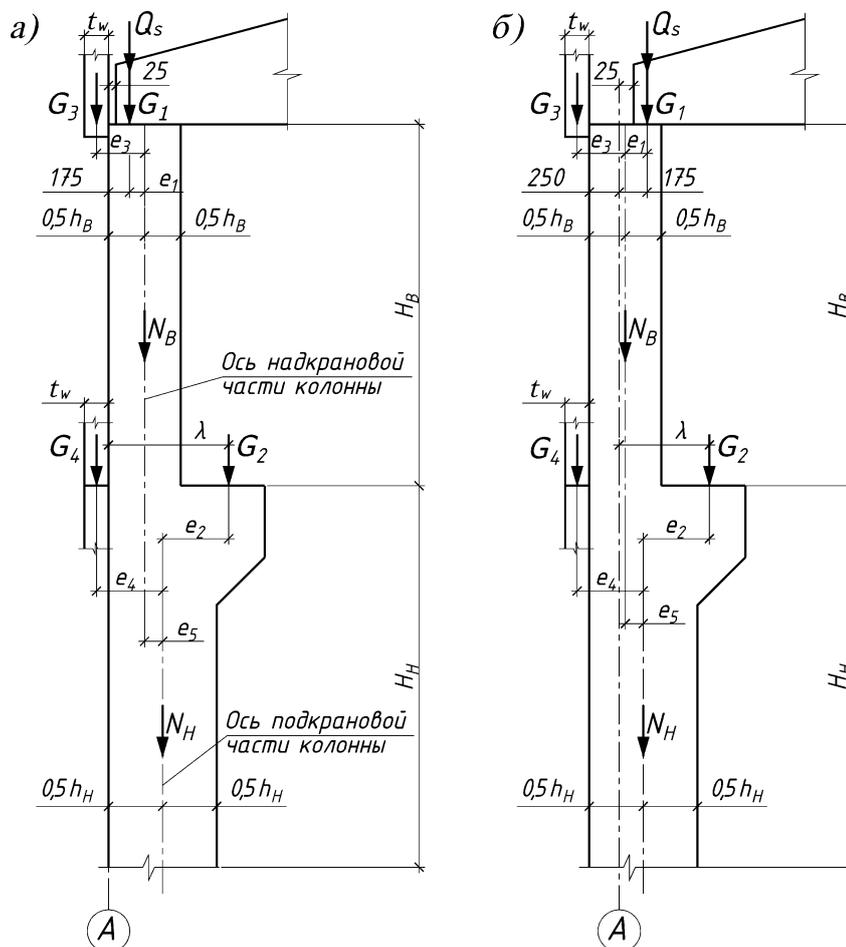


Рис 5.7. Схема для определения эксцентриситетов продольных сил в крайней колонне:

а – с «нулевой» привязкой; б – с привязкой 250 мм

При этом в колонне возникают моменты, равные  $M_1 = G_1 \cdot e_1$  и  $M_5 = G_1 \cdot e_5$  соответственно.

Мостовые краны различают по режиму работы:

– легкий режим – при редкой работе крана с малой скоростью передвижения до 60м/мин.

– средний режим – интенсивная работа крана со скоростью движения до 100м/мин.

– тяжелый режим – интенсивный режим с работой крана в три смены со скоростью движения крана более 100м/мин.

В справочниках приведены данные в зависимости от грузоподъемности крана и режима его работы для определения величин  $Q_{r,max}$  и  $Q_{r,(max)}$  – давления на колесо крана. Горизонтальная нагрузка  $H_{T,3}$ , вызываемая торможением тележки воспринимается колоннами каркаса ПРЦ (поперечная рама) – знакопеременная нагрузка. Нагрузка, вызываемая торможением моста крана, воспринимается продольной рамой, в частности связями.

## Тема 5.2. Колонны одноэтажных зданий

### *Типы поперечных сечений колонн*

Колонны одноэтажных зданий подразделяются:

по назначению

- основные;
- фахверковые.

по расположению:

- крайнего ряда;
- среднего ряда;
- торцевые.

по наличию и виду подъемно-транспортного оборудования:

- крановые;
- бескрановые.

в зависимости от вида сечения и высоты колонны:

- сплошного постоянного сечения;
- ступенчатые колонны – с изменяющимся сечением по высоте;
- двухветвевые колонны.

по виду сечения:

- квадратное;
- прямоугольное;
- сквозное;
- полое – в случае центрифугированных колонн.

Колонны **сплошного** сечения в типовых сериях применяются при:

- пролетах до 24 м;
- кранах, грузоподъемности до 30 т;
- при высоте от пола до низа стропильной конструкции до 14,4 м.

Колонны **сквозного** сечения (двухветвевые колонны) применяют при:

- при пролетах более 30 м;
- кранах, грузоподъемностью более 30 т;
- при высоте от пола до низа стропильной конструкции 14,4 м и выше.

В строительстве одноэтажных производственных зданий из сборного железобетона преимущественно применяют колонны сплошного квадратного и прямоугольного сечения, развитого в плоскости действия большего изги-

бающего момента, а также двухветвевые с ветвями прямоугольного сечения. Последние рекомендуется использовать при значительных нагрузках и высоте более 14,4 м. Характерные виды колонн представлены на рис. 5.8.

За рубежом двухветвевые колонны практически не применяются из-за высокой трудоемкости изготовления. В последнее время подобная тенденция наблюдается и в РФ.

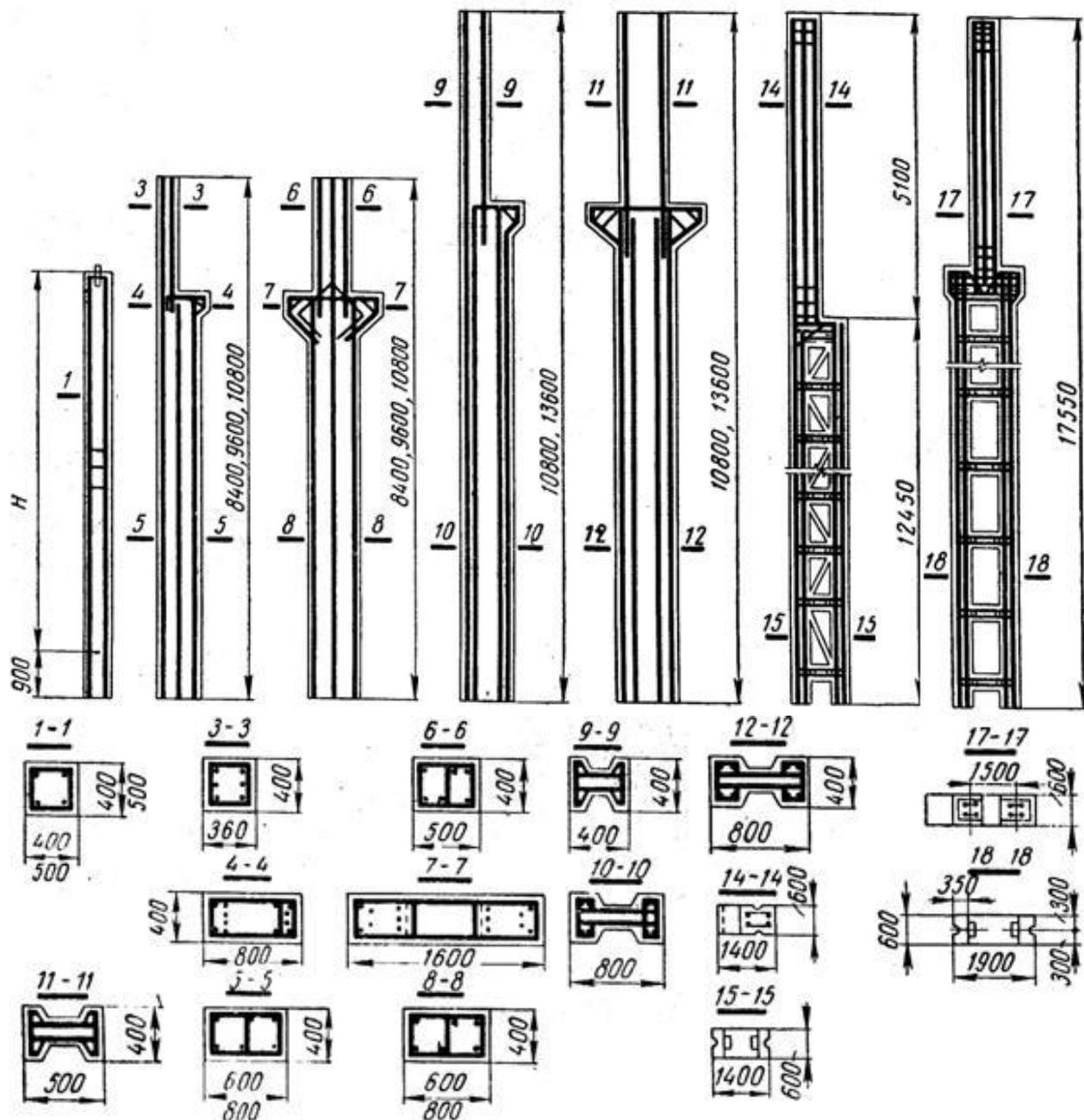


Рис. 5.8. Конструкции колонн одноэтажных зданий

Размеры колонн по высоте выше отметки чистого пола определяются технологическими требованиями к проектируемому зданию с учетом размещения в необходимых случаях кранового оборудования и принимаются кратными 0,6 м от уровня чистого пола, принимаемого в проектах условно  $\pm 0.000$ .

Размеры колонн по высоте ниже отметки чистого пола определяются расстоянием от чистого пола до верха фундамента и условиями заделки ко-

лонн в фундамент. При отсутствии специальных технологических требований расстояние от чистого пола до верха фундамента принимается равным 0,15 м (из условия окончания работ нулевого цикла до начала монтажа колонн).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям.

В целях унификации сечения колонн под разные нагрузки в пределах одного здания рекомендуется принимать одинаковыми, регулируя несущую способность за счет изменения армирования в допустимых пределах и повышая класс бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицированных колонн.

Размеры сечения колонн принимают не менее 300×300 мм. С учетом ограничений, установленных практикой проектирования, приняты следующие минимальные размеры сечения:

для колонн крайнего ряда:

– надкрановой части:  $h \times b = 380 \times 400$  мм;

– подкрановой части:  $h \times b = 600 \times 400$  мм.

для колонн среднего ряда:

– надкрановой части:  $h \times b = 600 \times 400$  мм;

– подкрановой части:  $h \times b = 800 \times 400$  мм.

Бетон для колонн рекомендуется принимать в зависимости от условий эксплуатации здания, но не ниже  $C^{20}/_{25}$ . Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 16 мм и поперечной арматурой из стали класса S500.

### ***Общая последовательность расчета и конструирования колонн:***

Колонны являются гибкими сжатыми элементами и поэтому согласно всем нормам необходим учет влияний гибкости и начальных эксцентриситетов (см. тему 2.4).

Расчет колонн одноэтажных производственных зданий выполняется отдельно для надкрановой и подкрановой частей здания, поскольку части колонны отличаются размерами поперечного сечения и условиями закрепления концов стержней:

– подкрановая часть – защемление в фундаменте и в консоли;

– надкрановая часть – защемление в консоли и шарнирно подвижное опирание на ригель рамы.

*Шаг 1.* Назначение типа конструктивного решения колонны (зависящий от вида каркаса) и расчетной схемы колонны.

*Шаг 2.* Определение действующих нагрузок и усилий.

*Шаг 3.* Выполнение статического расчета каркаса здания методом перемещений или методом конечных элементов.

*Шаг 4.* Анализ результатов расчета и составление расчетных сочетаний усилий в соответствии требованиями [1]:

–  $M_{\max}$ ,  $N_{\text{соотв}}$ ;

- $M_{\min}, N_{\text{соотв}}$ ;
- $N_{\max}, M_{\text{соотв}}$ ;
- $N_{\min}, M_{\text{соотв}}$ .

Сочетания составляются для расчетных сечений колонны (рис. 5.6):

- сечение I–I – верхний конец надкрановой части колонны;
- сечение II–II – непосредственно над консолью;
- сечение III–III – непосредственно под консолью;
- сечение IV–IV – на уровне верхнего обреза фундамента.

*Шаг 5.* Определение эффектов (моментов) *первого* порядка.

Расчет колонны выполняется на действие каждого сочетания усилий.

Эффекты первого порядка – эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств. Моменты первого порядка в колоннах определяются без учета гибкости, при этом следует учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии сечений и в расположении нагрузок (геометрических несовершенств).

Эффекты первого порядка могут учитываться в виде эксцентриситета, определяемого из следующих условий: минимальный эксцентриситет  $e_0 = h/30$ , но не менее 20 мм, при этом  $h$  является высотой сечения; либо в виде геометрических несовершенств, которые могут быть представлены углом наклона стоек рамы согласно п. 5.2.(5) [7].

*Шаг 6.* Проверка и, при необходимости учет эффектов *второго* порядка – дополнительных эффектов от воздействий, обусловленных деформацией конструкции. Для гибких сжатых элементов необходим анализ необходимости учета продольного изгиба.

Непосредственный учет эффектов второго порядка зависит от отношения фактической и предельной гибкости. Фактическая гибкость – отношения расчетной длины к радиусу инерции. Предельная гибкость  $\lambda_{\text{lim}}$  – определяется с учетом специфики каждой страны.

*Шаг 7.* Определение области деформирования сечения колонны с помощью относительного момента сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

*Шаг 8.* Определение площади арматуры. Выполняется по значению изгибающего момента относительно центра тяжести, растянутой (или менее сжатой арматуры).

*Шаг 9.* Конструирование колонн. Конструктивные особенности сжатых элементов согласно требованиям п.9.5.2, 9.5.3 [7]:

- общее количество продольной арматуры должно быть не менее  $A_{s,\min}$ :

$$A_{s,\min} \geq \begin{cases} \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}, \\ 0,002A_c, \end{cases}$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное усилие,

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести арматуры;

– площадь продольной арматуры не должна превышать  $A_{s,max} = 0,04A_c$ , за исключением сечений соединений внахлестку, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до  $0,08A_c$ ;

– в колоннах прямоугольного сечения не менее одного стержня должно быть расположено в каждом углу;

– диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

– поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

– расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше  $s_{cl,max}$ :

$$s_{cl,max} \leq \begin{cases} 20\varnothing \text{ меньшего продольного стержня,} \\ \min(b, h) - \text{меньший размер сечения колонны,} \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

– максимальное расстояние между стержнями может быть уменьшено до  $0,6s_{cl,max}$  в следующих случаях:

а) в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже балки.

б) в сечениях вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. По длине нахлестки требуется располагать не менее трех хомутов.

Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплен (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

### **Определение требуемой площади сечения продольной рабочей арматуры**

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее целесообразно применять симметричное армирование сечений подкрановой и надкрановой частей, т.к. максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях незначительно отличаются по величине.

Определение  $A_{s1} = A_{s2}$  начинается с предположения о том, что напряжения в арматуре у обеих граней сечения (растянутой  $A_{s1}$  и сжатой  $A_{s2}$ ) достигли расчетной прочности  $f_{cd}$ .

По полученному значению  $\alpha_c$ , пользуясь данными справочной таблицы, определяется область деформирования. Значение  $\alpha_c$  может оказаться в одной из 4-х областей деформирования:

– область деформирования 1b:  $\alpha_c \leq \frac{17}{81}$ ;

– область деформирования 2:  $\frac{17}{81} \leq \alpha_c \leq \frac{17}{21} \xi_{lim}$ ;

– область деформирования 3:  $\frac{17}{21}\xi_{\text{lim}} \leq \alpha_c \leq \frac{17}{21}\beta_h$ ;

– область деформирования 4:  $\alpha_c > \frac{17}{21}\beta_h$ .

Дальнейший ход расчета зависит от выявленной области деформирования.

*Области деформирования 1б и 2 (случай больших эксцентриситетов).*

По полученному значению относительного усилия  $\alpha_c$  пользуясь формулами из таблицы П.6 определяем значения относительной высоты  $\xi$  и относительного изгибающего момента  $\alpha_m$ .

Определяем площадь сжатой и растянутой арматуры  $A_{s1} = A_{s2}$  по формуле:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1} - \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Принимаем для дальнейшего расчета площадь арматуры, исходя из сортамента, но не менее чем по конструктивным требованиям.

Определяем значения относительных деформаций в сжатой арматуре  $\varepsilon_{s2}$  по формулам таблицы П.8 Приложения:

– для области деформирования 1б  $\varepsilon_{s2} = 10 \frac{\xi - \delta}{1 - \xi}$ ,

– для области деформирования 2  $\varepsilon_{s2} = 3,5 \frac{\xi - \delta}{\xi}$ , где  $\delta = c_1/d$ .

В случае, когда полученные значения  $\varepsilon_{s2}$  оказались больше значения деформаций  $\varepsilon_{sy}$ , т.е. напряжения в сжатой арматуре достигли расчетной прочности, проверку несущей способности сечения выполняется по формуле:

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1).$$

В случае, когда полученные значения  $\varepsilon_{s2}$  оказались меньше значения деформаций  $\varepsilon_{sy}$ , т.е. напряжения в сжатой арматуре не достигли расчетной прочности, для проверки несущей способности сечения необходимо уточнить положение нейтральной оси колонны.

Положение нейтральной оси определяется из условия равенства внешней продольной силы  $N_{Ed}$  и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре:

$$N_{Ed} - \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s1} - \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 0.$$

где  $\sigma_{s2}$  – напряжения в сжатой арматуре

При этом значения  $\alpha_c$  определяются в зависимости от области деформирования по таблице П.8 в зависимости от зоны деформирования.

Напряжения в сжатой арматуре  $\sigma_{s2}$  определяются по формуле

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2}.$$

Задаваясь значением относительной высоты  $\xi$  методом последовательных приближений достигается выполнение условия равенства внешней продольной силы  $N_{Ed}$  и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре.

Проверку несущей способности сечения выполняется по формуле

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} (d - c_1).$$

Следует отметить, что для области деформирования 1в условие равенства внешней продольной силы  $N_{Ed}$  и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2} \frac{\xi - \delta}{1 - \xi} = \frac{16\xi - 1}{15},$$

где  $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$

$$\alpha_{s1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$$

$$\alpha_{s2} = \frac{10E_s \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Вычисляются предварительно промежуточные параметры

$$p = \frac{-15(\alpha_n + \alpha_{s1} + \alpha_{s2}) - 17}{16};$$

$$q = \frac{15(\alpha_n + \alpha_{s1} + \alpha_{s2} \cdot \delta) + 1}{16}.$$

Находится относительная высота сжатой зоны

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

Следует отметить, что для области деформирования 2 условие равенства внешней продольной силы  $N_{Ed}$  и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2} \frac{\xi - \delta}{\xi} = \frac{17}{21} \xi,$$

где  $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$ ,

$$\alpha_{s1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$$

$$\alpha_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot E_s \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Вычисляются предварительно промежуточные параметры

$$p = -\frac{21(\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17}$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s2} \cdot \delta}{17}$$

Находится относительная высота сжатой зоны

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

*Область деформирования 3* (случай малых эксцентриситетов).

В связи с тем, что напряжения в растянутой арматуре при нахождении сечения в этой области деформирования отличаются от принятых ранее для определения относительной высоты сжатой зоны, необходимо выполнить дальнейший расчет с учетом того, что напряжение в растянутой арматуре зависит от высоты сжатой зоны.

В этом случае относительную высоту сжатой зоны находят из условия равновесия всех сил в сечении.

Это условие может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left( \frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где  $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$ ;

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Вычисляются предварительно промежуточные параметры

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17}$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17}$$

Находится относительная высота сжатой зоны

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

*Область деформирования 4* (случай малых эксцентриситетов).

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d},$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left( \frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)}.$$

Для дальнейшего расчета принимается по сортаменту площадь арматуры, но не менее чем по конструктивным требованиям ([7, пп.9.5.2, 9.5.3]).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны  $\xi > \beta_h$ , при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left( 1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Sd} = 0,$$

где:  $p_4 = \left( \frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2$ ,

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}},$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left( \xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где  $E_s$  принимается в ГПа.

Задаваясь значениями  $\xi > \beta_h$ , можно найти величину  $\xi$ , при которой выполняется условие равновесия.

Далее проверяется условие:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[ 1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left( \frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1).$$

### **Расчет и конструирование консоли колонны**

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Расчет консолей колонн выполняется методом тяжей-распорок. Роль тяжей в модели выполняет основная продольная арматура  $A_{s,main}$ , а роль распорки выполняет сжатый бетонный подкос (см. рис. 5.9).

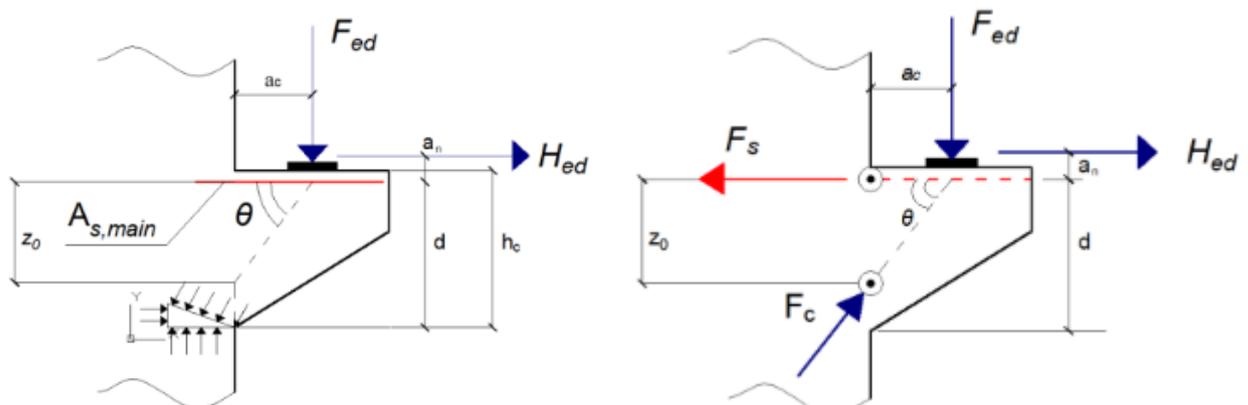


Рис.5.9. К расчету консоли:

- а – система тяжей-распорок в расчете коротких консолей;
- б – схема усилий действующих в консоли

Угол  $\theta$ , как правило, необходимо ограничивать. Рекомендуемые предельные значения равны:

$$1 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 2,5 \quad \text{или} \quad 45^\circ \leq \theta \leq 68^\circ$$

Условия равновесия будут выглядеть следующим образом:

$$M_B^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot (a_n + z_0) = F_s \cdot z_0$$

$$M_A^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot a_n = F_c \cdot a_c \cdot \sin \theta,$$

где  $\theta$  – угол между бетонным сжатым подкосом и осью консоли, перпендикулярной к поперечному усилию;

$b_w$  – ширина сечения консоли;

$z$  – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, может быть использовано приближенное значение  $z = 0,9d$ .

Из условий равновесия можно определить усилия в растянутой арматуре консоли и сжатом подкосе:

$$F_s = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left( 1 + \frac{a_n}{z_0} \right)$$

$$F_c = \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{\sin \theta}$$

Подбор основной продольной арматуры консоли выполняют по найденному усилию

$$A_{s,main} = \frac{F_s}{f_{yd}}$$

Главную растянутую арматуру в основном принимают в виде «П-образных» или замкнутых горизонтальных хомутов. Схемы армирования основной продольной арматурой представлены на рис. 5.10.

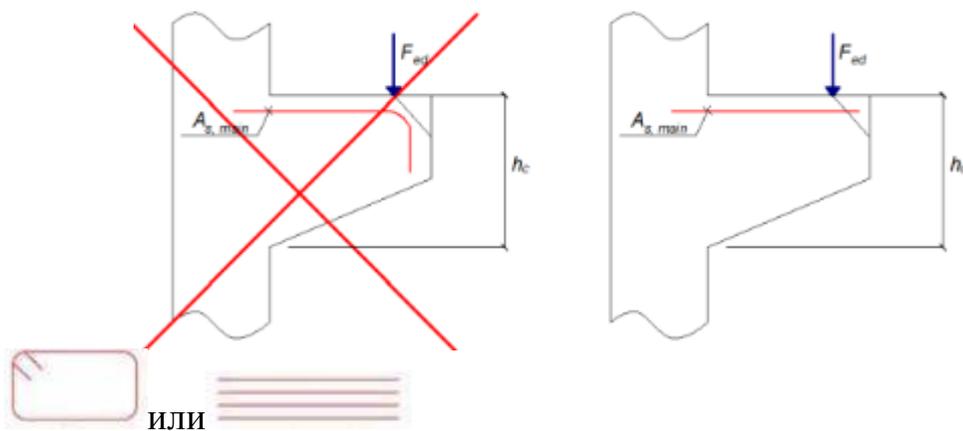


Рис. 5.10. Армирование консоли колонны

Условия анкеровки главной растянутой арматуры коротких консолей согласно требованиям национальных норм изложены в п.11.2.41 [11]. В ТКП EN 1992-1-1-2009\* [7] данные условия не оговариваются.

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противо-

ложной грани, и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

Конструирование горизонтальных хомутов консоли (рис. 5.11) выполняют исходя из следующего соотношения:

– если  $a_c < 0,5h$ , замкнутые горизонтальные или наклонные хомуты должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре по всей высоте консоли. Площадь этих хомутов должна составлять:

$$\Sigma A_{s,ink} = k_1 \cdot A_{s,main}$$

где рекомендуемое значение  $k_1 = 0,25$

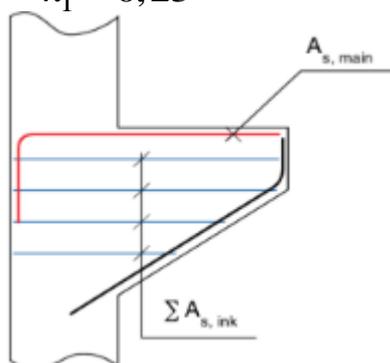


Рис. 5.11. К конструированию горизонтальных хомутов консоли

– в случае если  $a_c \geq 0,5h$ , определяют расчетное значение сопротивления поперечной силе согласно п. 6.2.2 [7]

– если  $a_c > 0,5h$  и  $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ , то кроме горизонтальных хомутов необходимо устанавливать расчетное количество поперечной замкнутой арматуры (замкнутые вертикальные хомуты).

Если  $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ , то площадь арматуры вертикальных замкнутых хомутов (рис. 5.12) определяют из соотношения:

$$\Sigma A_{s,ink} = k_2 \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}},$$

где рекомендуемое значение  $k_2 = 0,5$ .

Если  $F_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  то вертикальное армирование не требуется.

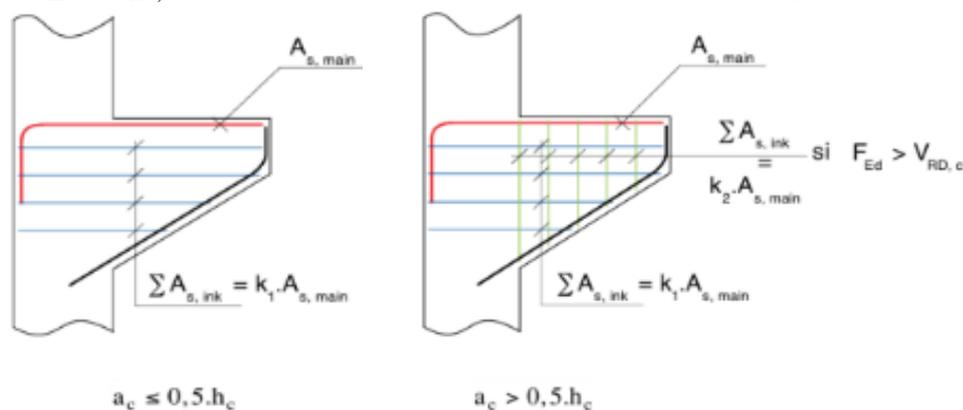


Рис. 5.13. К расчету армирования консоли вертикальными хомутами

**Двухветвевые колонны сквозного сечения** – сложная рамная конструкция, расчет которой выполняется с учетом продольных деформаций, при этом допускается ряд допущений (упрощений) в расчете:

1. Продольная вертикальная нагрузка  $N$  в сквозном сечении распределяется между ветвями по правилу рычага. Это допустимо, т.к. влияние жестких узлов сопряжения элементов на распределение продольных усилий в подкрановых ветвях незначительны;

2. Изгибающие моменты подкрановых ветвях определяются из условия, что нулевые точки моментов расположены по середине высоты рассматриваемых ветвей между распорками;

3. Верхняя распорка принимается с жесткостью равной бесконечности, так как ее погонная жесткость превышает во много раз жесткость ветви и рядовых распорок.

4. При наличии растягивающих усилий в одной из ветвей жесткость на этом участке при расчете по первой группе ПС принимается равной нулю. В этом случае моменты в сжатой ветви определяются из условия передачи всей поперечной силы только на сжатую ветвь.

### Тема 5.3. Подкрановые балки

#### **Основные конструктивные решения, особенности расчёта и конструирования железобетонных подкрановых балок.**

Железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки испытывают динамические воздействия от мостовых кранов и поэтому их применение рационально при кранах среднего режима работы грузоподъемностью до 30 т и кранах легкого режима работы. При кранах тяжелого режима работы и кранах среднего режима работы грузоподъемностью 50 т и более целесообразны стальные подкрановые балки.

Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки (рис. 5.14).

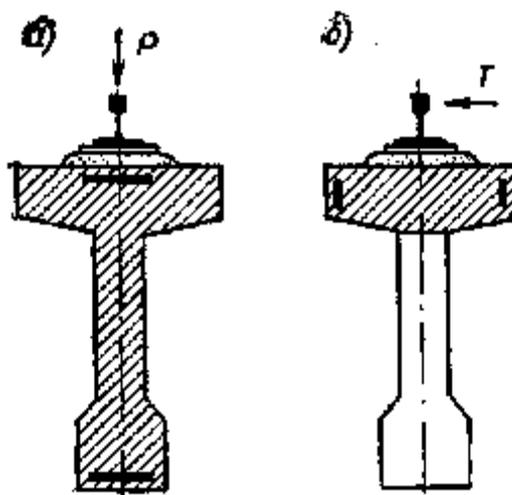


Рис. 5.14. Расчетные сечения подкрановой балки  
а – на вертикальную нагрузку; б – на горизонтальную нагрузку

Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, уменьшает перемещения при поперечных тормозных усилиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; нижняя полка дает возможность удобно разместить напрягаемую арматуру и обеспечить прочность балки при отпуске натяжения. Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки – прямоугольное сечение с верхней полкой.

Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах  $h = (\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10})l$ , толщину верхней полки –  $h'_f = (\frac{1}{7} \dots \frac{1}{8})h$ , ширину верхней полки –  $b'_f = (\frac{1}{10} \dots \frac{1}{20})l$ . По условиям крепления и рихтовки крановых путей принимают размер полки  $b'_f = 500 \dots 650$  мм. Типовые подкрановые балки имеют высоту сечения  $h = 1000$  мм при пролете 6 м и высоту сечения  $h = 1400$  мм при пролете 12 м (рис. 5.15).

Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа выполняют разрезными с монтажным стыком на колоннах.

Горизонтальная сила  $T$  приложена в уровне головки крановых рельсов, но для упрощения расчета, пренебрегая незначительным влиянием эксцентриситета, ее полагают приложенной посередине высоты полки таврового сечения.

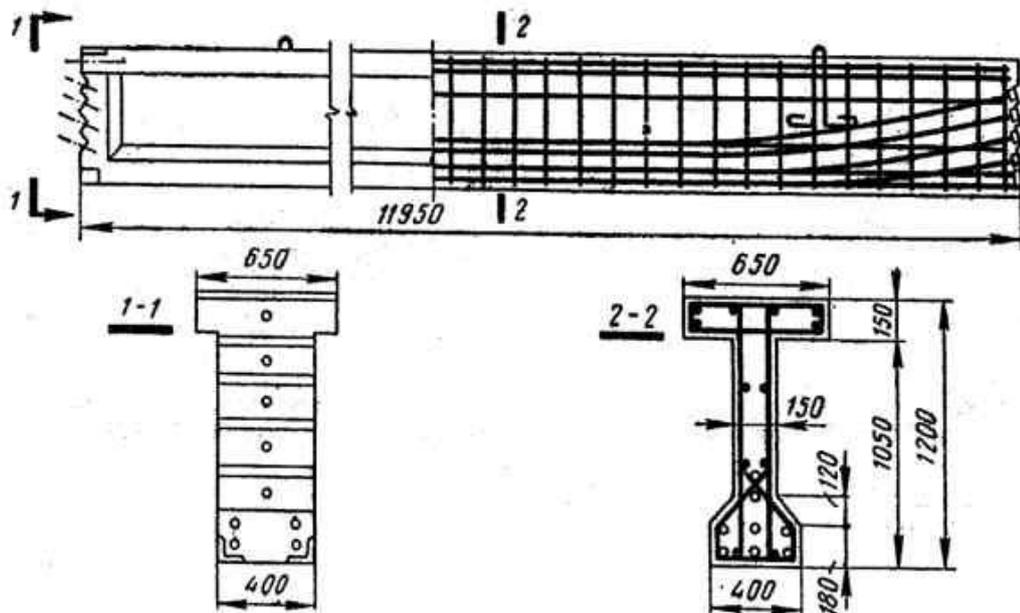


Рис. 5.15. Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м.

Расчет прочности ведется на расчетную нагрузку от двух сближенных мостовых кранов одинаковой грузоподъемности, умноженную на коэффициент сочетаний. Подвижную нагрузку от мостовых кранов располагают в пролете подкрановой балки так, чтобы в ряде сечений по длине пролета получить максимальные усилия  $M$ ,  $V$ . Расстояние между четырьмя силами, пере-

дающимися через колеса мостового крана, устанавливают по габаритам ширины и базы моста (рис. 5.16). Расчет ведут по линиям влияния, располагая одну силу в вершине линии влияния. Максимальные усилия определяют суммированием произведений сил на соответствующие им ординаты.

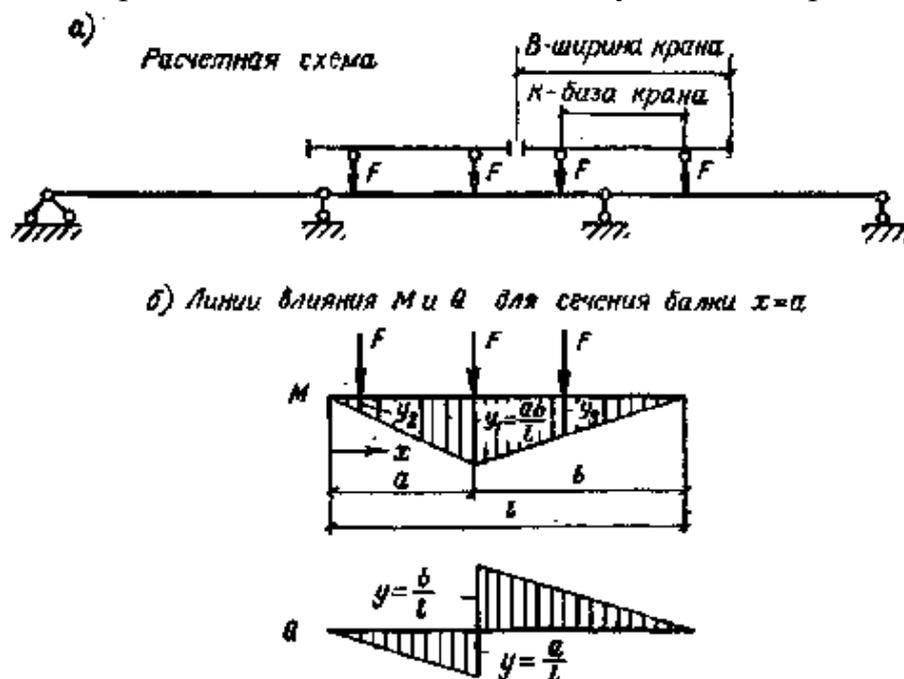


Рис. 5.16. К расчету подкрановой балки

По найденным усилиям строят огибающие эпюры  $M$  и  $Q$ . Ординаты огибающих эпюр можно определить по таблицам, приведенным в справочниках.

Прогиб определяют с учетом действия длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте перегрузки, равном единице, значение прогиба должно быть  $f \leq 1/600$ .

Предварительно напряженные подкрановые балки армируют высокопрочной проволокой, стержневой арматурой, канатами. Арматурные каркасы в связи с динамическими воздействиями на балку выполняют не сварными, а вязаными. На опорах балки усиливают ребрами (уширениями концов) и дополнительной поперечной арматурой в виде стержней, хомутов, сеток, обеспечивающих прочность и трещиностойкость торцов при отпуске натяжения. Для подкрановых балок применяют бетон классов  $C^{25}/30 \dots C^{45}/50$ . Масса подкрановой балки пролетом 12 м составляет 10...12 т.

Соединение подкрановых балок с колоннами выполняют на сварке стальных закладных деталей (рис. 5.17). Для передачи горизонтальных тормозных усилий в стыке устанавливают ребровые накладки, привариваемые к верхним закладным листам балок и специальному закладному листу колонны.

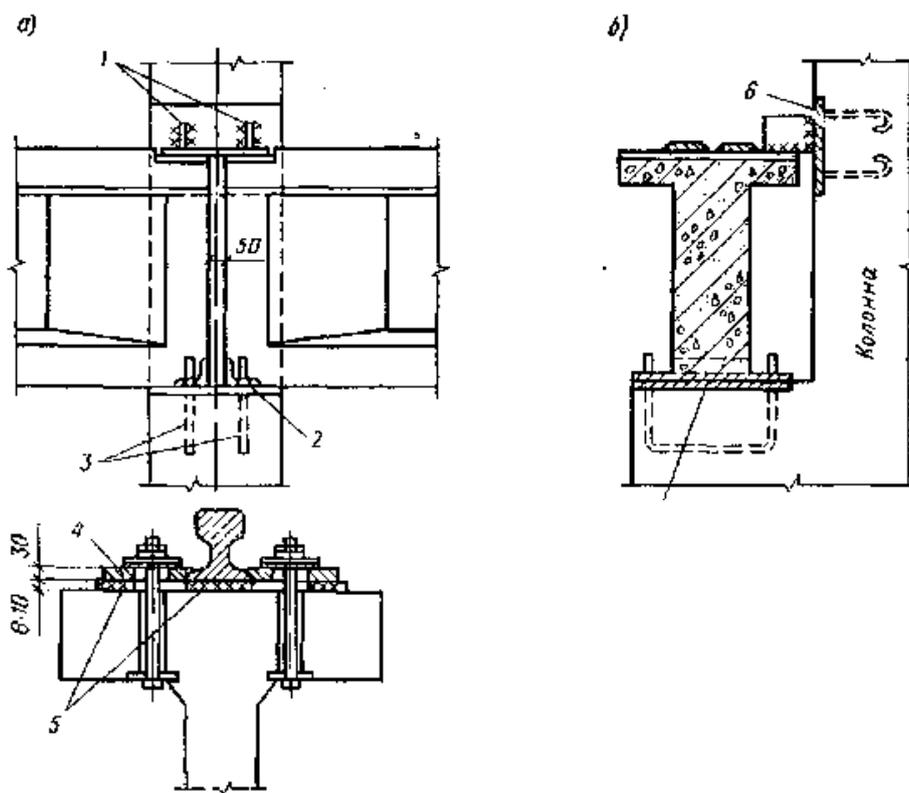


Рис. 5.17. Детали креплений

- a* – подкрановой балки к колонне; *б* – рельса к подкрановой балке;  
 1 – ребровые планки 100×12; 2 – закладная деталь подкрановой балки;  
 3 – анкеры, выпущенные из колонны; 4 – лапка – прижим;  
 5 – упругие прокладки; 6 – закладные детали колонны  $\delta = 8$  мм

Чтобы смягчить удары и толчки, передаваемые на подкрановую балку при движении мостового крана, и уменьшить износ путей, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8–10 мм. При этом принимают во внимание, что предварительно напряженные балки имеют выгиб, а крановый рельс должен получить горизонтальное положение. Рельс после рихтовки прикрепляют к балке болтами с помощью стальных деталей.

#### Тема 5.4. Конструкции покрытия одноэтажных зданий

##### *Конструктивные схемы покрытий. Беспрогонные покрытия и покрытия по прогонам*

Плоские покрытия компонуют по двум схемам: беспрогонной и прогонной. При *беспрогонной* схеме плиты покрытия укладывают по ригелям поперечных рам и крепят с помощью сварки закладных деталей. Приварку каждой панели к ригелю производят в трех точках. Длину опирания продольных ребер на несущие конструкции принимают для плит пролетом 6 м – не менее 80 мм, 12 м – не менее 100 мм. Швы между плитами замоноличивают бетоном.

При решении покрытия по *беспрогонной* схеме возможно поперечное (рис. 5.18,*а...в*) и продольное (рис. 5.18,*г*) расположение ригелей.

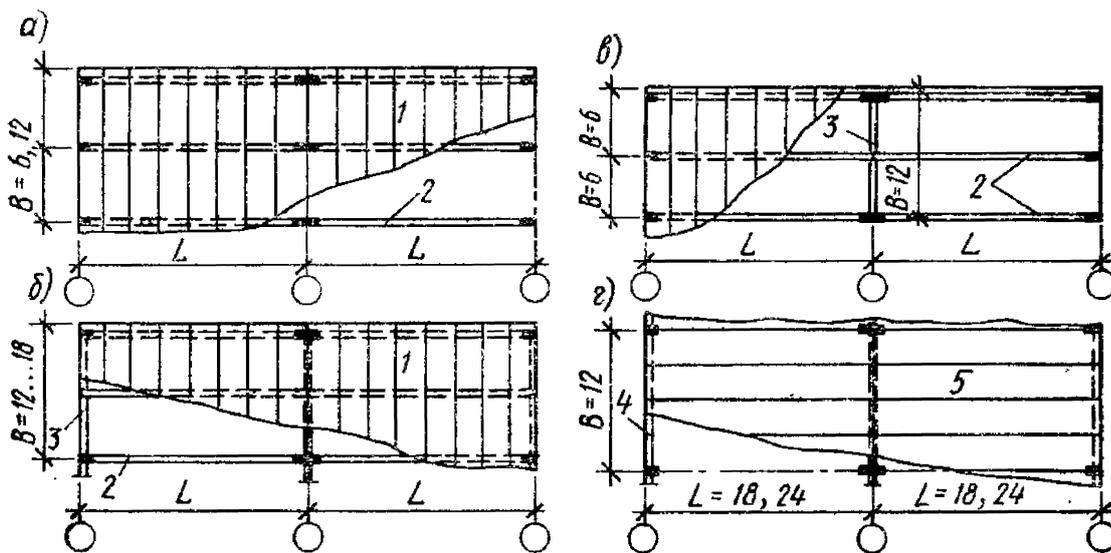


Рис. 5.18. Варианты компоновки покрытия (размеры в м):

1 – плиты покрытия; 2 – стропильные конструкции; 3 – подстропильные конструкции; 4 – продольные стропильные конструкции; 5 – плиты покрытия «на пролет»

При поперечном расположении ригелей покрытие может быть запроектировано без подстропильных конструкций (рис. 5.18,а) (ригели укладываются только по колоннам с шагом 6 или 12 м), с подстропильными конструкциями (рис. 5.18,б) (ригели с шагом 6 м укладывают по подстропильным балкам или фермам, имеющим пролет 12...18 м) и по комбинированной схеме (рис. 5.18,в), при которой крайние колонны имеют шаг 6 м и являются опорами для ригелей, средние колонны устанавливают через 12 м и имеют поверху подстропильные конструкции для опирания ригелей.

В зданиях с мостовыми кранами и бескрановых зданиях без подвесных потолков экономически целесообразно применять покрытия без подстропильных конструкций с шагом ригелей (пролетом плит покрытия) 12 м. Покрытия с подстропильными конструкциями при шаге колонн 12 м применяют главным образом при наличии подвесного транспорта или подвесных потолков, а также во всех случаях при шаге колонн 18 м.

При продольном расположении стропильных конструкций их укладывают на колонны по продольным осям, а плиты покрытия размером 3×18 или 3×24 м – поперек пролета.

Тип стропильных конструкций следует выбирать, с учетом следующих рекомендаций: а) стропильные балки применяют при пролетах до 18 м включительно, а в отдельных случаях и при пролете 24 м; б) стропильные фермы – при пролетах 18...24 м и допускаются при пролете 30 м; в) стропильные арки – при пролетах 30...36 м и более.

#### **Конструкции покрытия: панели, балки, фермы**

**Плиты** беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размером 3×12 и 3×6 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам; плиты 1,5×12 и 1,5×6 м используют как доборные элементы, в местах повышенных снеговых отложений у фонарей, в перепа-

дах профиля покрытия. Плиты другого типа – прогонных покрытий значительно меньших размеров ( $3 \times 0,5$  и  $1,5 \times 0,5$  м) – опираются на железобетонные прогоны, которые, в свою очередь, опираются на ригели поперечных рам (рис. 5.19).

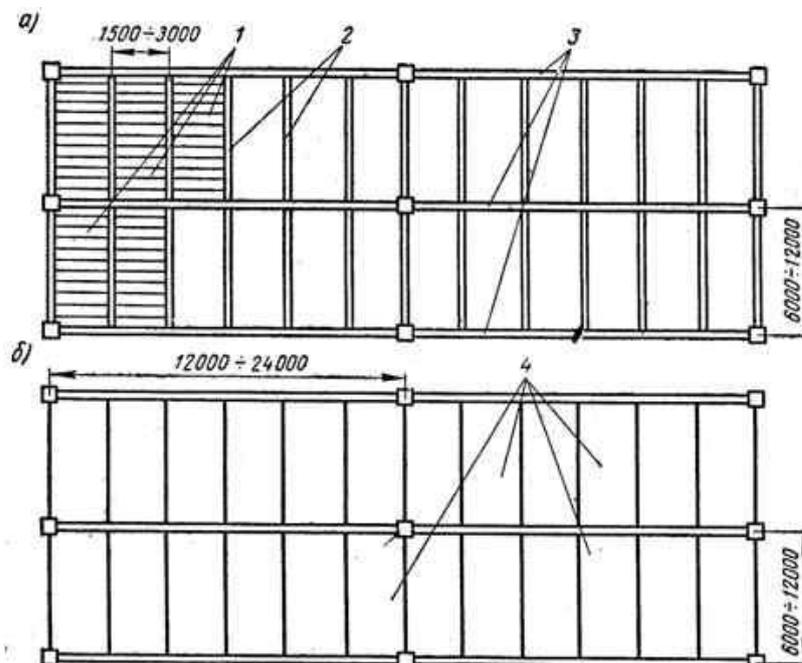


Рис. 5.19. Схема покрытий:

- а) – с прогонами вдоль здания; б) – с крупноразмерными панелями;  
 1 – плиты; 2 – прогоны; 3 – ригели; 4 – крупнопанельные плиты

Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрупнения элементов, уменьшения числа монтажных единиц и является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

**Рибристые плиты**  $3 \times 12$  м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением  $100 \times 450$  мм, поперечные ребра сечением  $40 \times 150$  мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах – вуты, которыми обеспечивается надежность работы в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов (рис. 5.20). Продольные ребра армируют напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки – сварными каркасами и сетками. Бетон принимают классов  $C^{25}/_{30}$ ,  $C^{35}/_{40}$ .

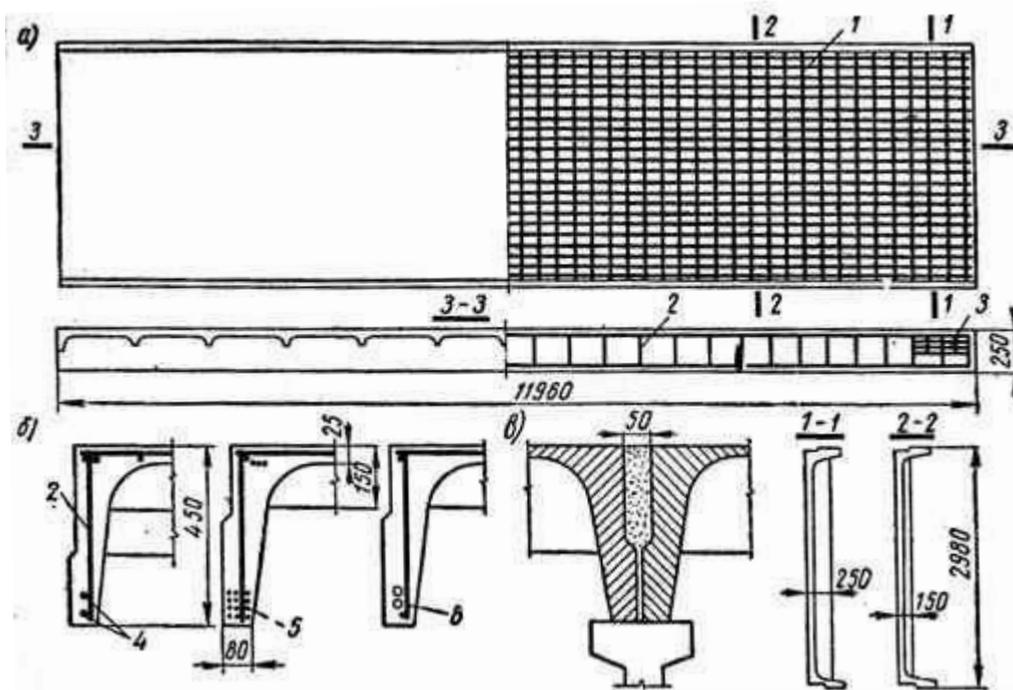


Рис. 5.20. Конструкция крупноразмерной панели покрытия 12×3 м  
 а – конструкция панели; б – варианты армирование стержневой, проволочной и прядевой арматурой; в – сопряжение панелей; 1 – сетка плиты; 2 – каркас ребра; 3 – угловая сетка; 4 – стержни; 5 – предварительно напряженная проволочная арматура; 6 - пряди

Плиты ребристые 3×6 м, также принятые в качестве типовых, имеют продольные и поперечные ребра и армируются напрягаемой арматурой. Полку плиты толщиной 25...30 м армируют сварными сетками с расстояниями между стержнями рабочей и распределительной арматуры не более 350 мм.

Высоту сечений продольных ребер принимают в пределах  $\frac{1}{20} \dots \frac{1}{30}$  пролета. Ширину ребер, так же, как и толщину плит, определяют расчетом и конструктивными требованиями (рис. 5.21).

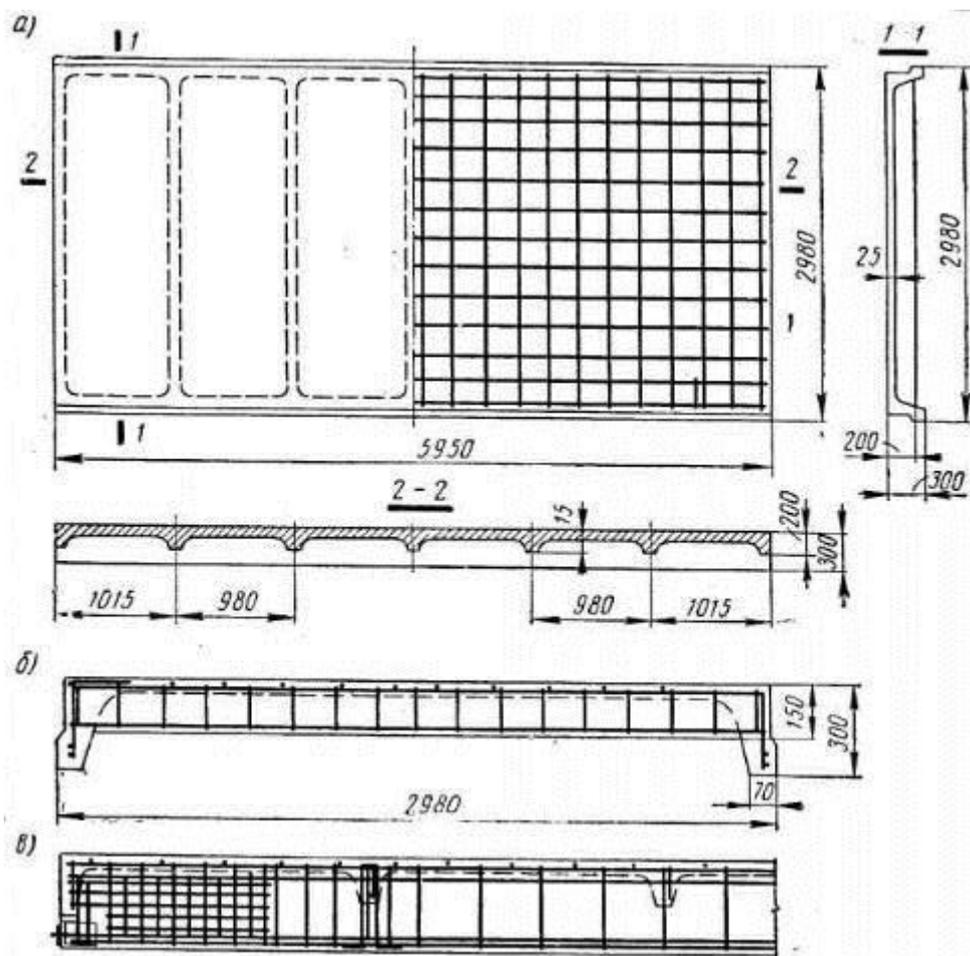


Рис. 5.21. Конструкция крупноразмерной панели покрытия 6×3 м:  
*а* – конструкция панели; *б* – армирование поперечного ребра;  
*в* – армирование продольного ребра

**Плиты двухконсольные 2Т** размерами (3×12, 3×18, 3×24) имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м (2 м), и консольные свесы полок (рис. 5.22). Плиты 18 м и 24 м выполняются с продольными ребрами трапециевидного профиля и полки переменной высоты. Вследствие наличия консоли изгибающие моменты в полке значительно снижаются, поэтому поперечные ребра в этих плитах не выполняются. Благодаря этому так же упрощается опалубка изготовления и так же обеспечивается более равномерное обжатие продольных ребер по длине плит.

В плитах продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее из бетона класса  $C^{30/37} \dots C^{35/45}$ , а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. В приопорных верхних зонах создаются специальные пазы для образования шпонок после бетонирования полок. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить класс бетона полок до  $C^{12/15}$ . Плиты 2Т рассчитываются как свободно опертые однопролетные балки таврового сечения. Последовательность аналогична ребристым плитам, но с особенностью – приведением к эквивалентному тавровому сечению рис. 5.22.

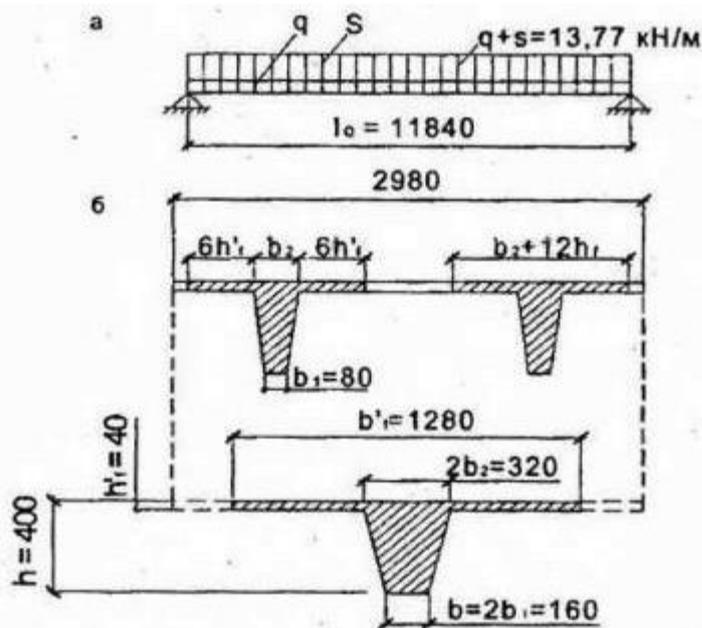


Рис. 5.22. Конструкция крупноразмерной панели покрытия 2Т

Плиты крупноразмерные железобетонные сводчатые КЖС представляют собой короткие цилиндрические оболочки с предварительно напряженными ребрами – диафрагмами сегментного очертания (рис. 5.23).

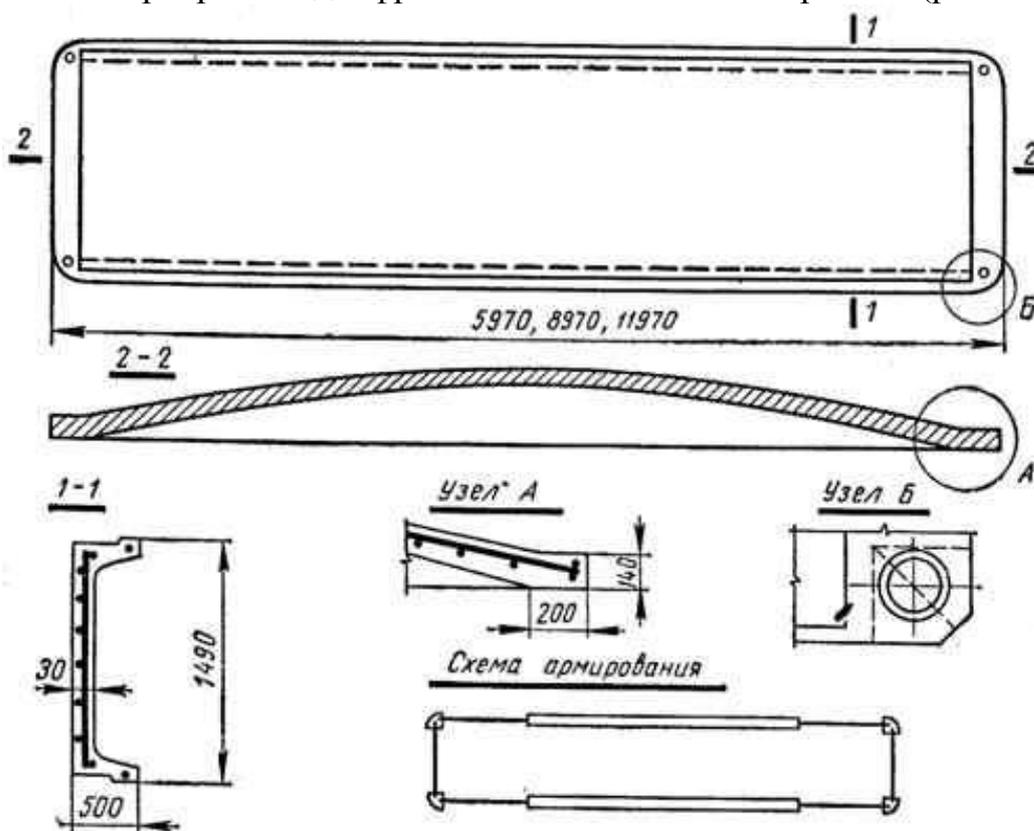


Рис. 5.23. Конструкция сводчатой крупноразмерной панели КЖС

Размеры плит в плане  $3 \times 12$ ,  $3 \times 18$  и  $3 \times 24$  м. Очертание поверхности оболочки принимают по квадратной параболе. Толщина оболочки не должна быть менее 40...50 мм в середине пролета с утолщением до 140...160 мм у торцов. Высоту поперечного сечения плиты в середине пролета принимают

$(1/15...1/20)l$  в зависимости от пролета и нагрузки. Основную напрягаемую арматуру располагают в нижней части диафрагмы. По концам напрягаемых стержней предусматривают анкерные детали, обеспечивающие надежное закрепление рабочей арматуры в бетоне опорного узла. Эта арматура играет роль затяжки рассматриваемой сводчатой системы. Диафрагму армируют сварными каркасами только в опорных зонах, в вертикальных ребрах устанавливают стержни-подвески. Армируют оболочки сварной сеткой, подбираемой по расчету. Сопряжение оболочки с диафрагмой выполняют с помощью пологих вутов.

Плиты КЖС проектируют из бетонов классов  $C^{20/25}...C^{40/50}$  в зависимости от пролетов и нагрузок. При расчете плиту рассматривают как цилиндрический свод, работающий совместно с диафрагмами.

Наряду с КЖС разработаны крупноразмерные **плиты покрытий типа П** размерами  $3 \times 18$ ,  $3 \times 24$  м под малоуклонную кровлю (рис. 5.24). Достоинство этих плит по сравнению с плитами КЖС – упрощение работ по устройству кровли, а стоимость плит типа П с учетом эксплуатационных расходов примерно равна стоимости плит КЖС. Общим недостатком крупноразмерных плит является усложнение устройства внутренних коммуникаций в уровне покрытия.

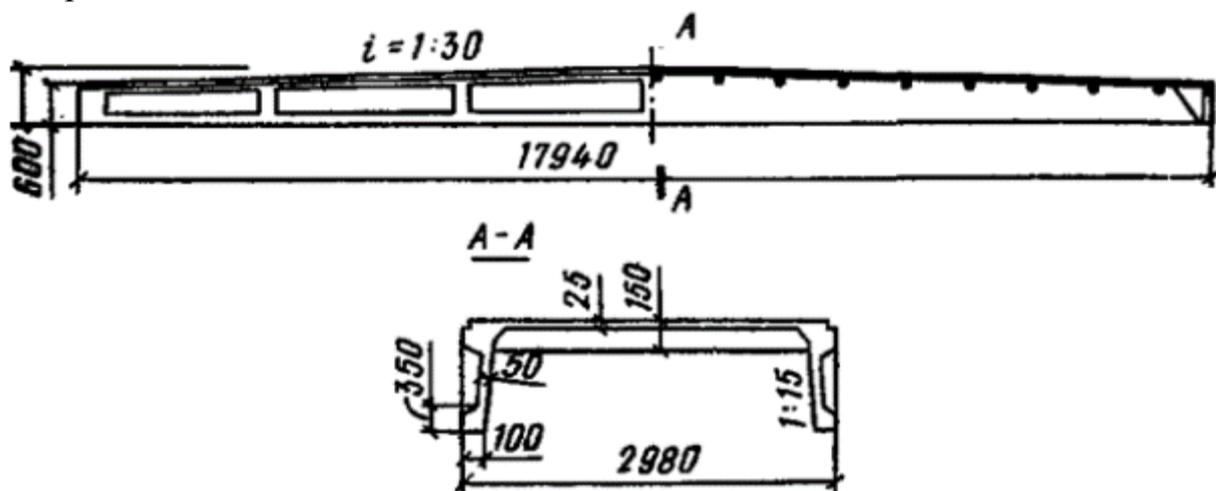


Рис. 5.24. Схема ребристой плиты покрытия под малоуклонную кровлю размером  $3 \times 18$  м

### **Стропильные балки**

Железобетонные стропильные балки применяются для перекрытия пролетов (6, 9, 12, 18 и 24 м). В зависимости от профиля кровли балки бывают (рис. 5.25):

– **двускатные**. Уклон верхней полки  $1/12$ ,  $1/15$  (для скатных) и  $1/30$  (для малоуклонных кровель). Недостаток – определенная трудность при изготовлении, которая связана с устройством каркасов разной высоты.

– **односкатные**. Применяются в зданиях с переменным уклоном (в зданиях с переменной высотой). Как правило, пролет 6 и 9 м.

– с **параллельными поясами**. Применяется в качестве продольных ригелей для малоуклонных кровель, где уклон кровли создается утеплителем. Как правило, пролет 6, 9 м.

– с **ломаным или криволинейным очертанием верхней полки** Такие балки не нашли широкого применения вследствие сложности своего изготовления, несмотря на свою целесообразность и экономичность.

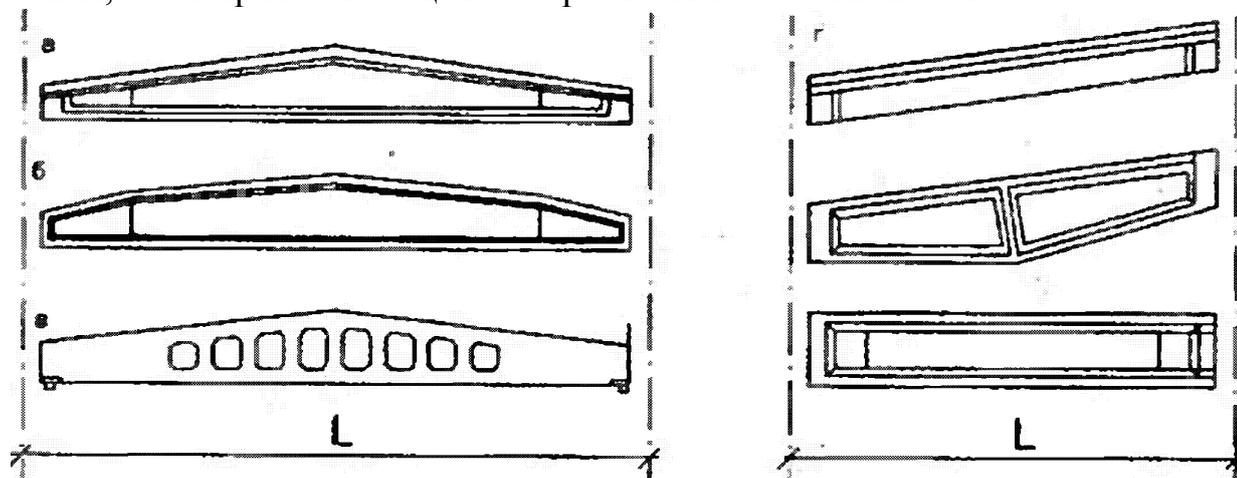


Рис. 5.25. Конструктивные схемы балок покрытий

Все балки длиной более 12 м изготавливаются с предварительным напряжением арматуры. Нагрузка на балку от веса покрытия передается через ребра плит в виде сосредоточенных сил. При числе ребер  $\leq 4$ , нагрузки принимаются как сосредоточенные силы, при большем количестве ребер – заменяются равномерно распределенной нагрузкой.

Нагрузка от подвешенного оборудования и коммуникаций прикладываются к нижнему поясу балки в виде сосредоточенных сил. Балки рассматриваются как шарнирно опертые разрезные с расчетными пролетами, равными расстоянию между серединами площадок опирания.

#### **Общая последовательность расчета.**

1. назначение расчетных характеристик материалов, типа и геометрических размеров сечений;
2. сбор нагрузок;
3. назначение расчетной схемы и определение усилий в необходимых расчетных сечениях;
4. предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры:
  - 4.1. выбор (расчетного) наиболее опасного сечения;
  - 4.2. назначение начальной величины напряжений в арматуре  $\sigma_{p,max}$ ;
  - 4.3. назначение армирования наиболее опасного сечения;
5. определение геометрических характеристик сечения балки и потерь предварительного напряжения;
6. проверка сопротивления нормального расчетного сечения балки для стадии эксплуатации с учетом технологических и эксплуатационных потерь;
7. Проверка сопротивления сечения балки в стадии изготовления (с учетом технологических потерь);
8. проверка сопротивления балки в коньке на отрыв верхней полки;

9. проверка несущей способности балки в стадии эксплуатации на действие поперечных сил;
10. расчет по предельным состояниям эксплуатационной пригодности:
  - 10.1. расчет на образование трещин;
  - 10.2. расчет ширины раскрытия трещины при необеспеченной трещиностойкости;
  - 10.3. при необходимости – обеспечение условия декомпрессии;
  - 10.4. определение деформации балки (с учетом трещин и без учета трещин).

### ***Железобетонные фермы покрытий.***

Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24 и 30, при шаге 6 или 12 м. В железобетонных фермах в сравнении со стальными расход металла почти вдвое меньше, но трудоемкость и стоимость изготовления немного выше. При пролетах 36 м и больше, как правило, применяют стальные фермы. Однако технически возможны железобетонные фермы и при пролетах порядка 60 м и более.

При скатных, малоуклонных и плоских покрытиях применяют железобетонные фермы, отличающиеся очертанием поясов и решетки. Различают следующие основные типы ферм: сегментные с верхним поясом ломаного очертания и прямолинейными участками между узлами (рис. 5.26,а); арочные раскосные с редкой решеткой и верхним поясом плавного криволинейного очертания (рис. 5.26,б); арочные безраскосные с жесткими узлами в примыкании стоек к поясам и верхним поясам криволинейного очертания (рис. 5.26,в); полигональные с параллельными поясами или с малым уклоном верхнего пояса трапецевидного очертания (рис. 5.26,г); полигональные с ломаным нижним поясом (рис. 5.26,д).

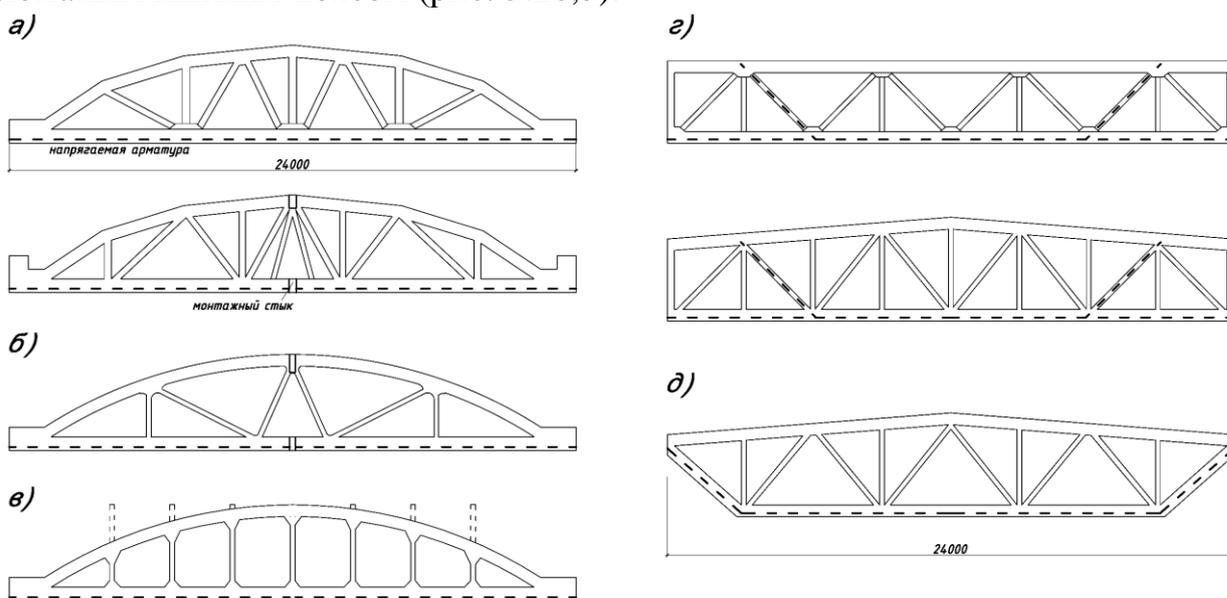


Рис. 5.26. Конструктивные схемы железобетонных ферм

Высоту ферм всех типов в середине пролета обычно принимают равной  $1/7-1/9$  пролета. Панели верхнего пояса ферм, за исключением арочных раскосных, проектируют размером 3 м с тем, чтобы нагрузка от плиты покрытия

передавалась в узлы ферм и не возникал местный изгиб. Нижний растянутый пояс ферм некоторых типов проектируют предварительно напряженными с натяжением арматуры, как правило, на упоры.

Наиболее благоприятное очертание по статической работе имеют сегментные и арочные фермы, так как очертание их верхнего пояса приближается к кривой давления. Решетка этих ферм слабороботающая (испытывающая незначительные усилия), а высота на опорах сравнительно небольшая, что приводит к снижению массы фермы и уменьшению высоты наружных стен. В арочных раскосных фермах изгибающие моменты от внеузлового нагружения верхнего пояса уменьшаются благодаря эксцентриситету продольной силы, вызывающему момент обратного знака, что позволяет увеличить длину панели верхнего пояса и сделать решетку более редкой (рис. 5.27). В арочных безраскосных фермах возникают довольно большие изгибающие моменты в стойках, поясах и для обеспечения прочности и трещиностойкости появляется необходимость в дополнительном армировании, однако эти фермы несколько проще в изготовлении, удобнее в зданиях с малоуклонной или плоской кровлей и при использовании межферменного пространства для технологических коммуникаций (при устройстве дополнительных стоек над верхним поясом). Полигональные фермы с ломаным очертанием нижнего пояса более устойчивы на монтаже и не требуют специальных креплений, так как их центр тяжести расположен ниже уровня опор.

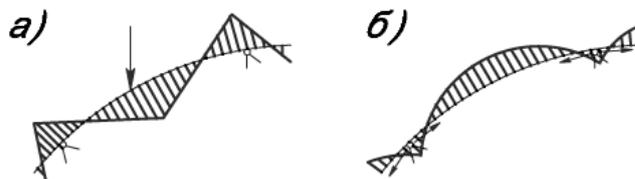


Рис.5.27. Эпюры моментов в верхнем поясе арочной фермы

Фермы рационально изготавливать цельными. Членение их на полуфермы с последующей укрупнительной сборкой на монтаже повышает стоимость. Фермы пролетом 18 м изготавливают цельными; пролетом 24 м – цельными или из двух полуферм; пролетом 30 м – из двух полуферм. Решетку полуфермы следует разбивать так, чтобы стык нижнего пояса для удобства монтажного соединения был выносным, т.е. расположенным между узлами (рис. 5.25,а). Чтобы обеспечить монтажную прочность участка нижнего пояса, у стыка устраивают конструктивные дополнительные подкосы (не учитываемые в расчете).

Решетка ферм может быть закладной из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливают перед бетонированием поясов и втапливают в узлы на 30...50 мм, или изготавливаемой одновременно с бетонированием поясов. Ширина сечения закладной решетки должна быть менее ширины сечения поясов, а ширина сечения решетки, бетонируемой одновременно с поясами, должна быть равна ширине сечения последних.

Ширину сечения верхнего и нижнего поясов ферм из условий удобства изготовления принимают одинаковой. Ширину сечения поясов при шаге ферм 6 м принимают 200...250 мм, а при шаге ферм 12 м – 300...350 мм.

Армирование нижнего растянутого пояса должно выполняться с соблюдением расстояний в свету между напрягаемыми стержнями, канатами, спаренной проволокой, что обеспечивает удобство укладки и уплотнения бетонной смеси. Вся растянутая арматура должна охватываться замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемыми с шагом 500 мм.

Верхний сжатый пояс и решетки армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов. Растянутые элементы решетки при значительных усилиях выполняют предварительно напряженными.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому создают специальные уширения – вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки (рис. 5.28). Узлы армируют окаймляющими цельногнутыми стержнями диаметром 6...10 мм с шагом 100 мм, объединенными в сварные каркасы. Арматуру элементов решетки заводят в узлы, а растянутые стержни усиливают на конце анкерами в виде коротышей, петель, высаженных головок. Надежность заделки проверяют расчетом.

Опорные узлы ферм армируют дополнительной продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими надежность анкеровки растянутой арматуры нижнего пояса и прочность опорного узла по наклонному сечению. Кроме того, чтобы предотвратить появление продольных трещин при отпуске натяжения арматуры, ставят специальные поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки.

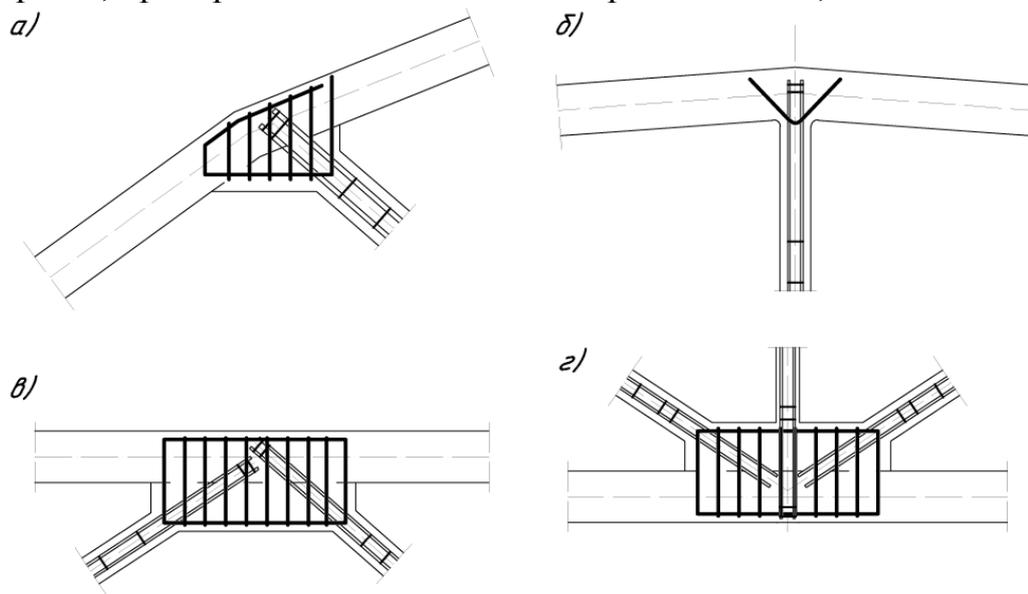


Рис. 5.28. Армирование узлов ферм  
*a - в* – верхнего пояса; *г* – нижнего пояса

Напрягаемую арматуру нижнего пояса фермы предусматривают нескольких видов: из канатов, стержней, высокопрочной проволоки. Арматуру

натягивают на упоры. Хомуты нижнего пояса выполняют в виде встречно поставленных П-образных сеток, окаймляющих напрягаемую арматуру.

Расчет ферм выполняют на действие постоянных и временных нагрузок – от покрытия, массы фермы, подвесного транспорта. Нагрузки от массы покрытия считаются приложенными к узлам верхнего пояса, а нагрузки от подвесного транспорта – к узлам нижнего пояса. В расчете учитывают неравномерное загрузление снеговой нагрузкой у фонарей и по покрытию здания. Учитывают также невыгодное для элементов решетки загрузление одной половины фермы снегом и подвесным транспортом.

В расчетной схеме раскосной фермы при определении усилий принимают шарнирное соединение элементов поясов и решетки в узлах. В расчетах прочности влиянием жесткости узлов фермы на усилия в элементах поясов и решетки в виду малости можно пренебречь. При определении изгибающих моментов от внеузловой нагрузки верхний пояс рассматривается как неразрезная балка, опорами которой являются узлы.

Прочность сечений поясов и решетки рассчитывают по формулам для сжатых и растянутых элементов. Расчетная длина сжатых элементов в плоскости фермы и из плоскости фермы различна.

Расчет по трещиностойкости растянутого пояса раскосной фермы необходимо выполнять с учетом изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слаборботающей решеткой достаточно точно могут быть определены из рассмотрения нижнего пояса как неразрезной балки с заданными осадками опор. Последние находят по диаграмме перемещений стержней фермы.

Расчет фермы выполняют также на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

В расчетной схеме безраскосной фермы в расчетах прочности и трещиностойкости принимают жесткое соединение поясов и стоек в узле. Усилия  $M$ ,  $V$ ,  $N$  определяют как для статически неопределимой системы с замкнутыми контурами.

### ***Подстропильные конструкции. Их расчет и конструирование.***

Подстропильные конструкции в виде балок или ферм применяют в покрытиях одноэтажных промышленных зданий при шаге стропильных конструкций 6 м и шаге колонн 12 м (рис. 5.29).

Подстропильные конструкции изготавливают из тяжелого бетона классов  $C^{25}/_{30} \dots C^{35}/_{45}$ . Рабочая растянутая арматура балок, нижних поясов и растянутых раскосов ферм – предварительно напряженная с натяжением на упоры, в виде канатов и стержней. Крепление стропильных ферм к подстропильным конструкциям и подстропильных конструкций к колоннам выполняют путем сварки закладных деталей. Ненапрягаемую арматуру растянутых раскосов определяют из расчета прочности и раскрытия трещин.

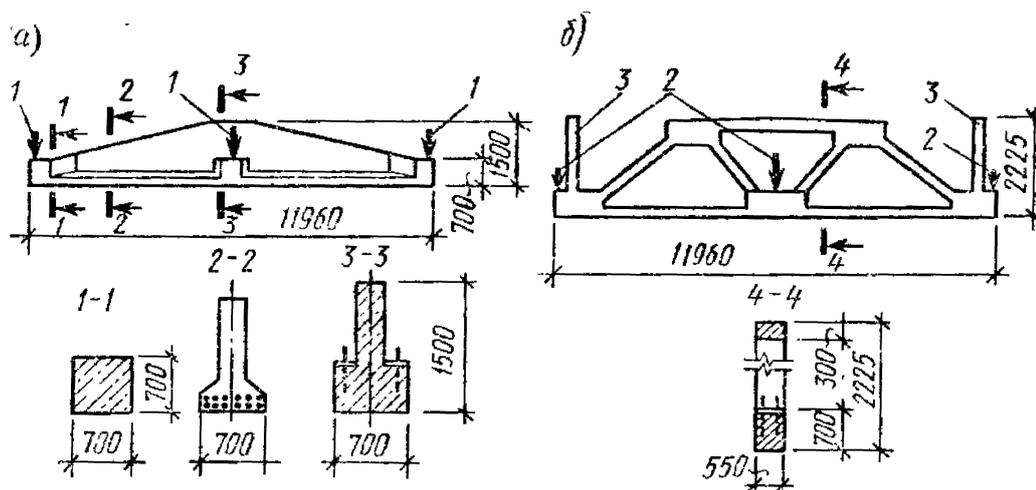


Рис. 5.29 Подстропильные балки (а) и фермы (б)

1 – нагрузки от стропильных конструкций на подстропильную балку; 2 – то же, на подстропильную ферму; 3 – стойки для опирания плит покрытия

Расчетная схема подстропильных конструкций при определении опорных реакций – свободно опертая балка на двух опорах. Нагрузка от стропильной конструкции передается в виде сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета к нижнему узлу подстропильной фермы. Подстропильные фермы рассчитывают по прочности и трещиностойкости с учетом жесткости узлов.

### *Тонкостенные пространственные покрытия из сборных элементов.*

**Области применения и классификация.** Тонкостенные пространственные покрытия в отличие от плоскостных систем (набора плит, балок, ферм и др.) работают под нагрузкой в обоих направлениях. Вследствие благоприятных условий статической работы такие конструкции требуют наименьшего расхода материала, в них отношение собственной массы к полезной нагрузке минимально. Пространственные тонкостенные конструкции благодаря приданию им рациональных геометрических форм позволяют использовать положительные свойства железобетона с наибольшей эффективностью. Пространственные конструкции покрытий из сборных железобетонных элементов применяют главным образом для зданий с укрупненной сеткой колонн  $18 \times 24$  и  $24 \times 24$  м и более. Такими конструкциями можно перекрывать без промежуточных опор большие площади – до  $10000 \text{ м}^2$  и более. Тонкостенные пространственные покрытия применяют и для зданий различного назначения с большими пролетами — при сетке колонн  $36 \times 36$  и  $40 \times 40$  м и т.п. Разработаны также сборные типовые оболочки с размерами в плане  $18 \times 24$  и  $18 \times 30$  м.

Тонкостенные пространственные покрытия в зависимости от геометрического характера поверхности, по которой они очерчены, можно разделить на следующие основные типы:

1) складки различной формы, в том числе призматические, и складчатые своды (рис. 5.30);

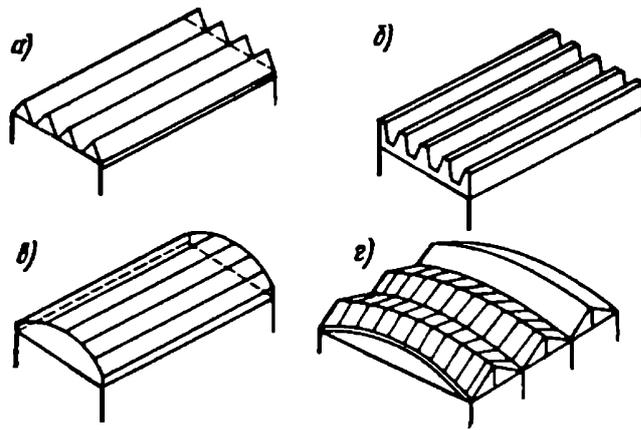


Рис. 5.30. Схемы призматических складок и складчатого свода:  
*a* – с треугольным поперечным сечением; *б* – то же, с трапециевидным;  
*в* – то же, со сводчатым; *г* – складчатый свод

2) оболочки и своды нулевой гауссовой кривизны: цилиндрические, конические и коноидальные оболочки и цилиндрические своды (рис. 5.31);

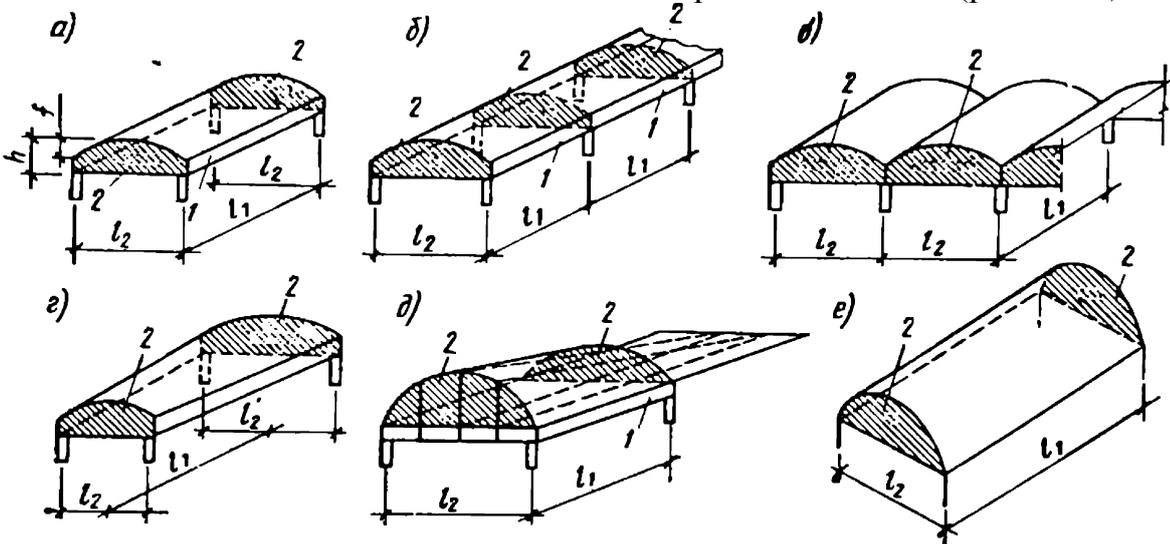


Рис. 5.31. Схемы оболочек и сводов нулевой гауссовой кривизны:  
*a* – цилиндрическая многопролетная; *б* – то же, многопролетная;  
*в* – то же, многоволновая; *г* – коническая; *д* – коноидальная;  
*е* – цилиндрический свод

3) оболочки и волнистые своды положительной гауссовой кривизны – сферические оболочки и купола, очерченные по поверхности вращения, пологие оболочки переноса на прямоугольном плане и др. (рис. 5.32, *a...в*);

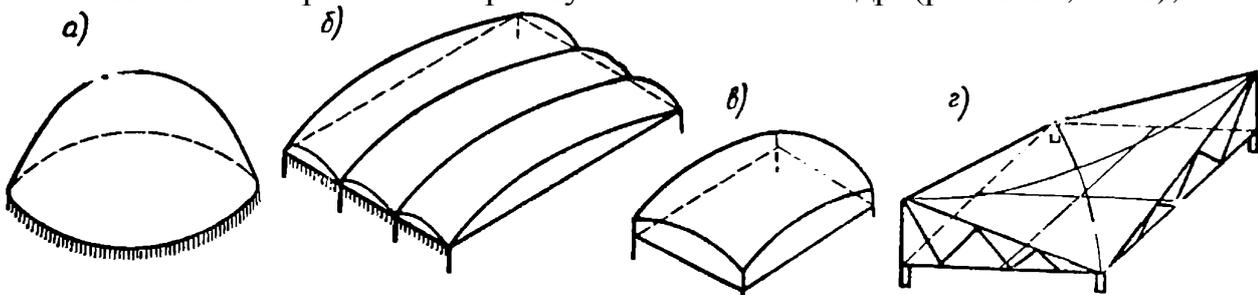


Рис. 5.32. Оболочки положительной (*a...в*) и отрицательной (*г*) гауссовой кривизны

4) оболочки отрицательной гауссовой кривизны – оболочки, очерченные по линейчатым поверхностям и гиперболического параболоида (гипары) и др. (рис. 5.33,з);

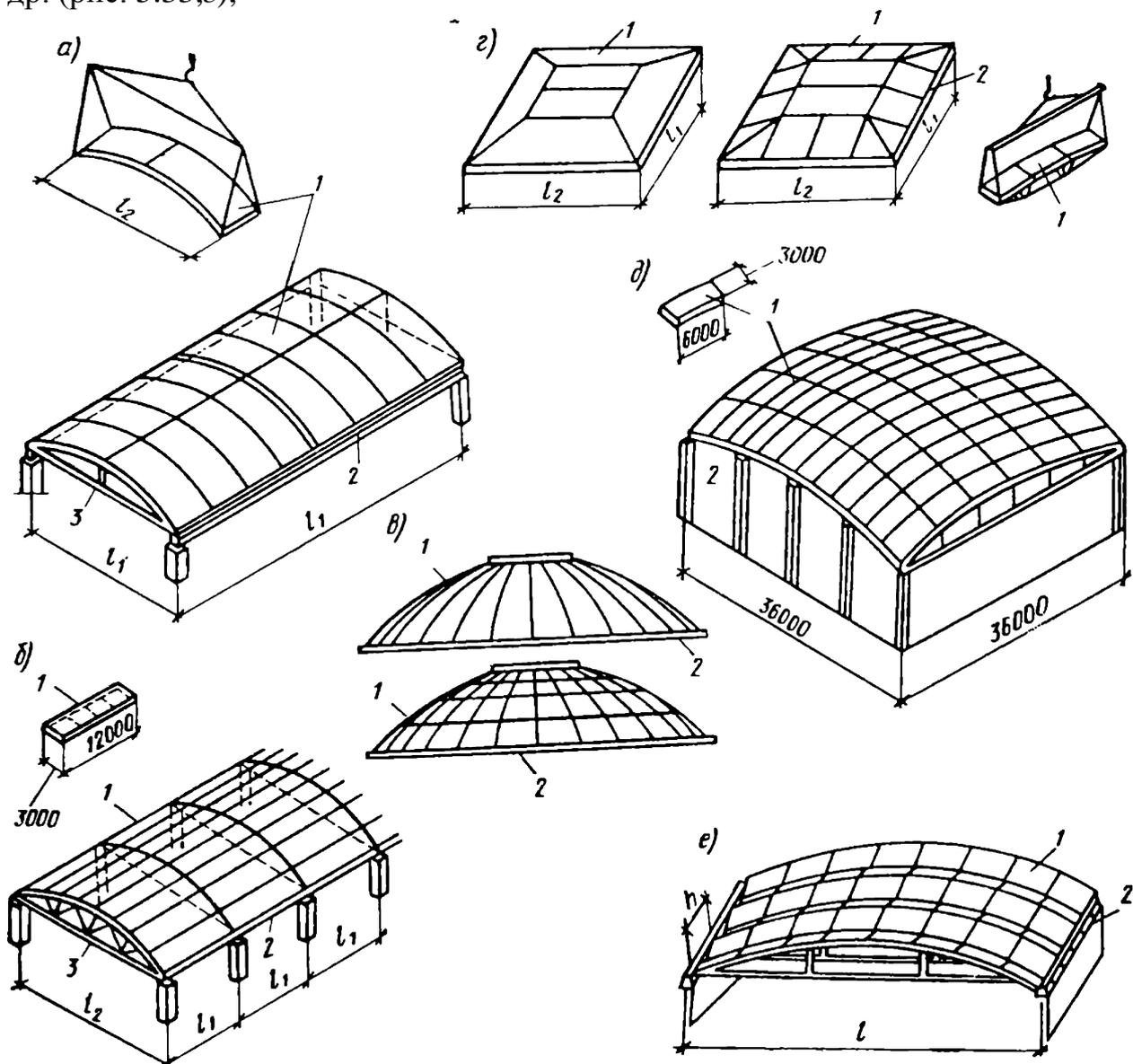


Рис. 5.33. Примеры членения сборных пространственных покрытий:  
*a* – длинная цилиндрическая оболочка из панелей размером 3×6 м, бортовых элементов и диафрагм, монтируемая из укрупненных элементов; *б* – то же, короткая из плоских панелей размером 3×12 м и диафрагм; *в* – оболочка вращения из трапециевидных криволинейных или плоских панелей; *г* – оболочка двоякой кривизны из панелей размером 3×6 м и укрупненных элементов размером 3×18 м; *е* – волнистый свод из плоских панелей; 1 – панель; 2 – бортовой элемент; 3 – форма-диафрагма

5) вспарушенные плиты, ступенчато-вспарушенные и шатровые панели.

Пространственное покрытие может быть выполнено монолитным или же собираться из отдельных криволинейных или плоских элементов (гладких или ребристых). Бортовые элементы 1 (рис. 5.31) выполняют в виде ребристых плит, диафрагмы 2 (рис. 5.31) – в виде цельных или составных железобетонных плит.

бетонных ферм, арок или рам.

Распространенные варианты членения длинных и коротких цилиндрических оболочек вращения (куполов), оболочек переноса на прямоугольном плане, волнистых сводов из плоских криволинейных панелей, шатрового складчатого покрытия и других на отдельные элементы представлены на рис. 5.33.

**Конструкция цилиндрических оболочек.** Цилиндрические оболочки покрытий (рис. 5.31,а) состоят из цилиндрической плиты, опирающейся вдоль образующей (по криволинейному краю) на диафрагму. Этим оболочка отличается от свода, опирающегося на направляющей, т.е. по прямолинейному краю на опоры, воспринимающие вертикальные и горизонтальные реакции свода.

Цилиндрические оболочки делятся на *короткие* ( $l_2/l_1 < 1$ ), работающие подобно безмоментному своду, и *длинные* ( $l_2/l_1 \geq 1$ ), работающие (приблизительно) как балка корытообразного сечения.

В длинной цилиндрической оболочке при равномерной нагрузке поперечное сечение оболочки деформируется в соответствии с рис. 5.34. Для уменьшения этой деформации устраивают бортовые элементы (рис. 5.35), которые могут влиять на вертикальную или горизонтальную составляющую смещения, или же на полное смещение. Выбор типа бортовых элементов зависит от условия краев оболочек, наличия поперечных ребер и т. д.

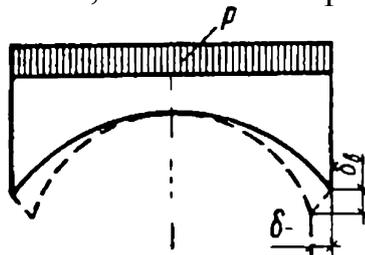


Рис. 5.34. Деформация поперечного сечения цилиндрической оболочки

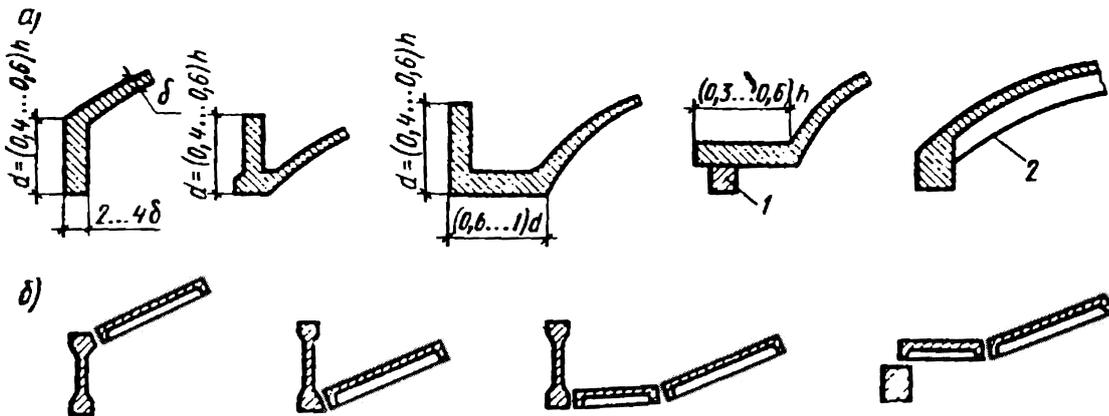


Рис. 5.35. Типы бортовых элементов цилиндрических оболочек:  
а – монолитных; б – сборных; 1 – опора; 2 – ребро

Диафрагмы оболочек могут представлять собой двутавровую балку переменной высоты с отверстиями для облегчения массы, арку с затяжкой, сегментную ферму, раму с криволинейным ригелем. Они передают нагрузку на

поперечные стены или стойки. Принимается, что по линии опирания криволинейного края на диафрагмы изгибающие моменты в оболочке равны нулю (продольные моменты – вследствие шарнирности соединения, поперечные – вследствие абсолютной жесткости диафрагмы). Поперечные силы в этом месте равны нулю вследствие отсутствия моментов; таким образом действуют только усилия безмоментного напряженного состояния, возникающие в срединной поверхности оболочки: продольные поперечные и сдвигающие. Нагрузка может передаваться на диафрагму только усилиями сдвига  $S$  (рис. 5.36, 5.37); сумма вертикальных проекций этих усилий равна всей нагрузке, передающейся с оболочки на диафрагму.

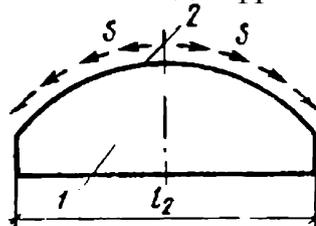


Рис. 5.36. Схема передачи усилий на диафрагмы:  
1 – диафрагма; 2 – поле оболочки

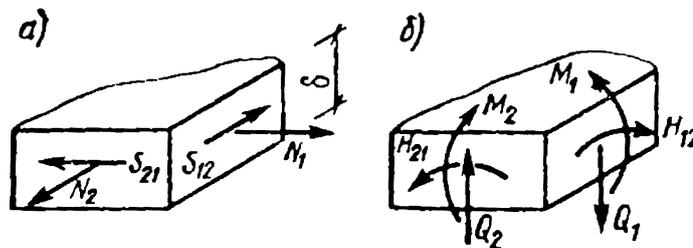


Рис 5.37. Напряженное состояние элемента оболочки:  
а – продольные и сдвигающие силы; б – изгибающие и крутящие моменты, поперечные силы

Таким образом, арочная диафрагма нагружена сдвигающими усилиями по криволинейному поясу и усилия в нем будут отличаться от усилий в обычной арке, нагруженной вертикальной нагрузкой.

Для покрытия зданий значительных площадей применяют *многоволновые* (рис. 5.31,в) или *многопролетные* (рис. 5.31,б) цилиндрические оболочки. При этом в монолитных оболочках можно многократно использовать опалубку, а в сборно-монолитных – снизить количество типоразмеров элементов и увеличить оборачиваемость форм для их изготовления. Крайние и средние волны многоволновых оболочек работают неодинаково. Средняя волна зажата соседними волнами, т.е. в ней при равномерной нагрузке отсутствуют горизонтальные смещения  $\delta$  (см. рис. 5.34) и повороты нижнего края оболочки. В крайней же оболочке, где бортовой элемент при значительной его длине обладает сравнительно небольшой горизонтальной жесткостью и сопротивлением кручению, деформации в поперечном направлении могут существенно отражаться на напряженном состоянии конструкции.

Короткие цилиндрические оболочки обычно выполняются многопро-

летными и состоят из системы диафрагм, связанных по верхнему криволинейному поясу тонкой плитой (см. рис. 5.32,б). Диафрагмы, как и в случае длинных оболочек, выполняются в виде сквозных ферм, арок с затяжками или рам.

**Купола.** Железобетонные купола (рис. 5.37) являются наиболее рациональным типом покрытия, однако им покрывают лишь круглые в плане здания и сооружения.

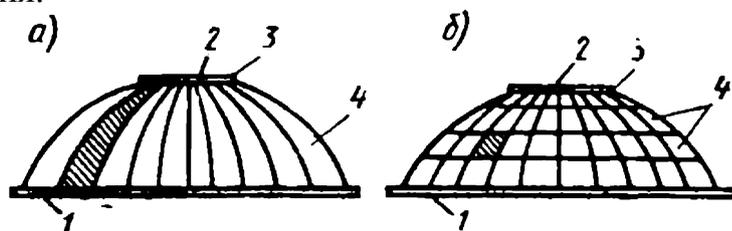


Рис. 5.37. Сборные купола:

*а* – с меридианальной разрезкой; *б* – с меридианально-кольцевой разрезкой;  
 1 – монолитное опорное кольцо; 2 – световой фонарь; 3 – монолитный пояс;  
 4 – сборные панели

Поверхность куполов образуют чаще всего вращением вокруг вертикальной оси дуги окружности. Образующийся при этом купол называется сферическим. При вращении дуги эллипса получается эллиптический купол, при вращении прямой – конический и др. Отношение стрелы подъема купола к диаметру принимают равным не менее 0,2, толщину стенки монолитных куполов принимают  $\frac{1}{600}l$ , но не менее 50 мм. Армирование купола в меридиональном направлении устанавливают из расчета сечений на внецентренное сжатие (совместное воздействие меридионального продольного усилия и меридионального момента). Кольцевую арматуру подбирают по величине кольцевого усилия. Стенку купола армируют обычно сеткой, в которой стержни одного направления воспринимают меридиональные усилия, а стержни другого — кольцевые. Около примыкания купола к опорному кольцу для восприятия опорных изгибающих моментов ставят дополнительную арматуру.

Опорное кольцо рассчитывают на растяжение (все усилие передается на кольцевую арматуру опорного кольца). Эту арматуру целесообразно подвергать предварительному напряжению, что позволит благодаря применению высокопрочной стали сократить ее расход, повысить трещиностойкость опорного кольца и уменьшить распор купола. Напрягаемая арматура располагается в каналах или наматывается на боковую грань опорного кольца с последующим нанесением защитного слоя бетона торкретированием. Сборные купола монтируют из криволинейных меридиональных ребристых элементов (рис. 5.37,а) или ребристых трапециевидных плит (рис. 5.37,б).

**Пологие оболочки двойкой кривизны на прямоугольном плане.** К пологим относятся оболочки, в которых отношение стрелы подъема к меньшему пролету  $f/l_1 \leq 1/5$ . Такие оболочки положительной гауссовой кривизны (см. рис. 5.32,б) по расходу материалов на 25...30% экономичнее цилиндрических.

Оболочки двойной кривизны на прямоугольном плане обычно состоят из гладкой или ребристой плиты, опирающейся на жесткий контур из четырех ферм (арок). Поверхность оболочки возникает в результате параллельного перемещения (переноса) дуги окружности (образующей) по двум дугам того же радиуса (направляющим), поэтому такие оболочки иногда называют оболочками переноса. Конструкция работает главным образом на сжатие, но в угловых зонах возникают растягивающие усилия, воспринимаемые напрягаемой арматурой. Контурные диафрагмы воспринимают касательные напряжения, достигающие максимальных значений на опорах. Форма оболочки дает возможность разбить ее на отдельные четырехугольные элементы.

В качестве типового решения для промышленных и гражданских зданий приняты наиболее экономичные оболочки положительной гауссовой кривизны, собираемые из ребристых плит  $3 \times 6$  м с цилиндрической поверхностью малой кривизны и обычным армированием (рис. 5.38). В качестве контурных элементов – диафрагм применяют предварительно напряженные сегментные фермы.

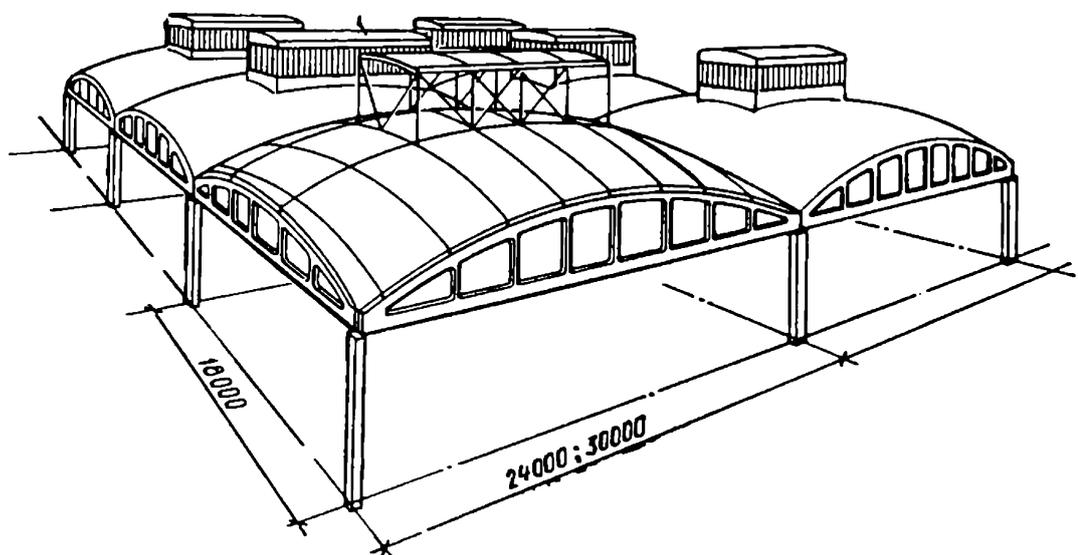


Рис. 5.38. Оболочки положительной гауссовой кривизны из плит размером  $3 \times 6$  м

Оболочки монтируют без устройства временных опор. Для этого на земле из плит собирают укрупненные монтажные блоки в виде свода шириной 3 м с временными затяжками, которые поднимают и устанавливают на ранее смонтированные фермы-диафрагмы. Временные затяжки удаляют после приобретения бетоном требуемой прочности.

**Большепролетные железобетонные конструкции.** Большепролетными называют конструкции покрытий зданий с пролетами свыше 40 м. Они встречаются при устройстве ангаров, крытых стадионов, выставочных павильонов, цехов авиазаводов и др. Большепролетные конструкции из железобетона по сравнению с металлическими имеют такие существенные преимущества, как повышенная огнестойкость, долговечность, экономия стали, меньшая стоимость и незначительные эксплуатационные расходы. Ниже дано описание отдельных примеров большепролетных конструкций покрытий в

СССР и в некоторых зарубежных странах.

Оболочки двойной кривизны на прямоугольном и круглом плане, описанные выше, успешно используются в большепролетных покрытиях. Примером подобной оболочки может служить конструкция *покрытия торгового центра в г. Минске* размером 103×103 м (Комаровский рынок). Она выполнена в виде пологой оболочки положительной гауссовой кривизны, опертой по контуру здания на железобетонные колонны, расположенные через 6 м. Выпуклый многогранник оболочки вписан в поверхность переноса, образующими и направляющими которой являются дуги окружности радиусом 132,6 м. Подъем оболочки в центре составляет 20,4 м, подъем контурной дуги – 10,2 м. Оболочки собраны из сборных преднапряженных элементов – плит и балок. Плиты номинальным размером 12 м снабжены продольными и поперечными ребрами. Верхняя поверхность плит цилиндрическая с образующей по короткой стороне. Преобладающая часть плит имеет прямоугольную форму. Для участков, примыкающих к угловым зонам, предусмотрены доборные плиты трапециевидной и треугольной форм. Стержневая арматура продольных ребер плит подвергалась натяжению до бетонирования, с упором на опалубочные формы. Толщина полок плит колеблется в пределах от 50 до 100 мм в зависимости от положения плиты в оболочке. Угловые зоны, непосредственно примыкающие к вершинам углов оболочки, выполняют в виде монолитных плит толщиной 200...350 мм.

**Покрытия висячего типа.** К ним относятся покрытия, образуемые системой вантов, опорным контуром и сборной железобетонной оболочкой. Различают плоскостную систему вантов, когда они располагаются в радиальном направлении или параллельно друг другу, и пространственную систему вантов, работающих в двух направлениях. В последнем случае ванты в обоих направлениях могут быть несущими (выпуклостью вниз) или же в одном направлении натягивающими (выпуклостью вверх), а в другом — несущими (выпуклостью вниз). Форма поверхности висячего покрытия зависит от характера кривой провисания несущих вантов. Опорный контур покрытия служит для восприятия распора вантов, а также для передачи на опоры вертикальных нагрузок. Элементы оболочки покрытия при монтаже укладывают на ванты, заранее закрепленные в опорных устройствах. Предварительное напряжение вантов производится с помощью монтажной нагрузки (пригрузки) или домкратов.

На рис. 5.39 показано висячее покрытие ангара. При его проектировании возникла необходимость решения несущей конструкции покрытия пролетом 130 м при довольно небольшой строительной высоте – около 10 м, что было обусловлено требуемой высотой ворот 21 м и максимальной отметкой здания ангара 34 м. Покрытие выполнено из преднапряженных железобетонных поясов шириной 7500 мм и толщиной 86 мм из легкого бетона, между которыми установлены фонари верхнего освещения. Упорами для поясов служат крайние железобетонные упорные рамы и промежуточная опора. Пояса армированы стальными стержнями диаметром 26,5 мм. Каждый пояс объеди-

нен с затяжкой, основное назначение которой – свести к минимуму поперечные деформации поясов при перемещении подвешенных к ним кранов. Концевые рамные упоры, снабженные противовесами, бетонировались в передвижной опалубке и армировались стержневой арматурой. Средняя преднапряженная подстропильная балка коробчатого сечения  $10,5 \times 7,6$  м и длиной 102,5 м установлена на преднапряженных колоннах высотой 24 м. Балку бетонировали отдельными блоками на уровне земли, оттягивали стержневой арматурой, а затем специальными устройствами устанавливали на колонны.

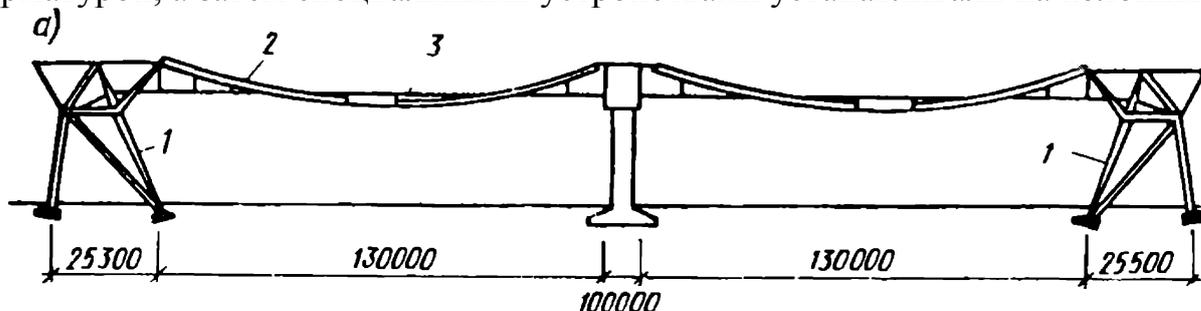


Рис. 5.39. Поперечный разрез висячего покрытия ангара:  
1 – опорные рамы; 2 – пояс; 3 – затяжка

**Конструкция покрытий зданий структурного типа.** В практике строительства начали применять покрытия в виде так называемых структур, являющиеся разновидностью пространственных конструкций. Подобное покрытие (рис. 5.40,а) собирается из однотипных железобетонных рамных элементов заводского изготовления (рис. 5.40,б,в). Рамные элементы соединяются друг с другом в уровне верхнего пояса путем сварки закладных деталей, а в уровне нижнего пояса – с помощью болтовых соединений, образуя в плане перекрестную систему. В качестве основных приняты сетки перекрестных ферм  $3 \times 3$  и  $6 \times 6$  м.

Сборные элементы выполнены в виде замкнутой рамы с диагональю. Нижний пояс и стойки рамы – преднапряженные. Верхний пояс и раскос армируются ненапрягаемой арматурой. Рамные элементы выполняются из высокопрочного бетона, что позволяет снизить материалоемкость сборных элементов. Укладка напрягаемой арматуры производится методом непрерывного армирования с помощью специальной арматурно-намоточной машины, что позволяет автоматизировать трудоемкий и сложный процесс натяжения арматуры.

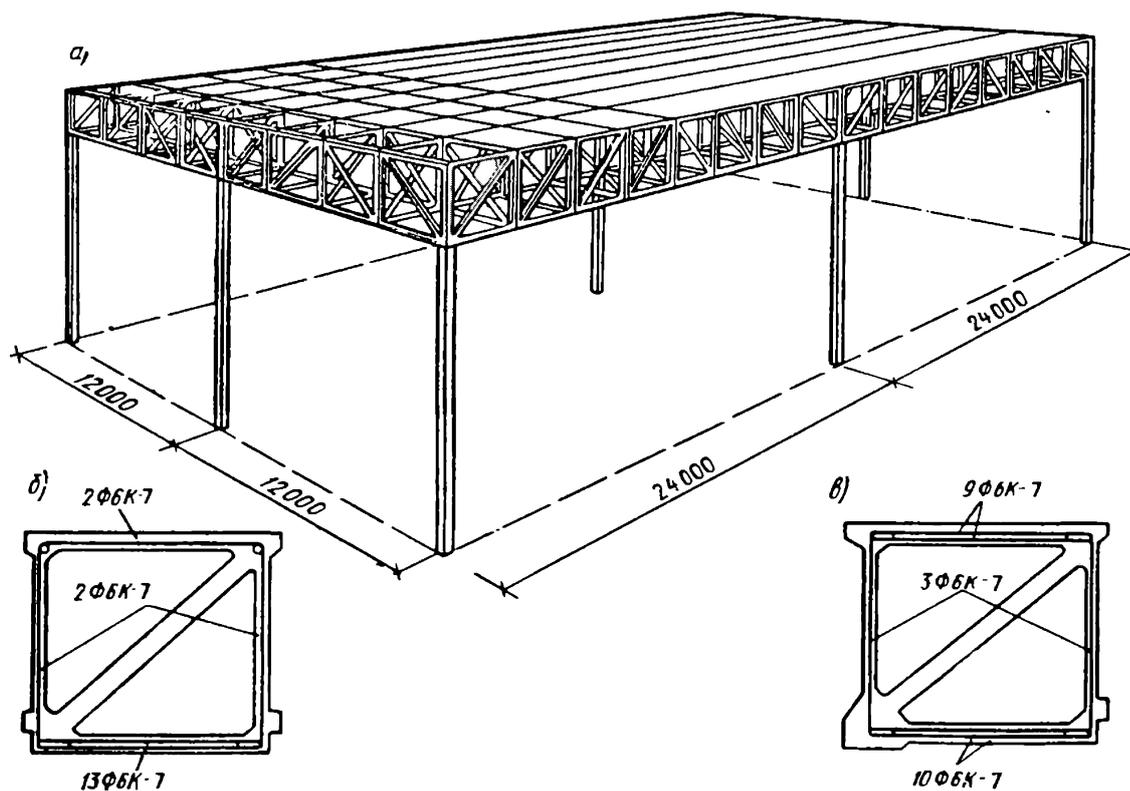


Рис. 5.40. Покрытие структурного типа из сборных железобетонных элементов заводского изготовления:  
*а* – общий вид; *б, в* – элементы заводского изготовления

### Понятие о расчете тонкостенных пространственных конструкций.

Расчет тонкостенных пространственных конструкций производят как по несущей способности – прочности, общей устойчивости формы, локальной устойчивости формы, так и по эксплуатационной пригодности, в первую очередь по перемещениям и раскрытию трещин. Различают два вида расчетов пространственных конструкций, упрощенные – для обоснования технических решений, сравнения вариантов конструкции и рабочие – для разработки рабочих чертежей избранного варианта конструкции. Величины усилий, а при необходимости и деформаций определяют методами теории упругости или упругопластической теории; в последнем случае используют прикладную теорию деформаций железобетона с трещинами. Для некоторых видов расчета пространственных конструкций применяют также метод предельного равновесия.

Железобетонные оболочки относят к тонкостенным, если их толщина не превышает  $\frac{1}{20}$  меньшего из радиусов кривизны. В общем случае в нормальных сечениях такой тонкостенной оболочки действуют внутренние усилия, которые можно разделить на две группы:

- 1) продольные силы  $N_1$  и  $N_2$  и сдвигающие силы  $S_{1,2} = S_{2,1}$ ;
- 2) изгибающие моменты  $M_1$  и  $M_2$ , поперечные силы  $Q_1$  и  $Q_2$  и крутящие моменты  $H_{12} = H_{21}$ .

Первая группа усилий характеризует безмоментное состояние оболочек, вторая – является следствием изгиба оболочек. При соблюдении ряда условий в оболочках можно избежать появления второй группы усилий.

Условием безмоментной работы оболочек являются свобода горизонтальных и угловых перемещений краев оболочек (условия опирания), положительность гауссовой кривизны по всей поверхности, отсутствие изломов поверхности и отверстий, резкого изменения толщины, сосредоточенных нагрузок, скачкообразного изменения сплошной нагрузки и др. Отметим, что даже при нарушении условий безмоментной работы оболочки в каком-либо месте появление второй группы усилий ограничивается весьма малым участком. Наиболее частой причиной нарушения безмоментного состояния оболочек являются условия опирания, однако и при этом 70...80% поля оболочек двойкой кривизны испытывает практически лишь сжимающие усилия, чем и объясняется эффективность оболочек.

В куполах при безмоментной работе купола, обеспечиваемой соблюдением условий, указанных выше (и осесимметричной нагрузке), на элемент купола действуют только продольные силы – меридиональные  $N_1$  и кольцевые  $N_2$ . Эти усилия можно определить из условия равновесия элемента купола. Как правило, условия безмоментной работы железобетонных куполов нарушаются из-за необходимости устройства мощного опорного кольца и нередко фонарного кольца, окаймляющего отверстие вверху купола для устройства фонаря. В этих случаях расчет купола сводится к суммированию усилий безмоментного состояния с усилиями, определяемыми по моментной теории. В результате к измененным значениям усилий  $N_1$  и  $N_2$  добавляются изгибающие моменты  $M$ , а также другие усилия, не влияющие на армирование купола.

Материал оболочки (купола) принимают упругим, однородным и изотропным. Применительно к железобетонным оболочкам (куполам) эти условия выполняются, но только для предварительно напряженных оболочек в стадии эксплуатации. В оболочках (куполах) из обычного бетона в этой стадии уже могут появиться трещины, которые повлекут некоторое перераспределение усилий по сравнению с упругой стадией. При определении несущей способности оболочки или купола в предельном состоянии необходимо учитывать неупругие деформации. Для уточнения несущей способности в стадии разрушения можно применить расчет по методу предельного равновесия, подобный тому, который применяется для плит, опертых по контуру.

В практике проектирования расчет по предельному равновесию выполняют только для данных цилиндрических оболочек и куполов. Остальные типы оболочек рассчитывают по упругой стадии работы; найденное таким путем распределение усилий переносится (при расчете прочности) на стадию разрушения. Такой расчет идет в большинстве случаев в запас прочности конструкции.

## Перечень контрольных вопросов по разделу 5

1. Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий. Классификация по конструктивным признакам. Продольные и поперечные рамы здания.
2. Компонировка конструктивной схемы одноэтажных промышленных зданий (выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания, компоновка покрытия, разбивка здания на температурные блоки).
3. Обеспечение пространственной жесткости каркаса одноэтажного промышленного здания (в поперечном и продольном направлении, отдельных элементов каркаса). Вертикальные и горизонтальные связи, их роль и устройство. Устройство температурно-деформационных швов.
4. Виды нагрузок на поперечную раму цеха (постоянные, снеговые, ветровые, крановые).
5. Колонны. Типы поперечных сечений колонн: сплошные, двухветвевые, квадратные, прямоугольные, круглые.
6. Расчет колонн сплошного сечения. Конструктивные требования по проектированию колонн одноэтажных зданий. Типы армирования.
7. Особенности расчета и конструирования двухветвевых колонн.
8. Расчет и проектирование железобетонных консолей колонн.
9. Компонировка покрытия. Основные конструкции.
10. Железобетонные стропильные балки. Виды и конструкция.
11. Расчет балок покрытия таврового и двутаврового сечений со сплошной стенкой. Конструирование балок.
12. Расчет решетчатых балок покрытия. Конструирование балок.
13. Типы железобетонных ферм покрытий. Основные габаритные размеры и размеры сечений элементов. Определение усилий в элементах ферм.
14. Раскосные сегментные фермы. Расчет и конструирование элементов.
15. Железобетонные подстропильные конструкции (типы, конструирование, расчет, технико-экономический анализ, учет условий изготовления и монтажа).
16. Подкрановые железобетонные балки. Габаритные размеры. Определение расчетных усилий. Основные положения расчета и конструирования.
17. Железобетонные плиты покрытий. Типы и размеры. Определение расчетных усилий. Расчет сечений и конструирование.
18. Расчет и конструирование ребристых плит покрытий.

## Раздел 6. Железобетонные конструкции заводского изготовления

### Тема 6.1. Основы проектирования сборных конструкций

#### *Номенклатура сборных изделий*

**Типизация зданий и сооружений.** Под **типизацией** понимают техническое направление в строительстве, позволяющее многократно осуществлять строительство предприятия, зданий и сооружений, изготовление строительных конструкций и деталей на основе специально разработанных типовых проектов. В них предусматривают прогрессивные технологические и экономические показатели, а также **унификацию**, под которой понимают установление целесообразной однотипности объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений, конструкций, деталей, оборудования с целью сокращения числа типоразмеров и достижения взаимозаменяемости деталей.

Основой унификации и типизации является единая модульная система, исходящая из градации основных габаритных размеров зданий на базе единого модуля, равного 100 мм (обозначаемого буквой М), или же укрупненного модуля, кратного М.

Для **о д н о э т а ж н ы х** промышленных зданий предусмотрена унификация пролетов, которые приняты кратными укрупненному модулю 60М, т.е. кратными 6 м, а именно: 12; 18; 24; 30 и 36 м, при шаге колонн 6 или 12 м. Укрупненный модуль, равный 6М (0,6 м), принят для высоты от уровня пола до низа стропильной конструкции (от 3,6 до 18 м).

Для **м н о г о э т а ж н ы х** промышленных зданий принята унифицированная сетка колонн 6×6; 6×12; 12×12 м при высоте этажа, кратной укрупненному модулю 12М (1,2 м). Для многоэтажных гражданских зданий сетка колонн принимается на основе укрупненного модуля 2М (0,2 м) размером от 2,8 до 6,8 м, а высота этажей на основе укрупненного модуля 3М (0,3 м), т.е. 2,7; 3,3; 3,6 м. Унифицированные нагрузки на перекрытия принимаются кратными 0,5 кПа.

*Типизация и унификация конструктивных элементов гражданских зданий.* Начало индустриализации и типизации строительства в СССР относится к послевоенным годам. С 1950 по 1960 г. велись в основном поиски принципиальных конструктивных решений панельных домов, в основном пятиэтажных; затем после 1960 г. начался переход на многоэтажное крупнопанельное строительство, ставшее важным этапом в развитии индустриального домостроения. В качестве основной была принята конструктивная схема с несущими поперечными стенами, выполнением стен и перекрытий из плоских железобетонных панелей толщиной 140 мм. За счет постоянной унификации этой конструкции, а также технологии изготовления изделий и их монтажа, трудоемкость возведения зданий с несущими поперечными стенами снизилась в 1,2...2 раза по сравнению с трудоемкостью первых домов такого типа и почти в 4 раза по сравнению с девятиэтажными кирпичными домами.

Основным недостатком панельных домов является однообразие архитектурно-планировочных решений зданий при имеющейся широкой номенклатуре заводских изделий

Для решения возникшей проблемы нужно было перейти от типовых зданий (как объектов типизации) к типовым индустриальным унифицированным изделиям, из которых на основе унификации объемно-планировочных решений и конструктивных параметров создавать разнообразные здания. Это положило начало принципиально новой системы индустриального домостроения – по Единому каталогу унифицированных изделий, ставшей основой проектирования и строительства жилых домов и зданий учреждений на ближайшие годы.

Сущность **Единого каталога** состоит в создании научно обоснованного набора унифицированных строительных изделий, из которых можно собирать как жилые дома с различными объемно-планировочными решениями, так и общественные здания, различные по этажности, назначению и внешнему облику. Существовавший ранее принцип «От проекта к изделиям» заменен противоположным: «от изделий – к проекту».

Единый каталог, разработанный в Москве, был основан на двух наиболее рациональных конструктивных схемах зданий индустриального строительства: **панельная** с поперечными несущими стенами для жилых зданий и **каркасно-панельная** с унифицированным каркасом для общественных зданий. Он открывает возможность постоянного совершенствования проектов в процессе заводского производства, а за счет стабильности и постоянства номенклатуры изделий позволяет организовать ритмичную и устойчивую работу промышленности. Это дает большой экономический эффект.

В настоящее время из элементов Единого каталога возводятся 22...25-этажные панельные дома, скомпонованные из угловых секций в разнообразных сочетаниях. Предусмотрено также строительство комплекса зданий из панельных изделий широкого шага (7,2 м) в сочетании с элементами унифицированного каркаса, комбинированных домов из 22- и 16-этажных блок-секций, шумозащитных домов и домов из каталожных объемно-планировочных элементов (КОПЭ) высотой 18 этажей.

*Типизация, унификация и модульная система в промышленном строительстве.* Объемно-планировочные и конструктивные решения промышленных зданий имеют две формы унификации – отраслевую и межотраслевую. Межотраслевая система унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий позволяет сократить число типоразмеров конструкций, снизить стоимость строительства и создать условия для повышения уровня его индустриализации. Объем промышленного здания обычно расчленяется на отдельные части или элементы.

Объемно-планировочным элементом или пространственной ячейкой называется часть здания размерами, равными высоте этажа, пролету и шагу, а *планировочным элементом* или ячейкой – горизонтальная проекция объемно-планировочного элемента. Объемно-планировочные и планировочные эле-

менты в зависимости от расположения их в здании могут быть угловые, торцовые, боковые, средние и элементы у температурного шва.

*Влияние технологических схем производства на конструктивные формы железобетона.* Для сборных унифицированных конструкций огромное значение имеет технологичность массового изготовления их элементов на заводе или полигоне с применением современных машин и механизмов. Часто требования технологичности оказывают влияние на конструктивное решение самого элемента. Например, при конвейерной и поточно-агрегатной технологии обычно применяют членение каркасов многоэтажных зданий на более технологичные прямолинейные элементы, хотя последние и менее выгодны с точки зрения расхода материалов и затрат труда на устройство стыков. При использовании другой технологии (например, стендовой) изготовление колонн с выступающими консолями может оказаться достаточно удобным, что позволит устраивать стыки элементов каркаса в точке нулевых изгибающих моментов, и в результате уменьшить расход материалов.

Конструкции должны быть также технологичными и при монтаже, т.е. допускать удобную установку и крепление в проектном положении. Поэтому членение конструкции на сборные элементы часто определяются и технологичностью на монтаже. Например, в каркасах многоэтажных зданий стык колонн для удобства монтажа устраивают на 0,8...1 м выше уровня перекрытия. Элементы и конструкции по возможности следует укрупнять с учетом имеющихся транспортных и монтажных средств. Масса элементов при многоэтажном строительстве обычно не превышает 5 т. Для одноэтажных промышленных зданий применяют элементы массой 10...20 т и более, причем их длина может достигать 24 м. Габариты элементов сборных конструкций ограничиваются в основном условиями транспортирования.

Особое внимание при выборе конструктивного решения следует уделять применению унифицированных промышленных типовых изделий массового заводского производства при минимальном числе типоразмеров. Применение унифицированных типовых изделий позволяет максимально механизировать и автоматизировать процесс их изготовления, что значительно снижает стоимость конструкции, упрощает и ускоряет процесс их монтажа.

### ***Типизация сборных элементов и унификация размеров***

В условиях применения унифицированных конструктивных схем и широкого использования типизации элементов сборных конструкций необходима взаимная увязка размеров зданий и их элементов.

Предусмотрено три категории размеров (рис. 6.1):

– **номинальные** – расстояния в плане между модульными разбивочными осями, определяющими членение здания на планировочные элементы или определяющими расположение стен и отдельных опор. ;

– **конструктивные** – проектные размеры сборных элементов, отличающиеся от номинальных на величину швов и зазоров. Величина зазоров зависит от условий и методов монтажа и должна допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором (30 мм и более);

– **натурные** – фактические размеры сборных элементов, отличающиеся от конструктивных на величину допуска, что составляет 3...10 мм.

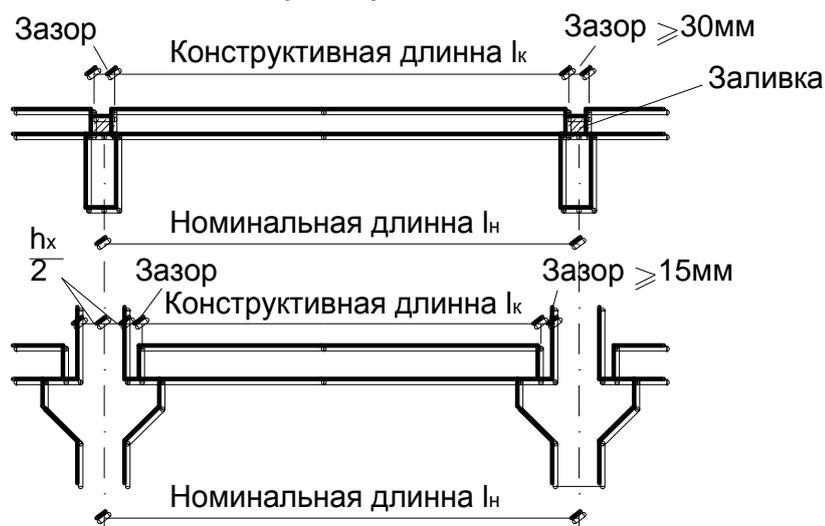


Рис. 6.1. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов:  
а – панелей; б – ригелей

### **Принципы конструирования сборных элементов заводского изготовления.**

Минимальные размеры сечения бетонных и железобетонных элементов, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим группам предельных состояний, назначают с учетом экономических требований, необходимости унификации опалубочных форм и армирования, а также условий принятой технологии изготовления конструкций.

Размеры сечения элементов железобетонных конструкций принимаются такими, чтобы соблюдались требования в части расположения арматуры в сечении (толщины защитных слоев бетона, расстояний между стержнями и т.п.) и анкеровки арматуры (см. ниже). Кроме того, размеры бетонных и железобетонных элементов сборных конструкций следует назначать с учетом грузоподъемных средств на заводе-изготовителе и на строительстве.

В необходимых случаях следует учитывать возможность подъема железобетонного изделия вместе с формой. При назначении размеров элементов следует учитывать также условия транспортировки.

### **Габариты и очертания конструкций.**

Во избежание повреждения сборных элементов от местных концентраций напряжений при резком изменении направлений граней изделий (например, во внутренних углах) устраивают *фаски* и *л* и *закругления* по возможности небольшой величины (до 50 мм) чтобы не требовалось местное армирование (рис. 6.2,а...в), а на внешних углах – скобы или закругления (рис. 6.2,г,д), чтобы избежать скалывания бетона в этих местах.

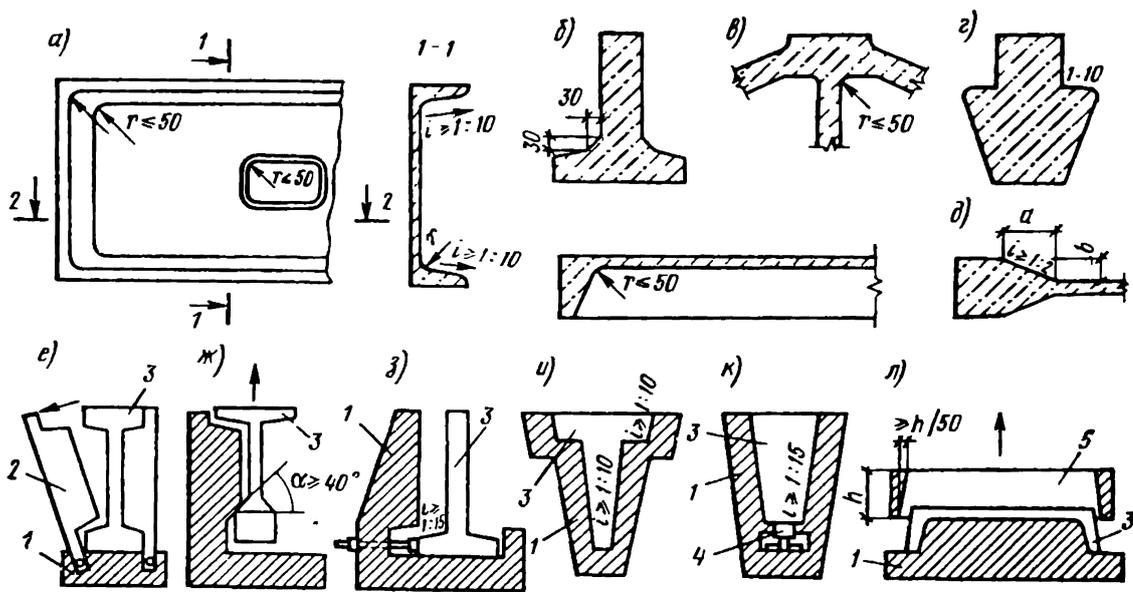


Рис. 6.2. Фаски, закругления, скосы и технологические уклоны в железобетонных элементах:

*а* – закругления и скосы в ребристой плите и в ее проеме, *б* – закругления и фаски в тавровой балке; *в* – закругления в узле фермы; *г* – закругления для смягчения острого угла в ригеле; *д* – скос в месте перехода от торца к стенке балки; *е* – технологические уклоны при обычной распалубке железобетонных элементов, изготовляемых в форме с откидными бортами; *ж* – то же, изготовляемых в форме с глухим бортом; *з* – то же, с применением выпрессовщика; *и* – то же, изготовляемых в неразъемной форме; *к* – то же, с применением выпрессовщика; *л* – при немедленной распалубке; 1 – форма; 2 – откидной борт; 3 – железобетонное изделие; 4 – выпрессовщик; 5 – формирующая рамка

Небольшие отверстия в железобетонных элементах для пропуска, например, коммуникаций, строповки по возможности располагают в пределах ячеек арматурных сеток и каркасов так, чтобы не требовалось перерезать арматуру и вводить дополнительное местное армирование, а углы отверстий делают плавными.

Габариты и очертание бетонных и железобетонных конструкций принимают с учетом устройства и способа использования форм (опалубки). Например, при использовании форм с откидными бортами очертание изделия не должно препятствовать повороту борта (рис. 6.2, *е*) перед распалубкой.

При использовании форм с одним неподвижным и одним откидным бортом для возможности вертикального подъема конструкций при распалубке переход от большей ширины изделия к меньшей, например от нижней полки к стенке (рис. 6.2, *ж*), принимают под углом не менее 40°. Эти требования не предъявляются, если на заводе-изготовителе имеется форма, снабженная выпрессовывающим устройством (рис. 6.2, *з*).

В неразъемных формах соответствующие уклоны составляют 1:10 или 1:15 (рис. 6.2, *и*, *к*), а при немедленной распалубке – 1:50 (рис. 6.2, *л*).

При стыковании железобетонных элементов сборных конструкций усилия от одного элемента к другому передаются через стыкуемую рабочую арматуру, стальные закладные детали, заполняемые бетоном швы, бетонные шпонки или (в сжатых элементах) непосредственно через бетонные поверхности стыкуемых элементов.

Жесткие, т.е. нешарнирные, стыки сборных конструкций, как правило, замоноличивают путем заполнения швов между элементами бетоном. Если при изготовлении элементов обеспечивается плотная подгонка поверхностей друг к другу (например, путем использования торца одного из стыкуемых элементов в качестве опалубки для торца другого), то допускается при передаче через стык только сжимающего усилия выполнение стыков «насухо». Если стыки элементов воспринимают растягивающие усилия, то их выполняют: сваркой стальных закладных деталей; сваркой выпусков арматуры; пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов арматурных стержней, канатов или болтов с последующим натяжением их и заполнением пазов и каналов цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

В любом случае в стыках элементов сборных конструкций предусматривают такие соединения закладных деталей, при которых не происходило бы разгибания их частей, а также выколов бетона. Кроме того, в стыках элементов сборных перекрытий устраивают швы, заполняемые бетоном. Ширину швов назначают из условий обеспечения качественного заполнения их (не менее 20 мм для элементов высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм при элементах большей высоты).

## **Тема 6.2. Армирование железобетонных элементов**

### ***Требования к продольному и поперечному армированию***

**Защитный слой бетона**  $c_{nom}$  для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и других воздействий. Толщина защитного слоя бетона  $c_{nom}$  для стержневой арматуры (кроме арматуры подошвы фундаментов и также подколонников), как правило, должна быть не более 50 мм, где  $c_{nom}$  – наименьшее расстояние от грани бетона, в том числе внутренней в полых элементах до поверхности ближайшего к ней арматурного стержня. В защитном слое толщиной более 50 мм растянутой зоны сечения следует устанавливать конструктивную арматуру в виде сеток, площадь сечения продольной арматуры которых должна быть не менее  $0,1 A_s$  ( $A_s$  – площадь сечения продольной растянутой арматуры, имеющей защитный слой бетона толщиной более 50 мм и установленной у одной грани элемента), а шаг поперечной арматуры – не более 400 мм и не должен превышать высоты сечения элемента.

Толщина защитного слоя бетона для конструкций, работающих в агрессивных средах, должна назначаться с учетом требований действующих нормативных документов. Для полых элементов (кольцевого или коробчатого сечения) расстояние от стержневой продольной арматуры до внутренней по-

верхности бетона должно удовлетворять требованиям к назначению толщины защитного слоя у наружной поверхности.

**Расстояние в свету между стержнями арматуры** по высоте и ширине сечения должно обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается по номинальному диаметру без учета выступов и ребер. В элементах, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепляемых на опалубке, должно быть обеспечено свободное прохождение между арматурными стержнями наконечников штыковых вибраторов или виброштампующих элементов машин, уплотняющих бетонную смесь. При назначении расстояния в свету между стержнями в конструкциях с большим насыщением арматуры учитывают фактические размеры поперечных сечений стержней периодического профиля с учетом допускаемых отклонений от них; радиусы загиба стержней и соответствующие фактические габариты гнутых элементов; допускаемые отклонения от проектных размеров при размещении стержней сварных сеток, каркасов, закладных деталей и т. п. Диаметр стержней продольной арматуры сборных и монолитных железобетонных конструкций, как правило, принимают не более 40 мм.

**Площадь сечения продольной арматуры** в железобетонных элементах (в процентах площади сечения бетона) принимают не менее требуемой по расчету с учетом конструктивных требований, указанных в нормативных документах. При этом указанные значения не распространяются на армирование, определяемое расчетом элемента для стадии транспортирования и монтажа, когда площадь сечения арматуры определяется только расчетом по несущей способности. Кроме того, указанные значения не учитываются при назначении площади сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели), а также если их толщина назначена конструктивно, а минимальное армирование стеновых панелей принимается в соответствии с «Инструкцией по проектированию панельных жилых зданий». У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, как правило, предусматривают также поперечную арматуру, охватывающую крайние продольные стержни.

Если элементы не удовлетворяют требованиям минимального армирования, то их относят к бетонным элементам. В бетонных конструкциях предусматривают конструктивное армирование: в местах резкого изменения размеров сечения элементов; в местах изменения высоты стен (на участке не менее 1 м); в бетонных стенах под и над проемами каждого этажа; в конструкциях, подвергающихся воздействию динамической нагрузки; у растянутой или менее сжатой грани внецентренно сжатых элементов, если в сечении возникают растягивающие напряжения до 1 МПа; при наибольших сжимающих напряжениях более  $0,8 f_{cd}$  (напряжения определяются как для упругого тела); при этом процент армирования принимается равным или более 0,025%.

В бетонных элементах сборных конструкций, проверяемых в стадии транспортирования и монтажа, необходимое армирование определяется

только расчетом по несущей способности. Если же согласно расчету с учетом сопротивления растянутой зоны бетона арматура не требуется и опытом доказана возможность транспортирования и монтажа таких элементов без арматуры, то конструктивная арматура не предусматривается.

### ***Стыки и концевые участки элементов сборных конструкций***

Сборные конструкции зданий, смонтированные из отдельных элементов, совместно работают под нагрузкой благодаря стыкам и соединениям, обеспечивающим их надежную связь. Стыки и соединения сборных конструкций можно классифицировать по функциональному признаку (в зависимости от назначения соединяемых элементов) и по расчетно-конструктивному (в зависимости от вида усилий, действующих на них).

Стальные закладные детали для предотвращения коррозии и обеспечения необходимой огнестойкости элементов покрывают защитным слоем цементного раствора по металлической сетке. С этой целью стальные закладные детали при конструировании втапливают так, чтобы после нанесения защитного слоя на поверхности элементов не было местных выступов. Концевые участки сжатых соединяемых элементов (например, концы сборных колонн) усиливают поперечными сетками косвенного армирования. При соединении с обрывом продольной рабочей арматуры в зоне стыка усиление поперечными сетками производят по расчёту. Сетки устанавливают у торца элемента (не менее 4 шт.) на длине не менее  $10\varnothing$  стержней периодического профиля, при этом шаг сеток должен быть не менее 60 мм, не более  $1/3$  размера меньшей стороны сечения и не более 150 мм (рис. 6.3). Размер ячеек сетки должен быть не менее 45 мм, не более  $1/4$  меньшей стороны сечения и не более 100 мм.

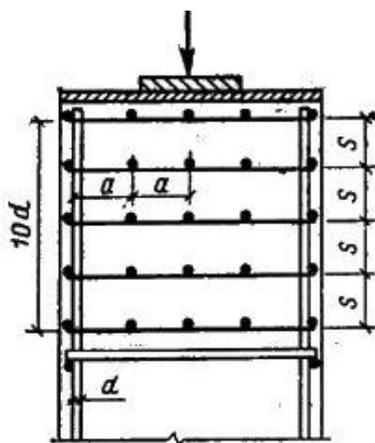


Рис. 6.3. Усиление поперечными сетками концевых участков стыкуемых элементов

У концевых участков сборных предварительно напряженных элементов необходимо предусматривать местное усиление против образования продольных раскалывающих трещин при отпуске натяжения арматуры (рис. 6.4). Для этого устанавливают дополнительную поперечную напрягаемую или ненапрягаемую арматуру.

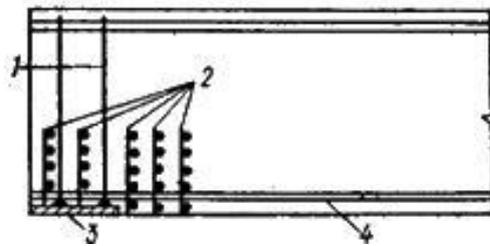


Рис. 6.4. Усиление концевых участков предварительно напряженных элементов:

1 – дополнительные поперечные стержни; 2 – сетки косвенного армирования;  
3 – стальная закладная деталь; 4 – продольная

Дополнительную поперечную ненапрягаемую арматуру устанавливают на всю высоту элемента и приваривают к опорной закладной детали.

Кроме того, у торцов предварительно напряженных элементов устанавливают дополнительную косвенную арматуру с коэффициентом армирования  $\rho = 2\%$  на длине не менее  $0,6l_{bp}$  и не менее 20 см при продольной арматуре, не имеющей анкеров.

В стыках и соединениях сборных железобетонных элементов стальные закладные детали часто проектируют в виде пластинок и приваренных к ним в тавр анкеров, испытывающих действие усилий  $M$ ,  $N$ ,  $V$  (рис. 6.5, 6.6).

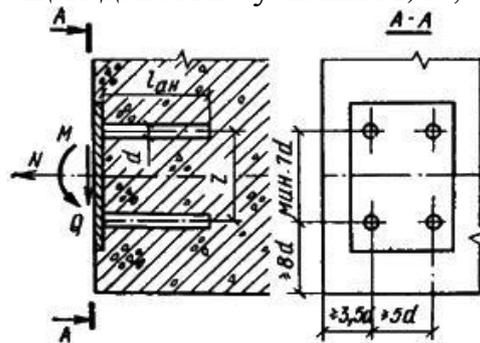


Рис. 6.5. Стальные закладные детали в стыках и соединениях элементов

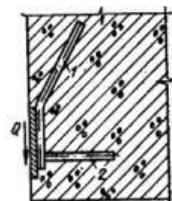


Рис. 6.6. Закладная пластина с нахлесточными анкерами (1) и нормальными анкерами (2)

Стыки растянутых элементов выполняют сваркой выпусков арматуры или стальных закладных деталей, а в предварительно напряженных конструкциях – пропуском через каналы или пазы элементов пучков, канатов или стержневой арматуры с последующим натяжением. Сварные стыки растянутых элементов конструируют так, чтобы при передаче усилий не происходило разгибания закладных деталей, накладок или выколов бетона.

Для передачи сдвигающих усилий на поверхности соединяемых элементов устраивают пазы, которые после замоноличивания образуют бетонные шпонки. Применение бетонных шпонок целесообразно в бесконсольных

стыках ригелей с колоннами, где их располагают так, чтобы бетон шпонок работал в наклонном сечении на сжатие, в стыках плитных конструкций, для повышения жесткости панельных перекрытий в своей плоскости и др (рис. 6.7).

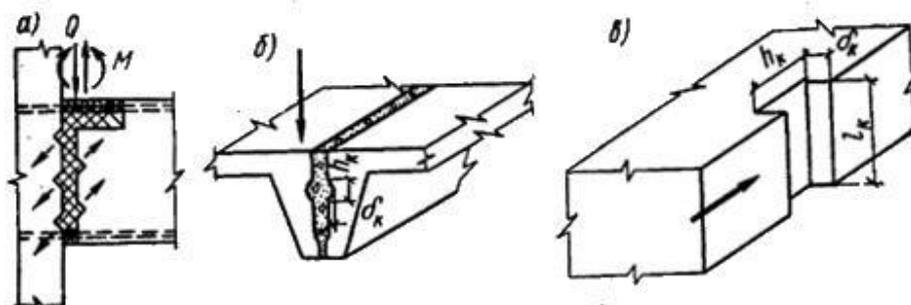


Рис. 6.7. Бетонные шпонки в стыках и соединениях элементов  
а – в стыках ригеля с колонной; б – в соединениях панелей

### *Конструирование арматурных изделий*

Арматурные изделия, применяемые в железобетонных конструкциях, подразделяются: на отдельные арматурные стержни; плоские и рулонные арматурные сетки и каркасы (далее просто сетки); пространственные арматурные каркасы (или каркасы).

При конструировании преимущественно используют типовые арматурные изделия, разработанные в соответствующих стандартах. При необходимости применяют индивидуальные изделия, которые конструируют по аналогии с типовыми, стремясь к максимальной унификации изделий (в том числе размеров, шагов и диаметров продольной и поперечной арматуры), к возможности изготовления их современными промышленными способами, к удобству при транспортировании, складировании и укладке в форму.

**Сварные соединения арматуры.** Арматуру железобетонных конструкций из горячекатаной стали периодического профиля, горячекатаной гладкой стали и обыкновенной арматурной проволоки, как правило, изготавливают с применением для соединения стержней контактной сварки (точечной и стыковой). Сварные соединения стержневой, термически упрочненной арматуры, как правило, не допускаются.

Контактная точечная сварка применяется при изготовлении сварных каркасов, сеток и закладных деталей с нахлесточными соединениями стержней, контактная стыковая сварка – для соединения по длине заготовок арматурных стержней. Контактную сварку стержней малых диаметров (менее 10 мм) допускается применять только в заводских условиях при наличии специального оборудования. При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку только в следующих случаях: 1) для соединения по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаных сталей диаметром 8 мм и более; 2) при выполнении сварных соединений с нормируемой прочностью в сетках и каркасах – с принудительным формированием шва в инвентарной форме или с обязательными дополнительными конструктивными элементами в местах соединения стержней продольной и

поперечной арматуры (косынки, лапки, крюки и т. п.); 3) при выполнении крестообразных соединений стержней без дополнительных конструктивных элементов (косынок, лапок, крюков и т. д.) только для соединений с ненормируемой прочностью (имеющих монтажное значение).

Длина отдельных стержней практически может приниматься любой, так как для реализации отрезков, получающихся при заготовке стержней, их соединяют контактной стыковой сваркой с целью последующей безотходной резки. Длина отдельных стержней ограничивается только условиями транспортировки, удобством укладки и пр. Наиболее часто встречающиеся в практике гнутые арматурные стержни показаны на рис. 6.8.

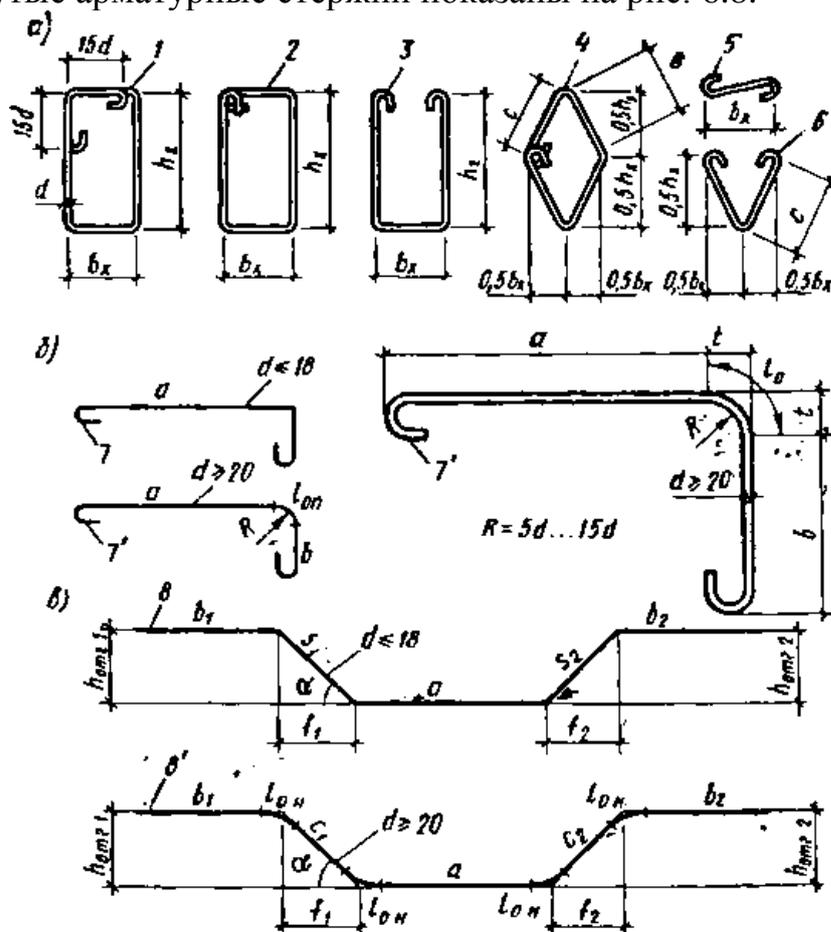


Рис. 6.8. Гнутые арматурные стержни:

- a* – хомуты и шпильки; *б* – прямые отгибы; *в* – наклонные отгибы;
- 1 – хомут элемента, рассчитанного на кручение; 2 – закрытый хомут;
- 3 – открытый хомут; 4 – ромбовидный хомут; 5,6 – шпилька;
- 7,8 – гнутый стержень диаметром 18 и менее мм;
- 7',8' – то же, диаметром 20 мм и более

Стержни периодического профиля выполняются без крюков. Растянутые гладкие стержни, применяемые в качестве вязаной арматуры, должны заканчиваться полукруглыми крюками, лапками или петлями. Стержни могут быть простыми, состоящими из стержня одного диаметра, или в целях экономии арматурной стали составными, состоящими по длине из стержней двух-трех разных диаметров, соединенных контактной стыковой сваркой. Составными

могут быть только стержни из горячекатаной арматуры периодического профиля.

Диаметры составного стержня и расположение в нем стыков определяются расчетом в соответствии с эпюрой действующих в конструкции усилий. Отношение диаметров стыкуемых стержней может приниматься  $0,3 \leq d_2/d_1 \leq 0,85$ , где  $d_1$  и  $d_2$  – номинальные диаметры стержней.

В некоторых случаях (например, при стесненных условиях) допускается располагать арматурные стержни попарно без зазора. При назначении расстояний между спаренными стержнями, при определении длины их анкеровки и нахлестки они рассматриваются как условный стержень с приведенным диаметром  $d_{red} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$ . При двух стержнях одинакового диаметра приведенный диаметр  $d_{red} = 1,41d$ .

При конструировании арматурных изделий следует стремиться к сокращению числа их типоразмеров как в пределах железобетонного элемента, так и в пределах ряда железобетонных конструкций. Применение вязаной арматуры допускается при отсутствии оборудования для контактной точечной сварки, а также для элементов монолитных конструкций сложной конфигурации.

**Сетки для армирования** железобетонных конструкций в зависимости от поставки бывают рулонные (при диаметре продольных стержней 6 мм и менее) и плоские (при диаметре продольных стержней 8 мм и более). Сварные сетки конструируют с прямоугольным контуром и взаимно перпендикулярным расположением стержней (рис. 6.9).

Конструкцию и размеры сетки назначают в зависимости от вида и конструктивных особенностей армируемого элемента.

Сетки могут использоваться как самостоятельное изделие или как полуфабрикат, который подвергается последующей доработке, например разрезке, приварке дополнительных стержней, обрезке их концов, вырезке отверстий, приварке закладных деталей, фиксаторов, строповочных петель, гнутью, образованию каркасов и т.д.

Минимальный размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней в сварной сетке принимают не менее  $0,5d_1 + d_2$  или  $0,5d_2 + d_1$  и не менее 20 мм. На концах свариваемых стержней не допускаются отгибы, крючки или петли. Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления  $u_{min}$  и  $v_{min}$  должно быть 50 мм.

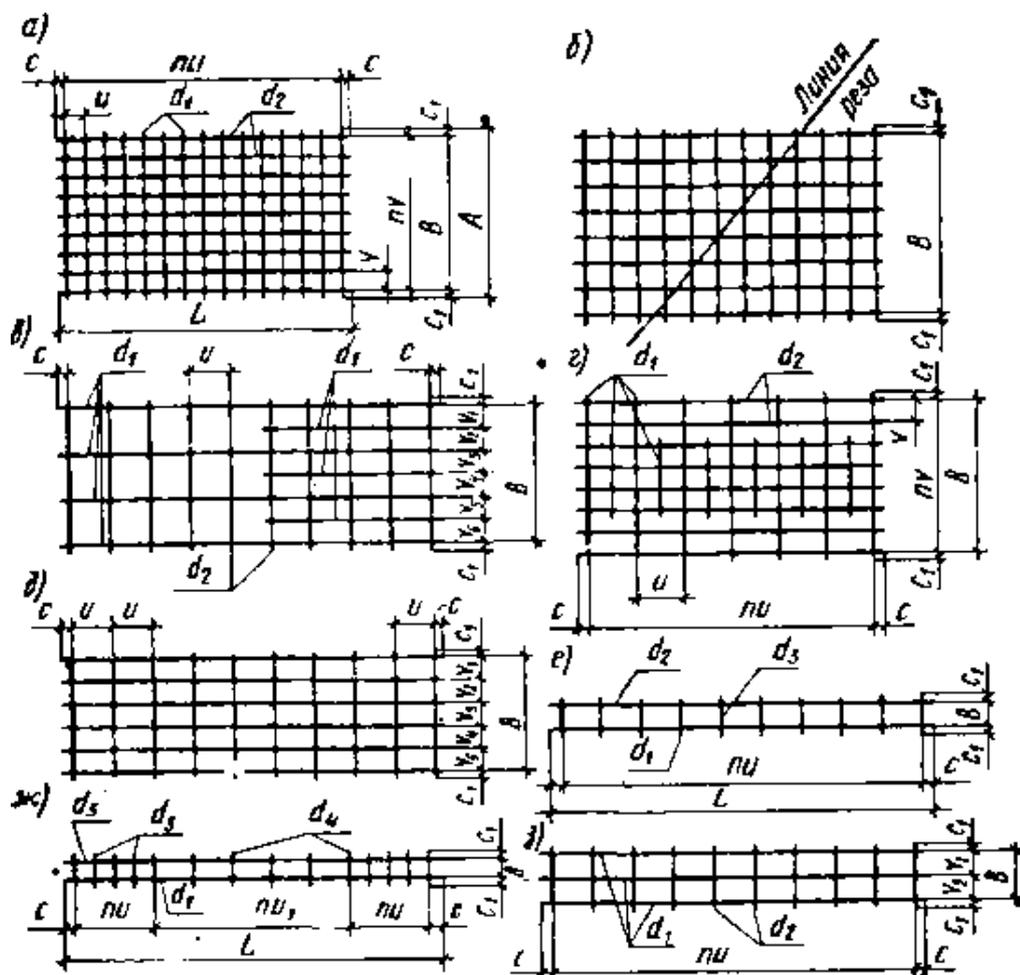


Рис. 6.9. Основные виды сварных сеток:

- а* – сетка, применяемая для армирования плит разной толщины, массивных и других конструкций; *б* – то же, для конструкций переменной ширины; *в* – сетка со стержнями, расположенными по эпюре изгибающих моментов, применяемая для армирования консольных конструкций, например подпорных стен; *г* – то же, применяемая для однопролетных плит; *д*, *з* – сетки, применяемые для армирования линейных внецентренно сжатых конструкций, например колонн; *е*, *ж* – сетки типа «лесенка», применяемые для армирования линейных изгибаемых конструкций, например балок

Исходя из условий сварки, соотношения диаметров свариваемых стержней принимают следующие:

Диаметр стержня одного направления $d_1$ , мм	4...16	18, 20	25...32	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления $d_2$ , мм	4	5	8	10

При выборе диаметра поперечных стержней сварных сеток следует руководствоваться не только условиями сварки, но и условиями жесткости сетки в целом, обеспечение которой необходимо при погрузочно-разгрузочных работах во время транспортировки и укладки.

Наиболее индустриальными являются сетки, предназначенные для изготовления на многоточечных машинах. При их конструировании руководствуются параметрами этих машин и, кроме того, учитывают следующее: а) допускается сварка крестообразных соединений стержней из разных сталей; б) диаметр поперечных стержней  $d_2$ , свариваемых в крест с продольными стержнями, допускается принимать по условиям сварки (см. выше), если по расчету не требуется больший диаметр; поперечные стержни в сетке должны применяться одного диаметра и длины; в) продольные стержни сетки рекомендуется применять все одного диаметра или разных диаметров, но не более двух, причем различаться они должны не более чем в два раза; при этом два рядом расположенных стержня, считая от края, должны быть одинакового диаметра; г) шаг продольных стержней при диаметре до 14 мм рекомендуется принимать кратным 100 мм, при диаметре 14 мм и более – кратным 200 мм; шаг продольных стержней можно увеличивать против указанного путем исключения отдельных стержней; при ширине сетки, не кратной шагу продольных стержней, остаток следует размещать с одной стороны; д) шаг поперечных стержней при диаметре до 14 мм рекомендуется принимать кратным 50 мм, а при диаметре 14 мм и более – кратным 100 мм; максимальный шаг поперечных стержней должен составлять 400 мм; рекомендуется назначать постоянный шаг поперечных стержней.

Сетки, изготавливаемые на многоточечных машинах, можно конструировать, предусматривая их последующее сгибание в одной плоскости на стандартном гибочном оборудовании. При конструировании сеток типа «лесенка» (см. рис. \_\_. 4, *e*, *ж*) или при отсутствии многоточечных машин ориентируются на технологические возможности одностержневых сварочных машин. Диаметры стержней в крестообразном соединении по условиям контактной точечной сварки принимаются по данным, приведенным выше. В сетках с нормируемой прочностью крестообразных соединений, например, применяемых для армирования балок, сварка всех мест пересечений стержней (узлов) обязательна, а диаметр продольных стержней должен быть не меньше диаметра поперечных стержней.

В сетках с рабочей арматурой периодического профиля, применяемых для армирования плит, допускается предусматривать сварку не всех мест пересечения стержней, при этом должны быть сварены все пересечения стержней в двух крайних рядах по периметру сетки, остальные узлы могут быть сварены через узел в шахматном порядке.

Технические требования к сеткам изложены в ГОСТ 23279-2012 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий».

**Каркасы** конструируют из плоских или гнутых сварных сеток с применением при необходимости соединительных стержней. Каркасы конструируют достаточно жесткими для сохранения проектного положения в опалубочной форме, а также при складировании и перевозке. Пространственная жесткость каркаса обеспечивается замкнутым контуром и приваркой в необходимых случаях (а при длине 6 м и более в обязательном порядке) диафрагм жесткости в виде специальных связей из диагональных стержней, планок и

т.п. Габариты каркаса должны удовлетворять условиям транспортировки. Закладные детали и строповочные устройства (петли, трубки и т.п.) рекомендуется заранее крепить к каркасу, если при этом будет обеспечено их фиксированное положение как в форме, так и в готовом железобетонном элементе.

Каркасы получают различными способами: а) из плоских сеток путем приварки к продольным стержням соединительных стержней или поперечных стержней сеток другого направления; б) применением гнутых сеток (рис. 6.10) с очертанием, которое можно получить на стандартном гибочном оборудовании; в) путем нанизывания на продольные стержни поперечных стержней, соединенных в отдельные сетки контактной точечной сваркой всех пересечений (рис. 6.11,а).

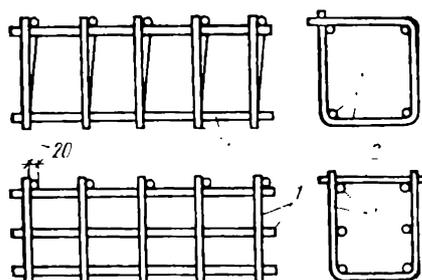


Рис. 6.10. Арматурные каркасы, образованные из гнутых сеток контактной точечной сваркой:

1 – сетки; 2 – соединительные стержни

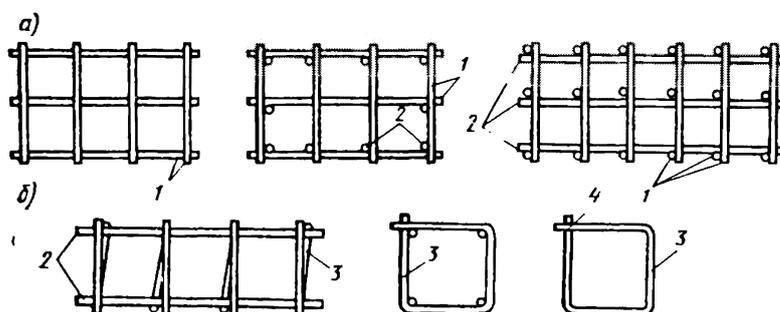


Рис. 6.11. Арматурные каркасы, образованные нанизыванием на продольные стержни заранее изготовленной поперечной арматуры:

1 – сварные сетки поперечной арматуры; 2 – продольная арматура;  
3 – хомуты; 4 – точечная сварка

После нанизывания продольные и поперечные стержни соединяют сваркой с помощью клещей. При отсутствии сварочных клещей можно производить вязку пересечений; в этом случае рекомендуется обеспечивать пространственную жесткость каркасов приваркой дополнительных стержней, планок и т.д. При небольшом числе продольных стержней поперечную арматуру можно выполнять из одного гнутого стержня (по типу хомута) контактной точечной сваркой его концов (рис. 6.11,б). Стыки концов рекомендуется располагать в разных углах поперечного контура каркаса (вразбежку); г) путем навивки поперечной спиральной арматуры на продольную арматуру с точечной сваркой всех пересечений в процессе навивки (рис. 6.12).

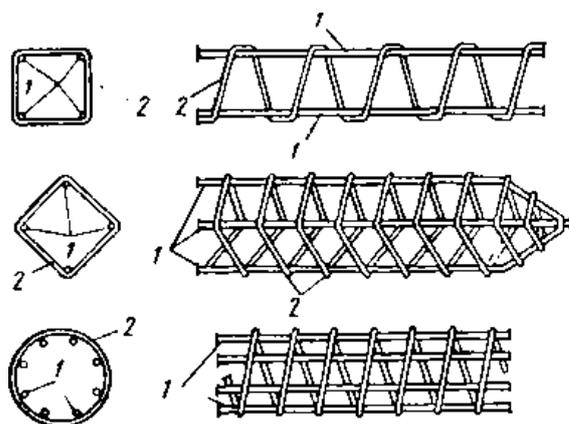


Рис. 6.12. Арматурные каркасы, образованные путем навивки поперечной спиральной арматуры на продольную арматуру:

1 – стержни продольной арматуры; 2 – поперечная спиральная арматура

Для сборки и сварки каркасов в зависимости от их конструктивных особенностей, как правило, применяют горизонтальные, вертикальные или линейные установки, оснащенные сварочными клещами для контактной точечной сварки крестообразных пересечений.

Образование каркасов для армирования плоских железобетонных элементов, например типа плит, стеновых панелей, рекомендуется производить согласно рис. 6.13.

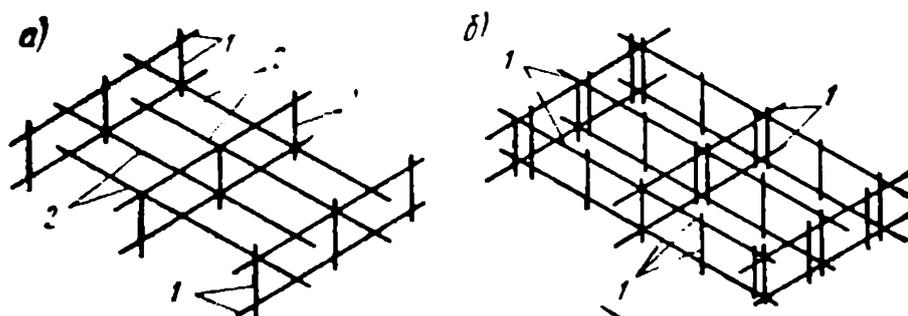


Рис. 6.13. Образование арматурных каркасов плоских железобетонных изделий из сеток типа «лесенка»:

*a* – приваркой соединительных стержней; *б* – сваркой непосредственно сеток «лесенка»; 1 – сетка «лесенка»; 2 – соединительные стержни

#### ***Анкеровка ненапрягаемой арматуры***

Арматурные стержни в бетоне могут воспринимать напряжения лишь тогда, когда исключена возможность их проскальзывания. Для предотвращения проскальзывания они должны иметь надежную анкеровку. Анкеровка осуществляется одним из следующих способов или их сочетанием (рис. 6.14): сцеплением прямых стержней с бетоном; крюками или лапками; петлями; приваркой поперечных стержней; специальными приспособлениями (анкерами).

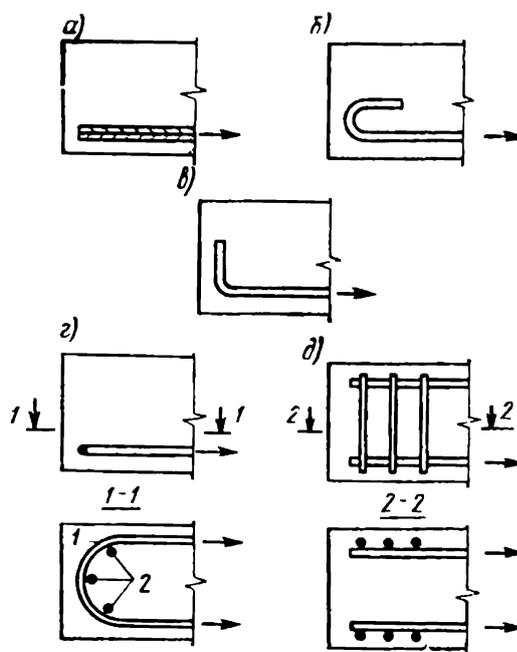


Рис. 6.14. Анкеровка рабочей арматуры в бетоне элемента:  
*a* – сцеплением прямых стержней с бетоном; *б* – крюками; *в* – лапками;  
*г* – петлями; *д* – приваркой поперечных стержней; 1 – петля;  
 2 – поперечные стержни

*Анкеровка за счет сцепления прямых стержней с бетоном* допускается только для арматуры периодического профиля. При этом следует иметь в виду, что прочность сцепления возрастает с увеличением эффективности профиля поверхности, с повышением прочности бетона, а также при наличии поперечного сжатия, и, наоборот, требуется большая длина анкеровки с повышением прочности (класса) арматуры, с повышением диаметра стержня, а также при наличии поперечного растяжения. На длине анкеровки должен быть достаточный защитный слой бетона и в некоторых случаях, особенно при стержнях диаметром 16 мм и более, поперечное армирование. *Устройство лапок* допустимо только для стержней периодического профиля, для гладких стержней нужно предусматривать крюки.

*Анкеровка петлями* может применяться как для гладких стержней, так и для стержней периодического профиля. При этом анкером считается такая петля, у которой оба стержня (оба конца) растянуты в одинаковой степени. На длине анкеровки петли необходима поперечная арматура, которая устанавливается по расчету на выкалывание бетона и должна состоять не менее чем из двух стержней диаметром по 6 мм.

*Приварка поперечных стержней или специальных приспособлений* для анкеровки отдельных стержней применяется, если анкеровка за счет сцепления, крюками или петлями недостаточна.

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть завезены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением на длину

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min},$$

где  $l_{b,\min} \geq \max [0, 3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}]$  – при растяжении,

$l_{b,\min} \geq \max [0, 6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}]$  – при сжатии

При этом растянутые гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру на длине заделки.

При невозможности выполнения указанных требований необходимо обеспечить анкеровку с помощью следующих специальных мер:

а) постановкой косвенной арматуры в виде сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов;

б) устройством на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, гаек, уголков, высаженных головок и т. п. (рис. 6.15). Толщина анкерующей пластины должна быть не менее  $\frac{1}{5}$  всей ее ширины (диаметра);

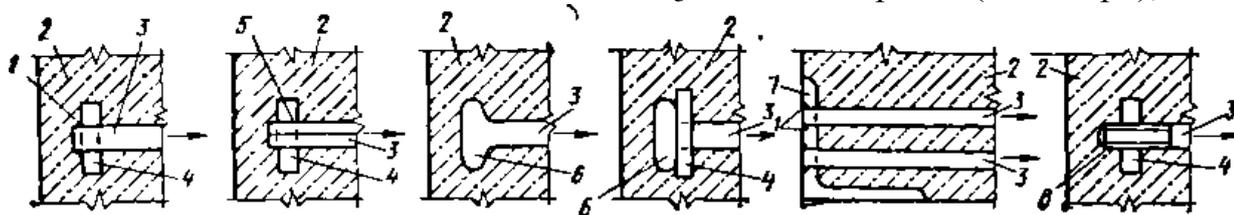


Рис. 6.15. Анкеровка продольного стержня с помощью специальных устройств:

- 1 – сварка; 2 – бетон; 3 – анкеруемый стержень; 4 – круглая или квадратная стальная шайба; 5 – усилие обжатия; 6 – высаженная головка; 7 – стальной уголок; 8 – резьба

в) приваркой на длине заделки не менее двух поперечных анкерующих стержней диаметром не менее 0,6 диаметра продольных стержней.

При сварной арматуре из гладких стержней следует предусматривать приварку к каждому продольному стержню на длине  $l_{bd}$  хотя бы одного поперечного (анкерующего) стержня в сетках плит и двух стержней в каркасах балок и ребер. Анкерующий стержень должен быть диаметром не менее 0,6 диаметра продольного стержня и располагаться на расстоянии  $c$  (рис. 6.16) от конца сетки или каркаса, которое принимается не более 15 мм при диаметре продольной арматуры  $d$  до 10 мм, и не более  $1,5d$  – при более крупных диаметрах продольной арматуры.

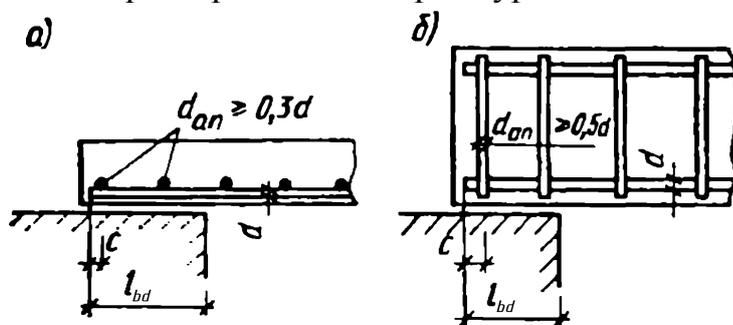


Рис. 6.16. Анкеровка гладких стержней продольной растянутой сварной арматуры на крайних свободных опорах изгибаемых элементов:

а – в плитах; б – в балках

### Стыки арматуры внахлестку

Стыки рабочей арматуры внахлестку (без сварки) менее надежны по сравнению со сварными и применяются при необходимости соединения как сварных, так и вязаных каркасов и сеток при стержнях диаметром не более 32 мм. Стыки стержней рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в местах полного использования несущей способности арматуры. Такие стыки вообще не допускаются в линейных элементах, сечения которых полностью растянуты (например, в затяжках арок), а также во всех случаях применения стержневой высокопрочной арматуры.

Стыкуемые стержни по возможности должны соприкасаться между собой. Если вплотную их уложить невозможно, то между ними допускается зазор, не превышающий  $4\varnothing$  или 50 мм. Расстояние между двумя смежными стыками в одном поперечном сечении железобетонного элемента принимают не менее  $2\varnothing$  и не менее 20 мм, а располагают их по возможности симметрично. Стыки растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину нахлестки не менее величины  $l_0$ , определяемой по формуле

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} = \max [0,3\alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, 15\varnothing; 200\text{мм}]$$

Стыки сварных сеток и каркасов (а также растянутых стержней вязаных каркасов и сеток) внахлестку без сварки, как правило, по длине элемента располагают со смещением. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины нахлестки  $l_0$ , должна составлять не более 50% общей площади сечения арматуры. Стыковать отдельные стержни, сварные сетки и каркасы без разбежки можно при конструктивном армировании (без расчета). Гладкие стержни в стыке должны заканчиваться крюками, а стержни периодического профиля могут иметь прямые концы или лапки; допускается также стыковать стержни, заканчивающиеся петлями. При стыковании растянутых стержней без сварки в зоне нахлестки иногда устанавливают дополнительную поперечную арматуру (в случаях, когда диаметр стыкуемых рабочих стержней не более 20 мм).

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры периодического профиля могут выполняться без поперечных стержней в пределах стыка, при гладкой арматуре в зоне нахлестки нужно иметь на каждой сетке не менее двух таких поперечных стержней, приваренных ко всем продольным. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняются внахлестку.

При стыковании внахлестку сварных (и вязаных) каркасов в балках на длине стыка независимо от диаметра рабочих стержней всегда применяют дополнительную поперечную арматуру в виде хомутов или корытообразно согнутых сварных сеток. Площадь сечения этой арматуры составляет не менее  $0,5A_s$ , а шаг дополнительных поперечных стержней в пределах стыка должен быть не более  $5\varnothing$  ( $\varnothing$  – наименьший диаметр продольных рабочих стержней,  $A_s$  – площадь поперечного сечения рабочей продольной арматуры).

При стыковании внахлестку сварных (и вязаных) каркасов сжатых элементов (например, колонн) в пределах стыка ставят дополнительные хомуты на расстояниях не более  $10\varnothing$ .

### Закладные детали

Закладные детали могут быть *расчетными*, т.е. обладающими определенной заданной прочностью для восприятия действующих на деталь усилий, и *нерасчетными*, устанавливаемыми по конструктивным соображениям, в которых сварные соединения могут не иметь нормируемую прочность. Применяются закладные детали из листового, сортового или фасонного проката с приваренными анкерами; состоящие только из листового, сортового или фасонного проката (в том числе штампованные).

В качестве анкеров, как правило, используют арматурные стержни железобетонного элемента, с которыми они соединяются в большинстве случаев ручной дуговой сваркой. Штампованные закладные детали изготовляют методом вырубki на прессах и конструируют, как правило, без специальных анкеров; их применяют в качестве нерасчетных закладных деталей, причем для тех объектов, где имеется специальное оборудование и освоено производство таких деталей. Располагают закладные детали в железобетонном элементе так, чтобы наружные поверхности стального проката, как правило, находились в одной плоскости с поверхностью, соответствующей грани элемента. Допускается применять «утопленные» закладные детали, но утопливая их не более чем на толщину защитного слоя бетона. В случае, если сборный железобетонный элемент изготовляют с заглаживанием поверхности механизмом, то стальные пластины со стороны этих поверхностей должны быть заглублены в бетон не менее чем на 5 мм.

В больших пластинах закладных деталей, находящихся при бетонировании железобетонного элемента сверху и закрывающих всю или большую часть грани бетонизируемого элемента, предусматривают одно или несколько отверстий для выхода воздуха и контроля качества заливки формы бетоном.

Для обеспечения плотного закрывания бортоснастки при бетонировании сборного железобетонного элемента размеры стальных пластин, если они полностью закрывают грань элемента, назначают минимум на 5 мм меньше с каждой стороны грани (рис. 6.17).

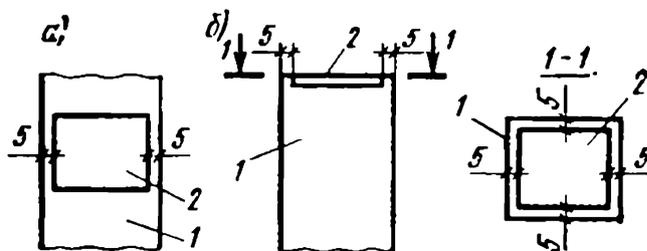


Рис. 6.17. Назначение размеров пластин закладных деталей из условия плотного закрывания бортоснастки формы при бетонировании элемента:

$a$  – на боковой грани;  $b$  – на торцевой грани; 1 – железобетонный элемент; 2 – стальная пластина закладной детали

Закладные детали могут также иметь устройства для крепления к формам (например, отверстия в пластинах), упоры для восприятия сдвигающих усилий, арматурные коротыши, служащие для фиксации положения рабочей арматуры или самой закладной детали, болты для соединения железобетонных элементов и т.п.

Конструкция *расчетных* закладных деталей с приваренными к ним элементами, которые передают нагрузку на закладные детали, должна обладать достаточной жесткостью для обеспечения равномерного распределения усилий между растянутыми анкерами и равномерной передачи сжимающих усилий на бетон.

При конструировании расчетных закладных деталей применяют в основном два типа анкеров: привариваемые к пластине втавр (*нормальные анкеры*), они препятствуют отрыву и сдвигу закладной детали; привариваемые к пластине внахлестку (*нахлесточные анкеры*) – препятствуют сдвигу закладной детали. Конструирование закладных деталей только с нахлесточными анкерами не допускается, т.е. всегда предусматривают нормальные анкеры, даже если они не требуются по расчету.

Для обеспечения необходимой толщины защитного слоя бетона, более надежной заделки нахлесточного анкера его обычно отгибают на угол  $15...30^\circ$ , а при необходимости (по конструктивным соображениям) отгибают нахлесточный анкер даже на угол до  $60^\circ$  (рис. 6.18,а). Но если бетонный защитный слой нахлесточного анкера обеспечен без его отгиба (например, при утопленных закладных деталях), то анкер может быть прямым; однако при этом анкеры вместе с арматурой железобетонного элемента должны быть охвачены хомутами или другой поперечной арматурой (рис. 6.18,б). Расчетные анкеры не рекомендуется выполнять прямыми.

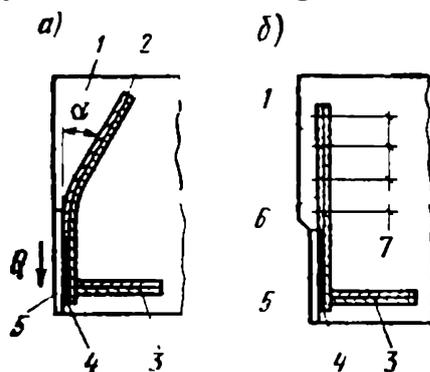


Рис. 6.18. Конструирование закладной детали с анкерами, приваренными к пластине внахлестку:

- а – закладная деталь с нахлесточным отогнутым анкером; б – то же, с прямым анкером; 1 – бетон; 2 – отогнутый анкер; 3 – нормальный анкер; 4 – сварка; 5 – пластина закладной детали; 6 – прямой анкер; 7 – дополнительные хомуты

Для передачи сдвигающих усилий на бетон иногда конструируют закладные детали с упорами из полосовой стали или круглых коротышей. Высоту упоров принимают не менее  $10...40$  мм (рис. 6.19).

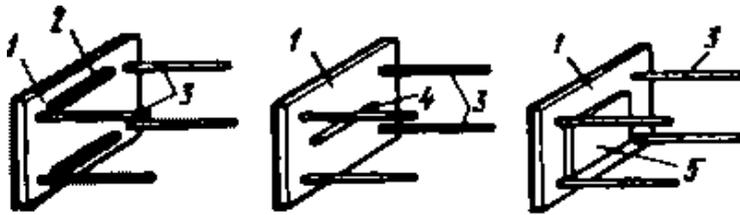


Рис. 6.19. Конструкция закладной детали с упорами для передачи на бетон сдвигающих усилий:

1 – стальная пластина; 2 – упор из полосовой стали; 3 – нормальные анкеры; 4 – упор из арматурного стержня; 5 – упор из стальной пластины

При размещении упоров вблизи края железобетонного элемента обычно принимают меры против откалывания бетона (косвенное армирование и т.п.). Упоры могут применяться при наличии прижимающей закладную деталь усилия для восприятия знакопеременных сдвигающих усилий, если невозможно разместить наклонные анкеры.

Число нормальных анкеров, приваренных втавр, если отсутствует изгибающий момент в направлении, перпендикулярном плоскости, в которой расположены анкеры, принимают не менее двух, а при действии на закладную деталь изгибающего момента – не менее четырех. Длина нормального или нахлесточного анкерного стержня (глубина заделки анкера) расчетных закладных деталей определяется расчетом на выкалывание и должна быть не менее величины  $l_{bd}$ .

Длина анкеровки  $l_{bd}$  нормального анкера отсчитывается от внутренней поверхности пластины, а нахлесточного – от начала отгиба или для прямых стержней от торцевой кромки пластины. При действии на анкерные стержни только сдвигающих или сжимающих усилий их длину назначают на  $5\varnothing$  меньше, но для сборных элементов заводского изготовления – не менее  $15\varnothing$ . Указанная длина анкеровки может быть уменьшена за счет устройства усиления на концах стержней: приварки анкерных пластин или устройства высаженных горячим способом анкерных головок диаметром  $3\varnothing$  для стержней из обычной арматуры. В этих случаях длина анкеровки определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и должна быть не менее  $10\varnothing$ , где  $\varnothing$  – диаметр анкера.

Если по расчету вдоль анкеров в бетоне возможно образование трещин, то на концах анкеров обязательно устраивают усиления – приваренные пластины или высаженные головки.

Сварные соединения анкеров с пластинами конструируют в соответствии с требованиями действующих нормативных документов, предусматривая автоматическую или ручную дуговую сварку втавр под слоем флюса или контактную рельефно-точечную сварку.

### Тема 6.3. Подготовка конструкций к транспортировке и монтажу

#### *Приспособления для строповки*

При конструировании сборных железобетонных изделий предусматривают приспособления для удобства строповки их грузозахватными устрой-

ствами с целью извлечения из формы, а также при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах. Способы захвата и размещение строповочных приспособлений назначают с учетом технологии изготовления и монтажа железобетонного изделия, а также его конструктивных особенностей. Расположение мест строповки железобетонного изделия определяют, кроме того, расчетом.

Строповочные приспособления должны отвечать следующим требованиям: прочности при многократном загибе и надежной анкеровки в бетоне элемента при одновременной экономии стали; не препятствовать процессу формования элемента и обеспечивать удобство продевания чалочных крюков или других устройств грузовых стропов. В качестве приспособлений для строповки сборных железобетонных элементов применяют: инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли; строповочные отверстия со стальными трубками; стационарные монтажные петли из арматурных стержней или полосовой стали.

Строповку железобетонных элементов предусматривают по возможности без применения устройств, требующих расхода стали, а именно путем образования углублений, пазов, отверстий, а также за счет использования очертания железобетонного изделия (рис. 6.20). Возможно сочетание двух видов приспособлений для захвата, предназначенных для различных этапов перемещения железобетонного изделия.

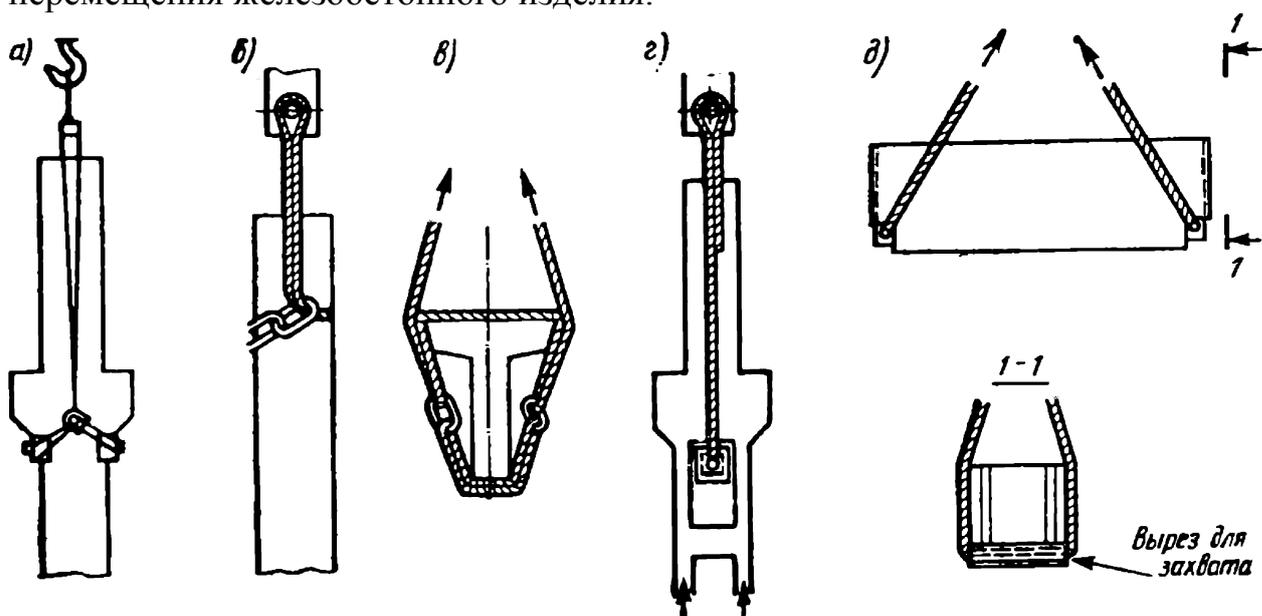


Рис. 6.20. Способы строповки сборных элементов без применения закладных строповочных устройств:

*a* – колонны с консолями; *б* – бесконсольной колонны; *в* – балки; *г* – двухветвевой колонны; *д* – блока

Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций применяют горячекатаную стержневую арматуру, гладкую и периодического профиля из сталей марки 10ГТ, ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2; однако при расчетной зимней температуре ниже минус 40°С применять сталь марки ВСтЗпс2 для монтажных петель не допускается. Если строповочные петли не препятствуют изготовлению сборного элемента

(например, при ручном заглаживании поверхности), то их конструкцию и установку принимают по рисунку 6.21, а...в.

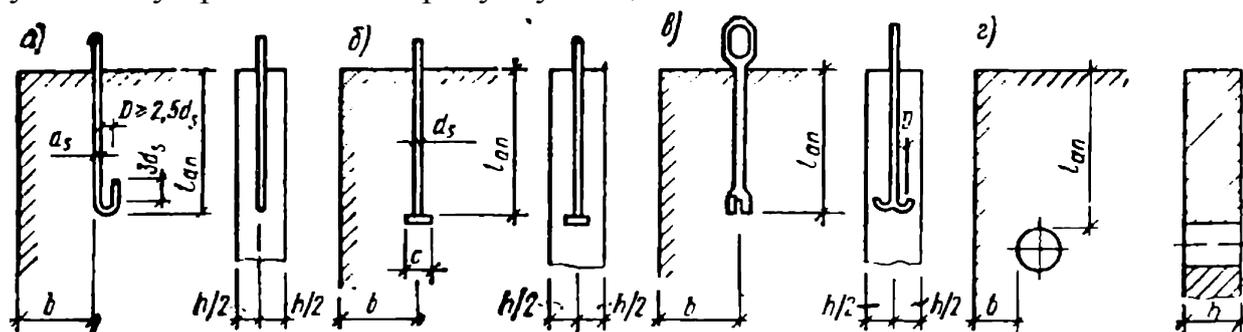


Рис. 6.21. Строповочные приспособления:

а – стержень с крюком; б – стержень с шайбой; в – деталь из полосовой стали, г – строповочное отверстие

При этом рекомендуется применять более простые в изготовлении типы петель. Для изделий, изготовление которых может производиться с заглаживанием открытой грани механизированным способом, предусматривают петли на других необрабатываемых гранях или строповочные отверстия (рис. 6.21, г), располагают проушины петель ниже заглаживаемой грани в углублениях-лунках по рисунку 6.22 («утопленные» петли), или же (при малых размерах бетонного сечения, не допускающих устройства постоянной выемки для «утопленной» петли) применяют петли с падающим (рис. 6.23, а) или инвентарным вывинчивающимся (рым-болт) кольцом (рис. 6.23, б).

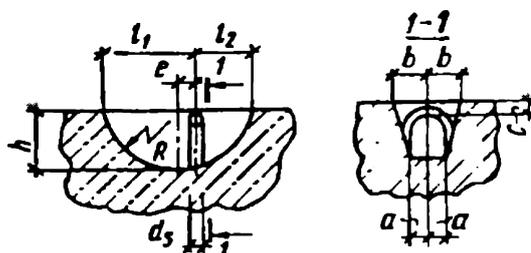


Рис 6.22. Конструирование утопленной строповочной петли

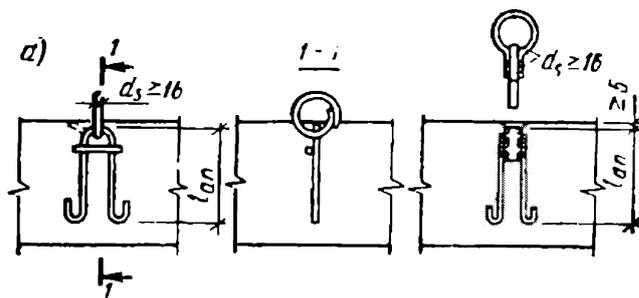


Рис. 6.23. Конструкция строповочной петли с убирающимся (падающим) стационарным кольцом (а) и с инвентарным кольцом (б)

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса сборного элемента, поднимаемого за четыре петли, при подборе диаметра стержня петли считают распределенной только на три петли. В случае подъема плоского изделия (например, стеновой панели) за три или большее количество петель, размещенных на одном торце изделия, характеристическую нагрузку от собственного веса принимают распределенной только на две петли (ис-

ключение допускается лишь в случае применения приспособлений, обеспечивающих самобалансирование усилий в грузовых стропах). Если гарантируется отсутствие сгиба петли (при монтаже с помощью траверсы с вертикальными стропами), допускается повышать характеристическое усилие на петлю в 1,5 раза. Минимальная длина заделки строповочной петли  $l_{bd}$  в зависимости от прочности бетона на сжатие  $f_{cm}(t)$  в момент первого подъема (МПа) приводится ниже:

$$f_{cm}(t) = 7 \dots 10 \text{ МПа} - 35d$$
$$\text{свыше } 10 \text{ до } 20 \text{ МПа} - 30d$$
$$\text{свыше } 20 \text{ МПа} - 25d$$

Если ветви петли на длине анкеровки не размещаются параллельно, концы их можно раздвинуть на угол до  $45^\circ$  или отогнуть.

Расчет приспособлений для строповки на основе методов механики разрушения бетона. За последние годы разработаны основанные на современных методах механики разрушения бетона уточненные рекомендации по расчету прочности анкеровки приспособлений для строповки элементов заводского изготовления, где наряду с прочностью бетона учитывается крупность заполнителя, толщина изделия и расстояние до края изделия или проема, а также особенности конструкции приспособлений для строповки.

«Рекомендации по динамическому расчету стальных форм» распространяются на проектирование строповочных деталей и отверстий для подъема в вертикальном положении однослойных неармированных и слабоармированных плоских изделий толщиной 80...220 мм из тяжелого бетона с крупностью заполнителя 10 или 20 мм и прочностью в момент первого подъема 7, 10, 14, 20 и 30 МПа при действии усилия вдоль детали (подъем с помощью траверс).

Разрешается подъем за стропы при устройстве отверстий или установке строповочных петель; при этом допускается сгиб выступающей части петли. Предполагается, что подъем при отсутствии траверс может быть допущен и для других деталей, однако должна обеспечиваться передача усилия вдоль детали путем использования специальных устройств для восприятия бетоном горизонтальной составляющей усилия в стропах без сгиба выступающей из бетона части детали. Прочность бетона в момент первого подъема  $f_{cm}(t)$  назначается в зависимости от отпускной прочности, а также технологии изготовления изделия и указывается в рабочих чертежах.

«Рекомендации» распространяются на следующие детали: строповочные петли из гладкой арматуры диаметром 10...22 мм крюками, расположенными в срединной плоскости панели (см. рис. 6.16, а); гладкие стержни из арматуры диаметром от 10 до 22 мм с анкерами в виде шайб (рис. 6.16, б); детали из полосовой стали (рис. 6.16, в), а также на строповочные отверстия (рис. 6.16, г). При этом приняты следующие обозначения:  $d_s$  – диаметр арматуры,  $D$  – диаметр крюка,  $l_{bd}$  – глубина заделки (анкеровки) детали,  $h$  – толщина панели,  $b$  – расстояние между деталью и краем панели или проема,  $s$  – расстояние между крюками строповочной петли,  $c$  – диаметр круглой или

сторона квадратной шайбы. Глубина заделки  $l_{bd}$  деталей должна быть не менее 25 см (при изготовлении в кассетах – не менее 30 см), а расстояние между соседними деталями – не менее  $2,5 l_{bd}$ . Длина и конструкция выступающей из бетона части деталей выбираются в зависимости от конструкции захватного приспособления и особенностей узла сопряжения сборных элементов. Выступающая часть детали из листовой стали марок ВСтЗпсб и ВСтЗспб по ГОСТ 380–71 должна быть рассчитана в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций.

Диаметр строповочного отверстия назначается в зависимости от имеющихся строповочных приспособлений, но не более 70 мм; глубина заложения отверстия  $l_{bd}$  (см. рис. 6.16, *з*) определяется согласно настоящим «Рекомендациям», но должна быть не менее величин, указанных выше для деталей. Расстояние  $b$  между деталью и краем панели или проема (см. рис. 6.16) назначается не менее 200 мм, а при устройстве строповочных отверстий – не менее 400 мм. Шайбы, как правило, изготовляют путем высадки плоской головки (высаженной пластины).

В расчет деталей входит определение действующего нормативного усилия, подбор поперечного сечения деталей по прочности металла и определение глубины заделки и размеров концевой части деталей по прочности бетона. Прочность бетона проверяется для двух возможных видов разрушения: выкалывания и локального разрушения в месте расположения концевой части анкера. Расчет по металлу выступающей из бетона части деталей выполняют в зависимости от типа детали и способов захвата.

Расчет строповочной детали ведется на действующее нормативное усилие  $N_k$  по фактической прочности бетона на осевое сжатие в момент первого подъема изделия. Характеристическое усилие на деталь определяют путем деления характеристического значения нагрузки от веса изделия на число деталей, одновременно работающих при подъеме. Число деталей, принимаемых в расчете, равно 2, а при наличии специальных самобалансирующих траверс может быть и больше.

Диаметр  $d_s$  для арматуры строповочной петли и стержня с крюком или шайбой назначают в зависимости от характеристического значения усилия.

Поперечное сечение детали из листовой стали определяют по расчетному сопротивлению металла в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций с учетом коэффициента динамичности 1,5, на который умножают величину действующего усилия. При ослаблении сечения деталей резьбой (или другим способом) расчет ведут по сечению нетто.

Глубина заделки (анкеровки) деталей для подъема (мм) определяется расчетом на отрыв.

### ***Расчетные схемы сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа***

Элементы сборных конструкций при подъеме, транспортировании и монтаже испытывают нагрузку от веса, при этом расчетные схемы элементов могут существенно отличаться от расчетных схем в проектном положении.

В связи с этим необходимо расчетные схемы элементов назначать так, чтобы усилия, развивающиеся при транспортировании и монтаже, были возможно меньше. Для этого надо устанавливать соответствующее расположение монтажных петель, строповочных отверстий, мест опирания (которые должны быть указаны на рабочих чертежах элементов).

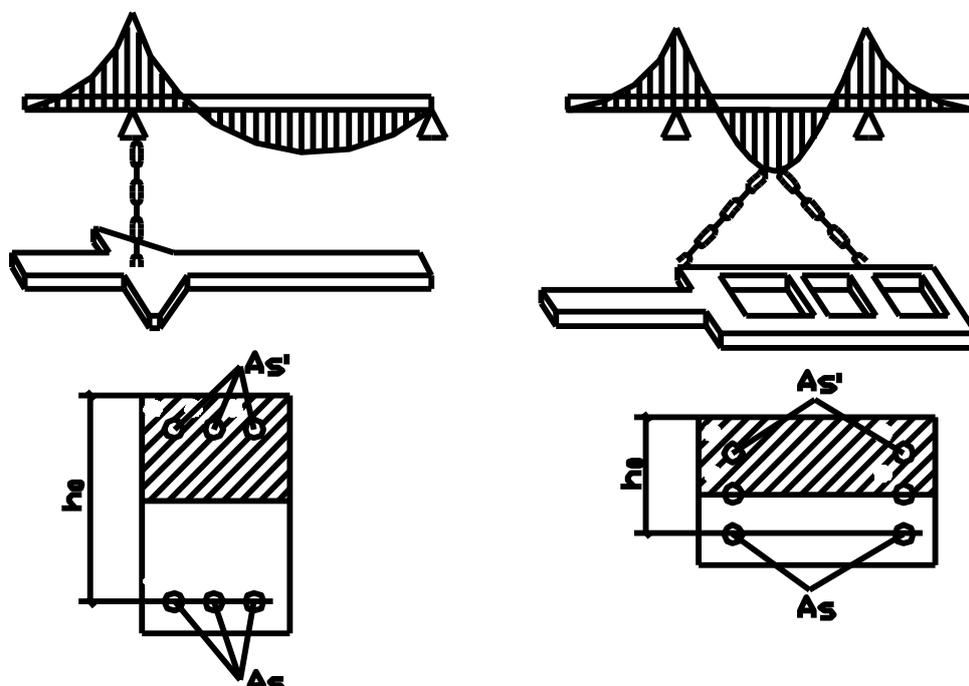


Рис. 6.24. Расчетные схемы сборной колонны в процессе монтажа

## **Перечень контрольных вопросов по разделу 6**

1. Номенклатура сборных конструкций заводского изготовления. Соблюдение требований типизации и унификации. Принципы конструирования сборных элементов заводского изготовления. Габариты и очертания конструкций.
2. Армирование железобетонных элементов. Требования к продольному и поперечному армированию.
3. Армирование концов элементов с напрягаемой арматурой. Армирование при наличии отверстий, косвенное армирование.
4. Армирование консолей.
5. Конструирование арматурных изделий. Сварные соединения арматуры. Сетки, каркасы.
6. Стыки арматуры внахлестку. Закладные детали. Требования к пластинам и анкерам.
7. Подготовка конструкций к транспортировке и монтажу.
8. Устройство петель и отверстий. Расчет петель. Требования, указываемые на рабочих чертежах. Требования техники безопасности и охраны труда при изготовлении конструкций.

## Содержание практических занятий по 6 разделу

### ТЕМА 1. Проверка несущей способности конструкций в стадии изготовления

**Цель занятия:** Расчет предельного состояния несущей способности конструкций при передаче усилия обжатия на бетон и при подъеме конструкций из формы.

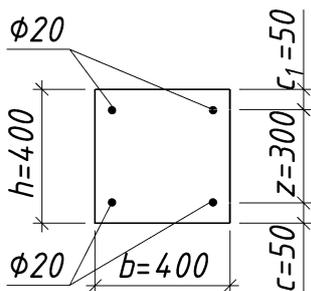
#### Пример 1.1

**Дано:**

Сборная колонна длиной  $l = 12$  м прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 400 \times 400$  мм. Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ . Продольная арматура  $4\phi 20$  класса S500 ( $A_s = 1256 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани сечения  $c = c_1 = 50$  мм. Монтажные приспособления (петли) расположены на расстоянии  $2,4$  м ( $\approx 0,2 \cdot l$ ) от торцов колонны.

**Требуется:**

Проверить несущую способность колонны при подъеме.



**Решение:**

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

При подъеме колонна рассматривается как двухконсольная шарнирно-опертая балка, нагруженная погонной нагрузкой от собственного веса (рис. 1).

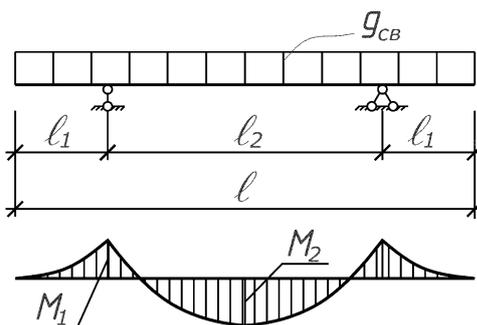


Рис. 1. Расчетная схема колонны при подъеме из формы

Погонная нагрузка от собственного веса колонны

$$g_{св} = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot k_d = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 1,4 = 7,65 \text{ кН/м,}$$

где  $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес сборного железобетона;

$\gamma_F = 1,35$  – частный коэффициент для постоянной нагрузки [1, п.А1.3.1];

$k_d = 1,4$  – коэффициент динамичности при подъеме ( $k_d = 1,6$  – при перевозке);

Изгибающий момент от действия собственного веса на опоре (петле)

$$M_1 = -\frac{gl_1^2}{2} = -\frac{7,65 \cdot 2,4^2}{2} = -22,032 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент от действия собственного веса в пролете

$$M_2 = -M_1 + \frac{gl_2^2}{8} = -22,032 + \frac{7,65 \cdot 7,2^2}{8} = 27,54 \text{ кНм.}$$

Поскольку колонна армируется симметрично и ее положение при подъеме не совпадает с проектным, расчет выполняется на действие изгибающего момента большей величины.

Так как прочность бетона ниже проектной, при проверке несущей способности колонны учитывается только продольная арматура. Схема усилий в сечении показана на рисунке 2

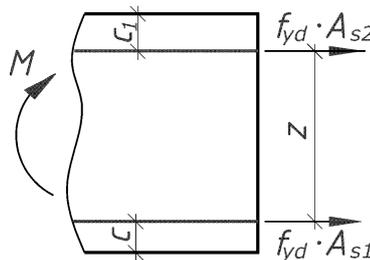


Рис. 2. Схема усилий в сечении колонны при подъеме

Условия статического равновесия имеют вид

$$M = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot z,$$

$$M = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot z,$$

где  $z$  – плечо внутренней пары сил (усилия в продольной арматуре)

$$z = h - c - c_1 = 400 - 50 - 50 = 300 \text{ мм.}$$

Требуемая площадь продольной арматуры у одной грани сечения

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{M}{f_{yd} \cdot z} = \frac{27,54 \cdot 10^6}{435 \cdot 300} = 211 \text{ мм}^2.$$

Так как у каждой грани колонны установлено по  $2\varnothing 20$  класса S500 ( $A_s = 628 \text{ мм}^2$ ), то несущая способность колонны при подъеме обеспечена.

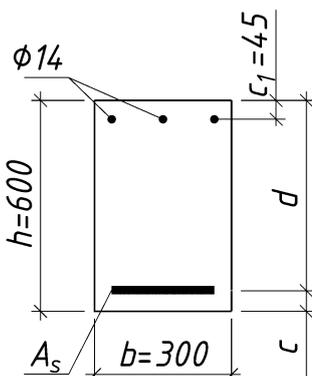
### Пример 1.2

**Дано:**

Сборная балка длиной  $l = 7,1 \text{ м}$  прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 300 \times 600 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ . Верхняя продольная арматура –  $3\varnothing 14$  класса S500 ( $A_s = 462 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани сечения  $c_1 = 45 \text{ мм}$ . Монтажные приспособления (петли) расположены на расстоянии  $2,0 \text{ м}$  ( $\approx 0,2 \cdot l$ ) от торцов балки.

**Требуется:**

Проверить несущую способность балки при подъеме.



**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа};$$

– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа}.$$

Расчетная схема балки при подъеме за две петли приведена на рисунке 1.

Погонная нагрузка от собственного веса балки

$$g_{cb} = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot k_d = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 1,4 = 9,11 \text{ кН/м},$$

где  $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес сборного железобетона;

$\gamma_F = 1,35$  – частный коэффициент для постоянной нагрузки [1, п.А1.3.1];

$k_d = 1,4$  – коэффициент динамичности при подъеме ( $k_d = 1,6$  – при перевозке);

Изгибающий момент от действия собственного веса на опоре (петле)

$$M_1 = -\frac{gl_1^2}{2} = -\frac{9,11 \cdot 2^2}{2} = -18,225 \text{ кНм}.$$

Поскольку балка бетонируется и поднимается из формы в положении, совпадающем с проектным, расчет выполняется на действие изгибающего момента, растягивающего верхнюю плоскость балки (см. рис. 1).

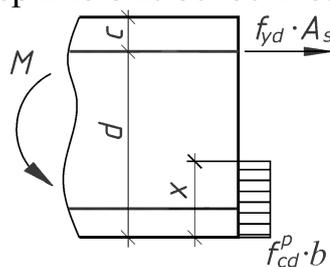


Рис. 3. Схема усилий в сечении балки при подъеме

Балка рассчитывается как элемент с одиночным армированием.

Условия статического равновесия имеют вид

$$M \leq f_{cd}^p \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m,$$

$$f_{yd} \cdot A_s = f_{cd}^p \cdot b \cdot x$$

где  $d$  – полезная высота сечения

$$d = h - c = 600 - 45 = 555 \text{ мм}.$$

Распалубочную прочность бетона принимаем равной 70% от проектной

$$f_{cd}^p = 0,7 f_{cd} = 0,7 \cdot 16,67 = 11,67 \text{ МПа.}$$

Относительный момент сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd}^p \cdot b \cdot d^2} = \frac{18,225 \cdot 10^6}{11,67 \cdot 300 \cdot 555^2} = 0,017.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,017} = 0,017.$$

Относительная плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,017 = 0,991.$$

Требуемая площадь продольной арматуры у одной грани сечения

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{18,225 \cdot 10^6}{435 \cdot 555 \cdot 0,991} = 76,2 \text{ мм}^2.$$

Так как у верхней грани сечения балки установлено  $3\varnothing 14$  класса S500 ( $A_s = 462 \text{ мм}^2$ ), то несущая способность балки при подъеме обеспечена.

### Пример 1.3

**Дано:**

Сборная балка длиной  $l = 8 \text{ м}$  прямоугольного сечения с размерами  $b \times h = 250 \times 800 \text{ мм}$ . Бетон тяжелый класса  $C^{25}/_{30}$ .

Растянутая арматура –  $2\varnothing 20$  класса S800 ( $A_p = 628 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения  $c = 50 \text{ мм}$ . Сжатая арматура –  $3\varnothing 12$  класса S500 ( $A_p = 339 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения  $c_1 = 31 \text{ мм}$ . Напряжения в арматуре с учетом прямых (первых) потерь  $\sigma_{pm0} = 573 \text{ МПа}$ .

**Требуется:**

Проверить предельное состояние несущей способности и трещиностойкость балки при отпуске арматуры.

**Решение:**

Характеристики бетона класса  $C^{25}/_{30}$  [7, табл. 3.1]:

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25 \text{ МПа}$ ;

– среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа};$$

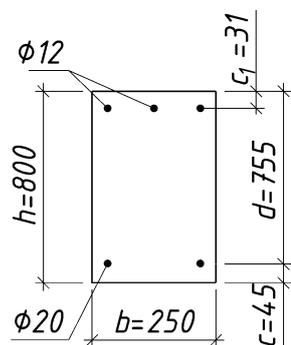
– расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

Характеристики арматуры класса S800:

– характеристическое значение  $0,1\%$ -ного условного предела текучести

предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800 \text{ МПа}$ ;



– характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали.

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа};$$

– расчетное значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_S} = \frac{600}{1,15} \approx 695 \text{ МПа.}$$

– модуль упругости  $E_p = 200 \text{ ГПа}$ ;

Характеристики арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;

– расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

Полезная высота сечения

$$d = h - c = 800 - 45 = 755 \text{ мм.}$$

Усилие обжатия с учетом прямых (технологических) потерь

$$P_{m0} = \sigma_{pm,0} \cdot A_p = 573 \cdot 628 = 359844 \text{ Н} \approx 360 \text{ кН.}$$

Расчетное значение усилия обжатия

$$P_{d,0} = P_{m,0} \cdot \gamma_{P,unfav} = 360 \cdot 1,2 = 432 \text{ кН,}$$

где  $\gamma_{P,unfav} = 1,2$  – коэффициент, учитывающий неблагоприятный эффект от обжатия в стадии изготовления.

Прочность бетона в момент передачи усилия обжатия принята

$$f_{ck}(t) = 0,95 \cdot f_{ck} = 0,95 \cdot 25 = 23,75 \text{ МПа.}$$

Расчетное значение предела прочности бетона на осевое сжатие в момент отпуска арматуры

$$f_{cd}^P = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_C} = 1 \cdot \frac{23,75}{1,5} \approx 15,8 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия при отпуске арматуры рассматривается как внешняя продольная сила, приложенная с начальным эксцентриситетом.

Условие равновесия имеет вид (см. рис. 4 а)

$$N_{p,0} + f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd}^P \cdot b \cdot \lambda x,$$

где  $N_{p,0} = P_{d,0} - \Delta\sigma_p \cdot A_p$  – результирующее сжимающее усилие;

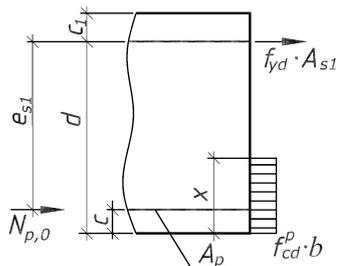
$\Delta\sigma_p$  – снижение напряжений в арматуре вследствие обжатия сечения

$$\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon \cdot E_p.$$

Величина снижения относительных деформаций напрягаемой арматуры при ее отпуске определяется в соответствии с рисунком 4 б

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{cu3}(x - c)}{x}.$$

*a*



*б*

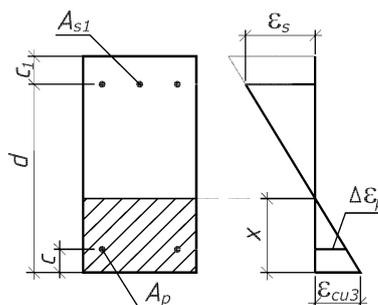


Рис. 4. Сечение балки при отпуске арматуры:

*a* – схема усилий; *б* – распределение деформаций по высоте сечения

Сжимающее усилие может выражено в виде

$$N_{p,0} = P_{d,0} - \frac{\epsilon_{cu3}(x-c)}{x} E_p \cdot A_p.$$

Условие равновесия может быть переписано в виде

$$P_{d,0} - \frac{\epsilon_{cu3}(x-c)}{x} E_p \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd}^p \cdot b \cdot \lambda x.$$

После подстановки числовых значений (в МПа, МН, м):

$$0,432 - 0,0035 \frac{(x-c)}{x} \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 628 \cdot 10^{-6} + 435 \cdot 339 \cdot 10^{-6} = 15,8 \cdot 0,25 \cdot 0,8x.$$

После выполнения преобразований и решения квадратного уравнения относительно  $x$  получаем расчетное значение высоты сжатой зоны

$$x = 0,104 \text{ м.}$$

Относительные деформации растянутой арматуры в момент передачи на бетон усилия обжатия составят (см. рис. 4,б)

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu3}(d-x)}{x} = \frac{3,5 \cdot (769 - 104)}{104} = 22,3 \%,$$

Относительные деформации арматуры в момент достижения напряжениями предела текучести составят

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \%.$$

где  $\epsilon_{cu3} = 3,5 \%$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов  $C^{50}/_{60}$  и ниже [7, таблица 3.1].

Так как,  $\epsilon_s = 22,3 \% > \epsilon_{sy} = 2,175 \%$ , напряжения в арматуре достигли предельных значений.

Усилие предварительного обжатия при расчете несущей способности рассматривается как внешняя сила и должно определяться с учетом снижения напряжений в арматуре при обжатии.

$$N_{p,0} = P_{d,0} - \Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_p,$$

где  $\Delta \epsilon_p$  – определяется в соответствии с рисунком 4,б

$$\Delta \epsilon_p = \frac{\epsilon_{cu3}(x-c)}{x} = \frac{3,5 \cdot (104 - 45)}{104} = 1,99 \%.$$

Проверка условия равновесия

$$N_{p,0} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{cd}^p \cdot b \cdot \lambda x = 182,1 + 435 \cdot 339 \cdot 10^{-3} - \\ - 15,8 \cdot 250 \cdot 0,8 \cdot 104 \cdot 10^{-3} = 0,9 \approx 0.$$

Следовательно, высота сжатой зоны определена верно.

Изгибающий момент расчетного значения усилия обжатия относительно центра тяжести растянутой арматуры (см. рис. 4,а)

$$M_{Ed1} = N_{p,0} \cdot e_{s1} = 182,1 \cdot 0,724 = 131,84 \text{ кНм},$$

где  $e_{s1} = d - c_1 = 755 - 31 = 724$  мм.

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением

$$M_{Rd} = f_{cd}^p \cdot b \cdot \lambda x (d - 0,5 \lambda x) = 15,8 \cdot 250 \cdot 0,8 \cdot 104 \cdot (769 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 104) = 239,05 \text{ кНм}.$$

Так как,  $M_{Ed1} = 131,84 \text{ кНм} < M_{Rd} = 239,05 \text{ кНм}$ , несущая способность балки при отпуске арматуры обеспечена.

Трещиностойкость изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой проверяется из условия

$$M_{Ek} \leq M_{cr},$$

где  $M_{Ek} = P_{m,t} (z_{cp} + r)$  – момент от внешнего воздействия (усилия обжатия);

$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c$  – момент, воспринимаемый сечением без трещин;

$$W_c = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,25 \cdot 0,8^2}{6} = 0,027 \text{ м}^3 \text{ – момент сопротивления сечения балки;}$$

$z_{cp} = 0,5h - c = 0,5 \cdot 0,8 - 0,045 = 0,355$  м – см. пример 8.1 (рис. 2.31).

Расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядерной точки

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,027}{0,25 \cdot 0,8} = 0,135 \text{ м}.$$

Расчетное значение усилия обжатия

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m0} = 0,95 \cdot 360 = 342 \text{ кН},$$

где  $r_{inf} = 0,95$  – коэффициент, учитывающий неблагоприятный эффект от обжатия в стадии изготовления.

Момент, воспринимаемый сечением без образования трещин

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = 2,6 \cdot 0,027 \cdot 10^3 = 70,2 \text{ кНм}.$$

Момент, возникающий в сечении при передаче на бетон усилия обжатия

$$M_{Ek} = P_{m,t} \cdot (z_{cp} + r) = 342 \cdot (0,355 + 0,135) = 167,58 \text{ кНм}.$$

Так как,  $M_{Ek} = 167,58 \text{ кНм} > M_{cr} = 70,2 \text{ кНм}$ , трещиностойкость балки при отпуске арматуры не обеспечена.

## ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ

**№1.** Проверить несущую способность и трещиностойкость сборной железобетонной колонны при подъеме из формы. Сечение прямоугольное с размерами  $b \times h = 500 \times 500$  мм. Длина колонны – 10,6 м. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ .

Продольная арматура –  $2\varnothing 20$  класса S500 ( $A_s = 628 \text{ мм}^2$ ) у сжатой и растянутой граней. Расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани сечения  $c = 50 \text{ мм}$ . Подъем выполняется за две петли. Расстояние от петель до ближайших торцов колонны – 2 м.

**№2.** Проверить несущую способность и трещиностойкость сборной железобетонной колонны при подъеме из формы. Сечение прямоугольное с размерами  $b \times h = 400 \times 600 \text{ мм}$ . Длина колонны – 9,8 м. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Продольная арматура –  $3\varnothing 16$  класса S500 ( $A_s = 603 \text{ мм}^2$ ) у сжатой и растянутой граней. Расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани сечения  $c = 45 \text{ мм}$ . Подъем выполняется за две петли. Расстояние от петель до ближайших торцов колонны – 2,5 м.

**№3.** Проверить несущую способность и трещиностойкость сборной железобетонной балки при подъеме из формы. Сечение прямоугольное с размерами  $b \times h = 400 \times 600 \text{ мм}$ . Длина балки – 7,2 м. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Верхняя продольная арматура –  $2\varnothing 16$  класса S500 ( $A_s = 402 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения  $c_1 = 45 \text{ мм}$ . Подъем выполняется за две петли. Расстояние от петель до ближайших торцов балки – 2 м.

**№4.** Проверить несущую способность и трещиностойкость сборной железобетонной балки при подъеме из формы. Сечение прямоугольное с размерами  $b \times h = 300 \times 600 \text{ мм}$ . Длина балки – 8,1 м. Бетон класса  $C^{25}/_{30}$ . Верхняя продольная арматура –  $2\varnothing 20$  класса S500 ( $A_s = 628 \text{ мм}^2$ ), расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения  $c_1 = 50 \text{ мм}$ . Подъем выполняется за две петли. Расстояние от петель до ближайших торцов балки – 1,8 м.

## **Раздел 7. Проектирование и расчет конструкций инженерных сооружений.**

### **Тема 7.1. Виды и расчет инженерных сооружений**

#### ***Сборные железобетонные конструкции инженерных сооружений***

В промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве широко применяют специальные железобетонные сооружения, предназначенные для хранения материалов, организации транспорта и потоков людей, снабжения объектов водой, электроэнергией, газом, теплом, сбора и очистки промышленных и сточных вод и т.д. Ниже рассматриваются инженерные сооружения, которые обычно включаются в комплекс объектов промышленно-гражданского строительства. Это емкостные сооружения, предназначенные для хранения сыпучих материалов (силосы), для погрузочно-разгрузочных операций самотеком (бункера), резервуары для чистой воды и других жидкостей, различные очистные сооружения систем водоснабжения и канализации (отстойники, фильтры, аэротенки) и т.д.

#### ***Железобетонные емкостные сооружения (резервуары)***

В различных отраслях промышленности и городского хозяйства применяются емкостные сооружения из железобетона – сборного и монолитного. Конструкции этих сооружений в значительной степени унифицированы. Для емкостных сооружений, в частности, разработана серия рабочих чертежей унифицированных изделий 3.900-3, предназначенных для применения в типовых и индивидуальных проектах следующих емкостных сооружений водоснабжения и канализации: резервуаров для воды, горизонтальных отстойников, аэротенков, горизонтальных отстойников, смесителей, нефтеотделителей, нефтеловушек, контактных резервуаров, радиальных отстойников и т. д. Они могут быть прямоугольными и цилиндрическими, открытыми и закрытыми, заглубленными и наземными.

Размеры унифицированных прямоугольных и круглых в плане емкостных сооружений приняты, как правило, кратными 3 м, а по высоте 0,6 м (но при длине или диаметре до 9 м) – кратными 1,5 м для прямоугольных и 1 м для круглых. Например, для нефтеотделителей и нефтеловушек принята унифицированная высота 2,4 м, ширина 12, 18, 24 м, длина 18, 24, 30, 36 м (для нефтеотделителей только 36 м). Для радиальных отстойников принята унифицированная высота 3, 3,6, 4,2 м при внутренних диаметрах 18, 24, 30 м, а также диаметр 40 м (при высоте 3 и 4,2 м) и диаметр 50 м (при высоте 5,4 м). Днище всех емкостей выполняют из монолитного железобетона толщиной не менее 120 мм с двойной арматурой, стены и покрытие – из сборных железобетонных плит.

**Прямоугольные закрытые емкости** наиболее широко представлены резервуарами для воды и имеют ширину 6, 12, 18, 24, 36 и 54 м. Длина резервуаров может быть различной. В типовых проектах емкость прямоугольных резервуаров составляет от 50 до 20 000 м<sup>3</sup>.

По конструктивным решениям и номенклатуре применяемых изделий резервуары выполняют нескольких типов: с использованием массовых изделий для промышленного строительства и с применением более эффективных типовых конструкций, предназначенных специально для резервуаров. Ниже представлены резервуары трех типов: с плоскими стеновыми панелями и ригельным покрытием из типовых конструкций для промышленных зданий (рис. 7.1); с плоскими стеновыми панелями и безригельным покрытием из ребристых плит (рис. 7.2); со стеновыми панелями с опорной пятой и безригельным покрытием (рис. 7.3) из ребристых плит.

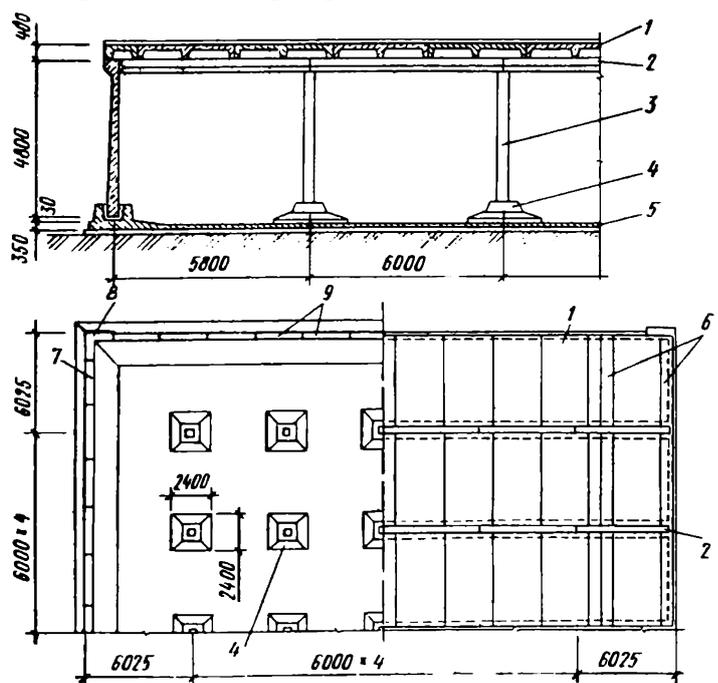


Рис. 7.1. Резервуар вместимостью 6000 м<sup>3</sup> с сеткой колонн 6×6 м:

1 – плита покрытия шириной 3 м; 2 – ригель; 3 – колонна сечением 400×400 мм; 4 – фундамент; 5 – монолитное днище; 6 – плита покрытия шириной 0,75 м; 7 – стеновая панель с обвязочной балкой; 8 – угловой стеновой блок; 9 – стеновая панель без обвязочной балки

Панели соединяются путем сварки закладных деталей с последующим замоноличиванием узких шпоночных стыков (шириной 20 мм). В местах сопряжения стен устанавливают объемные (угловые) блоки.

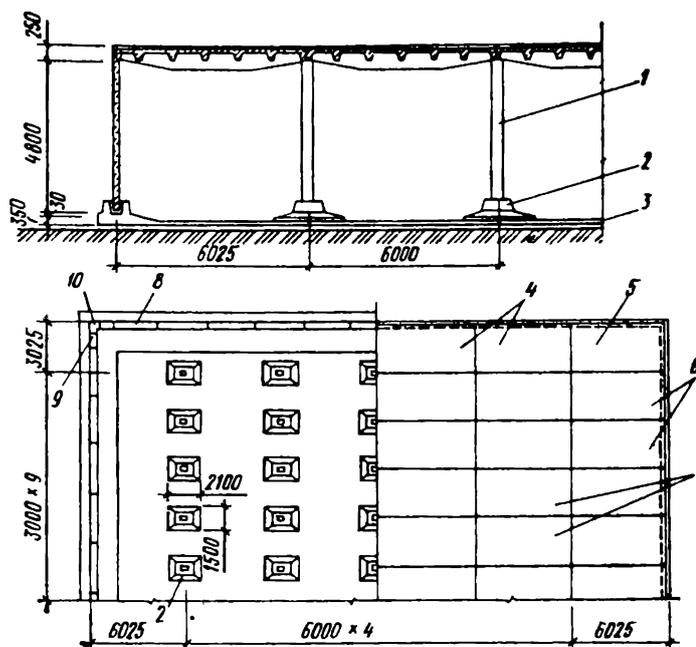


Рис. 7.2. Резервуар вместимостью  $6000 \text{ м}^3$  с сеткой колонн  $3 \times 6$  м и плоскими стенными панелями:

- 1 – колонна сечением  $200 \times 350$  мм; 2 – фундамент; 3 – монолитное днище;  
 4...7 – плиты покрытия; 8 – стенная панель без обвязочной балки;  
 9 – доборная стенная панель; 10 – угловой стеной блок

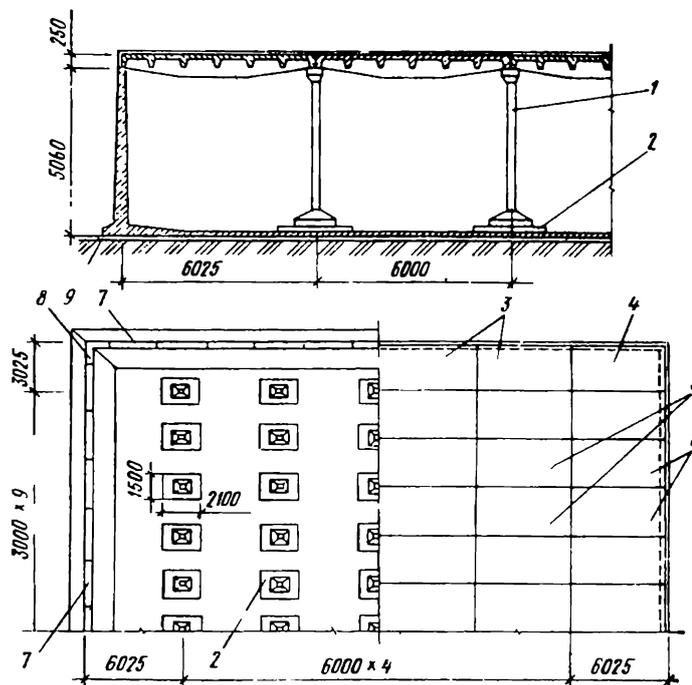


Рис. 7.3. Резервуар вместимостью  $6000 \text{ м}^3$  с сеткой колонн  $3 \times 6$  м и плоскими стенными панелями с пятой:

- 1 – колонна сечением  $250 \times 250$  мм; 2 – распределительная плита днища;  
 3...6 – плиты покрытия; 7 – стенная панель с пятой без обвязочной балки;  
 8 – угловой стеной блок; 9 – монолитное днище

С дном стены сопрягаются посредством щелевого монолитного паза. Днище резервуаров выполняют плоским толщиной 140 мм. Нагрузка от колонн передается на днище через сборные фундаменты стаканного типа, имеющие уширенную опорную часть размером 2,4×2,4 м. Днище армируют стандартными арматурными сетками (рулонными и плоскими). Такие резервуары строят в районах с широким использованием изделий для промышленных зданий и небольшим объемом возведения таких сооружений.

**Прямоугольные открытые емкости** (заглубленные и наземные) широко применяются для различных сооружений. Например, на рисунке 7.4 представлено конструктивное решение сборного аэротенка из железобетонных панелей.

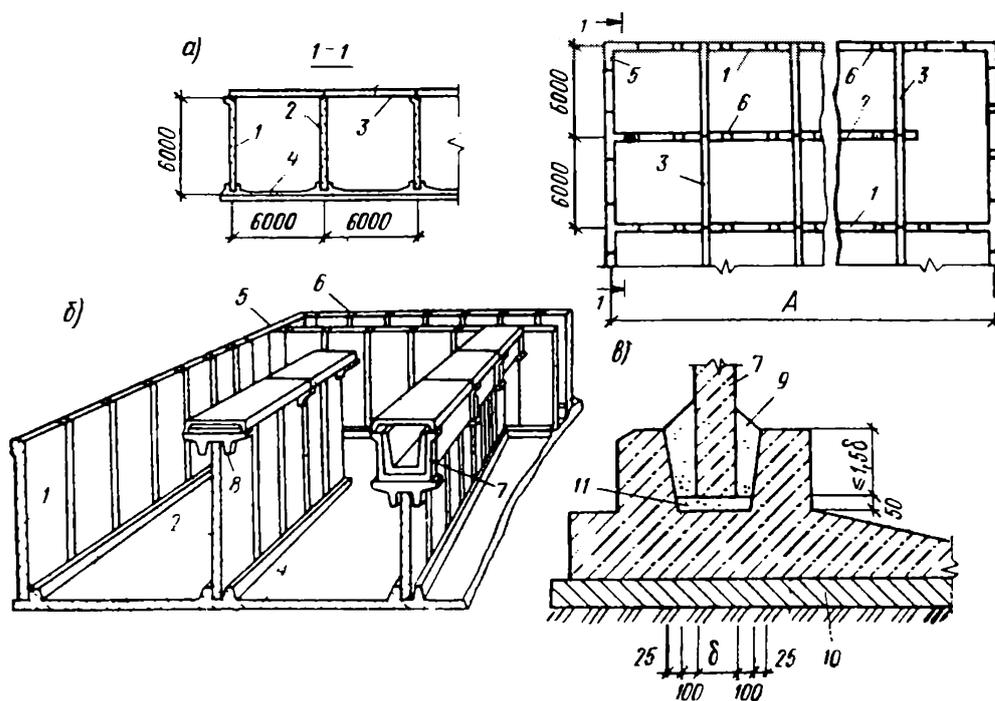


Рис. 7.4. Конструктивное решение аэротенка из железобетонных панелей:

*а* – из панелей балочного типа; *б* – то же, консольного типа; *в* – узел сопряжения стеновых панелей с монолитным днищем; 1, 2 – стеновые и перегородочные панели; 3 – распорки через 6 м для восприятия горизонтальных усилий; 4 – монолитное железобетонное днище; 5 – монолитные участки несущих стен; 6 – шпоночные стыки между стеновыми и перегородочными панелями; 7 – прямоугольный лоток, перекрытый плитами; 8 – мостик для прохода и укладки технологических трубопроводов; 9 – бетон замоноличивания паза днища класса не менее  $C^{20}/_{25}$ ; 10 – бетонная подготовка из бетона класса  $C^8/_{10}$ ; 11 – выравнивающий слой цементного раствора (наносится в процессе монтажа стен)

Панели армируют двойной арматурой в виде плоских сеток. Угловые участки в местах пересечения стен могут выполняться как сборными, так и монолитными, причем панели стен (шириной 3 м, высотой 2.4...6 м, толщиной 140...320 мм) могут быть балочного и консольного типа (рис. 7.4, *а*, *б*).

Глубина заделки панелей в паз монолитного днища принимается по расчету, в зависимости от диаметра вертикальной рабочей арматуры, с учетом достаточной длины ее анкеровки. Расчетную нагрузку на стены принимают равной гидростатическому давлению воды, залитой до верха стен, а в стадии эксплуатации уровень жидкости должен быть ниже верха на 0,2 м. Этот уровень используют в расчетах по образованию и раскрытию трещин.

**В цилиндрических емкостях** применяют аналогичное конструктивное решение, только внешняя поверхность панелей (а при диаметре емкости до 9 м – и внутренняя) принята криволинейной. Подобные емкости армируют кольцевой напрягаемой арматурой, причем натяжение производится *до* замоноличивания стыка стеновых панелей с днищем, но *после* замоноличивания стыков между стеновыми панелями и достижения бетоном замоноличивания прочности не менее 70% от проектной. Шаг между витками напрягаемой арматуры определяют расчетом. При подборе количества арматуры и величины ее натяжения необходимо предусматривать создание в бетоне установившихся (после проявления всех потерь) сжимающих напряжений не менее 0,5 МПа (в нижней зоне стены на 1/3 высоты емкости – не менее 0,8 МПа), при гидростатическом давлении слоя воды, равного полной высоте стены емкости. Высота панелей принимается кратной 0,6 м, ширина – кратной числу «пи» (3,1416), толщина – равной 120... 195 мм. В процессе монтажа их устанавливают с зазорами, чтобы облегчить заполнение швов бетоном замоноличивания. Каждый слой напрягаемой арматуры защищают слоем цементно-песчаного раствора, наносимого путем торкретирования. Защитный слой наносят при наполненном резервуаре, чтобы избежать впоследствии появления в нем трещин. Для заглубленных сооружений толщина этого защитного слоя составляет 25 мм, для открытых наземных – 50 мм.

**Конструкция покрытий резервуаров.** Резервуары для воды (так же как и некоторые другие емкости, например горизонтальные отстойники систем водоснабжения, приемные камеры теплой и охлажденной воды) обычно выполняют закрытыми т.е. с покрытиями. В качестве опор покрытий используют стены и колонны. Чаще всего применяют сборные покрытия балочного типа – ребристые плиты по ригелям, опирающимся на колонны (см. рис. 7.1). Для круглых в плане резервуаров для унифицированных объемов 100...6000 м<sup>3</sup> иногда устраивают безбалочное покрытие, опирающееся на колонны с капителями (рис. 7.5). Покрытия с опиранием только на стены решаются аналогично покрытиям промышленных зданий.

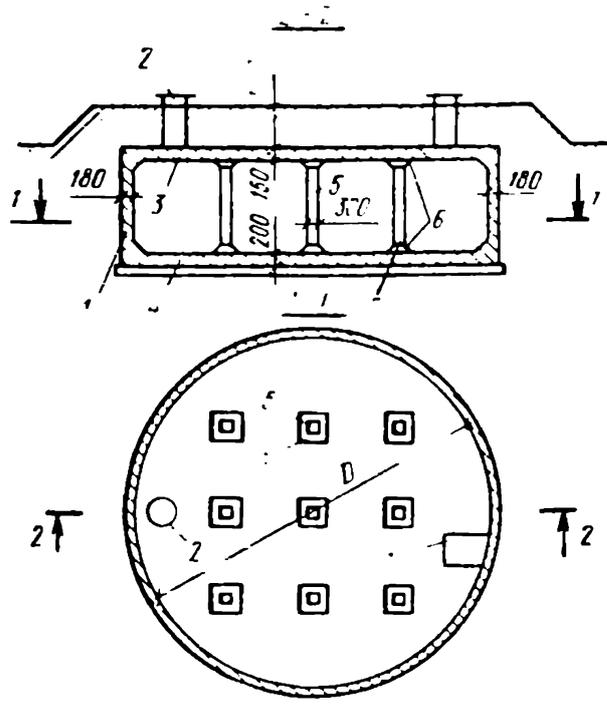


Рис. 7.5. Конструктивное решение круглого монолитного резервуара:  
 1 – стенка резервуара; 2 – люк; 3 – перекрытие; 4 – днище; 5 – колонна;  
 6 – капитель колонны; 7 – приямок

Для круглых в плане резервуаров при наличии промежуточных стенок-перегородок покрытия могут быть решены в виде купола. Купольное покрытие из монолитного железобетона по затрате материалов является наиболее экономичным, однако при возведении требует сложной опалубки. На рис. 7.6 показан цилиндрический резервуар для воды вместимостью 45 000 м<sup>3</sup>, диаметром 62,2 м, высотой 12,2 м, с толщиной стенки до 0,6 м у основания, до 0,3 м вверху. Для уменьшения высоты стенки днищу придана форма усеченного конуса.

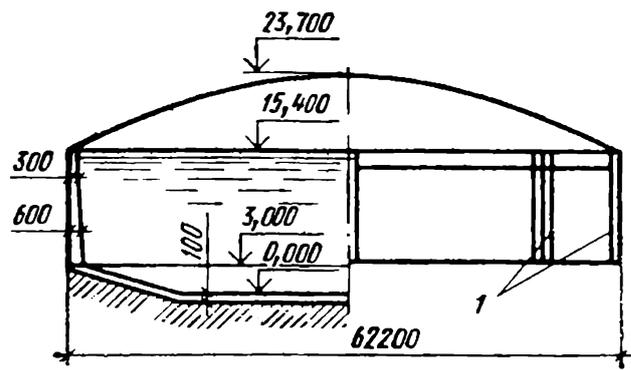


Рис. 7.6. Резервуар из предварительно напряженного железобетона вместимостью 45 000 м<sup>3</sup> (1 – пилястры для заанкеривания предварительно напряженной арматуры)

**Конструкция днища и стыка со стенкой резервуара.** Конструкция днища тесно связана с конструкциями покрытия. Так, при наличии колонн днище будет загружено их реактивным давлением, причем его толщина и армирование определяются расчетом. При отсутствии промежуточных опор из-

гибающие моменты возникают только у мест примыкания днища и распространяются на небольшие зоны.

Конструкция стыка покрытия и днища со стенкой часто принимается скользящей. Обеспечивая свободу радиальных деформаций стенки в местах сопряжения, такая конструкция позволяет осуществить плотное обжатие стенок по всей высоте, включая зоны, прилегающие к опорным элементам. При этом для скользящих прокладок используют резину, неопрен и другие материалы.

**Принципы расчета емкостных сооружений.** Расчет стенки обычно производится для наиболее опасных схем загрузки: а) емкость пустая и обсыпана землей (эксплуатационный случай); б) емкость наполнена, а обсыпка отсутствует (случай испытания резервуара); в) посекционное заполнение емкости жидкостью. Иногда учитывается неравномерное температурное воздействие. Расчет по первой схеме производится как для основного сочетания нагрузок, по второй схеме – как для особого сочетания нагрузок. Давление обсыпки определяется по той же методике, что и для подпорных стен. По третьей схеме гидростатическое давление жидкости  $p$ , действующее на стенки, на глубине  $y$  от поверхности, приходящееся на единицу площади, определяется по формуле

$$p = \rho \cdot y,$$

где  $\rho$  – плотность жидкости (эпюра гидростатического давления – треугольная).

Кольцевое растягивающее усилие  $T$  на глубине  $y$  равно

$$T = p \cdot r = \rho \cdot y \cdot r,$$

Найденные таким путем кольцевые растягивающие усилия должны быть восприняты арматурой. Для подбора арматуры обычно разбивают стенку по высоте на зоны. Если конструкция резервуара принимается разрезной, то в вертикальном направлении стенка работает только на центральное сжатие под действием нагрузок, передающихся с покрытия.

В резервуарах объемом более 500 м<sup>3</sup> необходимо учитывать силы трения между стенкой и днищем. Если стенка для увеличения жесткости с днищем соединяется монолитно, то вследствие предварительного напряжения возникают значительные изгибающие моменты в вертикальном направлении, особенно в месте сопряжения днища со стенкой, которые необходимо учесть расчетом. В стенке подбор сечений бетона и арматуры производится: в горизонтальном направлении – по несущей способности и трещиностойкости, как для центрально растянутого элемента; в вертикальном направлении – только по несущей способности (как для сжатого элемента). При расчете трещиностойкости надо учитывать потери от упругого обжатия при навивании проволоки.

При отсутствии подпора грунтовых вод днище рассчитывают на действие давления стенок резервуара и внутренних колонн покрытия. При наличии подпора грунтовых вод конструкцию рассчитывают при незаполненном резервуаре на вертикальное давление воды, направленное снизу

вверх. Кроме того, незаполненный резервуар в целом проверяют на всплытие. При этом вес конструкций умножают на частный коэффициент по нагрузке  $\gamma_F = 1$ . Покрытия резервуаров рассчитывают аналогично покрытиям зданий на действие нагрузок собственного веса, веса грунтовой засыпки, снеговой нагрузки. В необходимых случаях при жестком защемлении покрытия в стенки учитывается влияние защемления покрытия. Расчет аналогичен расчету защемленной плиты днища.

В цилиндрических емкостях днища выполняют в виде плоской или конической оболочки, лежащей на упругом основании. При отсутствии подпора грунтовых вод собственный вес днища и вес жидкости уравновешиваются соответствующим отпором грунта, не вызывая в днище усилий. Изгибающие моменты в днище возникают только на участках стыка с цилиндрической стенкой и в местах опирания фундаментов колонн. Изгибающие моменты на этих участках определяют, рассматривая днище как длинную балку на упругом основании единичной ширины, вырезанную двумя сечениями, параллельными диаметру; по найденным моментам подбирают арматуру в днище на участках примыкания стен и колонн и проверяют его трещиностойкость.

### ***Железобетонные бункера***

Железобетонные бункера – это саморазгружающиеся емкости для хранения сыпучих материалов с относительно малой по сравнению с размерами в плане  $a \times b$  глубиной  $h$ . Бункер обычно состоит из воронкообразного днища с углом наклона стен, на  $5...10^\circ$  превышающим угол естественного откоса сыпучего материала (это обеспечивает полную самотечную его разгрузку) и призматической части, предназначенной для увеличения вместимости бункера. Бункера используют для хранения различных сыпучих материалов: цемента, щебня, песка, руды, угля и др. Конструкция, форма и размеры бункеров зависят от многих факторов, и прежде всего от свойства материалов, которые будут в них храниться (плотность, крупность, угол естественного откоса).

Бункера подразделяются на следующие типы:

1) с плоским днищем; они просты по конструкции, однако не обеспечивают полной разгрузки материала; для улучшения разгрузки устраивают набетонку откосов (рис. 7.7, а);

2) с наклонным днищем, с выгрузкой односторонней или двусторонней (рис. 7.7, б) или с воронкообразным днищем (рис. 7.7, в),

3) ящичного типа с плоским днищем и стальными воронками (рис. 7.7, г);

4) лоткового типа (рис. 7.7, д).

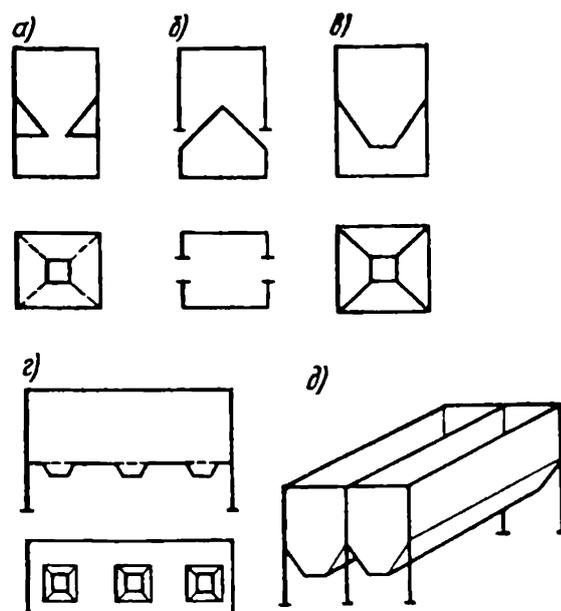


Рис. 7.7. Типы бункеров

Сборные железобетонные бункера обычно выполняют из плит – плоских или ребристых, с соединением элементов путем сварки закладных деталей, к которым приварена арматура сборных плит. После сварки все швы замоноличивают раствором или бетоном. Точки бункеров выполняют, как правило, металлическими. Типовые размеры предусматривают возможность применения в многоэтажных промышленных зданиях с сеткой колонн  $6 \times 6$  и  $6 \times 9$  м симметричных бункеров с пирамидальной и лотковой нижней частью, а также с плоским днищем (ящиком). Размеры призматической части бункера и воронки по высоте кратны модулю 1,2 м. Нагрузка от бункера передается на несущий каркас здания. Соединение бункеров с колоннами каркаса может выполняться сваркой закладных деталей или выпусков арматуры, а также с помощью петлевых стыков с последующим замоноличиванием их бетоном класса не ниже  $C^{20}/25$ .

**Основные положения расчета бункеров.** Стенки бункера испытывают местный изгиб от давления сыпучего материала на данную стенку, а также двухосное растяжение, возникающее в одном направлении от давления содержимого бункера на поперечные стены (горизонтальное растяжение), а в другом – от давления сыпучего материала на днище и веса расположенной ниже части бункера (вертикальное растяжение).

Определение расчетных нагрузок, действующих на стенки бункера, складывается из трех этапов. **Первый этап** заключается в определении давления сыпучего материала на стенки бункера. Давление на стенки определяется без учета трения сыпучего материала о стенки бункера и считается направленным перпендикулярно плоскости стенки и днища. Величина этого давления зависит от высоты слоя материала, находящегося в бункере выше рассматриваемой точки, его свойств и угла наклона к горизонту плоскости, на которую передается давление.

Расчетное вертикальное давление на горизонтальную плоскость определяют по формуле

$$p_v = \gamma_F \cdot \rho \cdot h,$$

где  $\rho$  – плотность материала;

$h$  – высота слоя материала над данной точкой;

$\gamma_F = 1,5$  – частный коэффициент по нагрузке.

Расчетное горизонтальное давление на вертикальную плоскость

$$p_h = k \cdot p_v = k \cdot \gamma_F \cdot \rho \cdot h,$$

где  $k$  – коэффициент бокового давления, равный отношению горизонтального давления к вертикальному:

$$k = \frac{p_h}{p_v} = \tan(45^\circ - \varphi / 2),$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения материала, обычно принимаемый равным углу его естественного откоса.

Расчетное давление на наклонные стенки бункера и воронку

$$p_\alpha = \gamma_F (\cos^2 \alpha + k \cdot \sin^2 \alpha) \cdot \rho \cdot h,$$

где  $\alpha$  – угол наклона плоскости к горизонту. Эпюры расчетных давлений на стенки бункера показаны на рис. 7.8, а. Так как эпюры давления линейны, то для построения указанных эпюр бывает достаточно определить величины давления на вертикальные и наклонные стенки на уровне их стыкования, а также на наклонную стенку на уровне точки (низа воронки).

**Второй этап** (рис. 7.8, б) заключается в определении горизонтальных растягивающих усилий  $N_{h1}$ ,  $N_{h2}$ , действующих в стенках бункера. Они представляют собой опорные реакции, передающиеся с примыкающих стенок, и определяются из условия равновесия внешних и внутренних сил. В наклонной стенке зависимость  $N_{h1, 2}$  от высоты не является линейной, поэтому необходимо найти значение горизонтальных растягивающих усилий в трех-четырёх сечениях по высоте наклонной стенки и по этим значениям построить соответствующую эпюру. В вертикальной стенке указанная зависимость является линейной, эпюра горизонтальных растягивающих усилий имеет форму треугольника, и для построения этой эпюры достаточным оказывается найти значения  $N_{h1, 2}$  в месте примыкания вертикальной стенки к наклонной ( $N_{h1, 2}$  на уровне верха бункера равно 0).

**Третий этап** расчета (рис. 7.8, в) состоит в определении растягивающих усилий  $N_\alpha$ , действующих в скатном направлении; в частности, для вертикальных стенок, т.е. при угле ската  $\alpha = 90^\circ$ , они действуют по вертикали,  $N_\alpha = N_v$ . Эти усилия определяются нагрузкой от веса сыпучего материала и собственного веса стенок. Скатные растягивающие усилия, как и горизонтальные, переменны по высоте бункера. В наклонных стенках зависимость

$N_\alpha$  от высоты не является линейной, поэтому для построения соответствующей эпюры находят значения  $N_\alpha$  в трех-четыре сечениях по высоте стенки. В вертикальной стенке указанная зависимость для  $N_v$  оказывается линейной; значение  $N_v$  на уровне верха бункера равно нулю (при опирании бункера по низу призматической части).

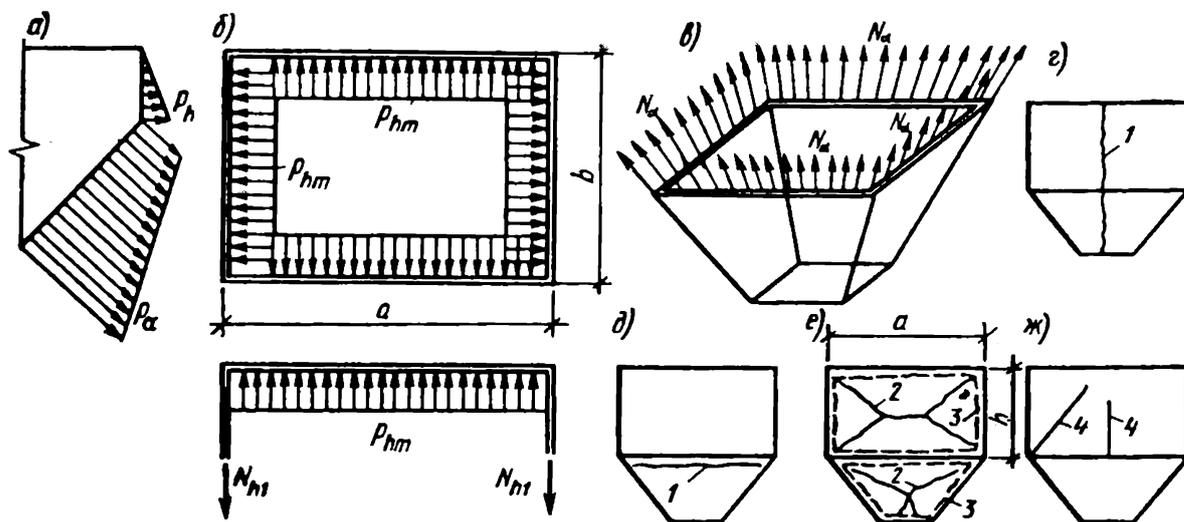


Рис. 7.8. К расчету бункеров:

*а* – эпюра давления материала на стенки бункера и воронку; *б* – эпюра распределения нагрузок при определении горизонтальных растягивающих усилий  $N_{h1}$  в симметричном бункере; *в* – к определению вертикальных (скатных) растягивающих усилий  $N_\alpha$  в симметричном бункере; *г* – возможная схема разрушения от разрыва стен бункера горизонтальными силами; *д* – возможная схема разрушения бункера вследствие отрыва воронки; *е* – возможная схема разрушения бункера вследствие изгиба стен из своей плоскости; *ж* – то же, в своей плоскости; 1 – трещины от растягивающих усилий; 2 – трещины от изгиба стены из своей плоскости снаружи бункера; 3 – то же, внутри бункера; 4 – трещины (нормальные и наклонные) от усилий, действующих в плоскости стен бункера

При расчете прочности элементов бункера необходимо проверить стены бункера на разрыв горизонтальными силами (рис. 7.8, *г*), на отрыв воронки (рис. 7.8, *д*), а также на местный изгиб из своей плоскости с учетом схемы разрушения согласно рис. 7.8, *е*.

**Расчет стенок бункера на местный изгиб** по методу предельного равновесия позволяет более точно оценить несущую способность и часто приводит к значительной экономии материалов по сравнению с расчетом по упругой стадии. Работа прямоугольных плит на изгиб с растяжением, т. е. на внецентренное растяжение, подобна изгибаемым плитам. В частности, они имеют аналогичные схемы разрушения, поэтому расчет внецентренно растянутых стенок призматической части может вестись по тем же принципам, что и расчет изгибаемых плит, опертых по контуру. В то же время расчет плит, ра-

ботающих на внецентренное растяжение, имеет некоторые особенности. Для изгибаемой плиты основное уравнение энергетического баланса таково:

$$G_f = G_m,$$

где  $G_f$  – работа всех внешних сил, т.е. работа нагрузки на заданном возможном перемещении;

$G_m$  – работа всех внутренних сил (т.е. предельных моментов в пластических шарнирах) на том же перемещении.

Для внецентренно растянутой плиты это уравнение записывается иначе. Рассмотрим плиту как изгибаемую, на которую действует дополнительная внешняя нагрузка в виде центрально приложенных нормальных сил. Работу этих внешних растягивающих сил нужно будет учесть в левой части уравнения работ. Работа же внутренних сил, определяемая предельными моментами в пластических шарнирах, не изменится. Таким образом, основное уравнение энергетического баланса для внецентренно растянутой плиты будет иметь вид

$$G_f + G_h + G_\alpha = G_m,$$

где  $G_h$  и  $G_\alpha$  – работа центрально приложенных продольных растягивающих сил ( $N_h$  и  $N_\alpha$ ), действующих в двух взаимно перпендикулярных направлениях (т.е. в горизонтальном и скатном для пирамидальной части или в горизонтальном и вертикальном для призматической части); величины  $G_h$  и  $G_\alpha$  вычисляются для того же возможного перемещения.

После расчета стенок бункера на местный изгиб необходимо проверить эти **стенки на общий изгиб** как коробчатой конструкции. Усилия в стенках бункера от общего изгиба обычно определяются приближенными методами в зависимости от формы бункера, способа опирания и т.п. Этот расчет исходит из схемы разрушения, связанной с появлением нормальных и наклонных трещин в нижней части бункера (рис. 7.8, ж), где по расчету на растяжение и местный изгиб усилия невелики. По найденным усилиям арматура в стенках бункера (вертикальных и наклонных) определяется расчетом на внецентренное растяжение; при этом горизонтальные и вертикальные растягивающие усилия передаются только на арматуру. Схема сборного железобетонного бункера представлена на рис. 7.9, пример армирования сборного бункера из крупных панелей – на рис. 7.10.

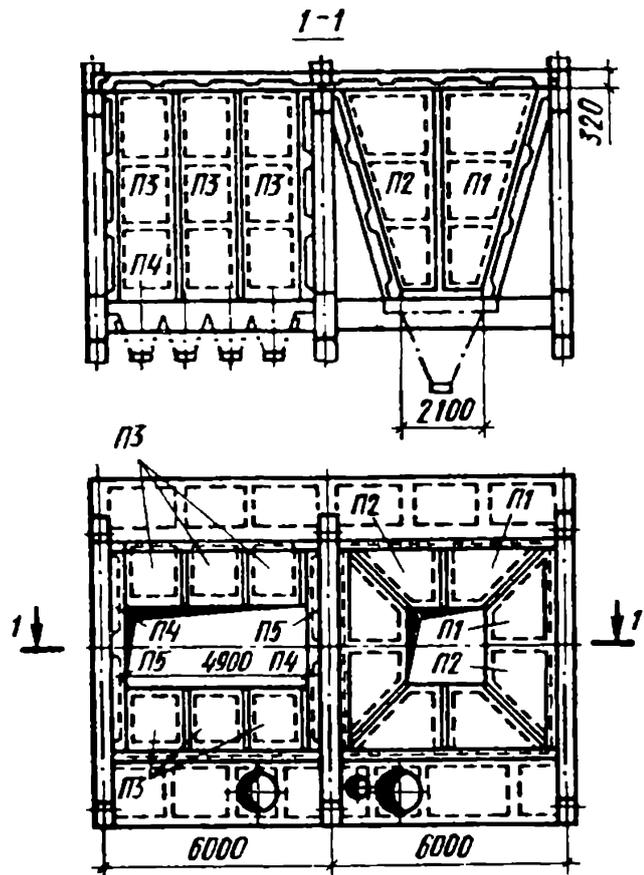


Рис. 7.9. Сборные железобетонные бункера (П1, П2, П3 – сборные железобетонные панели)

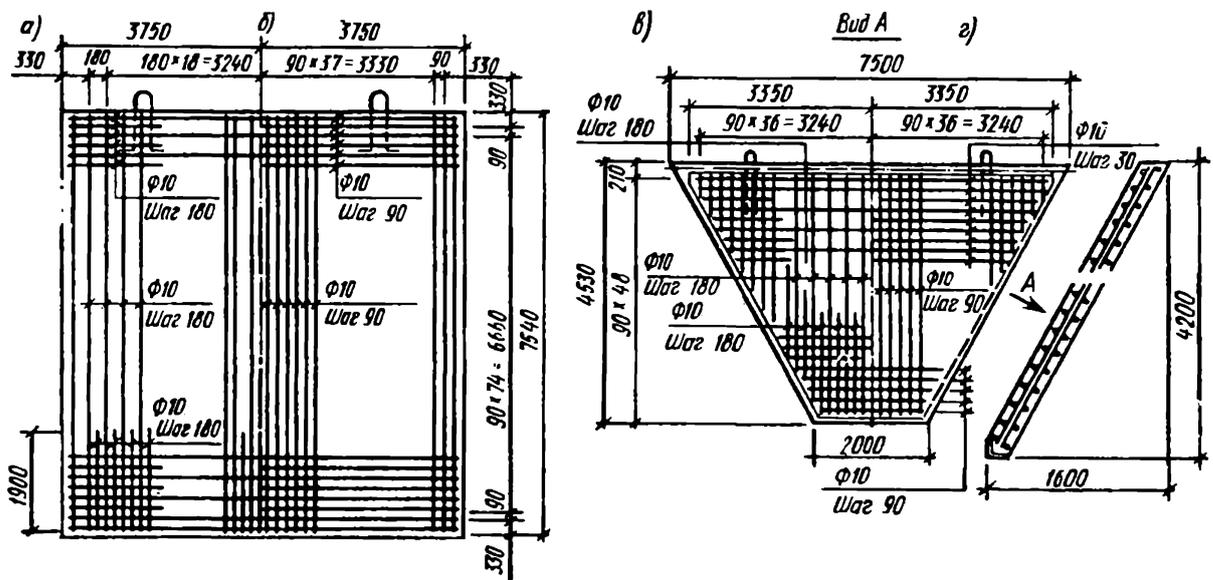


Рис. 7.10. Пример армирования сборного бункера:  
 а, б – соответственно внутренняя и наружная арматура призматической части плиты; в, г – соответственно внутренняя и наружная арматура плиты воронки

## Железобетонные силосы

Силосами называют емкости для хранения сыпучих материалов, высота которых в отличие от бункеров превышает больший размер в плане более чем в 1,5 раза. В расчетном плане они отличаются от бункеров тем, что здесь при расчете необходимо учитывать возникающее при разгрузке трение сыпучего материала о стенки силоса. Силосы применяют для хранения цемента, кокса, соды, угля и т.д., а также зерна, сахарного песка, комбикормов, муки и т.п. Возводятся как отдельно стоящие силосы, так и группы силосов, объединенные в один общий склад (рис. 7.11, а).

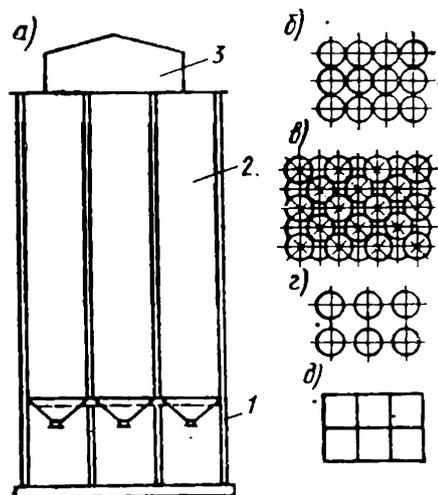


Рис. 7.11. Конструктивная схема силосных корпусов:

1 — подсилосный этаж, 2 — силосы; 3 — надсилосная галерея

Силосы по форме в плане бывают круглыми, квадратными, прямоугольными и многоугольными. Наиболее рациональной формой является круглая (цилиндрический силос), при которой стенки работают преимущественно на растяжение (рис. 7.11, б...г). Предварительное обжатие стенок в этом случае осуществляется наиболее просто. Оптимальный для цилиндрических силосов диаметр 6 м, для некоторых сыпучих материалов (уголь, сахар) применяются силосы диаметром 12 м и более. Прямоугольные и квадратные в плане силосы (рис. 7.11, д) имеют размеры сторон не более 3...4 м, так как иначе в стенках возникают значительные изгибающие моменты, что приводит к необходимости увеличения сечения стенок.

Круглые силосы обычно рекомендуется располагать согласно рис. 7.11, б. Пространство между силосами при двух и более рядах (звездочки) также может использоваться для хранения материалов или установки оборудования. Шахматное расположение силосов (рис. 7.11, в) применяется редко. Корпуса из прямоугольных силосов имеют то преимущество, что их можно проектировать с расположением ячеек без зазоров (рис. 7.11, д), при этом более рационально используется вся площадь застройки.

**Силосы круглой формы** собирают из кольцевых или сегментных элементов (рис. 7.12, а, б). **Кольцевые элементы** (рис. 7.12, в) по условиям транспортировки обычно имеют диаметр до 3 м, стенку постоянной толщины (100 или 120 мм) или же ребристую стенку толщиной 50...70 мм с ребрами

высотой до 150 мм. Высота колец кратна 600 мм. Кольца могут изготавливаться с напрягаемой кольцевой арматурой. Монтаж колец производится на цементно-песчаном растворе со сваркой закладных деталей. Смежные кольца при возведении силосного корпуса стыкуются с применением дополнительного армирования и замоноличивания (рис. 7.12, з).

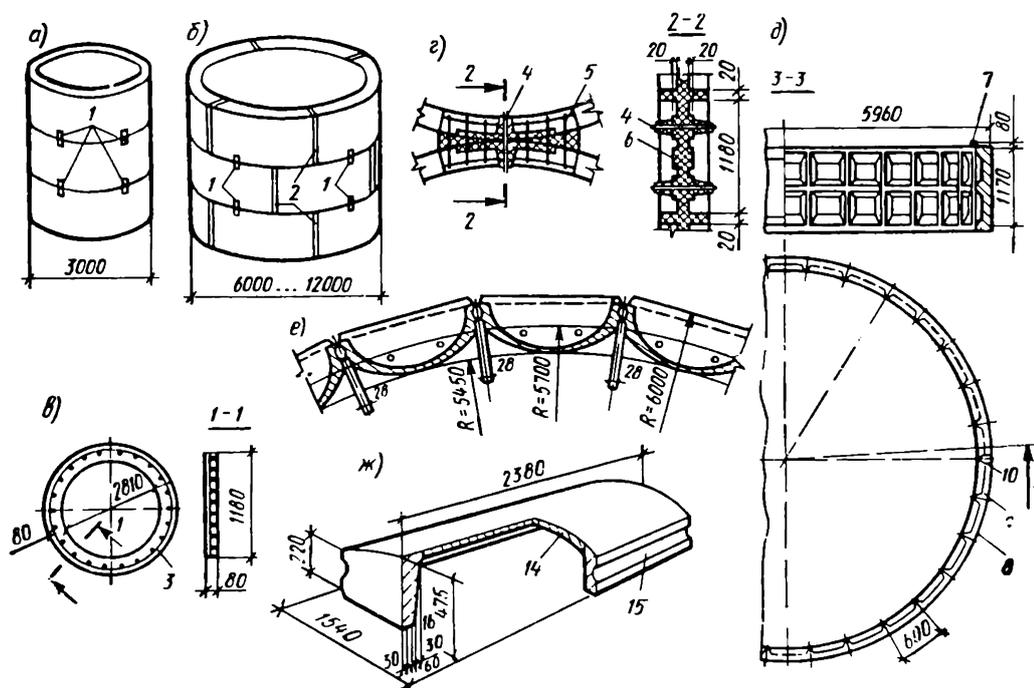


Рис. 7.12. Конструкция сборных цилиндрических силосов:

- a* – схема сборки силоса из цельных колец при диаметре до 3 м; *б* – схема сборки силоса из составных колец при диаметре 6 м и более; *в* – армирование кольца; *з* – узел сопряжения смежных силосов; *д* – конструкция составного кольца силоса с предварительным напряжением при укрупнительной сборке; *е* – предварительно напряженные стены силосов диаметром 12 м из панелей-оболочек; *ж* – панель-оболочка; 1 – сварка колец в отдельных точках; 2 – сварка накладками двух смежных элементов по всей высоте кольца; 3 – сварное соединение кольцевой арматуры; 4 – стяжной болт; 5 – сварная сетка; 6 – шпонки; 7 – монтажные петли; 8 – кольцевая арматура диаметром 12 мм; 9 – тьюбинг ребристый; 10 – бетон, замоноличивающий стык тьюбингов

В силосах из **сегментных элементов** каждое кольцо делится на 4...8 сегментов, собираемых на сварке или болтах. При сборке колец большого диаметра обычно применяют предварительное напряжение с помощью проволоки, навиваемой на кольцо в процессе его сборки, или с помощью стержневой арматуры, располагаемой в пазах продольных ребер и соединяемой болтами в кольцо (рис. 7.13, д).

Кольцо можно также собирать из ребристых панелей-оболочек, обращенных выпуклой стороной внутрь силосной банки и обжимаемых напрягаемой арматурой (рис. 7.13, е, ж). Такие силосы называют **силосами канелюрного типа**. Их выполняют как из обычного железобетона, так и из его разновидности – армоцемента. Достоинством данной конструкции является

то, что стенка от давления сыпучего материала работает на сжатие, что уменьшает материалоемкость конструкции.

**Силосы прямоугольной формы** собирают из отдельных плоских плит или пространственных блоков. Чаще применяют квадратные силосы из объемных блоков и плоских плит, заполняющих промежутки между блоками (рис. 7.13, *а, б*). Для перевязки швов иногда используют Г-образные элементы. Стены выполняют ребристыми, но чаще гладкими (рис. 7.13, *в*). Армируют блоки по той же схеме, что и панели покрытия производственных зданий.

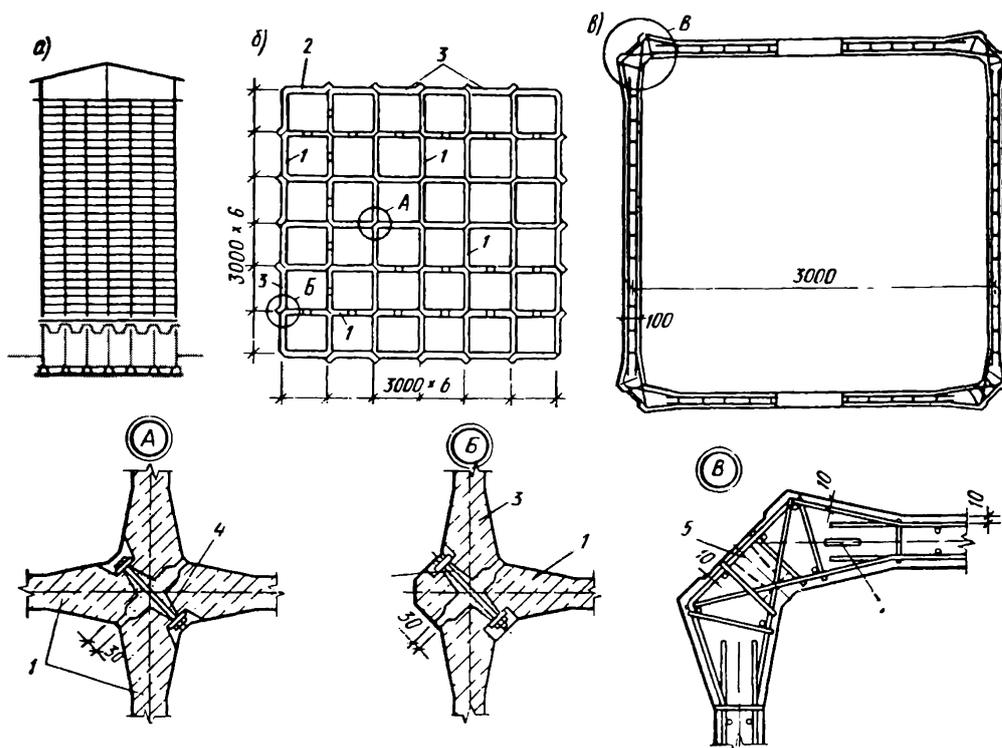


Рис. 7.13. Конструкции сборных прямоугольных силосов:

- а* – поперечный разрез; *б* – план компоновки силоса; *в* – объемный блок прямоугольного силоса с гладкими стенами; 1 – объемный блок; 2 – Г-образный угловой элемент; 3 – плоская панель; 4 – соединительные болты; 5 – отверстия для болтов; 6 – петли для подъема

**Расчет силосов** состоит из расчета стенок, балок, днища, колонн, фундаментов, элементов загрузочной галереи и покрытия. Все конструкции силосов, кроме стенок, рассчитываются аналогично соответствующим конструкциям промышленных зданий.

Стенки рассчитывают на нагрузки от их веса и давления сыпучего материала, а также веса конструкций покрытия и технологического оборудования, нагрузки от снега и ветра.

Для определения горизонтального давления  $p_h$  сыпучего материала на стенку силоса используют формулу Янсена – Кенена, которая выводится из условий равновесия слоя материала, находящегося на глубине  $y$  (рис. 7.14, *а...г*).

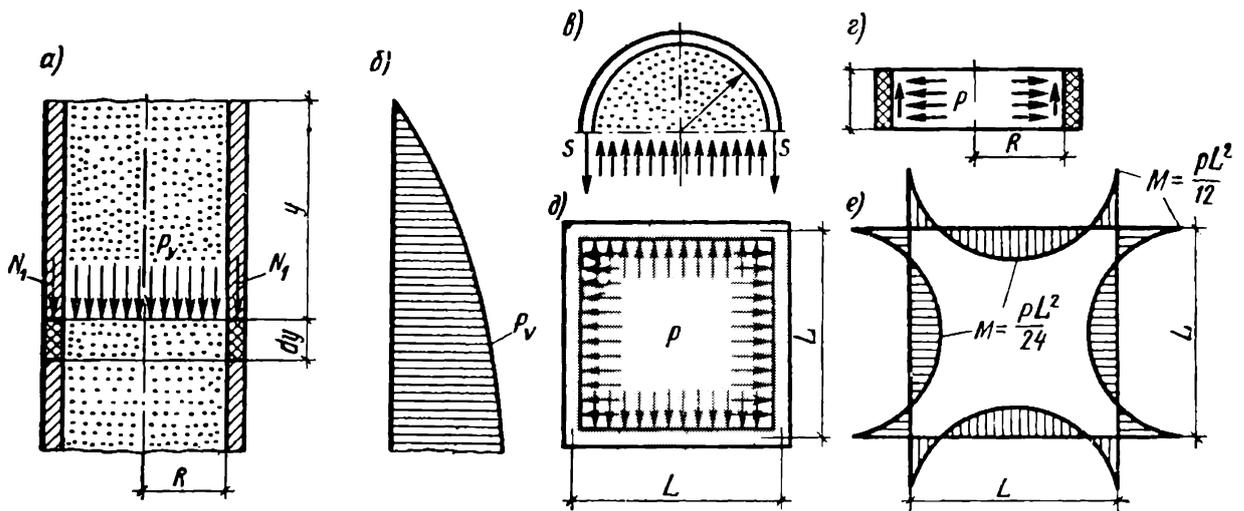


Рис. 7.14. К расчету стен силоса

*a* – вертикальный разрез по силосу; *б* – эпюра нормального давления в сыпучем материале силоса; *в* – определение кольцевого усилия; *г* – внутреннее давление от сыпучего материала на кольцевой элемент силоса; *д* – расчетная схема стен силоса, квадратного в плане; *е* – эпюра изгибающих моментов в стенке силоса

С учетом экспериментально установленных поправочных коэффициентов, учитывающих податливость стенок, способ загрузки и разгрузки силоса, форму его поперечного сечения и другие факторы (при  $\gamma_F = 1$ ), эта формула имеет вид

$$p_h = \frac{\alpha \cdot \rho \cdot r \left[ 1 - \exp\left(-\frac{k \cdot \mu \cdot y}{r}\right) \right]}{\mu},$$

где  $k$  – коэффициент бокового давления, вычисляется по формуле

$$k = \frac{p_h}{p_v} = \tan(45^\circ - \varphi / 2),$$

$\rho$  – плотность сыпучего материала, т/м<sup>3</sup>;

$\mu$  – коэффициент трения сыпучего материала о стенки силоса, равный в зависимости от материала 0,4...0,8;

$r = A/u$  – гидравлический радиус поперечного сечения силоса;

$A$  и  $u$  – площадь и периметр сечения силоса;

$\alpha$  – эмпирический коэффициент, при расчете горизонтальной арматуры нижней зоны стенок на  $2/3$  их высоты  $\alpha = 2$ , при расчете днища воронок  $\alpha = 1,5$ , в остальных случаях  $\alpha = 1$ .

Вертикальное давление, передающееся через трение на стенки силоса (при  $\gamma_F = 1$ ), определяется по формуле

$$p_v = \mu \cdot p_h.$$

При расчете днищ и воронок силосов вертикальное давление сыпучего материала определяют (при  $\gamma_F = 1$ ) так:

$$p_v = p_h / k.$$

Давление по скату силоса  $p_\alpha$  определяется так же, как в бункерах. Расчетные значения давлений от сыпучих материалов при  $\gamma_F > 1$  вычисляют умножением полученных значений на  $\gamma_F / \gamma_1$ , где  $\gamma_F$  – коэффициент безопасности по нагрузке ( $\gamma_F = 1,5$ ),  $\gamma_1$  – коэффициент условий работы конструкции, принимаемый: для стен круглых внутренних силосов  $\gamma_1 = 1$ ; стен круглых отдельно стоящих и наружных силосов с рядовым расположением, а также для прямоугольных силосов со стороной до 4 м –  $\gamma_1 = 2$ ; для плоских днищ без забутки и для днищ в виде воронок  $\gamma_1 = 1,3$ ; для плоских днищ с забуткой толщиной 1,5 м и более  $\gamma_1 = 2$ .

Зная горизонтальное давление сыпучего материала, определяют расчетное горизонтальное кольцевое растягивающее усилие в стенке круглого силоса:

$$N_h = \gamma_F \cdot p \cdot r / \gamma_1,$$

где  $r$  – внутренний радиус силоса.

Количество кольцевой арматуры на 1 м высоты силоса определяется из условия расчета на прочность:

$$A_s = N_h / f_{yd}.$$

Для прямоугольных (квадратных) силосов расчет выполняется в нескольких ярусах по высоте силоса. На каждом ярусе ячейка силоса рассматривается как замкнутая рама, находящаяся под воздействием горизонтального давления сыпучего материала.

### **Подпорные стены**

Подпорные стены обычно строят с целью укрепления откосов выемок, насыпей при устройстве набережных, причальных стен, устоев мостов и т. п. Их применяют также у водозаборов, на объектах очистных сооружений, на выпусках очищенных сточных вод в водоемы.

Подпорные стены могут быть массивными (рис. 7.15, а), их устойчивость обеспечивается большой собственной массой; массивные стены возводят из каменной кладки, бута, бетона и бутобетона. Подпорные стены могут быть также облегченными; устойчивость обеспечивается их формой; облегченные подпорные стены при высоте до 4...5 м обычно выполняют из монолитного железобетона в виде простого уголкового профиля (рис. 7.15, б), иногда с анкерной тягой (рис. 7.15, в); при большей высоте – уголкового профиля с контрфорсами (ребрами) (рис. 7.15, г). Кроме того, подпорные стены могут быть легкими – из забитых свай или шпунта, с устройством при высоте 6 м и более анкерных креплений (рис. 7.15, д, е). В особых случаях применяют подпорные стены ряжевые (ящичного типа) (см. рис. 7.15, ж) или рамные – рис. 7.15, з.

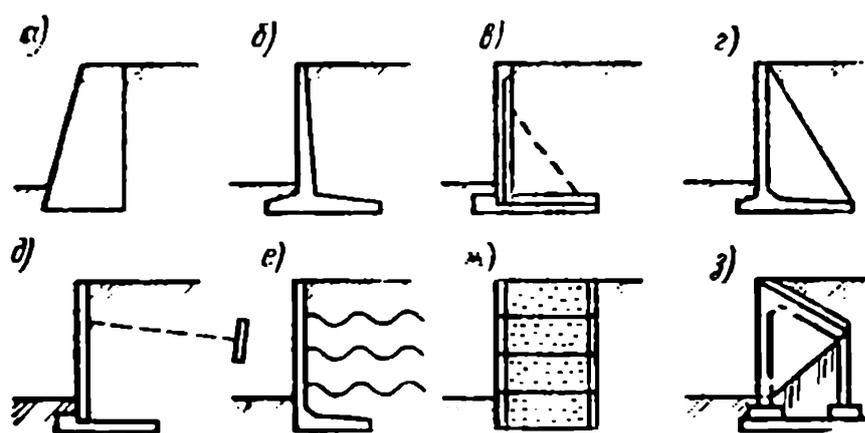


Рис. 7.15 Подпорные стены

В настоящее время получили широкое распространение облегченные железобетонные подпорные стены уголкового профиля из сборных элементов (рис. 7.16). Уголкового профиля стены или сразу определяется сборным элементом (рис. 7.16, а), или создается путем устройства замоноличенного стыка 1 из двух плоских элементов – лицевой плиты 2 и фундаментной плиты 3 (рис. 7.16, б).

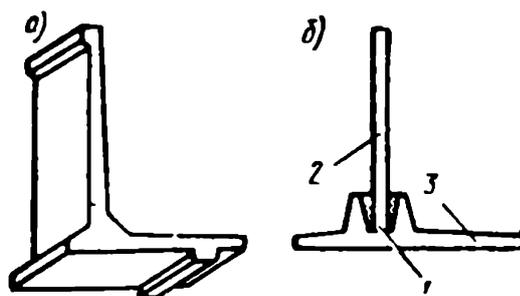


Рис. 7.16. Сборные подпорные стены уголкового типа:  
 а – из элементов уголкового типа; б – из плоских элементов; 1 – стык;  
 2 – лицевая плита; 3 – фундаментная плита

В типовых подпорных стенах при расчете в качестве грунта основания и засыпки принят песок со следующими характеристиками: угол внутреннего трения  $30^\circ$ , плотность  $1,8 \text{ кН/м}^3$ , коэффициент трения подошвы фундамента о грунт – 0,4, условное сопротивление грунта основания осевому сжатию 0,2 МПа (эти характеристики приближены к области наихудших грунтов). Временная нагрузка на свободной поверхности грунта засыпки принята с учетом возможности складирования различных грузов, с учетом нагрузки от автомобильного, гусеничного и железнодорожного транспорта.

Разработана также новая конструкция подпорных стен с лицевыми плитами в виде оболочек типа гипар и коноид (рис. 7.17). Подпорные стены с лицевыми плитами в виде оболочек типа гипар имеют общую высоту 2,4...9,6 м, а с лицевой плитой в виде оболочек типа коноид – высотой 3,6...6 м. Применение оболочек типа гипар и коноид для подпорных стен позволяет за счет относительно малой толщины снизить расход бетона и ста-

ли, повысить общую жесткость и архитектурную выразительность конструкции.

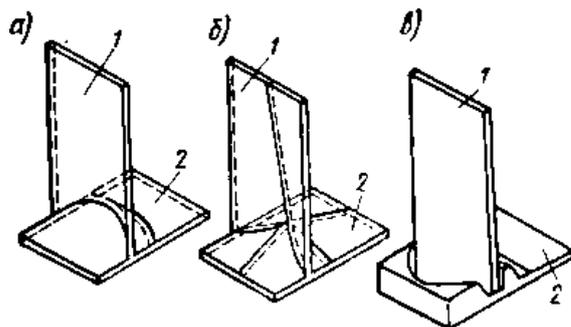


Рис. 7.17. Сборные подпорные стены-оболочки консольного типа:  
 а – лицевая (1) и фундаментная (2) плиты-оболочки типа коноид;  
 б – лицевая (1) и фундаментная (2) плиты-оболочки гипар (гиперболический параболоид); в – лицевая плита (1) – оболочка типа коноид, фундаментная плита (2) – плоская

**Расчет подпорных стен.** Наличие горизонтального давления и возможность опрокидывания или скольжения подпорной стены вызывают необходимость расчета основания стены по предельному состоянию несущей способности. В *простейшем случае* подпорной стены (с верхней горизонтальной поверхностью земляной засыпки и задней вертикальной поверхностью стены) горизонтальное давление земли в какой-либо точке на глубине  $h$  определяется по формуле (при  $\gamma_F = 1$ )

$$\sigma_x = k \cdot \rho \cdot h,$$

минимальное давление (на уровне верха стены)  $\sigma_x^{\min} = \sigma_{x1} = 0$ , а максимальное давление (на уровне подошвы)

$$\sigma_x^{\max} = \sigma_{x2} = k \cdot \rho \cdot h,$$

где  $k$  – вычисляется по формуле

$$k = \frac{P_h}{P_v} = \tan(45^\circ - \varphi / 2),$$

$\rho$  – плотность грунта.

Горизонтальное давление по высоте стены в этом случае распределено по линейному закону (рис. 7.18).

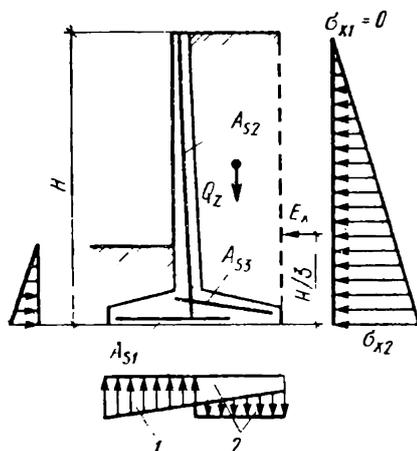


Рис. 7.18. К определению давления засыпки на подпорную стену в простейшем случае (1, 2 – эпюры)

Точка приложения равнодействующей лежит на высоте  $H/3$ , считая от подошвы фундамента, а сама равнодействующая горизонтального давления (отнесенная к единице длины стенки)

$$E_x = \sigma_x^{\max} \cdot 0,5H = k \cdot \rho \cdot 0,5H^2.$$

При расчете подпорных стен необходимо также учитывать собственный вес стены, давление воды (гидростатическое и фильтрационное), нагрузки от транспорта и др., определяемые по действующим нормативным документам. Расчет подпорных стен сводится к проверке устойчивости положения, расчету на прочность и трещиностойкость самого материала тела стены.

В общем случае, когда на поверхности засыпки есть нагрузка  $Q_z$  (рис. 7.19), условие устойчивости стены против плоского сдвига (скольжения) по основанию выразится неравенством:

$$F_{sa} \leq F_{sr} \cdot \gamma_c,$$

где  $F_{sa}$  и  $F_{sr}$  – соответственно сдвигающая (активная) и удерживающая (реактивная) силы;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы на сдвиг; для песков (кроме пылеватых)  $\gamma_c = 1,0$ , для пылеватых песков и пылевато-глинистых грунтов  $\gamma_c = 0,9 \dots 0,85$ ;

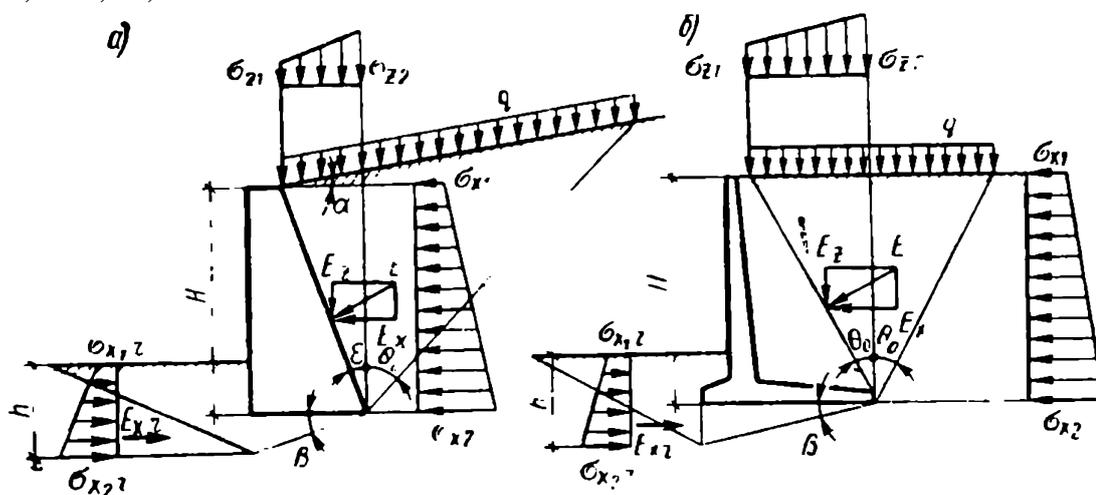


Рис. 7.19. Схема нагрузок на подпорную стену при расчете на устойчивость: а, б – соответственно массивных и консольных углового типа

Сдвигающая сила равна сумме проекции всех сил на горизонтальную плоскость:

$$F_{sa} = E_x = \left( \sigma_x^{\max} + \sigma_x^{\min} \right) \cdot \frac{H}{2}.$$

Удерживающая сила равна

$$F_{sr} = E_z = F_v \cdot \tan(\varphi - \beta) + A \cdot c + E_{xr},$$

где  $F_v$  – сумма проекции всех сил на вертикальную плоскость;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта (угол естественного откоса);

$c$  – удельное сцепление грунта;

$\beta$  – угол наклона поверхности скольжения к горизонту;

$A$  – площадь подошвы стены;

$F_{xr}$  – пассивное (реактивное) сопротивление грунта

$$E_{xr} = (\sigma_{x1r} + \sigma_{x2r}) \cdot \frac{h}{2}.$$

Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига производится для трех значений угла  $\beta$ , а именно  $\beta = 0$  – плоский сдвиг;  $\beta = 0,5\varphi$  и  $\beta = \varphi$  – глубинный сдвиг<sup>1</sup>. При сдвиге по подошве стены ( $\beta = 0$ ) расчетные характеристики грунта  $\varphi$  и  $c$  в формулах принимаются соответственно не более  $30^\circ$  и 5 кПа.

Интенсивность горизонтального ( $\sigma_x$ ) и вертикального ( $\sigma_z$ ) активного давлений грунта, а также пассивного давления ( $\sigma_{xr}$ ) определяются по действующим нормативным документам. При этом активное давление грунта определяется из условия образования за стеной клиновидной призмы обрушения с плоскостью скольжения, проходящей под углом  $\Theta_0$  к вертикали,

$$\Theta_0 = 45^\circ - 0,5\varphi.$$

Расчет устойчивости грунта под подошвой стены *производится из условия*

$$F_v \leq N_u \cdot \gamma_c,$$

где  $N_u$  – вертикальная составляющая сила предельного сопротивления основания, определяемая по действующим нормативным документам;

$F_v$  – сумма проекции всех сил на вертикальную плоскость.

Как удерживающая, так и сдвигающая силы обычно создаются одновременным действием нескольких нагрузок; каждая из них умножается на свой частный коэффициент по нагрузке, причем для сдвигающих и опрокидывающих сил этот коэффициент принимается больше единицы, для удерживающих – равным единице.

*Условие устойчивости стены против опрокидывания* (без учета деформаций основания) выражается неравенством

$$M_{sa} \leq M_{sr} \cdot \gamma_c,$$

где  $M_{sa}$  – опрокидывающий (активный) момент относительно центра тяжести подошвы;

$M_{sr}$  – удерживающий (реактивный) момент, равный алгебраической сумме моментов всех удерживающих стену сил, относительно той же точки;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы;

<sup>1</sup> Туголуков А. М., Залецанский И. Д. Подпорные стены в промышленном и гражданском строительстве. Бетон и железобетон, № 12, 1984, с. 19...20.

$\gamma_F$  – принимается для каждой нагрузки в соответствии с действующими нормами.

Физический смысл данного условия таков: когда равнодействующая всех сил, действующих на стену (включая ее собственный вес), перестает пересекать площадь ее основания, т.е. подошву, достигается предельное состояние по опрокидыванию. Проверку давления на грунт подпорной стены производят так же, как и для внецентренно нагруженных фундаментов.

*Расчет сопротивления тела стены* складывается из расчета ее отдельных элементов – фундаментной плиты, лицевой (вертикальной) плиты и ребер (контрфорсов). Основная нагрузка на подпорную стену передается в виде давления грунта. Эпюра напряжений в грунте будет иметь вид трапеции или треугольника – эпюра 1, см. рис. 7.18 (растягивающие напряжения в грунте не допускаются). На эпюру 1 накладывается прямоугольная эпюра напряжений от равномерного давления грунта, находящегося над задним участком опорной плиты (эпюра 2, см. рис. 7.18). Задний участок опорной плиты будет находиться под воздействием давления, равного разности давлений, определяемых эпюрами 1 и 2. Как правило, эпюра 2 дает большие по абсолютной величине значения давления, и суммарное давление на задний участок опорной плиты будет направлено вниз, тогда как передний участок будет находиться под воздействием давления, направленного вверх.

При расчете подпорных стен с ребрами (контрфорсами) могут быть два случая: 1) ребра расположены относительно часто – расстояние между ними составляет менее половины высоты вертикальной плиты (или ширины тыльной части фундаментной плиты); 2) ребра расположены относительно редко – расстояние между ними составляет более половины высоты вертикальной плиты или ширины тыльной части фундаментной плиты. В первом случае задний участок плиты и вертикальная стена рассматриваются как неразрезные плиты, опирающиеся на ребра. Для расчета плиты ее делят на отдельные полосы шириной 1 м и используют метод предельного равновесия. Во втором случае плиту также рассчитывают по методу предельного равновесия. Схема разрушения для плит, заделанных по трем сторонам, показана на рис. 7.20,а, схема армирования плиты со свободной стороны (слева) и со стороны досыпки (справа) – на рис. 7.20,б.

При расчете ребра его рассматривают как консоль с заделкой внизу и с высотой, равной общей высоте стены, минус толщина нижней плиты. В процессе расчета подбирают сечение основной рабочей арматуры в нескольких горизонтальных сечениях. Изгибающий момент берется согласно эпюре давления грунта в рассматриваемом горизонтальном сечении. Расчет ведется по обычным формулам для изгибаемых сечений, перпендикулярных основной рабочей арматуре ребра. При этом горизонтальные и вертикальные хомуты в расчете на изгибающий момент не учитываются. Горизонтальные стержни, соединяющие ребро с передней стенкой, рассчитывают на непосредственное растяжение под действием горизонтального давления грунта. Расстояние между этими стержнями уменьшается книзу (в пределах каждой зоны они

располагаются на одинаковых расстояниях друг от друга). Вертикальные стержни располагаются на равном расстоянии друг от друга и также рассчитываются на растяжение под воздействием направленного вниз давления грунта (на заднем участке опорной плиты).

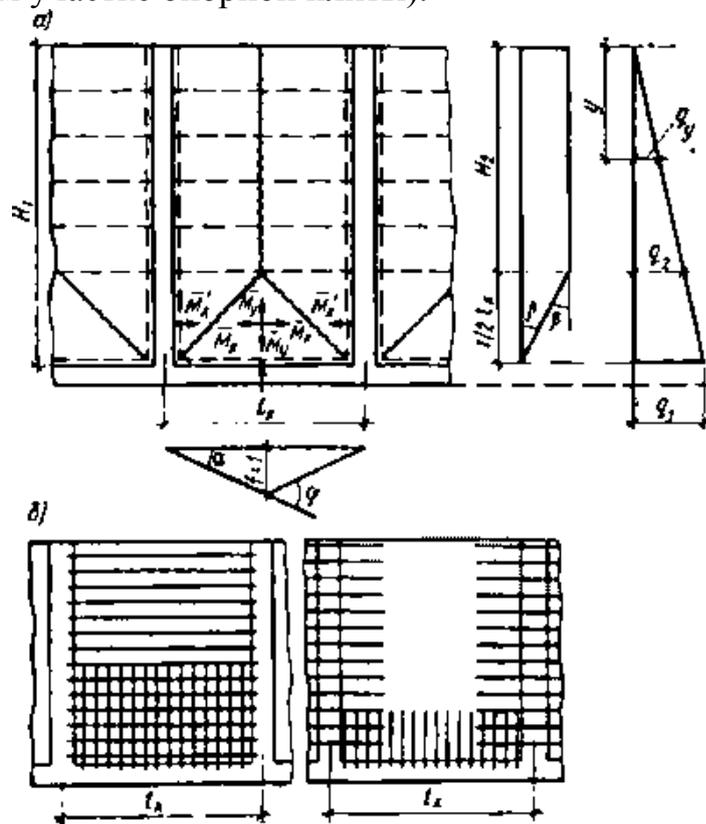


Рис. 7.20. К расчету передней стенки подпорной стены методом предельного равновесия

### **Подземные каналы и тоннели**

Каналы и тоннели служат для межцеховых и внутрицеховых прокладок кабелей, трубопроводов различного назначения, отвода сточных вод, транспортировки разнообразных продуктов и отходов производства и т. д. Унифицированные каналы и тоннели должны удовлетворять различным технологическим требованиям и в тоже время выполняться из достаточно простых и экономичных конструкций.

К непроходным каналам предъявляются такие же требования, как и к тоннелям, однако каналы не предназначены для прохода обслуживающего персонала, поэтому они и называются непроходными. Их высота обычно составляет менее 2 м.

Конструктивно каналы и тоннели должны быть такими, чтобы их можно было возводить из минимального числа сборных элементов и по возможности исключать устройство монолитных участков. Днища каналов и тоннелей желательно выполнять гладкими, что упрощает устройство пола с уклоном (не менее 0,2%), для стока вод. Необходимость устройства гидроизоляции предопределяет гладкую наружную поверхность сборных элементов каналов и тоннелей. Стыки сборных элементов должны быть максимально простыми. Устройство стыков с применением закладных изделий позволяет упростить

опалубочные формы элементов и уменьшить расход бетона, однако такие стыки необходимо защищать от коррозии.

На практике применяют три варианта конструкций **каналов**: из лотковых элементов, перекрываемых плоскими плитами (рис. 7.21,*а*), из лотковых элементов, опирающихся на плоские плиты (рис. 7.21,*б*), и из верхних и нижних лотковых элементов, соединяемых с помощью коротышей из швеллеров, которые закладываются в продольные швы (рис. 7.21,*в*).

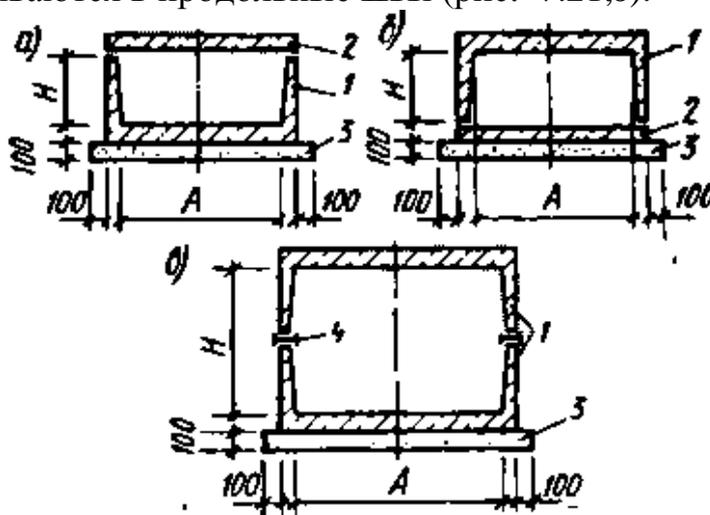


Рис. 7.21. Поперечные разрезы односекционного канала:  
1 – лоток; 2 – плита; 3 – песчаная подготовка; 4 – швеллер

Многосекционные каналы могут быть образованы из тех же сборных элементов (рис. 7.22, 7.23).

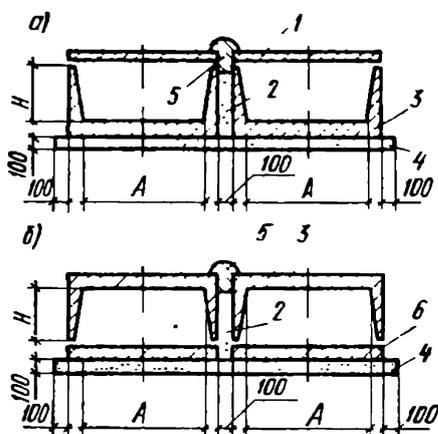


Рис. 7.22. Поперечные разрезы двухсекционных каналов:

*а* – из лотковых элементов, перекрываемых плоскими плитами; *б* – то же, опирающихся на плоские плиты; 1, 6 – плиты; 2 – засылка песком; 3 – лоток; 4 – песчаная подготовка; 5 – цементный раствор

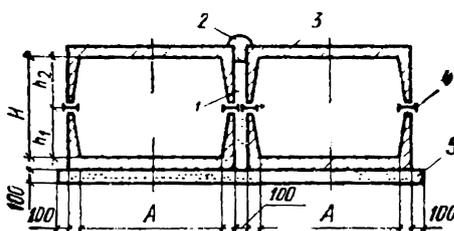


Рис. 7.23. Поперечный разрез двухсекционного канала из верхних и нижних лотковых элементов:

1 – засыпка песком; 2 – цементный раствор; 3 – лоток; 4 – швеллер; 5 – песчаная подготовка

*Тоннели* из лотковых элементов конструктивно решены аналогично каналам из верхних и нижних лотковых элементов, соединяемых с помощью швеллеров, которые привариваются к закладным деталям, устанавливаемым в стенке нижних лотков. Однако в тоннелях установка лотковых элементов выполняется с перевязкой вертикальных швов. Сочетания высот нижних и верхних лотков принимают в зависимости от вида и условий монтажа коммуникаций. Многосекционные тоннели образуются из параллельно устанавливаемых односекционных тоннелей с засыпкой «пазухи» между стенками сухим песком.

Размеры лотков по ширине приняты 420...4000 мм включительно, по высоте – 360...1700 мм включительно. При ширине лотков до 2400 мм и массе до 9,3 т длина лотков равна 5970 мм, в остальных случаях – 2970 мм. Плоские плиты перекрытий и днища имеют длину 2990 мм, за исключением плит для каналов шириной 300 и 450 мм, длина которых 740 мм. Для перекрытия полуподземных каналов разработаны трехслойные утепленные плиты, в которых в качестве утеплителя используют ячеистый бетон.

В подземных каналах и тоннелях не реже чем через 50 м устраивают деформационные швы. В полуподземных каналах расстояние между деформационными швами не должно превышать 30 м. Деформационные швы обычно устраивают в местах примыкания каналов к камерам и компенсаторным нишам или на границах участков с резко различающимися сечениями, нагрузками и т.д. В тоннелях, кроме того, всегда предусматривают выходы и монтажные проемы. Расстояния между выходами в шинных и кабельных тоннелях не должны превышать 150 м, при прокладке паропроводов – 100 м и при прокладке водяных тепловых сетей – 200 м.

Каналы и тоннели рассчитывают на следующие виды нагрузок (рис. 7.24, а):

а) постоянная нагрузка от собственного веса конструкции перекрытия канала и слоя грунта над перекрытием канала  $p_{v1}$ ;

б) временная распределенная вертикальная нагрузка от транспортных средств  $p_{v2}$ ;

в) горизонтальное давление грунта от засыпки  $p_{h1}$ ;

г) горизонтальное давление грунта от нагрузки, передающейся с транспортных средств  $p_{h2}$ ;

д) горизонтальные и вертикальные нагрузки от трубопроводов; последние обычно мало влияют на напряженное состояние конструкций каналов и тоннелей и при расчете не учитываются.

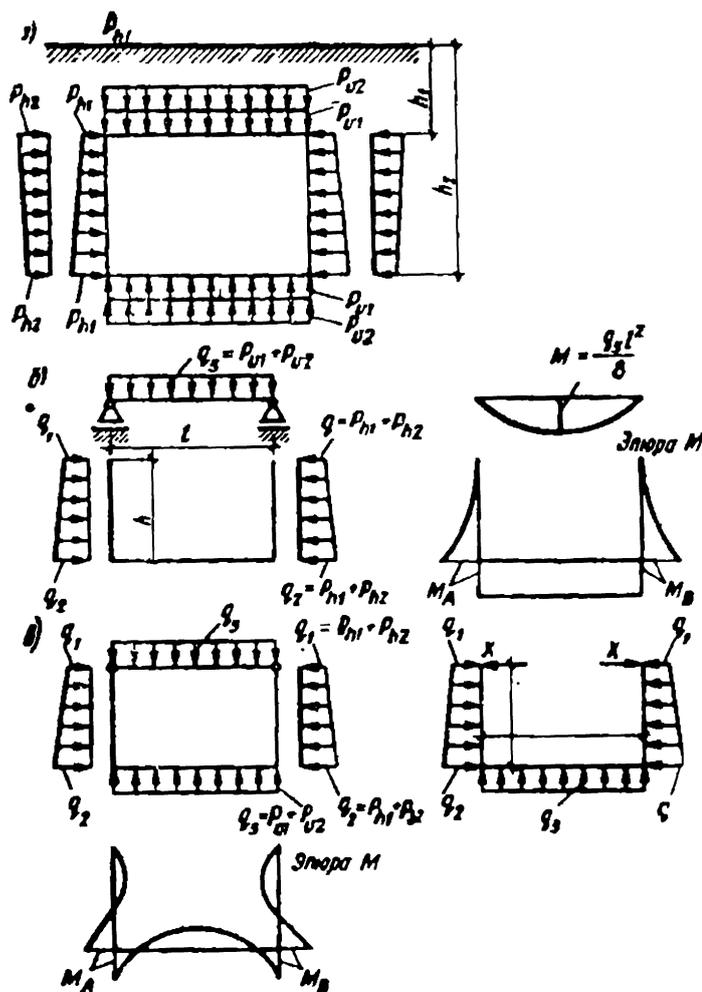


Рис. 7.24. К расчету каналов и тоннелей:

*a* – схема нагрузок; *б* – расчетная схема и эпюры изгибающих моментов для лотковых каналов и тоннелей; *в* – расчетная схема и эпюры изгибающих моментов для рамных тоннелей

Для определения расчетного вертикального давления от веса конструкций перекрытия  $g$  и слоя грунта  $h$  плотностью  $\rho$  (рис. 7.24, *a*) пользуются формулой

$$p_{v1} = (\gamma_{F1} + \gamma_{F2}) \cdot g,$$

где  $\gamma_{F1}$  и  $\gamma_{F2}$  – частные коэффициенты по нагрузке от засыпки и собственного веса конструкций соответственно, а  $h = h_1$ .

Приблизительно расчетная вертикальная нагрузка  $p_{v2}$  от двухосных автомобилей может быть принята равной 4,2 МПа – при высоте засыпки 0,7 м и 2,8 МПа – при высоте засыпки 2 м и более (промежуточные значения принимаются по интерполяции). Более точно вертикальную нагрузку от транспортных средств определяют по «Руководству по проектированию коммуникационных тоннелей и каналов».

Расчетное горизонтальное давление грунта от засыпки равно

$$p_{h1} = k \cdot p_{v1},$$

где значения  $\rho$  и  $\varphi$  принимаются по данным геологических изысканий; в приближенных расчетах можно принять  $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi = 30^\circ$ ;  $h_1 \leq h \leq h_2$ .

$k$  – определяется по формуле

$$k = \frac{p_h}{p_v} = \tan(45^\circ - \varphi / 2),$$

Значение горизонтальной расчетной нагрузки от транспортных средств равно

$$p_{h2} = k \cdot p_{v2},$$

Вид расчетной схемы канала (тоннеля) принимается в зависимости от конструкции сооружения. Для конструкций каналов, изображенных на рис. 7.22, а, 7.23, а, расчетная схема показана на рис. 7.24, б. Изгибающие моменты в стенке для этой схемы определяются от горизонтальных нагрузок, как в консольной балке, защемленной в уровне днища. Расчет плиты перекрытия производят как балки на двух опорах.

Для остальных каналов и тоннелей шириной более 1,5 м расчетная схема показана на рис. 7.24, в. Изгибающие моменты, продольные и поперечные силы определяются, как в П-образной шарнирной раме на упругом основании; для каналов меньшей ширины отпор грунта на днище принимают по линейной эпюре. Расчет стенки и днища производят на внецентренное сжатие.

При выборе расчетной схемы следует иметь в виду, что в процессе строительства канала возможна его работа со снятым покрытием. Поэтому в большинстве случаев (за исключением монолитных замкнутых каналов) при расчете должен быть рассмотрен вариант схемы загрузки с консольными стенками (рис. 7.24, б).

## **Перечень контрольных вопросов по разделу 7**

15. Цилиндрические резервуары. Область применения, расчет и проектирование.
16. Прямоугольные резервуары. Область применения, расчет и проектирование.
17. Железобетонные бункеры. Виды, область применения, расчет и проектирование.
18. Силосы. Виды, область применения, расчет и проектирование.
19. Подпорные стены. Виды, область применения, расчет и проектирование.
20. Железобетонные тоннели производственных зданий. Виды, расчет и проектирование.
21. Железобетонные каналы производственных зданий. Виды, расчет и проектирование.

## Раздел 8. Проектирование стальных конструкций

### Тема 8.1. Основные положения расчета элементов и соединений

#### *Краткий исторический очерк*

Металл в строительстве стали применять еще в XII в., выполняя из него затяжки и скрепы для каменной кладки. Позднее появились стержневые купольные конструкции глав церквей. Как самостоятельные конструкции для мостов и перекрытий, металлические конструкции начали использовать во второй половине XVIII в. на Уральских и Тульских заводах в России, на юго-западе Англии, во Франции и Германии.

В эту эпоху главенствовали чугунные конструкции, поскольку металлургия железа была еще очень примитивной. Чугунные конструкции продолжали применять до конца XIX в., постоянно совершенствуя конструктивные формы. Появились двутавровые балки прямолинейного и криволинейного очертаний, в том числе балки с проемами, полые сечения колонн, удобные для чугунного литья. Сочетания таких балок и колонн позволило создать рациональный тип каркасного здания. Большинство фабричных зданий московских и подмосковных мануфактур построены по этому типу и продолжают эксплуатироваться в наше время. Столь же удачной оказалась работа чугуна на сжатие в арках и сводах. Кроме многочисленных арочных мостов, можно отметить купол хлебного рынка в Париже пролетом 38 м, купол Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге пролетом 24 м.

Широкому развитию металлических конструкций, начиная с 30-х годов прошлого столетия, способствовали три обстоятельства: появление клепального процесса с использованием дыропробивных прессов, развитие проката листов и фасонных профилей, бурный рост сети железных дорог и связанное с этим строительство мостов и вокзальных перекрытий. Применение прокатных профилей и заклепочных соединений позволило достаточно просто выполнять сложные пространственные узлы, что способствовало бурному совершенствованию формы конструкций.

С развитием электрификации появилась возможность в промышленных зданиях создавать верхний транспорт, для устройства которого использовались подкрановые балки, опертые на колонны. Это способствовало передаче нагрузки от покрытия и от ветра не на каменные стены, а на колонны и позволило сделать здание с полностью металлическим каркасом.

Эпоха создания современной конструктивной формы стального каркаса – конец XIX и начало XX в. – совпала с периодом бурного развития теоретических знаний в области строительной механики, вследствие чего на конструктивном мышлении того периода сказалось значительное воздействие теоретического подхода. Конструирование «статически ясных», как тогда говорили, схем стало предметом особого внимания проектировщиков. Появились технические решения со специально изготовленными шарнирами в узлах сопряжений ригеля с колоннами, колонн с фундаментами. В многопролетных балках и фермах мостов устраивали шарниры для придания системе

статической определенности. Такое направление было характерно для европейской (включая Россию) школы. Американское конструирование, появившееся значительно позднее европейского, но развивавшееся стремительными темпами в условиях широкого размаха промышленной деятельности, высокой стоимости рабочей силы и достаточного количества свободного металла, опиралось на иные принципы. Главенствующее значение здесь приобрела скорость возведения и, следовательно, простота конструкций, узлов, их унификация. Расход металла играл второстепенную роль, при этом американские инженеры обычно опирались не на четкие расчетные требования, а на опыт эксплуатации уже возведенных конструкций. Поэтому их конструкции, включая небоскребы, делались мощного сечения с жесткими узлами и имели высокую металлоемкость.

Советские конструкторы вначале (20-е годы) ориентировались на немецкий опыт, но уже в первой пятилетке взяли курс на американские методы проектирования, отвечающие более высоким темпам строительства. Однако созданная в эти годы советская конструкторская школа не копировала американскую, а давала разумное сочетание последней с теоретическим обоснованием принимаемых решений. Приняв положение о первейшем значении снижения трудоемкости изготовления и монтажа конструкций, советская конструкторская школа дополнила его требованием экономии стали на основе более точных расчетов.

Дальнейшее развитие и совершенствование металлических конструкций было связано с применением сварки. К концу 40-х годов клепаные конструкции применялись исключительно редко, главным образом в мостах. Переход на сварные конструкции позволил делать их легкими» технологичными и экономичными. Сварка способствовала разнообразию конструктивных решений и расширению рациональных областей применения металлических конструкций.

Во время Великой Отечественной войны 1941–1945 гг., несмотря на большой расход стали на нужды войны и временную потерю металлургических заводов на юге страны, при перебазировании промышленности на восток стальные конструкции применялись весьма широко, так как они наилучшим образом отвечали задаче военного времени – скоростному строительству. В соответствии с требованиями военного времени основная тенденция заключалась в упрощении конструктивной формы за счет широкого применения крупного проката и сплошностенчатых конструкций.

В послевоенный период в связи с огромным объемом восстановительных работ особенно остро встал вопрос экономии стали, поэтому значительно увеличилась доля сквозных конструкций для ригелей рам и колонн.

С годами проблема экономии стали не снижалась, а возрастала, что сдерживало применение стали в строительстве часто не обоснованно. С конца 50-х и до середины 60-х годов стали появляться прямые директивные запреты на применение стальных конструкций в целом ряде объектов с заменой их железобетонными. И только создание легких металлических конструкций, в которых расход стали иногда был меньше, чем расход стали на

арматуру аналогичных железобетонных конструкций, позволило металлическим конструкциям вновь занять достойное Место в строительстве.

Общий спад производства и развал экономики, начавшийся во второй половине 80-х годов и продолжающийся до наших дней, не мог не отразиться на металлических конструкциях. Появлялись лишь отдельные значительные здания и сооружения, но они возводились крайне редко и в единичных экземплярах. Массовое строительство было резко сокращено и переориентировано на реконструкцию и создание мелких зданий с малыми пролетами и нагрузками.

Таковы основные этапы развития металлических конструкций. Вместе с тем, нельзя обойти молчанием тех ученых и практиков, кто сделал возможным их создание, ограничившись хотя бы кратким перечнем наших соотечественников.

И.П. Кулибин (1735–1818) наряду с проектом известного деревянного арочного моста пролетом 298 м, получившим высокую оценку Л. Эйлера и Д. Бернулли, разработал три проекта металлических мостов. К сожалению, все эти проекты были отклонены правительством, несмотря на полную техническую обоснованность.

Инж. С.В. Кербедз (1810–1899 гг.) построил первый в России железный мост через р. Лугу со сквозными решетчатыми фермами. Он впервые правильно оформил; сжатый стержень, придав ему жесткий профиль и снабдив соединительными решетками (или решеточками, как тогда говорили). Проектируя Николаевский мост в Петербурге, он довел до совершенства конструкцию чугунного арочного моста.

Проф. Н.А. Белелюбский (1848–1922 гг.) запроектировал большое количество мостов, в том числе для Сибирской железной дороги, в которых усовершенствовал очертание ферм, конструкции узлов, впервые применил для мостовых ферм раскосную решетку. Он разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, написал первый систематизированный курс по строительной механике.

Проф. Л.Д. Проскураков (1858–1926 гг.) развил положения об очертании сквозной стальной фермы, ввел в мосты треугольную решетку и реализовал свои идеи при проектировании мостов, в числе которых Енисейский мост, удостоенный золотой медали на Парижской выставке в 1900 г. Его курс «Строительная механика» по четкости и ясности изложения долгое время занимал ведущее место.

Проф. Ф.С. Ясинский (1858–1899 гг.) был основоположником большепролетных покрытий, первым перешел к трехпролетным цехам, разработал оригинальные конструкции складчатых покрытий, внес значительный вклад в теорию продольного изгиба.

Акад. В.Г. Шухов (1853–1939 гг.) положил начало сквозным металлическим оболочкам, широко применял висячие сетчатые покрытия, увеличил шаг колонн и ввел подстропильные фермы в промышленные здания. Он разработал новые конструктивные формы резервуаров, их расчет и методы определения оптимальных параметров. Среди его оригинальных решений

покрытие ГУМ(а) и арочное перекрытие Киевского вокзала в Москве, башни в форме гиперболического параболоида, висячие покрытия павильонов на Нижегородской выставке.

Проф. Е.О. Патон (1870–1953 гг.) выполнил обширные исследования прочности сварных металлоконструкций, выступил инициатором широкого внедрения сварки вместо клепки. Он сыграл большую роль в создании научных основ сварки, в изыскании более совершенных форм металлоконструкций, в разработке эффективных процессов сварки. В 1928 г. организовал в Киеве научно-исследовательский институт электросварки.

Проф. И.П. Прокофьев (1877–1958 гг.) опубликовал первую отечественную монографию по железным мостам, запроектировал ряд большепролетных покрытий, в числе которых проект перекрытия путей Казанского вокзала в Москве пролетом 76 м.

Проф. Н.С. Стрелецкий (1885–1967 гг.) в течение 50 лет возглавлял советскую конструкторскую школу металлостроительства, применил статистические методы в расчете конструкций и в дальнейшем был инициатором перехода на расчет конструкций по предельным состояниям, исследовал работу статически неопределимых систем за пределом упругости, сформулировал основные принципы конструирования и расчета металлических конструкций. Он успешно сочетал свою инженерную и научно-исследовательскую деятельность с педагогической работой. В 1925–1931 гг. написал «Курс мостов (металлические мосты)», а в период 1935–1944 гг. – фундаментальный трехтомный курс металлических конструкций (второй том в соавторстве), который в дальнейшем многократно переиздавался сотрудниками кафедры металлических конструкций МГСУ (бывший МИСИ) под его редакцией, а позднее – под редакцией Е.И. Белени и Г.С. Веденикова.

### **Области применения металлических конструкций**

Стальные конструкции используют в различных инженерных сооружениях: одноэтажных производственных зданиях, многоэтажных производственных зданиях, высотных зданиях (20...30 этажей и выше) гражданского назначения, в большепролетных зданиях.

Большие пролеты (50...150 м и более) имеют спортивные сооружения, крытые рынки, выставочные павильоны и некоторые производственные здания (ангары, авиа- сборочные цехи и др.). Для перекрытия таких пролетов, как правило, используют стальные конструкции. Системы и конструктивные формы большепролетных покрытий очень разнообразны. Здесь возможны балочные, рамные, арочные, купольные, висячие и комбинированные системы, причем как плоские, так и пространственные.

Основной нагрузкой в большепролетных зданиях является собственный вес, для снижения которого рационально применять облегченные ограждающие конструкции из алюминиевых сплавов, стали повышенной и высокой прочности, различные способы регулирования усилий, в том числе предварительное напряжение.

Стальные конструкции также широко применяются при проектировании и строительстве мостов, эстакад. Пролетные строения мостов на железных и автомобильных дорогах выполняют из металла при больших (до 1 км и более), а также средних (30...60 м) пролетах. В последнем случае стальным мостам отдают предпочтение при сжатых сроках возведения и при строительстве на стратегических дорогах, учитывая возможность их быстрого восстановления.

Еще одна обширная область применения металлоконструкций – высотные сооружения. Большую группу подобных конструкций составляют антенные устройства для телевидения, радиовещания и многоканальной телефонной связи. При передаче средних волн мачта высотой 200...500 м может выполнять функции излучателя. В иных случаях башни и мачты служат для размещения на определенной высоте проволочной сети или специальных антенных устройств.

Вытяжные башни из металлоконструкций служат для поддержания газоотводящих стволов дымовых и вентиляционных труб. Высота башни, определяемая экологическими требованиями, обычно составляет 80...150 м, хотя имеются башни высотой 600 м.

*Башни морских стационарных платформ* для добычи нефти и газа устанавливают на континентальном шельфе морей и океанов. Прикрепленная с помощью свай к морскому дну башня поддерживает искусственный остров, на котором размещены буровые вышки, мастерские, вертолетная площадка, жилые помещения и пр. Это, как правило, уникальные сооружения, достигающие глубин 200...300 м и более при ширине основания порядка 70 м. Решетчатую конструкцию такой башни, выполняют из труб диаметром 2...4 м при толщине стенок 60...90 мм.

К высотным сооружениям относят также геодезические вышки, промышленные этажерки, надшахтные копры, буровые вышки и др.

Особым классом металлических конструкций являются листовые конструкции, представляющие собой тонкостенные пластинки и оболочки различной формы.

Резервуары служат для хранения нефтепродуктов, воды, сжиженных газов, кислот, спиртов и других жидкостей. Применяют резервуары различной формы и размеров с вместимостью, достигающей 200 тыс. м<sup>3</sup>. Среди них вертикальные цилиндрические, горизонтальные цилиндрические и сферические резервуары, резервуары с понтоном, с плавающей крышей и многие другие.

Газгольдеры предназначены для хранения, смешивания и выравнивания состава газов. Их включают в газовую сеть между источниками получения газа и его потребителями в качестве своеобразных аккумуляторов. Применяют газгольдеры постоянного объема, в которых газ хранят при высоком давлении, и газгольдеры переменного объема с хранением газа при низком постоянном давлении. Переменность объема обеспечивают подвижным звеном или шайбой, которая подобно поршню в цилиндре перемещается по стенке газгольдера. Объем газгольдеров переменного объема достигает 600 тыс. м<sup>3</sup>.

Бункеры и силосы представляют емкости, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов. Силосы отличаются от бункеров сравнительно большим отношением высоты к размерам в плане. Группы бункеров обычно объединяют в бункерные эстакады. Применяют бункеры с плоскими стенками и гибкие (висячие) бункеры.

К листовым конструкциям относят также трубопроводы большого диаметра, некоторые сооружения нефтепереработки, доменного и химического производств.

Находят свое применение и другие виды металлоконструкций. Это стальные конструкции мостовых, башенных, козловых кранов, кранов-перегрузателей, отвальных мостов, крупных экскаваторов, строительных и дорожных машин, затворов и ворот шлюзов гидротехнических сооружений, радиотелескопов, антенн космической связи и др.

### Механические характеристики сталей.

#### Характеристические и расчетные параметры сталей.

Сталь – это сплав железа с углеродом, содержащий легирующие добавки, улучшающие качество металла, и вредные примеси, которые попадают в металл из руды или образуются в процессе выплавки.

В твердом состоянии сталь является поликристаллическим телом, состоящим из множества различно ориентированных кристаллов (зерен). В каждом кристалле атомы (точнее – положительно заряженные ионы) расположены упорядоченно в узлах пространственной решетки. Для стали характерны объемноцентрированная (ОЦК) и гранецентрированная (ГЦК) кубическая кристаллическая решетки (рис. 8.1). Каждое зерно как кристаллическое образование резко анизотропно и имеет различные свойства по разным направлениям. При большом числе хаотично ориентированных зерен эти различия сглаживаются и статистически в среднем по всем направлениям свойства становятся одинаковыми.

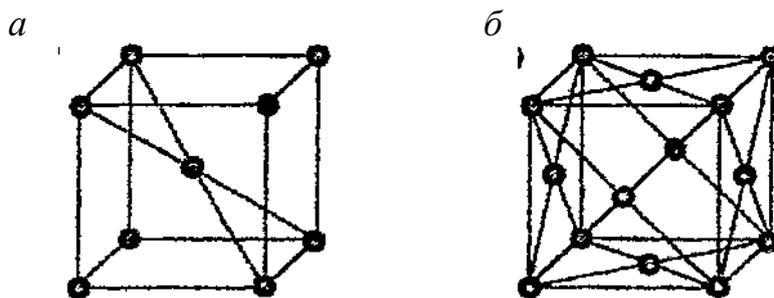


Рис. 8.1. Кубическая кристаллическая решетка:

*а* – объемноцентрированная, *б* – гранецентрированная

Сталь, применяемую в строительных конструкциях, производят в основном двумя способами: в мартеновских печах и конвертерах с продувкой кислородом сверху. Свойства мартеновских и кислородно-конвертерных сталей практически одинаковы, однако кислородно-конвертерный способ производства значительно дешевле и постепенно вытесняет мартеновский. Для наиболее ответственных деталей, где требуется особо высокое качество металла,

используются также стали, получаемые путем электрошлакового переплава (ЭШП). С развитием электрометаллургий возможно более широкое применение в строительстве сталей, получаемых в электропечах. Электросталь отличается низким содержанием вредных примесей и высоким качеством.

Надежность и долговечность металлических конструкций во многом зависит от свойств материала. Наиболее важными для работы конструкций являются механические свойства: прочность, упругость, пластичность, склонность к хрупкому разрушению, ползучесть, твердость, а также свариваемость, коррозионная стойкость, склонность к старению и технологичность.

Прочность стали характеризуется предельными напряжениями в материале, возникающими под влиянием внешних силовых воздействий, без разрушения. **Упругость** – свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок. **Пластичность** – свойство материала сохранять несущую способность в процессе деформирования. **Хрупкость** – склонность к разрушению при малых деформациях. **Ползучесть** – свойство материала непрерывно деформироваться во времени без увеличения нагрузки. **Твердость** – свойство поверхностного слоя металла сопротивляться деформации или разрушению при внедрении в него индентора из более твердого материала.

Физико-механические свойства сталей оцениваются по пределу текучести  $f_y$  и временному сопротивлению (пределу прочности)  $f_u$ , по сопротивлению динамическим воздействиям и хрупкому разрушению – по работе образцов на удар (ударная вязкость) и пластичность – по относительному удлинению.

Для проверки соответствия конструкции действующим нормам ТКП EN 1993-1-1 к стали установлены следующие требования.

Для **упругого** расчета:

$f_u/f_y > 1,30$ ; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца  $5,65\sqrt{A_0}$ , где  $A_0$  – площадь поперечного сечения);  $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$  ( $\varepsilon_u$  – деформация предела прочности, а  $\varepsilon_y$  – деформация предела текучести).

Для **пластического** расчета:

$f_u/f_y > 1,15$ ; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца  $5,65\sqrt{A_0}$ );  $\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$ .

Согласно европейских норм испытание на удар должно выполняться в соответствии с EN 10045-1. Испытания проводятся на образцах типа KCV (с концентратором в виде острого подреза) при температуре +20°C, 0°C, -20°C, -40°C и при двух дополнительных температурах испытания, чтобы показать переход от пластичного состояния к хрупкому. Значение ударной вязкости при любой из заданных температур должно быть не менее 27 Дж/см<sup>2</sup>.

Образцы типа KCV ближе отражают реальную работу конструкции с трещиной. Модуль упругости для расчетов по EN принимается равным  $E = 210\ 000\ \text{Н/мм}^2$ .

При расчете стальных конструкций характеристические  $X_k$  или номинальные  $X_n$  свойства материалов должны применяться согласно указаниям ТКП EN 1993-1-1-2009 (Еврокод 3). В большинстве случаев при выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материалов следует принимать как характеристические.

Геометрические характеристики поперечных сечений и систем допускается принимать по стандартам hEN на изделия или по рабочим чертежам в соответствии с EN 1090 и рассматривать как номинальные величины.

Расчетные значения геометрических несовершенств, эквивалентны геометрическим несовершенствам, учитывающим:

- геометрические допуски, установленные в стандартах на изделия и стандартах на их изготовление;
- несовершенства конструкций, возникающие при изготовлении и монтаже;
- остаточные напряжения;
- изменчивость предела текучести.

При определении расчетных значений сопротивлений, для стальных конструкций применяют выражения, приведенные в EN 1990:2002:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R_k \cdot (\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i}; a_d),$$

где  $R_k$  – характеристическое сопротивление для конкретного расчетного случая, определяемое по характеристическим или номинальным значениям свойств материалов и размеров;

$\gamma_M$  – интегральный частный коэффициент для конкретного расчетного случая.

Пример маркировки сталей по EN.

Сталь EN 10025-2 – S355J0C+N (или +AR) обозначает: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести  $f_y = 355$  МПа, при температуре окружающей среды, минимальная величина работы удара не ниже 27 Дж при 0°C (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

Ниже представлена таблица механических свойств сталей по EN 10025-2.

Таблица 8.1

Сталь	Механические характеристики						Ударная вязкость, KCV	
	Номинальная толщина, мм	Минимальный предел текучести $R_{eH}$ , МПа	Номинальная толщина, мм	Предел прочности $R_m$ , МПа	Номинальная толщина, мм	Минимальное относительное удлинение после разрыва, %	При температуре, °С	Дж/см <sup>2</sup>
S235JR	≤16	235	≥3, ≤100	360-510	≥3, ≤40	26	20	27
S235J0	>16	225				0	27	
S235J2	≤40					24	-20	27
S355JR	≤16	355	≥3, ≤250	470-630	≥3, ≤40	22	20	27
S355J0	>16	345	≥3, ≤400			–	0	27
S355J2	≤40					–	-20	27
S355K2	>40, ≤63	335				20	-20	40*

\* Данное значение соответствует 27 Дж/см<sup>2</sup> при –30°С

### Влияние химического состава на свойства сталей

Основные химические элементы, применяемые при легировании строительных сталей.

**Углерод (С)**, повышая прочность стали, снижает пластичность и ухудшает ее свариваемость. С ростом содержания углерода в структуре стали увеличивается количество цементита при одновременном снижении доли феррита. Изменение соотношения между составляющими приводит к уменьшению пластичности, а также к повышению прочности и твердости.

Поэтому в строительных сталях, которые должны быть достаточно пластичными и хорошо свариваемыми, углерод допускается в количестве не более 0,22%.

Углерод влияет на вязкие свойства. Увеличение содержания углерода повышает порог хладоломкости и снижает ударную вязкость.

**Кремний (Si)**, находясь в твердом растворе с ферритом, повышает прочность стали, но ухудшает ее свариваемость и стойкость против коррозии. В малоуглеродистых сталях кремний применяется как хороший *раскислитель*; в этом случае кремний в малоуглеродистых сталях добавляется в пределах до 0,3%, в низколегированных сталях — до 1%.

**Алюминий (Al)** входит в сталь в виде твердого раствора феррита в виде различных нитридов и карбидов, хорошо *раскисляет* сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

**Марганец (Mn)** растворяется как в феррите, так и в цементите; образует тугоплавкие карбиды, что приводит к повышению прочности и вязкости стали. Марганец служит хорошим *раскислителем*, а соединяясь с серой, снижает вредное ее влияние. В малоуглеродистых сталях марганца содержится до

0,64%, а в легированных – до 1,5%; при содержании марганца более 1,5% сталь становится хрупкой.

**Медь (Cu)** несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии. Избыточное ее содержание (более 0,7%) способствует старению стали.

*Повышение механических свойств легированной стали* осуществляется присадкой металлов, вступающих в соединение с углеродом и образующих карбиды, а также способных растворяться в феррите и замещать атомы железа. Такими легирующими металлами являются *марганец (Mn), хром (Cr), ванадий (V), вольфрам (W), молибден (Mo), титан (Ti)*. Прочность легированных сталей также повышается при введении никеля, меди, кремния и алюминия, которые входят в сталь в виде твердых растворов (феррита).

**Легирующие элементы (хром, никель, вольфрам, молибден, ванадий и др.)** снижают пластичность и повышают сопротивление деформации, причем тем сильнее, чем больше углерода в стали.

**Вредные примеси.** К ним в первую очередь относятся: **фосфор**, который, образуя раствор с ферритом, увеличивает хрупкость стали особенно при пониженных температурах (хладноломкость) и уменьшает пластичность при повышенных; **сера**, делающая сталь красноломкой (склонной к образованию трещин при температуре (+800–1000°C)) вследствие образования легкоплавкого сернистого железа. Поэтому содержание серы и фосфора в стали ограничивается так, что в углеродистой стали – серы до 0,05% и фосфора до 0,04%.

### *Понятие о сортаменте*

Перечень профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик и массы называется сортаментом. Первый сортамент был составлен в 1881 году в Германии. В дальнейшем, с развитием науки и техники, сортамент неоднократно пересматривался с целью его оптимизации. Оптимизация сортамента заключается в обеспечении высоких геометрических характеристик (момента инерции, момента сопротивления, радиуса инерции) при наименьших площадях поперечного сечения. Как правило, это достигается за счет уменьшения толщины стенки и полок профиля или за счет совершенствования формы профиля. Рациональность профилей при сжатии может быть оценена по значению удельного радиуса инерции  $\rho$ : чем больше, тем лучше:

$$\rho = \frac{i}{\sqrt{A}},$$

где  $i$ ,  $A$  – соответственно радиус инерции и площадь сечения. Рациональность профилей, работающих на изгиб, оценивается удельным моментом сопротивления  $\omega$ :

$$\omega = \frac{W}{\sqrt{A^3}},$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения.

Другой проблемой формирования сортамента является определение оптимального количества типоразмеров профилей: для экономии металла сортament должен содержать наибольшее количество типоразмеров, но с другой стороны увеличение количества типоразмеров ведет к увеличению стоимости профилей, так как увеличивается стоимость оборудования и трудозатрат.

Современный сортament включает в себя листовой прокат, профили в виде уголков, швеллеров, двутавров, тавров, круглых и прямоугольных труб, а также усложненные профили с отгибами, «бульбами» и пр. (рис. 8.2).

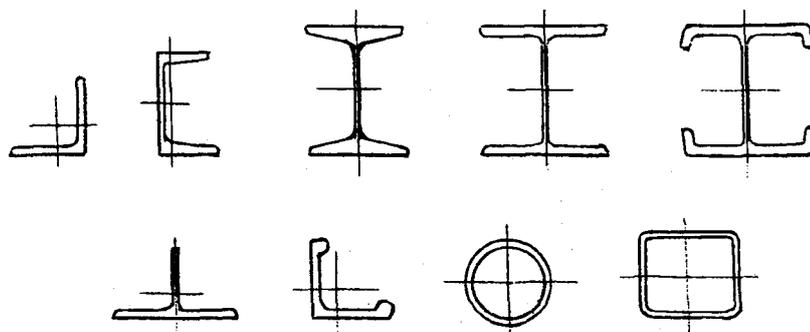


Рис. 8.2. Виды проката из стали и сплавов алюминия

При этом уголки и швеллеры могут быть прокатными или холодногнутыми. Листовой прокат включает: сталь толстолистовую толщиной 4...160 мм, ширина листов – 600...3600 мм, длина – до 12 м; сталь тонколистовую толщиной 0,2...4 мм с шириной листов в пределах 600...1400 мм и длиной 1,2...5 м; сталь широкополосную толщиной 4...60 мм с шириной полос 200...1050 мм и длиной 9...12 м. Кроме указанных листов, металлургическая промышленность поставляет листовую сталь рулонную, рифленую, просечновытяжную, оцинкованную, кровельную. На чертежах сечение листовых деталей обозначается чертой с двумя числами, например: –100×8, где первое число указывает ширину детали, а второе – толщину.

Сортament уголковых профилей включает уголки равнополочные и неравнополочные. Сортament равнополочных прокатных уголков (ГОСТ 8509) состоит из 118 типоразмеров, размер полок изменяется от 20 мм до 250 мм, а толщина полок от 3 мм до 30 мм. Сортament неравнополочных прокатных уголков (ГОСТ 8510) состоит из 66 типоразмеров, при этом размеры полок изменяются в пределах 16...250 мм, а толщины в пределах 3...20 мм. На чертежах прокатные уголки обозначаются уголковым знаком и двумя (для равнополочных уголков) или тремя (для неравнополочных уголков) числами, например:  $\angle 75 \times 8$ , где первая цифра обозначает размер полок, а вторая – толщину полок;  $\angle 250 \times 160 \times 20$ , где первые два числа обозначают размеры полок, а третья – толщину полок. Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед уголковым знаком ставятся две буквы «Гн», например: Гн  $\angle 120 \times 6$ . Длина холодногнутого профиля определяется длиной листовых заготовок.

Сортament прокатных швеллеров (ГОСТ 8240) включает в себя швеллеры с уклоном внутренних граней полок и с параллельными гранями полок. Сортament первых и вторых состоит из 22-х типоразмеров. На чертежах

швеллеры обозначаются знаком [ и числом, которое обозначает высоту швеллера в см, например, [40. При параллельных гранях добавляется буква «П» например, [40 П.

Сортамент двутавров также включает в себя двутавры с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ 8239) и с параллельными гранями полок (ГОСТ 26020). Количество типоразмеров двутавров с уклоном внутренних полок равно 28. На чертежах такие двутавры обозначаются знаком I и числом, обозначающим высоту двутавра в см, например I24. Двутавры с параллельными гранями полок подразделяются на двутавры нормальные (обозначаются буквой Б), широкополочные (Ш), колонные (К) и колонные уширенные (КУ). Пример обозначения широкополочного двутавра: I 100Ш2, где 100 – это номинальная высота сечения в см, Ш – широкополочный, 2 – номер двутавра с номинальной высотой, равной 100 см. Аналогичную классификацию имеют и тавры, к указанным выше буквенным символам добавляется буква Т. Пример обозначения широкополочного тавра: Х20ШТ2. Длины уголков, швеллеров, двутавров и тавров находятся в интервале 4...13 м.

Кроме указанных профилей, сортамент содержит трубчатые профили (круглые и прямоугольные), крановые и железнодорожные рельсы, сталь квадратную и круглую, профили для оконных и фонарных переплетов.

### **Классификация поперечных сечений**

В соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 5.5.2) различают четыре класса поперечных сечений:

– класс 1 – поперечные сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для расчета в пластической стадии и достигаемой без снижения несущей способности;

– класс 2 – поперечные сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;

– класс 3 – поперечные сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

– класс 4 – поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок. Различные сжатые части поперечного сечения (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам.

Поперечные сечения классифицируются по наивысшему (наименее благоприятному) классу сжатых частей сечения. Исключения приведены в ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.1(10) и п. 6.2.2.4(1)).

### Определение эффективного поперечного сечения

Характеристики эффективного поперечного сечения конструкции, как правило, определяют по эффективным площадям сжатых элементов и эффективным площадям растянутых элементов вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

Эффективную площадь сечения  $A_{eff}$  определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только осевому сжатию силой  $N_{Ed}$ . Для поперечных сечений 4-го класса имеет место эксцентриситет  $e_N$ , который появляется из-за смещения центра тяжести эффективной площади сечения  $A_{eff}$ , относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, в результате чего возникает дополнительный изгибающий момент, который, как правило, необходимо учитывать при проверке поперечного сечения согласно ТКП EN 1993-1-5 (п. 4.6).

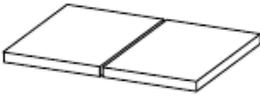
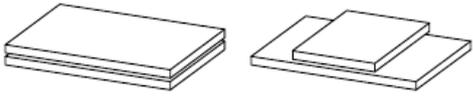
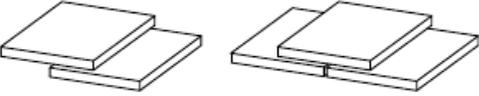
Момент сопротивления эффективного сечения  $W_{eff}$  определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только изгибающему моменту  $M_{Ed}$ . При действии изгибающих моментов в двух главных плоскостях, как правило, определяют моменты сопротивления эффективного сечения относительно двух главных осей.

*Примечание* – Как альтернатива, допускается определять эффективное поперечное сечение с применением результирующего распределения продольных напряжений от одновременного действия  $N_{Ed}$  и  $M_{Ed}$ . Дополнительный момент от  $e_N$  необходимо учитывать, что требует повторных расчетов.

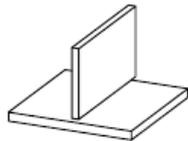
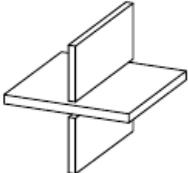
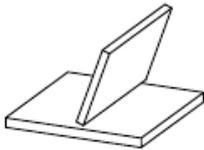
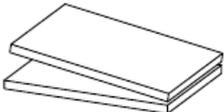
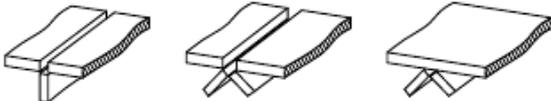
### **Сварные соединения**

Тип сварного соединения определяется количеством, размерами и расположением сварных элементов относительно друг друга. В таблице 8.2 приведены примеры основных типов сварных соединений.

Таблица 8.2 Типы сварных соединений

Тип сварного соединения	Рисунок сварного соединения
Стыковое	
Параллельное	
Нахлесточное	

Продолжение таблицы 8.2

Тавровое	
Крестообразное	
Тавровое соединение с наклонным элементом	
Угловое	
Торцовое	
Многоэлементное	
Перекрещивающееся	

Сварные соединения выполняют при помощи стыковых, угловых, круговых угловых, пробочных сварных швов, а также сварных швов с конусным зазором. Стыковые сварные швы могут быть с полным и неполным проваром, круговые угловые и пробочные сварные швы могут быть выполнены в круглых или вытянутых отверстиях.

Угловые сварные швы применяются для соединения элементов, свариваемые поверхности которых расположены под углом от  $60^\circ$  до  $120^\circ$ . Допускается угол менее  $60^\circ$ , но в этом случае угловой сварной шов следует рассматривать как стыковой с неполным проваром.

Угловые сварные швы, расположенные на концах соединяемых элементов, следует заводить за угол на расстояние не менее двух катетов шва, если конструкция узла позволяет это выполнить.

Круговые угловые швы в круглых или вытянутых отверстиях могут применяться только для передачи сдвигающего усилия, или для предотвращения потери местной устойчивости элементов, соединяемых внахлестку, или для обеспечения плотности соединения. Диаметр круглого или ширина вытянутого отверстия должны составлять не менее четырехкратной толщины

элемента, в котором расположено отверстие. Максимальное расстояние между центрами угловых сварных швов должно отвечать требованиям расположения отверстий в болтовых соединениях во избежание потери устойчивости соединений.

Стыковым сварным швом следует считать сварной шов с полным проваром, если по всей толщине стыка элементов обеспечена глубина провара и сплавления металла шва и основного металла. Применение прерывистых стыковых швов не допускается.

Стыковые швы элементов с разницей толщины более 10 мм следует выполнять в соответствии с рисунком 8.3.

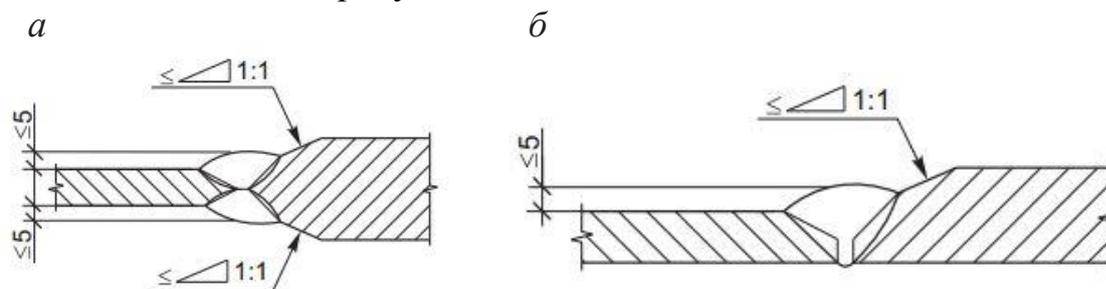


Рис. 8.3. Стыковые соединения элементов различной толщины:

*a* – односторонний стыковой шов при совмещении поверхностей элементов с одной стороны; *б* – симметричный двусторонний стыковой шов

Пробочные сварные швы применяются для:

- передачи сдвигающего усилия;
- предотвращения потери местной устойчивости элементов, соединяемых внахлестку, или обеспечения плотности соединения;
- соединения деталей в элементах составного поперечного сечения, за исключением случаев внецентренного сжатия.

Диаметр круглого или ширина вытянутого отверстия должны быть не менее чем на 8 мм больше толщины элемента, в котором расположено отверстие. Концы вытянутых отверстий должны иметь закругления радиусом не менее толщины элемента. Высота пробочного шва при толщине основного металла до 16 мм должна быть не менее толщины основного металла. Высота пробочного шва при толщине основного металла более 16 мм должна быть не менее половины толщины основного металла, но не менее 16 мм. Максимальное расстояние между центрами пробочных сварных швов должно отвечать требованиям расположения отверстий в болтовых соединениях во избежание потери устойчивости соединений.

Эффективную длину углового сварного шва следует принимать равной длине шва с полноразмерной эффективной толщиной  $a$  и определять как

$$L_w = L - 2a.$$

Эффективная длина шва равна его конструктивной длине, если обеспечивается полноразмерность сварного шва по всей длине, включая начало и конец шва. Сварной угловой шов с эффективной длиной менее 30 мм или

менее шестикратной эффективной толщины сварного шва не является несущим швом.

Эффективная толщина  $a$  углового шва принимается равной высоте вписанного между соединяемыми поверхностями и лицевой поверхностью треугольника (равностороннего или неравностороннего), измеренной перпендикулярно к внешней стороне этого треугольника. Эффективная толщина углового сварного шва должна быть не менее 3 мм.

Катет углового шва  $k_f$  измеряется по кратчайшему расстоянию по поверхности одного из свариваемых элементов до границы углового шва на поверхности второго свариваемого элемента.

Расчетная площадь продольного сечения сварного шва

$$A_w = \sum a \cdot L_{eff}.$$

### **Болтовые соединения**

Болты, гайки и шайбы должны соответствовать требованиям ссылочных стандартов группы 4, приведенных в ТКП EN 1993-1-8.

Значения предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления на растяжение  $f_{ub}$  для болтов классов прочности 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 приведены в таблице 8.3. Эти значения следует принимать в качестве характеристических при выполнении расчетов.

Таблица 8.3. Номинальные значения предела текучести  $f_{yb}$  и временного сопротивления на растяжение  $f_{ub}$  болтов

Класс прочности	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ , Н/мм <sup>2</sup>	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ , Н/мм <sup>2</sup>	400	400	500	500	600	800	1000

В качестве болтов с предварительным натяжением могут быть использованы только болты классов прочности 8.8 и 10.9, соответствующие требованиям ссылочных стандартов группы 4 согласно ТКП EN 1993-1-8 (п. 1.2.4) для высокопрочных болтов с контролируемым предварительным натяжением и требованиям ссылочного стандарта группы 7 согласно ТКП EN 1993-1-8 (п. 1.2.7).

Для фундаментных болтов могут быть использованы следующие материалы:

- стали марок согласно ссылочным стандартам группы 1, приведенным в ТКП EN 1993-1-8 (п. 1.2.1);
- стали марок согласно ссылочным стандартам группы 4, приведенным в ТКП EN 1993-1-8 (п. 1.2.4);
- стали марок, применяемых для предварительно напряженных арматурных стержней по СТБ EN 10080 при условии, что номинальное значение

предела текучести не превышает  $640 \text{ Н/мм}^2$  при работе фундаментных болтов на срез и  $900 \text{ Н/мм}^2$  – в остальных случаях.

#### Категории болтовых соединений

##### Соединения, работающие на сдвиг

Болтовые соединения, работающие на сдвиг, следует рассчитывать с учетом следующих требований в зависимости от категорий:

а) **категория А** – срезное соединение.

В соединениях данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 – 10.9. Предварительное натяжение и особые условия для контактных поверхностей не требуются. Расчетное усилие сдвига не должно превышать несущей способности на срез и на смятие, определяемой в соответствии с ТКП EN 1993-1-8;

б) **категория В** – фрикционное соединение в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности. В соединениях данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно ТКП EN 1993-1-8. В предельном состоянии по эксплуатационной пригодности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на срез и на смятие;

в) **категория С** – фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности.

В соединениях данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно ТКП EN 1993-1-8. В предельном состоянии несущей способности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей, а также расчетных несущих способностей на срез и на смятие, определяемых в соответствии с ТКП EN 1993-1-8. Кроме того, при соединении растянутых элементов следует проверять расчетную несущую способность поперечного сечения нетто  $N_{net,Rd}$  в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий (ТКП EN 1993-1-1 (п. 9.2)) в предельном состоянии по несущей способности.

##### Соединения, работающие на растяжение

Болтовые соединения, работающие на растяжение, следует рассчитывать с учетом следующих требований в зависимости от категорий:

а) **категория D** – соединение без предварительного натяжения болтов.

В соединениях данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 – 10.9. Предварительное натяжение не требуется. Соединения данной категории не следует применять при частом воздействии переменной

растягивающей нагрузки. При этом они могут быть применены в соединениях, воспринимающих осевые усилия от ветровых нагрузок;

б) **категория Е** – соединение с предварительным натяжением болтов.

В соединениях данной категории следует применять болты классов прочности 8.8 и 10.9 с контролируемым предварительным натяжением.

Расположение отверстий для болтов.

Минимальные и максимальные значения шага и расстояний до края элемента вдоль и поперек усилия для болтов приведены в таблице 8.4.

Минимальные и максимальные значения шага и расстояний до края элемента вдоль и поперек усилия для конструкций, подверженных усталостным нагрузкам, принимаются в соответствии с ТКП EN 1993-1-9.

Таблица 8.4. Минимальные и максимальные значения шага и расстояний до края элемента

Расстояние или шаг (рисунок 1.14.3)	Минимальное значение	Максимальное значение <sup>1),2),3)</sup>		
		Конструкции, изготовленные из сталей, соответствующих СТБ EN 10025, кроме сталей, соответствующих СТБ EN 10025-5		Конструкции, изготовленные из сталей, соответствующих СТБ EN 10025-5
		Сталь подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Сталь не подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Используемая сталь
Расстояние до края вдоль усилия $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм	—	Большее из значений: $8t$ или 125 мм
Расстояние до края поперек усилия $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм	—	Большее из значений: $8t$ или 125 мм
Расстояние для овальных отверстий $e_3$	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>	—	—	—
Расстояние для овальных отверстий $e_4$	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>	—	—	—
Шаг $p_1$ <sup>5)</sup>	$2,2d_0$	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t_{\min}$ или 175 мм

Шаг $p_{1,0}$	—	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	—	—
Шаг $p_{1,i}$	—	Меньшее из значений: $28t$ или 400 мм	—	—
Дорожка $p_2$	$2,4d_0$	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t_{\min}$ или 175 мм

1) Максимальные значения шага и расстояний до края и кромки элемента не ограничены, кроме случаев:

- для сжатых элементов, во избежание местной потери устойчивости и коррозии незащищенных элементов;
- для растянутых элементов, не защищенных от коррозии, во избежание ее возникновения.

2) Несущую способность по местной устойчивости сжатых пластин на участках между крепежными деталями следует определять в соответствии с ТКП EN 1993-1-1, принимая расчетную длину равной  $0,6p_1$ . Расчет на местную устойчивость не требуется, если отношение  $p_1/t$  меньше  $9\varepsilon$ . Расстояние до края элемента поперек усилия не должно превышать значений для свободных свесов сжатых элементов согласно ТКП EN 1993-1-1. Эти требования не распространяются на расстояния до края элемента вдоль усилия.

3)  $t$  – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.

4) Ограничения по размерам для овальных отверстий приведены в ссылочных стандартах группы 7 согласно ТКП EN 1993-1-8 (п. 2.7).

5) При расположении рядов крепежных деталей в шахматном порядке допускается принимать минимальное значение  $p_2 = 1,2d_0$  при условии, что минимальное расстояние  $L$  между любыми смежными отверстиями составляет не менее  $2,4d_0$ .

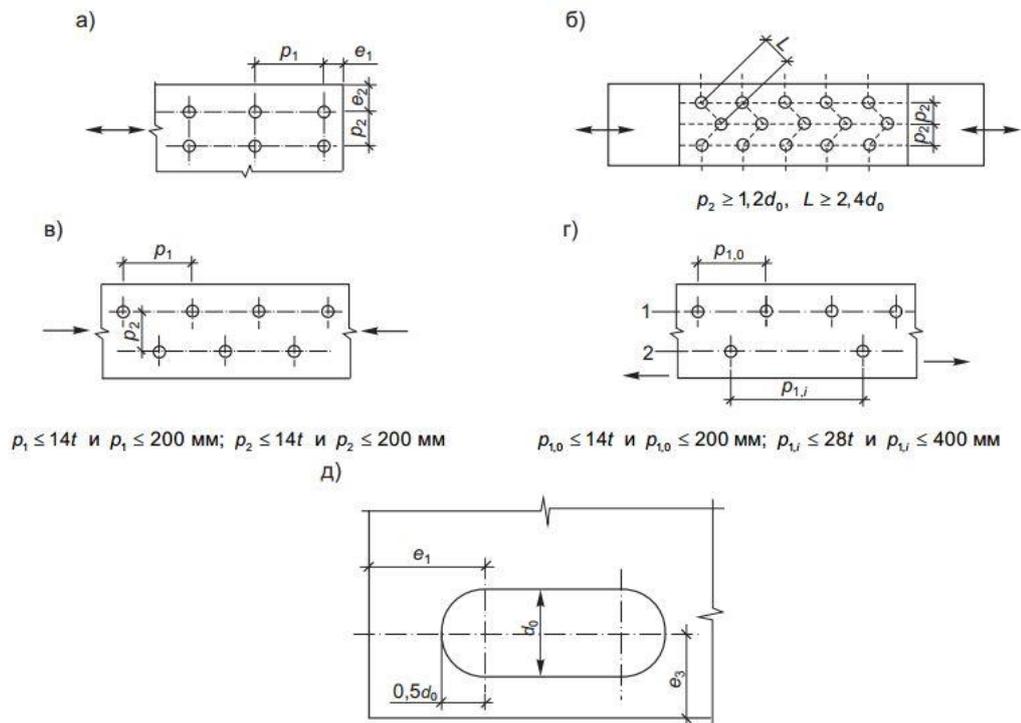


Рис. 8.4. Расстояния между отверстиями и до края элемента  
*а* – при рядовом расположении отверстий; *б* – при расположении отверстий в шахматном порядке; *в* – при расположении отверстий в шахматном порядке в сжатых элементах; *г* – при расположении отверстий в шахматном порядке в растянутых элементах; *д* – расстояния до края элемента для овальных отверстий

**Расчет изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности (общие сведения)**

Сопротивление изгибаемых элементов поперечных сечений всех классов будет обеспечено, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.5(1)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где  $M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{c,Rd}$  – расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения.

Прочность поперечных сечений на действие поперечной силы должна удовлетворять условиям:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \text{ – для поперечных сечений классов 1, 2 и 3}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ – для поперечных сечений класса 4}$$

где  $V_{Ed}$  – расчетное значение поперечной силы;

$V_{c,Rd}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг;

$V_{b,Rd}$  – расчетное значение несущей способности на сдвиг для поперечных сечений класса 4 при потере местной устойчивости стенки.

В таблице 8.5 приведены формулы для определения расчетных значений несущей способности на изгиб  $M_{c,Rd}$  без учета поперечной силы и расчетных значений несущей способности на сдвиг  $V_{c,Rd}$  и  $V_{b,Rd}$  элементов поперечных сечений классов 1 – 4. Учет поперечной силы на прочность сечения на изгиб выполняют в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.8).

Площадь сдвига в пластической стадии работы  $A_v$  при отсутствии кручения для некоторых типов профилей допускается принимать в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.6(3)).

Таблица 8.5 Расчетное значение несущей способности на изгиб и сдвиг

Класс поперечных сечений	Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$	Расчетное значение несущей способности на сдвиг
1, 2	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(2))
3	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = \frac{I \cdot t_w \cdot f_y}{S \cdot \gamma_{M0}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге обеспечена, по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(4))
4	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге не обеспечена, по ТКП EN 1993-1-5 (5.2-5.4)
Примечание – $W_{el,min}$ и $W_{eff,min}$ соответствуют волокнам с максимальным напряжением в упругой стадии; $A_v$ – площадь сдвига.		

Для двутавровых сечений класса 3 при проверке прочности на сдвиг в упругой стадии, если местная устойчивость стенки обеспечена и  $A_f/A_w \geq 0,6$ , расчетное значение несущей способности на сдвиг определяют по формуле:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

где  $A_f$  – площадь поперечного сечения одной полки;

$A_w = h_w \cdot t_w$  – площадь поперечного сечения стенки.

### **Расчет сжатых элементов по предельным состояниям несущей способности (общие сведения)**

Сопротивление поперечных сечений центрально сжатых элементов обеспечено, если выполняется следующее условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.4):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

где  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения классов 1-3;

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

сечения класса 4,

здесь  $A_{eff}$  – площадь эффективного поперечного сечения, вычисляемая при действии равномерного сжатия по ТКП EN 1993-1-5 (п. 4.3).

При смещении  $e_N$  центра тяжести эффективного поперечного сечения площадью  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто следует учитывать дополнительный изгибающий момент  $\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_N$ . В этом случае элемент следует рассчитывать по несущей способности как сжато-изгибаемый.

#### Расчет несущей способности поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы и изгибающих моментов

Сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 обеспечено, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.1):

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd},$$

где  $M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{N,Rd}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы  $N_{Ed}$ .

Для прокатных и сварных равнополочных двутавров, при расчете которых не учитываются отверстия согласно ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.4(3)), расчетное значение  $M_{N,Rd}$  допускается определять по ТКП EN 1993-1-1 (формулы (6.36) – (6.38)):

– при действии изгибающего момента относительно оси  $y-y$ :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

– при действии изгибающего момента относительно оси  $z-z$ :

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad \text{при } n \leq a;$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{при } n > a$$

где  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ ;

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \leq 0,5;$$

$N_{pl,Rd}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сжатие в пластической стадии;

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{– расчетное значение несущей способности; попе-}$$

речного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси у-у;

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{– расчетное значение несущей способности попе-}$$

речного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси z-z;

Сопротивление замкнутых поперечных сечений классов 1 и 2 следует проверять по ТКП EN 1993-1-1 (формулы (6.39) – (6.40)).

При совместном действии изгибающих моментов относительно осей у – у и z – z сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 допускается проверять по ТКП EN 1993-1-1 (формула (6.41)):

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – параметры, принимаемые равными единице (с некоторым запасом) или вычисленным значениям:

$$\alpha = 2, \beta = 5n \geq 1 \quad \text{– для двутавровых поперечных сечений;}$$

$$\alpha = 2, \beta = 2 \quad \text{– для круглых труб;}$$

$$\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13n) \leq 6 \quad \text{– для прямоугольных труб.}$$

Сопротивление элементов поперечного сечения класса 3 обеспечено, если максимальные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$ , от действия осевой силы и изгибающего момента удовлетворяют условию ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.2):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

Сопротивление элементов поперечного сечения класса 4 обеспечена, если максимальные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$ , от действия осевой силы и изгибающего момента, вычисленные с использованием геометрических характеристик эффективного поперечного сечения, удовлетворяют условию ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.3):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,y}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,z}}{W_{eff,z,min}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где  $A_{eff}$  – площадь эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия;

$W_{eff,y,min}$ ,  $W_{eff,z,min}$  – минимальные моменты сопротивления эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только изгибающего момента относительно осей  $y - y$  и  $z - z$ , соответственно;

$e_{N,y(z)}$  – смещение центра тяжести эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия, относительно центра тяжести поперечного сечения брутто.

Примечание: Знаки осевых сил и изгибающих моментов зависят от сочетания напряжений от этих усилий.

## Содержание практических занятий по 8 разделу

Расчет металлических конструкций в приведенных ниже примерах произведен в соответствии с положениями ТКП EN 1990, ТКП EN 1991, ТКП EN 1993, ТКП 45-5.04-274-2012.

### Пример 1.

Расчет сопротивления изгибаемого элемента поперечного сечения класса 1 с учетом поперечной силы.

Исходные данные для проверки несущей способности изгибаемого элемента:

– элемент пролетом  $L = 1,6$  м нагружен сосредоточенной силой  $F = 870$  кН посередине пролета (рис. 8.5);

– сечение элемента – двутавр №35Ш2 по ГОСТ 26020, сталь С245 по ГОСТ 27772,  $f_y = 245$  МПа при толщине проката  $t$  от 2 до 20 мм;

– расчетное поперечной силы  $V_{Ed} = 435$  кН и расчетное значение изгибающего момента  $M_{Ed} = 348$  кНм;

– геометрические характеристики поперечного сечения:  $h = 341$  мм,  $b_f = 250$  мм,  $t_f = 14$  мм,  $t_w = 10$  мм,  $R = 20$  мм,  $W_{pl,y} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 721\,1442$  см<sup>3</sup>,  $A = 104,74$  см<sup>2</sup>.

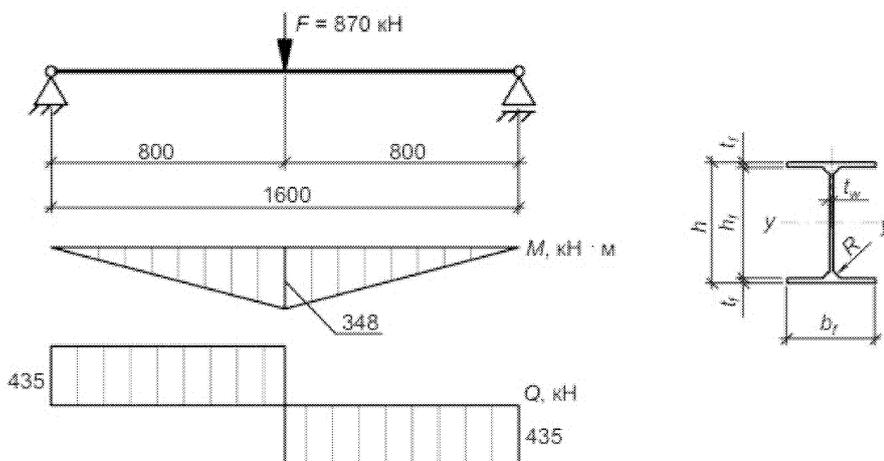


Рис. 8.5. Расчетная схема и геометрические характеристики сечения элемента

а) Определение класса поперечного сечения по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 5.2)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{245}} = 0,979.$$

Определение класса сечения полки:

$$c = \frac{b_f - t_w - 2R}{2} = \frac{250 - 10 - 2 \cdot 20}{2} = 100 \text{ мм.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{14} = 7,14 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,979 = 8,81.$$

Полка относится к сечению класса 1.

Определение класса сечения стенки:

$$c = h - 2t_f - 2R = 341 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 20 = 273 \text{ мм.}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{273}{10} = 27,3 \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 0,979 = 70,49.$$

Стенка относится к сечению класса 1.

Все поперечное сечение элемента относится к классу 1.

б) Проверка прочности на изгиб, без учета влияния поперечной силы, по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.5)

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1442 \cdot 10^{-6} \cdot 245}{0,931} \cdot 10^3 = 379,5 \cdot 10^3 \text{ Нм} = 379,5 \text{ кНм.}$$

где  $\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,1} = 0,931$  согласно ТКП EN 1993-1-1 (национальное приложение).

$$M_{c,Rd} = 379,5 \text{ кНм} > M_{Ed} = 348 \text{ кНм.}$$

Несущая способность элемента на изгиб без учета влияния поперечной силы обеспечена.

в) Проверка прочности на сдвиг

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{341 - 2 \cdot 14}{10} = 31,3 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot 0,979}{1,2} = 58,74,$$

где  $\eta = 1,2$  согласно ТКП EN 1993-1-1 (п. 5.1(2)).

Следовательно, прочность сечения элемента на сдвиг обеспечивается без учета потери местной устойчивости стенки согласно ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.6(6)).

Расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии  $V_{pl,Rd}$  определяем по формуле согласно ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.6(2)):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}},$$

где  $A_v = A - 2b_f \cdot t_f + (t_w + 2R) \cdot t_f = 104,74 -$

$$- 2 \cdot 25 \cdot 1,4 + (1,0 + 2 \cdot 2,0) \cdot 1,4 = 41,74 \text{ см}^2,$$

но не менее  $\eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot (34,1 - 2 \cdot 1,4) \cdot 1,0 = 37,56 \text{ см}^2$ .

Так как  $A_v = 41,74 \text{ см}^2 > 37,74 \text{ см}^2$ , то в расчете принимаем  $A_v = 41,74 \text{ см}^2$ , тогда  $V_{pl,Rd} = 634,2 \text{ кН} > V_{Ed} = 435 \text{ кН}$ .

Несущая способность стенки на срез обеспечена.

г) Проверка прочности поперечного сечения элемента на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы (п. 6.2)

Так как  $V_{Ed} = 435 \text{ кН} > 0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 634,2 = 317,1 \text{ кН}$ , требуется проверка прочности элемента на совместное действие изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $V$ .

Расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии с учетом сдвигающей силы составляет (п. 6.2.2):

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}} =$$

$$= \frac{\left[ 1442 \cdot 10^{-6} - \frac{0,138 \cdot (31,3 \cdot 10^{-4})^2}{4 \cdot 0,01} \right] \cdot 245}{0,931} \cdot 10^3 = 370,6 \text{ кНм},$$

где  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,y}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot 435}{634,2} - 1 \right)^2 = 0,138,$

$$A_w = h_w \cdot t_w = (34,1 - 2 \cdot 1,4) \cdot 1,0 = 31,3 \text{ см}^2.$$

Так как  $M_{y,v,Rd} = 370,6 \text{ кНм} > M_{Ed} = 348 \text{ кНм}$ , несущая способность изгибаемого элемента обеспечена.

### Пример 2.

Расчет сопротивления центрально сжатого элемента

Исходные данные для проверки несущей способности центрально-сжатого элемента:

- расчетное значение осевой силы  $N_{Ed} = 3500 \text{ кН}$ ;
- размеры поперечного сечения приведены на рисунке 8.6;
- материал – сталь с пределом текучести  $f_y = 345 \text{ МПа}$ ;
- частные коэффициенты безопасности согласно ТКП EN 1993-1-1 (Национальное приложение):

$$\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,1} = 0,932;$$

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,0} = 1,025;$$

– оба конца элемента закреплены шарнирно от смещения и раскреплены от кручения относительно продольной оси  $x-x$ , расчетные длины  $l_{y,cr} = l_{z,cr} = 6 \text{ м}$ .

Геометрические характеристики поперечного сечения:  $A = 173,87 \text{ см}^2$ ,  $I_y = 40\,296 \text{ см}^4$ ,  $W_y = 2302,6 \text{ см}^3$ ,  $i_y = 15,22 \text{ см}$ ,  $I_z = 13\,585,3 \text{ см}^4$ ,  $W_z = 776,3 \text{ см}^3$ ,  $i_z = 8,84 \text{ см}$ , момент инерции при свободном кручении  $I_t = 199,745 \text{ см}^4$ , секто-

риальный момент инерции  $I_{\omega} = 3\,721\,047,5 \text{ см}^6$ . Отверстия в сечении отсутствуют.

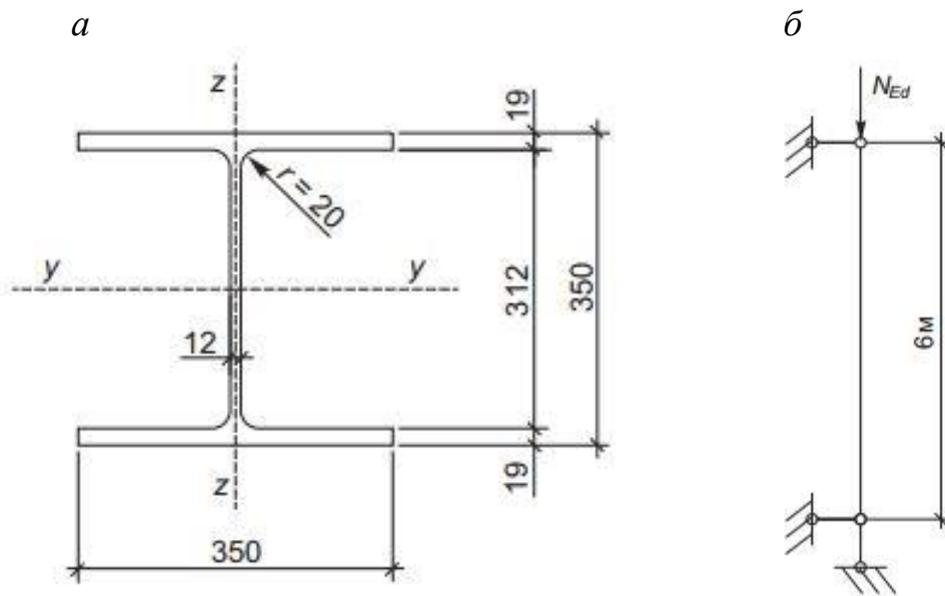


Рис. 8.6. Поперечное сечение (а) и расчетная схема (б) элемента

а) Классификация поперечного сечения по ТКП EN 1993-1-1 (п. 5.5)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{345}} = 0,825.$$

Определение класса поперечного сечения полки:

$$c = \frac{b_f - t_w - 2r}{2} = \frac{350 - 12 - 2 \cdot 20}{2} = 149 \text{ мм}, \quad t = t_f = 19 \text{ мм}.$$

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,825 = 7,43 \leq \frac{c}{t} = \frac{149}{19} = 7,84 \leq 10\varepsilon = 10 \cdot 0,825 = 8,25$$

Согласно табл. 5.2 ТКП EN 1993-1-1 полка относится к сечению класса 2.

Определение класса поперечного сечения стенки:

$$c = h - 2t_f - 2r = 350 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 20 = 272 \text{ мм}, \quad t = t_w = 12 \text{ мм}.$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{272}{12} = 22,7 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,825 = 27,23$$

Согласно табл. 5.2 ТКП EN 1993-1-1 стенка относится к сечению класса 1.

В соответствии с п. 5.5.2 ТКП EN 1993-1-1 поперечное сечение элемента относится к классу 2.

б) Проверка сопротивления поперечного сечения согласно п. 6.2 ТКП EN 1993-1-1.

Несущая способность центрально-сжатого элемента обеспечена, если выполняется условие (п. 6.2.4(1) ТКП EN 1993-1-1)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.$$

Расчетное значение несущей способности  $N_{c,Rd}$  поперечного сечения класса 2 согласно п. 6.2.4(2) ТКП EN 1993-1-1

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{0,932} = 6436 \text{ кН.}$$

Проверка несущей способности

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{3500}{6436} = 0,54 \leq 1.$$

Несущая способность поперечного сечения по прочности обеспечена.

в) Проверка устойчивости при продольном изгибе согласно п. 6.3.1.1 ТКП EN 1993-1-1

Устойчивость элементов обеспечена, если выполняется условие:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.$$

где  $N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$  – в соответствии с п. 6.3.1.1(3) ТКП EN 1993-1-1.

Определение понижающих коэффициентов при плоской форме потери устойчивости  $\chi_y$  и  $\chi_z$  выполняется в соответствии с п. 6.3.2.1 ТКП EN 1993-1-1

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}; \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}.$$

Вычисление условных гибкостей элемента (п. 6.3.1.3 ТКП EN 1993-1-1)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9\varepsilon} = \frac{600}{15,22 \cdot 93,9 \cdot 0,825} = 0,509,$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9\varepsilon} = \frac{600}{8,84 \cdot 93,9 \cdot 0,825} = 0,876.$$

Выбор кривых потери устойчивости:

– относительно оси  $y-y$ : при  $h/b = 350/350 = 1 < 1,2$  и  $t_1 \leq 100$  мм по табл. 6.2 ТКП EN 1993-1-1 – кривая  $b$ . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой  $\alpha_y = 0,34$  по табл. 6.1 ТКП EN 1993-1-1;

– относительно оси  $z-z$ : при  $h/b = 350/350 = 1 < 1,2$  и  $t_1 \leq 100$  мм по табл. 6.2 ТКП EN 1993-1-1 – кривая  $c$ . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой  $\alpha_z = 0,34$  по табл. 6.1 ТКП EN 1993-1-1.

$$\begin{aligned} \Phi_y &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_y \left( \bar{\lambda}_y - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34 \cdot (0,509 - 0,2) + 0,509^2 \right] = 0,682; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_z \left( \bar{\lambda}_z - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,876 - 0,2) + 0,876^2 \right] = 1,05; \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,682 + \sqrt{0,682^2 - 0,509^2}} = 0,88;$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,876^2}} = 0,614;$$

$$\chi_{\min} = 0,614.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,614 \cdot 173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{1,025} = 3593,3 \text{ кН.}$$

Несущая способность поперечного сечения по устойчивости при продольном изгибе обеспечена.

г) Проверка устойчивости при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости согласно п. 6.3.1.1.4 ТКП EN 1993-1-1

Устойчивость элементов при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости обеспечена, если выполняется условие:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,T,Rd}} \leq 1,$$

где  $N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$ . – в соответствии с п. 6.3.1.1(3) ТКП EN 1993-1-1.

Для элементов с двумя осями симметрии в сечении потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме не характерна, поэтому в настоящем примере выполняется проверка только по крутильной форме потери устойчивости.

Условная гибкость элемента при крутильной форме потери устойчивости по п. 6.3.1.4(2) ТКП EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,T}}},$$

где  $N_{cr,T}$  – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме (п. А.2 Приложения А ТКП EN 1993-1-1)

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left( G \cdot I_z + \frac{\pi^2 E \cdot I_\omega}{l^2} \right),$$

здесь  $i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2} = \sqrt{15,22^2 + 8,84^2} = 17,6 \text{ см.}$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{(17,6 \cdot 10^{-2})^2} \times \left( 0,81 \cdot 10^5 \cdot 199,745 \cdot 10^{-8} + \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3721047,5 \cdot 10^{-12}}{6^2} \right) = 12,132 \text{ МН} = 12132 \text{ кН.}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,T}}} = \sqrt{\frac{173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{12132}} = 0,703.$$

Выбор кривых потери устойчивости осуществляется относительно оси  $z - z$ : при  $h/b = 350/350 = 1 < 1,2$  и  $t_1 \leq 100$  мм по табл. 6.2 ТКП EN 1993-1-1 – кривая  $c$ . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой  $\alpha_z = 0,49$  по табл. 6.1 ТКП EN 1993-1-1.

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,703 - 0,2) + 0,703^2 \right] = 0,87; \end{aligned}$$

$$\chi_T = \frac{1}{0,87 + \sqrt{0,87 - 0,703^2}} = 0,723.$$

Расчетное значение несущей способности при крутильной форме потери устойчивости

$$N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,723 \cdot 173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{1,025} = 4653 \text{ кН.}$$

Проверка устойчивости:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,T,Rd}} = \frac{3500}{4653} = 0,75 < 1.$$

Несущая способность элемента по устойчивости при крутильной форме потери устойчивости обеспечена.

## **Перечень контрольных вопросов по разделу 8**

1. Понятие о сортаменте стальных конструкций.
2. Расчет прочности изгибаемых стальных элементов.
3. Расчет прочности центрально сжатых стальных элементов.
4. Расчет прочности центрально растянутых стальных элементов.
5. Виды и расчет болтовых соединений стальных элементов.
6. Виды и расчет заклепочных соединений стальных элементов.
7. Виды и расчет сварных соединений стальных элементов.

## Литература

1. ТКП EN 1990-2011\*. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций. / МАиС – Минск, 2015 г. – 86 с.
2. ТКП EN 1991-1-1-2016 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. / МАиС – Минск, 2016 г. – 38 с.
3. ТКП EN 1991-1-3-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. / МАиС – Минск, 2009 г. – 48 с. – С изменениями 1, 2.
4. ТКП EN 1991-1-4-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. / МАиС – Минск, 2010 г. – 127 с. – С изменениями 1, 2.
5. ТКП EN 1991-1-5-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия / МАиС – Минск, 2009 г – 27 с.
6. ТКП EN 1991-4-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 4. Бункеры и резервуары. / МАиС – Минск, 2010 г – 185 с.
7. ТКП EN 1992-1-1-2009\* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. / МАиС – Минск, 2015 г – 205 с.
8. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2008. – 136 с.
9. ТКП EN 1992-3-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 3. Конструкции, локализирующие и удерживающие жидкость – 39 с.
10. ТКП 45-5.04-274--2012 Стальные конструкции. Правила расчета. / МАиС – Минск, 2013 г – 158 с.
11. СНБ 5.03.01-02. Бетонные железобетонные конструкции / МАиС РБ.– Минск, РУП «Минсктиппроект», 2003. – 144 с. с изменениями 1...5.
12. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
13. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. I / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 192 с.
14. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. II / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 144 с.

15. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования. Учеб. пособие для студ. строит. спец. / Под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с.
16. Зайцев, Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления: Учеб. Для вузов по спец. «Пр-во строит. изделий и конструкций»– М.: Высшая школа, 1987. – 352 с.
17. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Под общ. ред. Беленя. Е.И. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
18. Байков, В.Н., Сигалов, Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. -5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
19. Попов, Н.Н., Забегаев, А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: Учеб. для строит. спец. вузов. - 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1989. – 400 с.
20. Бондаренко, В.М., Суворкин, Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для студентов вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во»; – М.: Высшая школа, 1987. – 384 с.
21. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для вузов. 4-е изд., доп.. – М., 2007. – 887 с.
22. Заикин А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий (примеры расчёта): учебное пособие – М.: Издательство АСВ, 2002. – 271 с.
23. Заикин А.И. Проектирование железобетонных многоэтажных промышленных зданий (примеры расчета) [Текст]: учебное пособие для вузов. 2-ое издание – М.: Издательство АСВ, 2005. – 200 с.
24. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивэльник, 1990. – 544 с.
25. Железобетонные конструкции / Под ред. Полякова Л.П., Лысенко Е.Ф. – К.: Вища школа, 1984. – 352 с.
26. Lapko A. Projektowanie konstrukcji zelbetowych wg Wurocody 2 i PN-B—03264:1999. – Arcady, Warszawa, 2000 – 547 s.

## **Приложения**

Табл. П.1 (табл. 4.1 ТКП EN) – Классы условий эксплуатации конструкций, индикативные (рекомендуемые) классы бетона

Класс	Описание окружающей среды.	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
<b>Отсутствие риска коррозии и химического воздействия.</b>		
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением замораживания-оттаивания, износа (истирания) или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо.	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха.
<b>Коррозия, вызванная карбонизацией</b>		
XC1	Сухо или постоянно влажно.	Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно погруженный в воду.
XC2	Влажно, редко сухо.	Поверхности бетона, длительное время смоченные водой. Большинство фундаментов.
XC3	Средняя влажность.	Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе.
XC4	Попеременно влажно и сухое.	Поверхности бетона, смоченные водой, которые не вошли в класс XC2

Табл. П.2. Минимальный защитный слой  $c_{min,dur}$  из условий обеспечения долговечности для конструкций класса S4 (табл. 4.4N и табл. 4.5N ТКП EN)

Требования долговечности для $c_{min,dur}$							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по табл. 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Арматурная сталь по EN 10080S4	10	15	25	30	35	40	45
Напрягаемая сталь	10	25	35	40	45	50	55

Табл. П.3 (табл. E.1 ТКП EN) – Индикативные минимальные классы прочности

Класс условий эксплуатации согласно табл.4.1				
Коррозия арматуры				
вызванная карбонизацией				
Индикативный минимальный класс прочности	XC1	XC2	XC3	XC4
		$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$

Табл. П.4 (табл. 3.1 ТКП EN) – Прочностные и деформационные характеристики бетона

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/ пояснение
$f_{ck}$ , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	—
$f_{ck,cube}$ , МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	—
$f_{cm}$ , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
$f_{ctm}$ , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$ , МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ , Квантиль 5%
$f_{ctk,0,95}$ , МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ , Квантиль 95%
$E_{cm}$ , МПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ , $f_{cm}$ в МПа
$\varepsilon_{c1}$ , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	
$\varepsilon_{cu1}$ , ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	
$\varepsilon_{c2}$ , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	
$\varepsilon_{cu2}$ , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	
$\varepsilon_{c3}$ , ‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	
$\varepsilon_{cu3}$ , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	

Таблица П.5 (по данным табл. 2 СТБ EN 10138-4-2009) – Основные показатели канатной арматуры

Класс <sup>e)</sup>	Обозначение		Номинальное значение <sup>a)</sup>				Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр $d$ , мм	Временное сопротивление разрыву <sup>b)</sup> $R_m$ , МПа	Площадь поперечного сечения <sup>c)</sup> $S_0$ , мм <sup>2</sup>	Масса <sup>c)</sup> , г/м	Разрывное усилие $F_m$ , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$ , кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения <sup>d)</sup> $F_{p0,1}$ , кН
А	Y1960S3	1.1361	5,2	1960	13,6	106	26,7	30,5	22,9
	Y1860S3	1.1360	6,5	1860	21,1	165	39,2	44,9	33,8
			6,8		23,4	183	43,5	49,8	37,4
			7,5		29,0	226	54,0	51,7	46,4
	Y1860S7	1.1366	7,0	1860	30	234	56	65	48
			9,0		50	390	93	106	80
			11,0		75	586	140	160	120
			12,5		93	726	173	198	149
			13,0		100	781	186	213	160
			15,2		140	1095	260	298	224
			16,0		150	1170	279	319	240
	Y1770S7	1.1365	15,2	1770	140	1095	248	282	213
			16,0		150	1170	265	302	228
			18,0		200	1560	354	403	304

Класс <sup>e)</sup>	Обозначение		Номинальное значение <sup>a)</sup>				Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр $d$ , мм	Временное сопротивление разрыву <sup>b)</sup> $R_m$ , МПа	Площадь поперечного сечения <sup>c)</sup> $S_0$ , мм <sup>2</sup>	Масса <sup>c)</sup> , г/м	Разрывное усилие $F_m$ , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$ , кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения <sup>d)</sup> $F_{p0,1}$ , кН
B	Y2160S3		5,2	2160	13,6	106	29,4	33,7	26,2
	Y2060S3	1.1362	6,85	2060	28,2	220	60,9	69,7	54,2
			5,2		13,6	106	28,0	32,1	24,1
	Y2060S7	1.1368	7,0		30	234	62,0	71,0	53,0
	Y1960S3	1.1361	6,5		1960	21,1	165	41,4	47,3
	Y1960S7	1.1367	9,0	50	390	98	112	84	

a) Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 195 ГПа (кН/мм<sup>2</sup>).

b) Временное сопротивление разрыву, округленное до 10 МПа, рассчитано для номинальной площади поперечного сечения и производного нормативного максимального разрывного усилия.

c) Площадь поперечного сечения рассчитана для номинальной массы и плотности 7,81 кг/дм<sup>3</sup>.

d) Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1% удлинения, составляет около 86% от производного нормативного максимального разрывного усилия.

e) Трехпроволочную и семипроволочную канатную арматуру диаметром 7 мм применяют, как правило, только в конструкциях со сцеплением с бетоном.

Таблица П.6 – Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012, СТБ 1706-2012

Номин. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (мм <sup>2</sup> ) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S800	S500 с профилем по рисункам		
												1 и 4	2	3
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090			+	+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139			+	+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222		+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395		+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+		
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+		
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834		+		
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+		
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+		

Таблица П.7. – Значения параметров НДС сечения при расчете элементов  
прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием  
линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Область деформирования	Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
		$\xi = \frac{x}{d}$	$\alpha_c$	$\eta = \frac{z}{d}$	$\alpha_m$	$\varepsilon_c(+)$	$\varepsilon_c(-)$
Область 1а	0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0	
	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20		
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31		
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42		
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53		
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64		
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75		
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87		
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99		
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11		
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24		
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36		
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49		
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63		
	0,15	0,093	0,945	0,088	1,76		
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90		
Верхний предел для области 1а		0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1б	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0	
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50		
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82		
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16		
Верхний предел для области 1б		0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96	
	0,28	0,227	0,884	0,200		9,00	
	0,30	0,243	0,875	0,213		8,17	
	0,32	0,259	0,867	0,225		7,44	
	0,34	0,275	0,859	0,236		6,79	
	0,36	0,291	0,850	0,248		6,22	
	0,38	0,308	0,842	0,259		5,71	
	0,40	0,324	0,834	0,270		5,25	
	0,42	0,340	0,825	0,281		4,83	
	0,44	0,356	0,817	0,291		4,45	
	0,46	0,372	0,809	0,301		4,11	
	0,48	0,388	0,800	0,311		3,79	
	0,50	0,405	0,792	0,321		3,50	
	0,52	0,421	0,784	0,330		3,23	
	0,54	0,437	0,775	0,339		2,98	
	0,56	0,453	0,767	0,348		2,75	
0,58	0,470	0,759	0,356	2,53			
0,60	0,486	0,750	0,364	2,33			

	$\xi = \frac{x}{d}$	$\alpha_c$	$\eta = \frac{z}{d}$	$\alpha_m$	$\varepsilon_c(+)$	$\varepsilon_c(-)$
$\xi_{lim}$ при $f_{yd} = 435$ МПа	0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452		0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456		0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460		0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463		0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467		0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
1,00	0,810	0,584	0,473	0,00		
Область 3б	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		-0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483		-0,32
Область 4 при $\beta_h = 1,10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	-0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	-0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	-1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	-1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	-1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	-1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	-1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	-1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	-1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	-1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	-1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	-1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	-1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	-1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	-1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	-1,77
	6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	-1,81
8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	-1,86	
10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	-1,89	
$\infty$	1,100	0,450	0,495	2,00	-2,00	

Таблица П.8 – Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше С<sup>50/60</sup>)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны $\xi$	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона, $\varepsilon_{cc}$ , ‰	Напряжения $\sigma_c$ крайнего сжатого волокна, при $\varepsilon_{cc}$ в ‰, МПа	Относительная деформация растянутой арматуры, $\varepsilon_{s1}$ в ‰	Относительная деформация сжатой арматуры, $\varepsilon_{s2}$ в ‰
1a	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \cdot \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd}$	10	$10 \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	$f_{cd}$	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	$f_{cd}$	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	$f_{cd}$	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi - c_1/d\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Табл. П.8 (Окончание)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c$	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi =$ $= \frac{F_{cc}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
1a	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
4	$1 - p_4 \frac{4}{21},$ где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_4 \frac{17}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1 - p_4 \frac{16}{49}}{1 - p_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Таблица П.9. – Коэффициенты  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\alpha_m$  для расчета изгибаемых элементов прямоугольного профиля с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне

$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,010	0,38	0,810	0,308
0,02	0,990	0,020	0,39	0,805	0,314
0,03	0,985	0,030	0,40	0,800	0,320
0,04	0,980	0,039	0,41	0,795	0,326
0,05	0,975	0,049	0,42	0,790	0,332
0,06	0,970	0,058	0,43	0,785	0,338
0,07	0,965	0,068	0,44	0,780	0,343
0,08	0,960	0,077	0,45	0,775	0,349
0,09	0,955	0,086	0,46	0,770	0,354
0,10	0,950	0,095	0,47	0,765	0,360
0,11	0,945	0,104	0,48	0,760	0,365
0,12	0,940	0,113	0,49	0,755	0,370
0,13	0,935	0,122	0,50	0,750	0,375
0,14	0,930	0,130	0,51	0,745	0,380
0,15	0,925	0,139	0,52	0,740	0,385
0,16	0,920	0,147	0,53	0,735	0,390
0,17	0,915	0,156	0,54	0,730	0,394
0,18	0,910	0,164	0,55	0,725	0,399
0,19	0,905	0,172	0,56	0,720	0,403
0,20	0,900	0,180	0,57	0,715	0,407
0,21	0,895	0,188	0,58	0,710	0,412
0,22	0,890	0,196	0,59	0,705	0,416
0,23	0,885	0,204	0,60	0,700	0,420
0,24	0,880	0,211	0,62	0,690	0,428
0,25	0,875	0,219	0,64	0,680	0,435
0,26	0,870	0,226	0,66	0,670	0,442
0,27	0,865	0,234	0,68	0,660	0,449
0,28	0,860	0,241	0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,243	0,72	0,640	0,461
0,30	0,850	0,255	0,74	0,630	0,466
0,31	0,845	0,262	0,76	0,620	0,471
0,32	0,840	0,269	0,78	0,610	0,476
0,33	0,835	0,276	0,80	0,600	0,480
0,34	0,830	0,282	0,85	0,575	0,489
0,35	0,825	0,289	0,90	0,550	0,495
0,36	0,820	0,295	0,95	0,525	0,499
0,37	0,815	0,302	1,00	0,500	0,500