

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

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для специальности

1-70 07 01 «Строительство тепловых и атом-  
ных электростанций»

Составители: Бондарь В.В., Зверев В.Ф., Коледа С.М.

Рассмотрено и утверждено

На заседании Совета строительного факультета «25» ноября 2019  
протокол № 3

## Перечень материалов

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

1. Теоретический раздел – конспект лекций.
2. Вспомогательный раздел – учебная программа по дисциплине «Железобетонные конструкции» (регистр. № УД-СФ69-11/уч.), утвержденная 31.05.2017 г., список рекомендуемой основной и дополнительной литературы.
3. Практический раздел – конспект практических занятий с примерами расчета железобетонных конструкций.
4. Раздел контроля знаний – вопросы к зачету по дисциплине.

## Пояснительная записка

### Цели ЭУМК

Электронный учебно-методический комплекс по учебной дисциплине «Железобетонные конструкции» разработан в соответствии с утвержденным учебным планом для специальности 1-70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций».

**Основной целью изучения дисциплины «Железобетонные конструкции» является формирование знаний по основам расчета и проектирования строительных конструкций, 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 строительные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям надежности, дать студентами практические навыки по расчету железобетонных конструкций, использованию нормативной, справочной и научно-технической литературы, показать роль выдающихся ученых в развитии конструкций, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

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

— знать: физико-механические свойства конструкций из железобетона; требования норм по проектированию конструкций зданий и сооружений; конструкции и конструктивные системы зданий и сооружений; современные требования к расчету и конструированию железобетонных конструкций.

— уметь: ставить и решать задачи, связанные с проектированием зданий и сооружений, выбором их оптимального конструктивного решения; на основании принятой конструктивной схемы осуществлять расчеты с подбором сечений, назначать армирование элементов; пользоваться нормативной, справочной и специальной литературой (ТКП, СТБ, СНБ, ТК, ГОСТ и др.); читать рабочие чертежи.

— владеть: основами расчета несущей способности и эксплуатационной пригодности строительных конструкций; методологией анализа новейших достижений строительной науки.

## Оглавление

<b>Цели и задачи дисциплины</b> .....	7
<b>Раздел 1. Сопротивление железобетона</b> .....	9
Тема 1.1. Курс железобетона, его цели и задачи. ....	9
Тема 1.2. Физико-механические свойства бетона .....	14
Тема 1.3 Арматура для железобетонных конструкций.....	25
Тема 1.4 Железобетон. Физико-механические свойства Сущность предварительного напряжения. ....	32
Тема 1.5. Основы теории сопротивления железобетона и методы расчета железобетонных конструкций .....	43
<b>Перечень контрольных вопросов по 1 разделу</b> .....	55
<b>Раздел 2. Проверка предельных состояний несущей способности (I группа ПС). Конструктивные элементы железобетонных и каменных конструкций.</b> .....	57
Тема 2.1. Проверка предельных состояний несущей способности на основе расчетной деформационной модели сопротивления для сечений (общий случай для изгибаемых элементов). ....	57
2.1.1. Модель сопротивления сечения, основанная на применении прямоугольной эпюры напряжений (только для изгибаемых элементов). ....	57
2.1.2. Модель сопротивления сечения, основанная на использовании параболически-линейной диаграммы деформирования бетона (только изгибаемых элементов).....	59
2.1.3. Модель сопротивления сечения, основанная на использовании билинейной диаграммы деформирования бетона (только для изгибаемых элементов) .....	64
2.1.3. Расчет изгибаемых элементов по наклонным сечениям.....	66
Тема 2.2 Железобетонные сжатые и растянутые элементы. ....	71
2.2.1. Общие понятия. Конструктивные особенности .....	71

2.2.2. Расчет сжатых и растянутых элементов с использованием модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений.....	76
2.2.3. Частично нагруженные площадки (местное сжатие).....	80
<b>Перечень контрольных вопросов по 2 разделу.....</b>	<b>83</b>
<b>Содержание практических занятий по 2 разделу.....</b>	<b>84</b>
<b>Раздел 3. Расчет предельных состояний эксплуатационной пригодности (II группа ПС). Каменные конструкции.....</b>	<b>101</b>
Тема 3.1. Трещиностойкость и перемещения элементов железобетонных конструкций.....	101
3.1.1. Сопротивление железобетонного элемента раскрытию нормальных трещин.....	102
3.1.2. Расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси элемента.....	104
3.1.3. Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.....	108
3.1.4. Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин.....	111
3.1.5. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин.....	112
3.1.6. Расчет железобетонных конструкций по деформациям.....	114
Тема 3.2. Каменные конструкции.....	117
3.2.1. Термины и определения.....	117
3.2.2. Материалы для каменных и армокаменных конструкций.....	122
3.2.3. Прочностные характеристики каменной кладки.....	132
3.2.4. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по несущей способности.....	143
3.2.5. Изгибаемые элементы каменных конструкций. Расчет балок из армированной каменной кладки.....	151
<b>Перечень контрольных вопросов по 3 разделу.....</b>	<b>153</b>

<b>Раздел 4. Железобетонные конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий и сооружений</b> .....	154
Тема 4.1. Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений .....	154
4.1.1. Деформационные швы.....	155
4.1.2. Типизация сборных элементов, унификация размеров .....	158
4.1.3. Конструкции плоских перекрытий.....	160
4.1.4. Балочные сборные перекрытия. Компонировка конструктивной схемы. ....	161
4.1.5. Проектирование ригеля. Основные положения по расчету и конструированию. ....	165
4.1.6. Ребристые монолитные перекрытия с плитами опертыми по контуру .....	172
4.1.7. Безбалочные сборные перекрытия .....	175
4.1.8. Безбалочные монолитные перекрытия .....	176
4.1.9. Железобетонные конструкции промышленных многоэтажных зданий. ....	178
4.1.9. Железобетонные конструкции гражданских многоэтажных зданий .....	181
4.1.10. Статический расчет рам. Общие сведения. ....	183
Тема 4.2. Железобетонные фундаменты.....	186
4.2.1. Типы фундаментов. Конструктивные требования к габаритам и армированию.....	186
4.2.2. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов.....	188
<b>Перечень контрольных вопросов по 4-му разделу</b> .....	197
<b>Раздел 5. Железобетонные конструкции одноэтажных производственных зданий</b> .....	199
Тема 5.1. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Здания ТЭС и АЭС. Объемно-планировочные и конструктивные решения. ....	199

5.1.1. Конструктивные схемы одноэтажных зданий .....	199
5.1.2. Компоновка поперечной рамы .....	207
5.1.3. Общие положения по статическому расчету каркаса здания.....	209
5.1.4. Колонны. Типы поперечных сечений. Особенности расчета двухветвевых колонн. Проектирование консолей колонны .....	211
5.1.5. Балки и фермы покрытия .....	220
5.1.6. Арки покрытия .....	226
5.1.7. Подкрановые, фундаментные и обвязочные балки. Общие сведения.....	229
5.1.8. Здания ТЭС. Объемно-планировочные и конструктивные решения. Общие сведения.....	231
5.1.9. Здания АЭС. Объемно-планировочные и конструктивные решения. Общие сведения.....	233
Тема 5.2. Расчет и конструирование складок и оболочек.....	244
5.2.1. Классификация оболочек, области их применения. Общие положения по расчету оболочек.....	244
5.2.2. Основные принципы конструирования тонких оболочек. ....	248
Тема 5.3. Расчет и конструирование железобетонных куполов.....	249
<b>Перечень контрольных вопросов к 5-му разделу.....</b>	<b>253</b>
<b>Содержание практических занятий к разделам 3-5.....</b>	<b>256</b>
<b>Лабораторные работы.....</b>	<b>343</b>
<b>Перечень контрольных вопросов к зачету .....</b>	<b>344</b>
<b>Перечень контрольных вопросов к экзамену .....</b>	<b>346</b>
<b>ЛИТЕРАТУРА .....</b>	<b>349</b>

## Цели и задачи дисциплины

Курс «Железобетонные конструкции» имеет большое значение в общей подготовке инженеров строительных специальностей. При изучении данного курса рассматриваются вопросы проектирования, расчета и конструирования железобетонных и стальных конструкций, применяемых в инженерных сооружениях.

**Основной целью изучения дисциплины** «Железобетонные конструкции» является формирование знаний по основам расчета и проектирования строительных конструкций, 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 строительные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям надежности, дать студентами практические навыки по расчету железобетонных конструкций, использованию нормативной, справочной и научно-технической литературы, показать роль выдающихся ученых в развитии конструкций, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных и стальных конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

В результате освоения дисциплины будущий специалист должен:

**знать:**

- физико-механические свойства железобетонных и каменных;
- требования норм по проектированию конструкций зданий и сооружений;
- конструкции и конструктивные системы зданий и сооружений;
- современные требования к расчету и конструированию железобетонных конструкций.

**уметь:**

- ставить и решать задачи, связанные с проектированием зданий и сооружений, выбором их оптимального конструктивного решения;
- на основании принятой конструктивной схемы осуществлять расчеты с подбором сечений, назначать армирование элементов;
- пользоваться нормативной, справочной и специальной литературой (ТКП, СТБ, СНБ, ТК, ГОСТ и др.);
- читать рабочие чертежи;

**владеть:**

- основами расчета несущей способности и эксплуатационной пригодности строительных конструкций;
- методологией анализа новейших достижений строительной науки;
- читать рабочие чертежи.

Освоение данной учебной дисциплины обеспечивает формирование следующих компетенций:

- АК-1. Уметь применять базовые научно-теоретические знания для решения теоретических и практических задач.
- АК-4. Уметь работать самостоятельно.

- 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-1. Применять современные методы возведения объектов, обеспечивающие высокий технико-экономический уровень выполнения строительных процессов.
- ПК-2. Применять современные методы эксплуатации, технического обслуживания и ремонта объектов.
- ПК-6. Организовывать и проводить испытания сооружений и оборудования водохозяйственных систем.
- ПК-7. Разрабатывать проекты инженерных систем, используя современные методы и технологии проектирования.
- ПК-20. Владеть современными средствами коммуникаций и обработки информации.

Для изучения данной дисциплины необходимо усвоить следующие курсы:

- «Теоретическая механика» (разделы: статика, кинематика, динамика);
- «Сопrotивление материалов», «Теория упругости» (разделы: деформации растяжения и сжатия, кручение, изгиб, основы теории напряженно-деформированного состояния);
- «Строительная механика» (разделы: кинематический анализ сооружений, расчетные схемы сооружений, расчет статически неопределимых систем, метод конечных элементов, расчет сооружений по несущей способности, современное программное обеспечение для расчетов на ЭВМ);
- «Строительные материалы» (разделы: основные свойства строительных материалов, неорганические вяжущие вещества, бетоны и растворы на неорганических вяжущих);

Согласно учебному плану для очной формы получения высшего образования на изучение учебной дисциплины отведено всего 302 часа, из них аудиторных – 144 часа.

Распределение аудиторных часов приведено в таблице 1.

Таблица 1

Курс	Се- местр	Лек- ции час.	Лабора- торные занятия час.	Практиче- ские занятия час	Курсовое проектиро- вание	Форма теку- щей аттеста- ции
3	6	48	-	16		Зачет
4	7	48	16	-	16	Экзамен

# Раздел 1. Сопротивление железобетона

## Тема 1.1. Курс железобетона, его цели и задачи.

**Строительные конструкции** – это несущие системы, надежность которых определяется статическим или динамическим расчетом, подтверждающим их способность эффективно сопротивляться действующим нагрузкам и воздействиям.

**Классификация** конструкций по материалу:

- железобетонные;
- бетонные;
- металлические (стальные и алюминиевые);
- каменные и армокаменные;
- деревянные;
- с использованием пластмасс;
- пневматические конструкции;
- комбинированные.

**Требования, предъявляемые к строительным конструкциям:**

1. Надежность, включающая требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности;
2. Технологичность;
3. Соответствие фактических условий эксплуатации функциональному назначению конструкций;
4. Оптимальная материалоемкость;
5. Минимальная продолжительность возведения;
6. Минимальная трудоемкость изготовления;
7. Эстетичность.

### **Достоинства и недостатки железобетонных и каменных конструкций.**

Достоинства	Недостатки
<b>Железобетонные конструкции</b>	
<ul style="list-style-type: none"><li>- большая несущая способность;</li><li>- долговечность;</li><li>- высокая атмосферостойкость и химическая стойкость;</li><li>- высокая огнестойкость;</li><li>- повсеместное распространение сырья (щебень, песок, вода);</li><li>- возможность создавать любые формы (монолит);</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- большая масса конструкций;</li><li>- трудность усиления и переделок;</li><li>- высокая тепло- и звукопроводность;</li><li>- появление трещин из-за усадки и при силовых воздействиях;</li><li>- выдержка до набора прочности (можно ускорить процесс твердения).</li></ul>

- малые эксплуатационные расходы	
<b>Каменные конструкции</b>	
- относительно большая несущая способность; - долговечность; - высокая атмосферостойкость и химическая стойкость; - высокая огнестойкость; - низкие эксплуатационные расходы	- большая масса конструкций; - высокие трудозатраты при возведении; - сравнительно высокая теплопроводность.

### *Сущность железобетона*

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.

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 коэффициенты температурного линейного расширения бетона и арматуры;
- бетон надежно защищает арматуру от воздействия агрессивных сред, предохраняет от воздействия огня при пожаре.

Преимущества железобетонных конструкций:

1. Долговечность – 80-100лет (а при своевременном техническом обслуживании и капитальном ремонте конструкции, и более)
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 (доступность изготовления в РБ)
8. Возможность использования ЖБК 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.

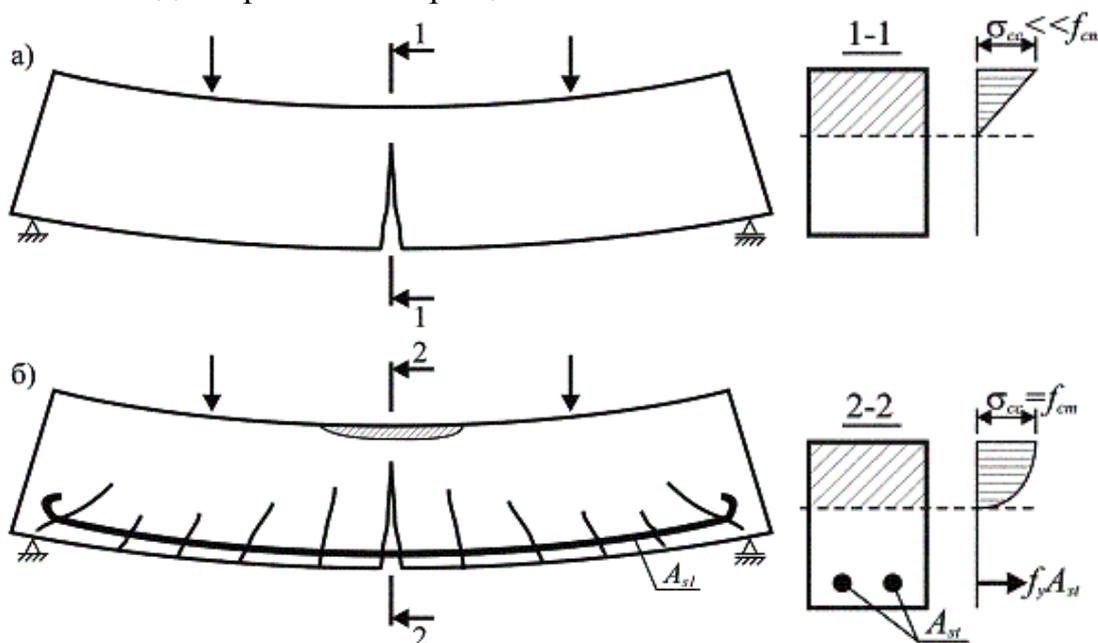


Рисунок 1.1 Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) балок на стадии эксплуатации

$\sigma_{cc}$  – нормируемое сжимающее напряжение в бетоне

$\sigma_{ct}$  – нормируемое растягивающее напряжение

$f_{cm}$  - средняя прочность бетона на сжатие

$f_{ctm}$  – средняя прочность бетона на растяжение

$x_{eff}$  - 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 напряжений в сжатой части бетона и в растянутой арматуре наступают практически одновременно.

### ***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 ( $s_{nom}$ ) строго регламентируется нормами;

– силы сцепления, возникающие по границе контакта между бетоном и арматурой обеспечивают выполнение условия равенства деформаций арматуры и бетона  $\varepsilon_c = \varepsilon_s$  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  $A_{s,min}$  для балок и плит определяется по формуле:

$$A_{s,min} = 0.26(f_{ctm}/f_{yk})b_w \times d, \text{ но не менее } 0.0013b_w d,$$

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

$f_{ctm}$  — средняя прочность бетона при растяжении, определяемая исходя из соответствующего класса прочности бетона.

Рекомендуемое значение  $A_{s,min}$  для колонн принимается согласно п.9.5.2 [32] и определяется по формуле :

$$A_{s,min} = 0.1N_{ed}/f_{yd}, \text{ но не менее } 0.002A_c.$$

где  $N_{Ed}$  - расчетное значение осевого сжимающего усилия.

### **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 контракционной 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. 1.2).

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

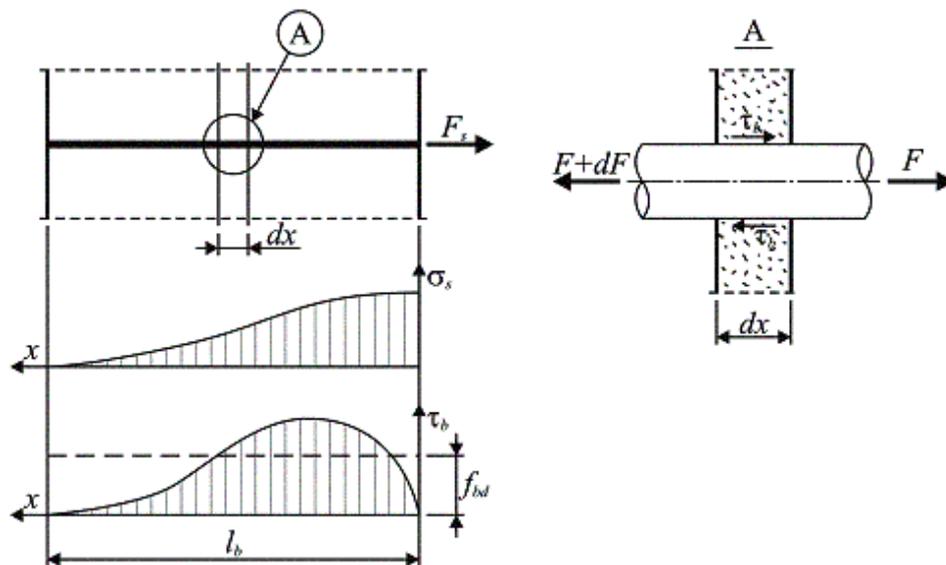


Рисунок 1.2. К определению длины анкеровки  $l_b$  арматурного стержня

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).

## Тема 1.2. Физико-механические свойства бетона

**Бетон**, являясь искусственным композитным материалом, состоит одновременно из трех материальных фаз (твердой, жидкой и газообразной), образующихся на стадии протекания физико-химических процессов твердения минерального вяжущего вещества, в качестве которого традиционно применяются различные виды цемента.

Твердую фазу или жесткий скелет структуры формируют зерна крупного и мелкого заполнителя, негидратировавшие 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. Структурные поры (гелевые и капиллярные) формируются в процессе приготовления и укладки бетонной смеси в конструкцию, а также в процессе формирования структуры продуктов гидратации цемента

В таком сложном неоднородном теле нагрузка создает соответствующее сложное напряженно-деформированное состояние. Если подвергнуть 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 порами 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.

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 образования микротрещин структуры (рис. 1.3). Начальный участок зависимости можно считать практически линейными. На этой стадии наблюдается незначительное увеличение числа контактных микротрещин на границе частиц заполнителя и цементного камня.

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. 1.3).

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 исчерпанию прочности материала.

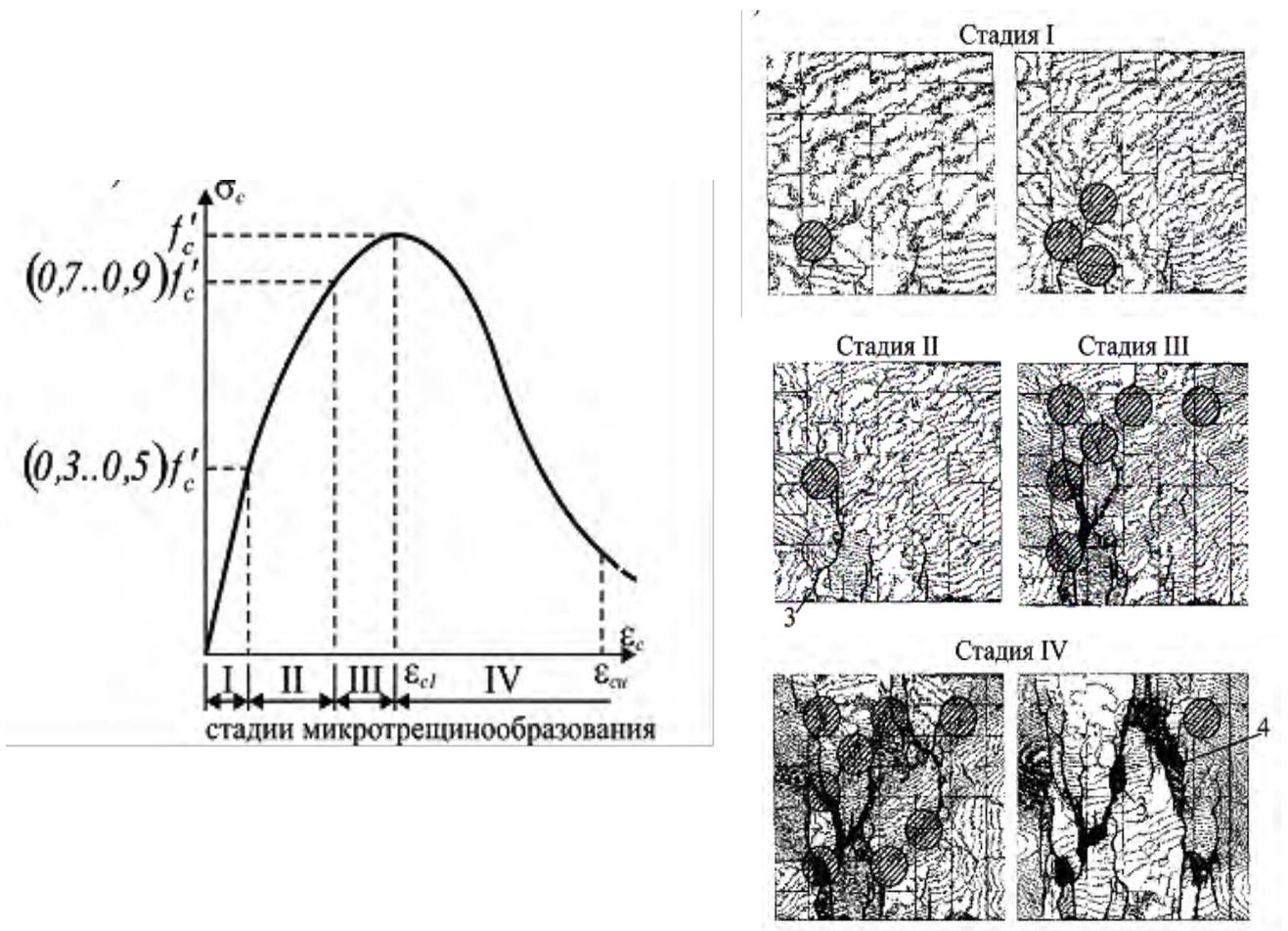


Рис. 1.3. Формирование и развитие микротрещин в модельной структуре бетона

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

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 бетонов***

Бетон классифицируют:

1. По основному назначению
  - а. конструкционный (для типовых несущих и ограждающих конструкций);

- b. специальный бетон (к которому предъявляются дополнительные требования в соответствии с условиями эксплуатации – жаростойкий, химически кислотостойкий, радиационно-защитный и т.д.
  - c. гидротехнический (для плотин, шлюзов, водопроводно-канализационных каналов);
  - d. бетон для ограждающих конструкций (легкий и особо легкий)
2. По виду вяжущего
- a. цементное
  - b. силикатное
  - c. шлаковые и шлакощелочные
  - d. гипсовое
  - e. полимербетоны
  - f. полимерцементное
  - g. специальные
3. По виду заполнителя
- a. на жестких заполнителях - щебень, гравий (тяжелый бетон)
  - b. на пористых заполнителях - керамзит, шлак (для легкого бетона)
  - c. на специальных заполнителях, удовлетворяющих дополнительным требованиям – жаро-, химически стойкий бетон.
4. По структуре
- a. Крупнозернистой слитной структуры
  - b. Мелкозернистой структуры
  - c. малощебеночный
  - d. Поризованный, ячеистый
  - e. Крупнопористый
  - f. Беспесчаный
5. По средней плотности
- a. особо тяжёлые бетоны (со средней плотностью более  $2500 \text{ кг/м}^3$ );
  - b. тяжелые (со средней плотностью в диапазоне от  $2000$  до  $2500 \text{ кг/м}^3$ );
  - c. облегченные (со средней плотностью в диапазоне от  $1800$  до  $2000 \text{ кг/м}^3$ );
  - d. легкие (со средней плотностью в диапазоне от  $600$  до  $1800 \text{ кг/м}^3$ );
  - e. особо легкие (со средней плотностью менее  $600 \text{ кг/м}^3$ );
6. По технологическим особенностям
- a. Из жестких бетонных смесей;
  - b. Литые бетоны;

- c. Безусадочные;
- d. Быстротвердеющие;
- e. Пропаренные или автоклавные (для зимнего бетонирования);
- f. Твердеющие при отрицательных температурах.

### ***Прочностные и деформативные свойства бетона***

Основные факторы, от которых зависят прочностные свойства бетона:

1. От выбора состава смеси, водоцементного отношения, качества вибрирования и т.д.;
2. От возраста и условий твердения;
3. От формы и размеров образца;
4. От вида напряженно деформированного состояния: сжатие, растяжение, изгиб, местное действие нагрузки, кручение и т.д.;
5. От скорости нагружения образца
6. От длительности действия нагрузки;
7. От порядка приложения усилий разных знаков, знакопеременности 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 [32], прочность бетона на сжатие обозначается классами бетона по прочности, которые в соответствии с СТБ EN 206-2016 [21] связаны с характеристической (5 %) цилиндрической прочностью при сжатии.

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

- **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  $f_{ck,cube}$ ;

- **характеристическая цилиндрическая прочность на осевое сжатие ( $f_{ck}$  или  $f_{ck,cyl}$ )** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости. В качестве базового числового значения обеспеченности нормативных значений прочностных характеристик принимается величина 0,95. То есть  $f_{ck}$  – это значение прочности, ниже которого находится 5 % выборки всех возможных результатов определения прочности для рассматриваемого объема бетона.

### Нормальная кривая распределения

Прочностные характеристики бетона и арматуры, как и большинства материалов, не являются постоянными величинами в пределах назначенных классов. Так, например, прочность бетона, изготовленного из одной исходной смеси, может изменяться в значительных пределах в зависимости от целого ряда технологических факторов, размера и формы изделия, условий и сроков твердения, характера приложения и длительности действия нагрузки.

Для того, чтобы обеспечить требуемую надежность конструкции, необходимо для бетона или арматурной стали данного класса назначить такие величины расчетных сопротивлений, которые в подавляющем большинстве случаев были бы не ниже возможных фактических сопротивлений бетона и арматуры в конструкции. Из опыта известно, что 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.

Изменчивость прочности бетона и арматуры принято характеризовать так называемыми кривыми распределения прочности, представляющими собой график, по оси абсцисс которого откладывают прочностную характеристику (бетона или арматуры), получаемую из испытаний выборки образцов, а на оси ординат - частоту (количество) случаев появления того или иного значения прочностной характеристики. Кривая, характеризующая разброс значений называется нормальной кривой распределения (рис. 1.4, а).

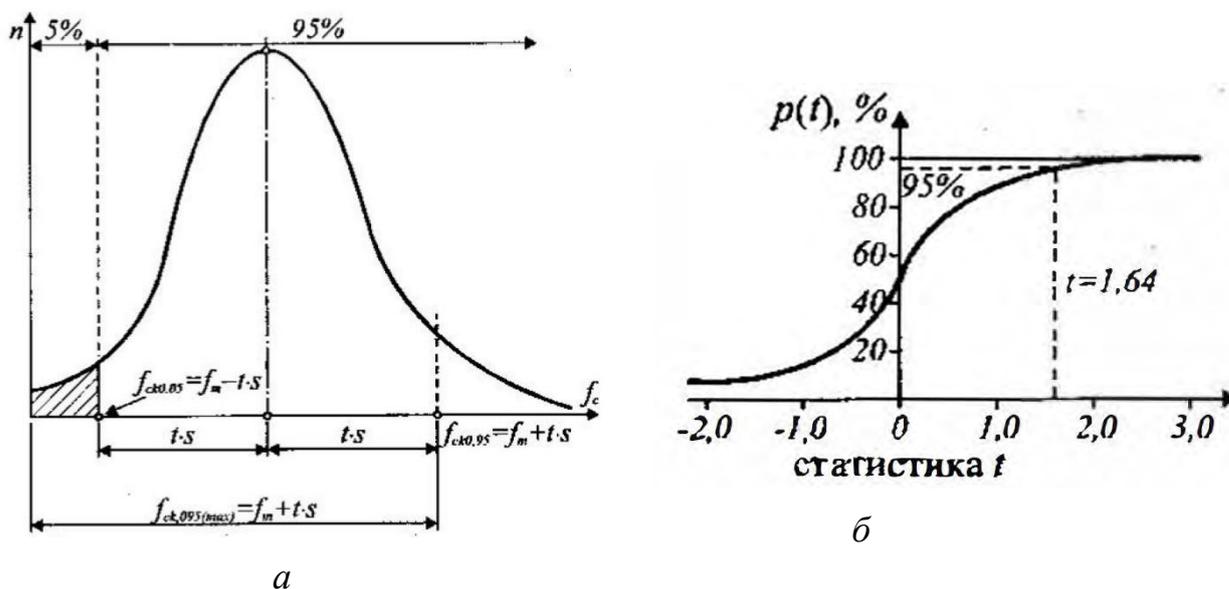


Рис. 1.4. Опытные результаты при испытании прочности бетона  
а – кривая нормального распределения прочности материала;  
б – зависимость « $p - t$ »

Характеристическое значение прочности бетона на сжатие назначается с обеспеченностью (вероятностью) 0,95, т. е. на таком расстоянии, чтобы 95% образцов имели назначенную прочность или больше, и только 5% может выйти за соответствующий диапазон.

### **Статистический метод определения характеристической прочности бетона**

Испытывают большое количество образцов (кубики) и результаты испытаний заносят в таблицу:

<b><math>n_i</math></b> , КОЛ-ВО образцов	$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$	...	$n_n$
<b><math>f_{ci}</math></b> , МПа прочность	$f_{c1}$	$f_{c2}$	$f_{c3}$	$f_{c4}$	...	$f_{cn}$

Определяется среднее значение или величина математического ожидания:

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci} \cdot n_i}{\sum n_i} =$$

Где  $n_i$  – количество образцов, имеющих показатель прочности  $f_{ci}$ .

Определяется дисперсия, характеризующая рассеивание случайной величины относительно математического ожидания:

$$D(f) = \frac{\sum_{i=1}^n [(f_{cm} - f_{ci})^2 \cdot n_i]}{n-1} =$$

Среднее квадратичное отклонение:  $S = \sqrt{D(f)} =$

Коэффициент вариаций:  $v = \frac{S}{f_{cm}} =$

Характеристическая кубиковая прочность на осевое сжатие:

$$f_{ck, cube} = f_{cm} - t \cdot s = f_{cm} \cdot (1 - t \cdot v)$$

$t$  – статистика распределения или число, характеризующее площадь, ограниченную осью абсцисс и кривой распределения.

Для определения характеристических значений прочности материалов принимают значение обеспеченности не менее 0,95, обозначающее, что не менее чем в 95. случаях из 100 прочность материала будет выше характеристической. Такая обеспеченность является весьма высокой и дает ощутимый запас прочности конструкции. Тогда связь между характеристическим и средним значениями прочности при  $t = 1,64$  (см. рис. 1.4, б) будет иметь вид:

$$f_{ck,cube} = f_{cm} \cdot (1 - 1,64 \cdot v)$$

- **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 цилиндрической прочности  $f_{ck}$  и характеристической кубиковой прочности  $f_{ck,cube}$  (Н/м<sup>2</sup>, МПа) (перед чертой – значение  $f_{ck}$ , после черты –  $f_{ck,cube}$ ).

- расчетная прочность бетона или его **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  $\gamma_c$ .

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} =$$

### **Деформативность бетона**

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

Виды деформаций бетона:

1. Объемные (не силовые) – деформации, связанные с изменением влажности, температуры окружающей среды, носящие объемный характер. Объемные деформации развиваются во всех направлениях под влиянием усадки, набухания, расширения;
2. Силовые – возникают под действием приложенной внешней нагрузки и развиваются в направлении ее действия. Силовым продольным деформациям соответствуют вполне определенные поперечные деформации, характеризующиеся коэффициентом поперечной деформации (коэффициентом Пуассона).

### **Объемные деформации бетона**

Под **усадкой** в общем случае принято понимать объемное сокращение бетона (раствора, цементного камня) в результате физико-химических процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой, изменения влажности цементного камня и карбонизации бетона. Согласно сформировавшимся представлениям, усадку бетона следует рассматривать как свойство микроструктуры твердеющего цементного камня. Величина деформации усадки во времени зависит от многих факторов:

- количества, вида цемента и его активности;

- количества воды затворения или, другими словами, водоцементного отношения;
- температурно-влажностных условий окружающей среды;
- крупности заполнителя и его физико-механических свойств (как фактор, определяющий задерживающее влияние по отношению к свободным в деформациям усадки цементного камня);
- объемного содержания цементного камня бетоне;
- межзерновой пустотности заполнителей бетона;
- присутствия добавок и ускорителей твердения, оказывающих влияние на условия формирования структуры бетона (процессы структурообразования).

Усадку принято подразделять на две составляющие:

1. Химическая усадка
2. 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, по положению норм величину относительной деформации полной усадки бетона в произвольный момент времени следует определять по следующей формуле:

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

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

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

По положениям норм эти параметры можно определить по формулам:

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

$\beta_{ds}$  – 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, 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  $(0.4 - 1.45) \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ . Допускается принимать среднее значение  $\alpha_t = 1 \times 10^{-5}$

### **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).

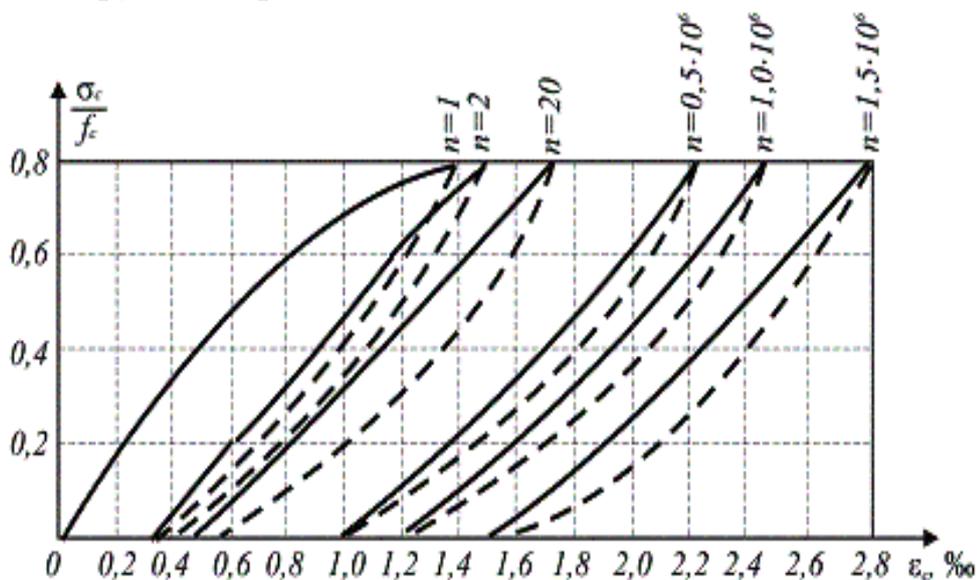


Рис. 1.5. Зависимость « $\sigma$ – $\epsilon$ » при циклических нагружениях бетона.

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

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

## 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.

### Диаграмма деформирования при действии кратковременной нагрузки

Для получения диаграммы используют образцы в виде цилиндров (призм), которые загружают кратковременной нагрузкой – прикладывают 10-15 % от предельной нагрузки и затем выдерживают паузу 5 минут. После каждого этапа снимают отсчеты. По результатам испытаний строят график (рис. 1.6). Т.к. бетон материал упругопластический, наклонные участки графика соответствуют упругим деформациям в бетоне, горизонтальные – пластическим.

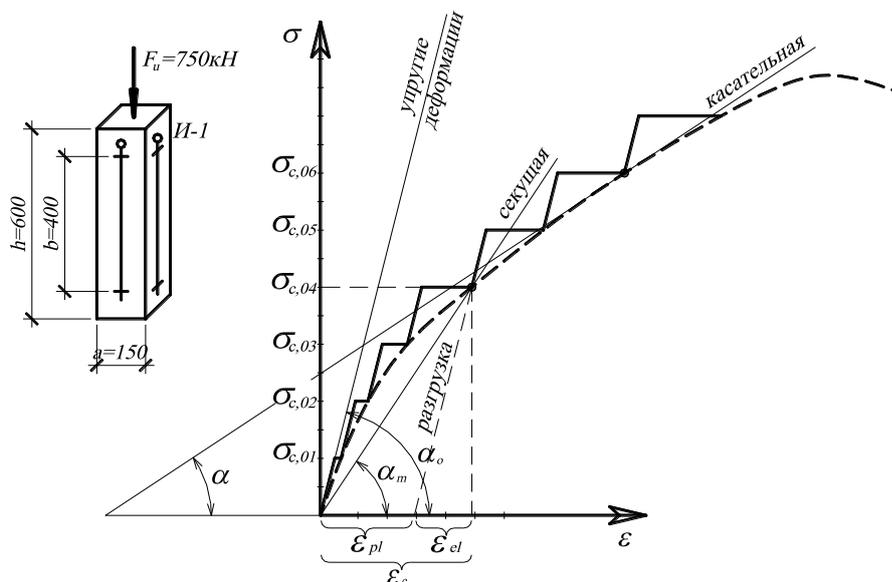


Рис. 1.6. Диаграмма деформирования бетона при кратковременном нагружении

### **Модуль деформации бетона**

Связь между напряжениями и деформациями характеризует модуль деформаций бетона (рис. 1.6).

1. Модуль упругих (начальных) деформаций определяется как тангенс угла наклона ( $\alpha_0$ ) касательной, проведенной в начало координат кривой деформирования  $E_{co} = tg\alpha_0$ ;

2. Модуль мгновенных (полных) деформаций – тангенс угла наклона касательной к кривой деформирования ( $\alpha$ ) в любой точке – истинный модуль, который соответствует деформации в данной точке  $E_c = tg\alpha$

3. Для практических расчетов применяют модуль средних деформаций: равен тангенсу угла ( $\alpha_m$ ) наклона секущей, проведенной из точки  $\sigma_c \approx 0,4 \cdot f_c$  в начало координат  $E_{cm} = tg\alpha_m$ .

### **Марки бетона**

Марки бетона характеризуют физические свойства бетона.

1. По водопроницаемости. [W] = атм

Марка по водопроницаемости отвечает гарантированному значению давления воды в атмосферах, выдерживаемых бетоном без ее видимого просачивания через объем бетонной конструкции.

2. По морозостойкости F 100 (– количество циклов)

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  $S_p$

Марка представляет собой значение предварительного напряжения сжатия в бетоне (самонапряжение) в МПа, создаваемом в результате расширения бетона в условиях внешнего ограничения эквивалентного армированию  $\rho = \frac{A_s}{A_c} = 1\%$ , где  $\rho$  - процент армирования, и обозначаемая буквами  $S_p$  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.

Основные назначения арматуры:

1. Для восприятия растягивающих усилий;

2. Для усиления сжатой зоны бетона;
3. Для восприятия усадочных и температурных деформаций;
4. Для усиления ЖБК.

Общая классификация арматуры:

По функциональному назначению:

1. Рабочая (устанавливаются по расчету);
2. Конструктивная (устанавливаются по конструктивным требованиям).
3. Монтажная (устанавливается для монтажа конструкций).

По форме поверхности:

1. Гладкая арматура;
2. Периодического профиля (рис. 1.7).

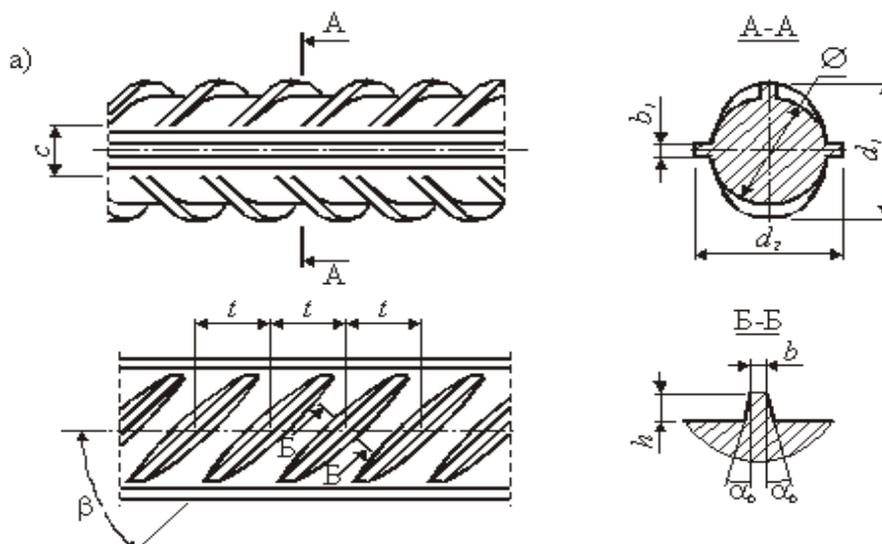


Рис.1.7. Геометрические параметры периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе производства.

По способу применения:

1. Не напрягаемая;
2. Напрягаемая.

По виду:

1. Гибкая– проволока, стержни, канаты, хомуты;
2. Жесткая (металлические профили).

По способу изготовления:

1. Горячекатаная стержневая;
2. Термомеханически упрочненная;

### 3. Холоднодеформированная.

По механическим свойствам:

1. «Мягкие» стали;
2. «Твердые» стали.

Для армирования железобетонных конструкций применяются:

1. Отдельные арматурные стержни (класса S500, S800, S1200, S1400);
2. Плоские и рулонные сетки, с диаметром стержней 4мм, 5мм и 6мм;
3. Каркасы (плоские и объемные);
4. Арматурные канаты (Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3).

К арматуре, применяемой в железобетонных и предварительно напряженных конструкциях, предъявляют следующие требования:

- максимально высокое значение характеристической прочности при осевом растяжении (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, характеризующейся образованием надежных соединений без трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах (предварительно напрягаемая арматура не сваривается);

– стойкостью против хладноломкости или склонностью 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 (рис. 1.8, а), и «твердые» стали, не имеющие физического предела текучести (рис. 1.8, б).

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 **временного сопротивления** 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. 1.8, б).

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

- а) упругие деформации  $\varepsilon_n$ , соответствующие напряжению  $f_n$ , определяемому по пределу пропорциональности;
- б) упруго-пластические деформации  $\varepsilon_{ep}$ , соответствующие напряжению  $f_e$ , определяемому как предел упругости;
- в) деформации  $\varepsilon_{sy}$ , соответствующие пределу текучести  $f_y$ ;
- г) деформации  $\varepsilon_{su}$ , соответствующие временному сопротивлению 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  $f_e = 0,8f_y$ .

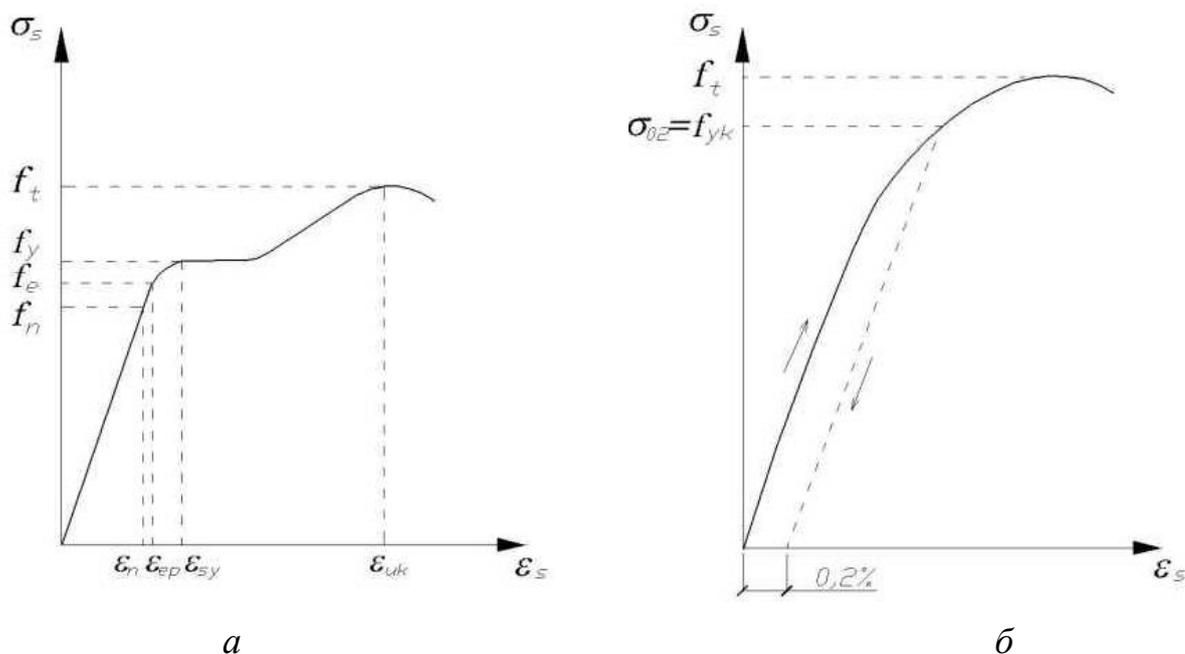


Рис. 1.8. Диаграммы деформирования арматурных сталей

*a* – диаграмма для «мягких» сталей; *б* – диаграмма для «твердых» сталей

### ***Классы арматуры, соответствующие им расчетные сопротивления***

#### ***Арматура для конструкций без предварительного напряжения***

В соответствии с требованиями норм в качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру периодического профиля класса S500, а также гладкую стержневую арматуру класса S240.

По способу производства ненапрягаемая арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами и технологическими условиями.

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

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

б) ***характеристическое значение предела прочности арматуры при растяжении (нормативное временное сопротивление)  $f_{tk}$*** , 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;

в) ***характеристическое значение предела текучести (нормативное сопротивление арматуры)  $f_{yk}$  ( $f_{0.2k}$ )*** – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести; указанная контролируемая

характеристика гарантируется заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95;

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

#### *Арматура для предварительно напряженных конструкций*

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций в соответствии с требованиями норм следует применять стержни классов S800, S1200, S1400 и канаты Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

**характеристическое значение 0,2%-ного условного предела текучести арматуры** (нормативное сопротивление согласно СНБ 5.03.01 [18])  $f_{02k}$  – это наименьшее контролируемое значение условного предела текучести, равного значению напряжения, соответствующего остаточному относительному удлинению 0,2 %. Указанная характеристика гарантируется заводом-изготовителем с обеспеченностью не менее 0,95.

**Расчетное значение предела текучести напрягаемой арматуры**  $f_{02d}$  определяют путем деления нормативного сопротивления  $f_{02k}$  на частный коэффициент по арматуре  $\gamma_s$ .

#### *Деформативные характеристики арматуры*

При обычном проектировании может быть принято одно из следующих допущений (рисунок 1.9, а):

а) диаграмма деформирования имеет наклонную верхнюю ветвь с предельной относительной деформацией  $\varepsilon_{ud}$  и максимальным напряжением  $kf_{yk}/\gamma_s$  при  $\varepsilon_{uk}$ , где  $k = (f_t/f_y)_k$ ;

б) диаграмма деформирования имеет горизонтальную верхнюю ветвь, без ограничения предельной относительной деформации.

Зависимость, связывающую напряжения и деформации для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций, следует принимать в соответствии с диаграммой, приведенной на рис 1.9, б.

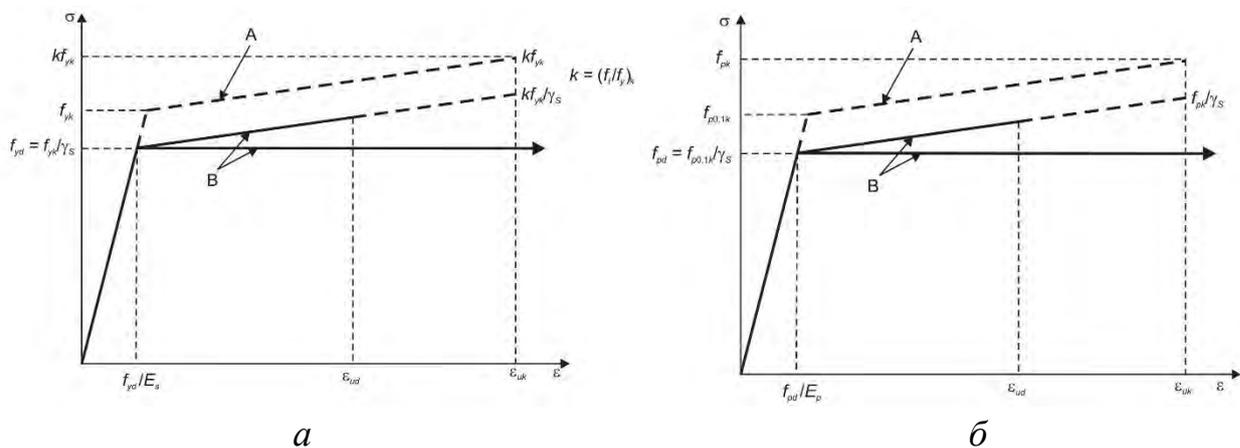


Рис. 1.9. Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение-относительная деформация» для арматуры

*а* – для ненапрягаемой арматуры; *б* – для напрягаемой арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры  $E_s$  в интервале температур от минус  $30^\circ\text{C}$  до плюс  $200^\circ\text{C}$  следует принимать равным  $200 \text{ кН/мм}^2$ .

Модуль деформаций для горячекатаной, термически упрочненной и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным  $200 \text{ кН/мм}^2$ , а для арматурных канатов –  $190 \text{ кН/мм}^2$ .

### **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 3–5 мм и 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.

**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  $0,5\varnothing 1 + \varnothing 2$  или  $0,5\varnothing 2 + \varnothing 1$  и 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 (45000 МПа).

## Тема 1.4 Железобетон. Физико-механические свойства 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.

Стремление уменьшить влияние раннего образования трещин, и привело к созданию предварительно напряженных железобетонных конструкций (рис. 1.10). При выполнении предварительного напряжения растущее напряжение арматуры передается 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.

*Цели предварительного напряжения*

1. Отдалить момент образования трещин в растянутой зоне элемента;
2. Ограничить ширину раскрытия трещин;
3. Повысить жесткость и уменьшить прогиб;
4. Повысить выносливость (усталостную прочность) ЖБК при действии многократно повторяющейся нагрузки;
5. Снизить расход стали за счет использования арматуры более высокой прочности;
6. Уменьшить расход бетона и снизить массу конструкции;
7. Повышение срока службы конструкции при эксплуатации в агрессивной среде;

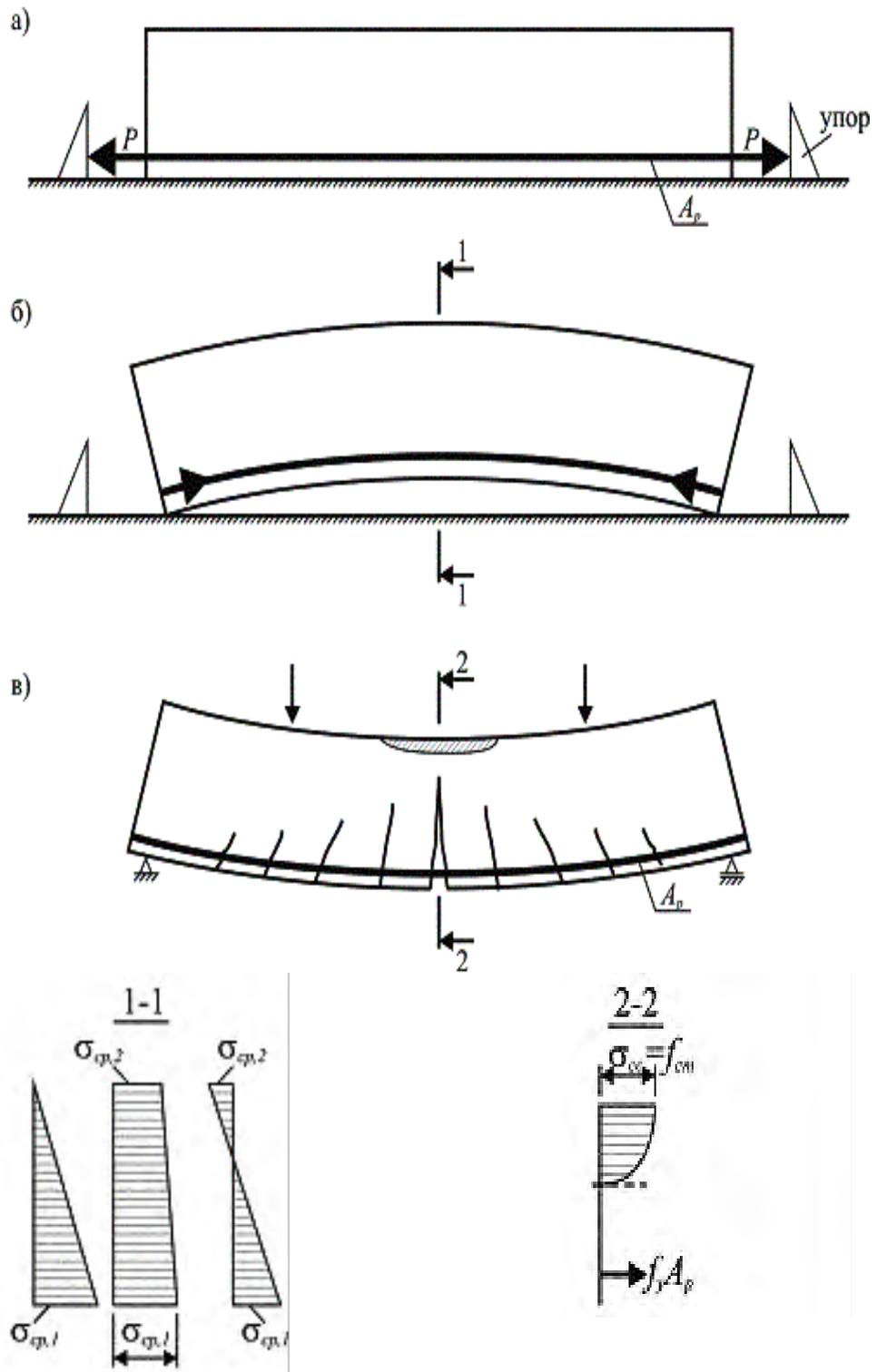


Рис. 1.10. Предварительно напряженная балка при натяжении арматуры на упоры (а), возможные эпюры напряжения в бетоне после отпуска напрягаемой арматуры (б) и в стадии разрушения (в)

Повышение несущей способности не является целью предварительного напряжения! В расчетном виде предварительное напряжение не влияет на повышение сопротивления. Косвенным образом влияет на ширину раскрытия трещин, на прогиб, на долговечность.

### Классификация предварительно напряженных конструкций

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

1) предварительное напряжение при помощи стальной арматуры, устанавливаемой в конструкцию (рис. 1.11, а);

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. 1.11, б);

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

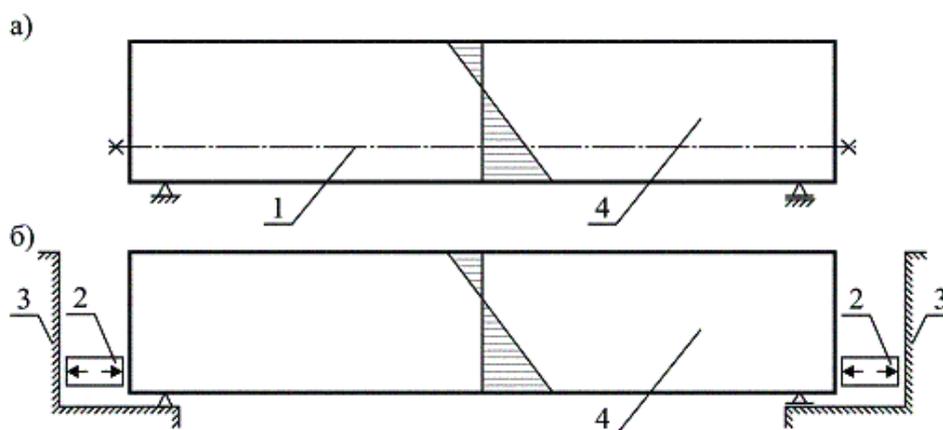


Рис. 1.11. Предварительное напряжение конструкций при обжатии рабочей арматурой (а) и реакциями внешнего ограничения (б) – жесткими упорами

1 – напрягаемая арматура; 2 – домкраты; 3 – жесткий упор;  
4 – конструкция, подвергаемая предварительному напряжению.

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).

Представленная классификация может быть дополнена еще одним важным признаком как степень предварительного напряжения. По этому признаку различают:

- 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;
- если растягивающие напряжения в бетоне  $\sigma_{ct}$  не превышают допустимых значений, говорят об ограниченном предварительном напряжении;
- 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 в конструкциях*

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  $\sigma_{p0,max}$  (рис. 1.12). После достижения бетоном конструкции требуемой прочности, которую принято называть передаточной прочностью, осуществляют плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров. Восстанавливая упругие деформации при



Рис. 1.12. Последовательности технологических операций при предварительном напряжении арматуры на упоры

1 – напрягаемая арматура; 2 – упоры; 3 – технологические анкера; 4 – железобетонный элемент

обеспеченном сцеплении с бетоном, арматура обжимает конструкцию (рис. 1.12, в). Таким образом, после завершения предварительного напряжения в конструкции действуют взаимно уравновешенные усилия: растяжения в арматуре и сжатия бетоне.

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. 1.13).

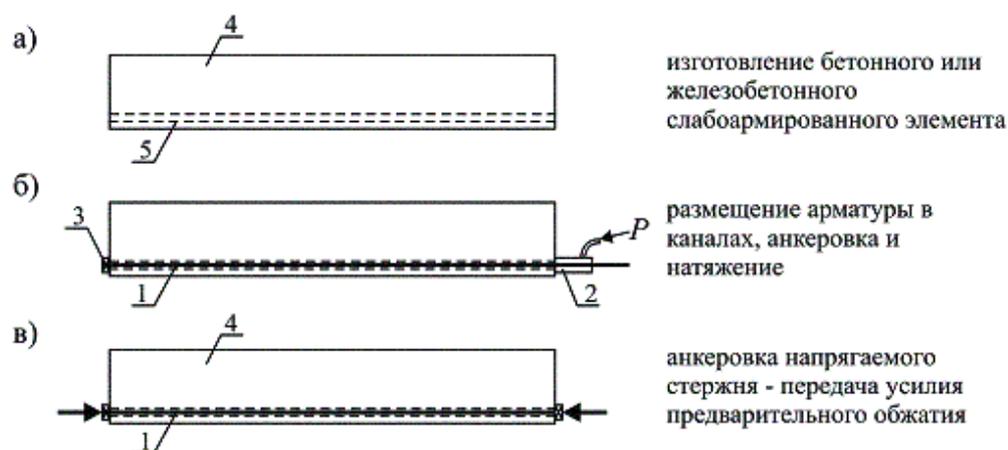


Рис. 1.13. Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон

- 1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия;  
3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

Различают следующие способы натяжения арматуры:

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 электрическим 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.

### *Назначение величины предварительного напряжения*

Общим требованием при назначении величины предварительного напряжения является создание такого натяжения арматуры, которое привело 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 1992-1-1-2009\* [32].

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 напрягаемого элемента;  $\sigma_{p,\max}$  – максимальное напряжение, приложенное к напрягаемому 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;

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

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} = 1,1 \cdot 800 = 880$$

### *Потери предварительного напряжения*

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

Согласно нормативным документам различают следующие потери:

1. Первые потери (технологические) – потери, которые происходят в процессе изготовления конструкции, то есть обусловлены технологией натяжения
2. Вторые потери (эксплуатационные) – потери, которые происходят после передачи усилия обжатия и развиваются в дальнейшем во времени в процессе эксплуатации.

#### Первые потери – технологические (п. 5.10.4 и 5.10.5 [32]):

1. От релаксации арматуры;
2. От деформации анкеров;
3. От проскальзывания арматуры в анкерных устройствах;
4. От деформации стальной формы;
5. Потери от трения арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона;
6. Трение арматуры об огибающие приспособления;
7. От упругих деформаций бетона;

#### Вторые потери - эксплуатационные (п. 5.10.6 ТКП EN 1992-1-1 [32]):

Эти потери определяются в возрасте 100 суток.

1. Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона;
2. От смятия бетона под рифами стальной арматуры, натягиваемой на бетон;

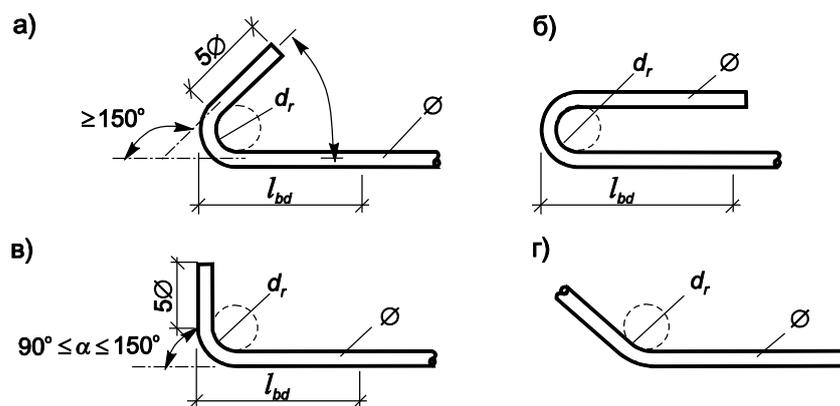
3. Учет деформаций, вызванный обжатием стыков между блоками конструкции;

Напряжения в бетоне при обжатии определяются как разность между начальными напряжениями и напряжениями от первых и вторых потерь.

*Анкеровка стержней ненапрягаемой арматуры и арматурных изделий*

Гладкие арматурные растянутые стержни в вязаных каркасах и сетках должны заканчиваться крюками, лапками и петлями. Гладкие стержни в сварных изделиях и стержни периодического профиля в вязаных и сварных каркасах и сетках выполняют без крюков.

Крюки, лапки и петли на концах стержней и отгибы по длине арматуры должны выполняться с учетом требований, приведенных на рисунке 1.14.



для S240:  $d_r = 2,5\phi$  при  $\phi \leq 20$  мм;  $d_r = 3,0\phi$  при  $\phi > 20$  мм  
 для S400, S500:  $d_r = 4,0\phi$  при  $\phi \leq 20$  мм;  $d_r = 5,0\phi$  при  $\phi > 20$  мм

Рисунок 1.14. – Правила отгиба гладкой арматуры:  
 а, б, в – при окончании; г – при отгибе

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть завезены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением на длину не менее  $l_{bd}$ .

Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней  $l_{bd}$  следует рассчитывать по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

- где  $A_{s,req}$  — площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;  
 $A_{s,prov}$  — принятая площадь продольной арматуры;  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  — коэффициенты, определяемые по таблице СНБ 5.03.01 [18];  
 $l_b$  — базовая длина анкеровки,  
 $l_{b,min}$  — минимальная длина анкеровки, принимаемая:

– для растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_b; 15\varnothing; 100\text{ мм}\};$$

– для сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_b; 15\varnothing; 100\text{ мм}\}.$$

Для стержней периодического профиля произведение  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$  в формуле для определения расчетной длины анкеровки должно удовлетворять условию  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$ .

Величину базовой длины анкеровки  $l_b$  в общем случае следует определять по формуле

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

где  $f_{bd}$  – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемое по формуле

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd},$$

$f_{ctd}$  — расчетное значение прочности бетона при осевом растяжении (при  $\gamma_c = 1,5$ ).

$\eta_1$  — коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании;  $\eta_1 = 0,7$ , за исключением случаев, указанных в нормативной документации;

$\eta_2$  — коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня:

при  $\varnothing \leq 32$  мм  $\eta_2 = 1,0$ ;

при  $\varnothing > 32$  мм  $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ ;

$\eta_3$  — коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня, равный:

для гладких стержней – 1,50;

для стержней периодического профиля – 2,25.

#### *Анкеровка напрягаемой арматуры*

В предварительно напряженных конструкциях, независимо от способа натяжения арматуры, следует обеспечивать ее надежную анкеровку на концевых участках.

Установка анкеров (анкерных устройств) на концах напрягаемой арматуры является обязательной, если:

– арматура натягивается на бетон;

– силы сцепления с бетоном недостаточны (например, гладкая проволока, многопрядевые канаты);

– на длине зоны передачи напряжений возможно образование трещин.

Установка анкеров (анкерных устройств) не требуется, если:

— в качестве напрягаемой арматуры используется высокопрочная арматурная проволока периодического профиля, арматурные канаты однократной свивки, горячекатаная и термически упрочненная стержневая арматура периодического профиля.

Полную расчетную длину анкеровки напрягаемой арматуры при ее натяжении на упоры следует определять по формуле

$$l_{bpd} = 1,2l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{p\infty}) \cdot f_{bpd},$$

где  $\sigma_{pd}$  — напряжения в арматуре от действия нагрузок;  
 $\sigma_{p\infty}$  — предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь;  
 $l_{pt2}$  — базовая длина зоны передачи напряжений, определяемая по формуле

$$l_{pt2} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{bpt}},$$

здесь  $\alpha_1$  — коэффициент, принимаемый равным:  
при постепенной передаче усилия обжатия 1,0;  
при мгновенной передаче усилия обжатия 1,25;

$\alpha_2$  — коэффициент, принимаемый равным:  
для высокопрочной проволоки и стержней 0,25;  
для 7-проволочных канатов 0,19;

$\sigma_{pi}$  — напряжение в арматуре непосредственно после её отпуска с упоров;

$f_{bpt}$  — напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемые по формуле

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t),$$

где  $\eta_{p1}$  — коэффициент, принимаемый равным:

- для высокопрочной проволоки и стержней периодического профиля 2,7;

- для 7-проволочных канатов 3,2;

$\eta_1$  — коэффициент, принимаемый в соответствии с СНБ 5.03.01

$f_{bpd}$  — предельное напряжение сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном, определяемое по формуле

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd},$$

$\eta_{p2}$  — коэффициент, учитывающий вид стержня и условия сцепления, принимаемый равным:

для высокопрочной проволоки и стержней периодического профиля 1,4;

для 7-проволочных канатов 1,2.

### *Долговечность конструкций*

Согласно нормативным документам железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям:

1. *По безопасности* - чтобы с назначенной степенью надежности не происходили бы разрушения любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.
2. *По пригодности к эксплуатации* – чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных воздействиях не происходило бы образование трещин, чрезмерное их раскрытие, а также не возникали бы сверхнормативные прогибы и колебания.

3. *По долговечности* – чтобы с назначаемой степенью надежности в течение установленного нормами периода эксплуатации конструкции удовлетворяли 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 [32]. Дополнительно к условиям согласно таблице 4.1, как правило, должны учитываться определенные виды агрессивных или косвенных воздействий. Классы по условиям эксплуатации делятся на:

- 1) ХО (Отсутствие риска коррозии и химического воздействия);
- 2) ХС1, ХС2, ХС3, ХС4 (Коррозия, вызванная карбонизацией);
- 3) ХD1, ХD2, ХD3 (Коррозия, вызванная хлоридами);
- 4) ХS1, ХS2, ХS3 (Коррозия, вызванная хлоридами морской воды);
- 5) ХF1, ХF2, ХF3, ХF4 (Воздействие попеременного замораживания и оттаивания);
- 6) ХА1, ХА2, ХА3 (Химическое воздействие).

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 потребуются 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 ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32].

### Защитный слой бетона

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стрежни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона. Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины  $c_{min}$  и принятого допустимого при проектировании отклонения  $\Delta c_{dev}$ .

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

1. От класса по условиям эксплуатации конструкции
2. От вида арматуры, в частности, с предварительным напряжением или без предварительного напряжения.
3. От вида конструкции – сборная или монолитная, плита, балка или фундамент
4. От условий расположения арматуры в сечении.

$$c = c_{min} + \frac{\phi_s}{2}$$

$$d = h - c$$

$c_{min}$  – минимально допустимая величина защитного слоя бетона, регламентируемая нормами.

$c$  - защитный слой (расстояние от центра тяжести стержня до нижней грани сечения, вводимое в расчет).

$d$  – рабочая высота сечения.

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

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

где  $c_{min,b}$  – минимальная толщина из условия сцепления (см. табл. 4.2 ТКП EN 1992-1-1);  $c_{min,dur}$  – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды. Нормы дают отдельно рекомендации по определению  $c_{min,dur}$  для предварительно напряженных железобетонных конструкций и железобетонных конструкций без предварительного напряжения согласно табл. 4.4N и 4.5N ТКП EN 1992-1-1 [32];  $\Delta c_{dur,\gamma}$  – дополнительный элемент надежности. Согласно национальному приложению к ТКП EN 1992-1-1 [32],  $\Delta c_{dur,\gamma}=0$ ;  $\Delta c_{dur,st}$  – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали.

Согласно национальному приложению к ТКП EN 1992-1-1 [32],  $\Delta c_{dur,st} = 0$ ;  $\Delta c_{dur,add}$  – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты. Согласно национальному приложению к ТКП EN 1992-1-1 [32],  $\Delta c_{dur,add} = 0$ ;

Минимальный защитный слой для арматурной стали и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкции, определяется значением  $c_{min,dur}$ , приведенных в табл. 4.3, 4.4 и 4.5 ТКП EN 1992-1-1 [32].

#### *Коррозия железобетона*

Коррозия железобетона – разрушение железобетонных конструкций с течением времени под воздействием окружающей среды. Различают коррозию бетона и коррозию арматуры.

#### *Коррозия бетона зависит от:*

1. От плотности и прочности бетона;
2. От свойств цемента;
3. От степени агрессивности окружающей среды.

#### *Коррозия арматуры вызывается:*

1. Недостаточным содержанием цемента или наличием в нем вредных примесей;
2. Чрезмерным раскрытием трещин;
3. Недостаточной толщиной защитного слоя бетона.

Коррозия арматуры может происходить одновременно с коррозией бетона и не зависимо от нее.

#### *Для уменьшения коррозии следует:*

1. Ограничивает агрессивность среды в процессе эксплуатации;
2. Применять плотные бетонные смеси на сульфатостойких и других специальных вяжущих;
3. Устраивать на поверхности бетона защитное покрытие;
4. Ограничивать ширину раскрытия трещин.

### **Тема 1.5. Основы теории сопротивления железобетона и методы расчета железобетонных конструкций**

До 1938 года был положен в основу метод расчета по допускаемым напряжениям. С 1938 по 1955гг – метод расчета по разрушающим усилиям. С 1955 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 упругопластические 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.

*Установлены две группы предельных состояний:*

1. Предельные состояния несущей способности (ULS)
2. Предельное состояние эксплуатационной пригодности (SLS)

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

Предельное состояние эксплуатационной пригодности затрудняет нормальную эксплуатацию и связано со следующими ограничениями:

1. Недопустимое трещинообразование в бетоне конструкции, влияющее на долговечность и внешний вид конструкции.
2. Чрезмерные деформации и перемещения, затрудняющие технологический процесс, создающие неблагоприятный внешний вид конструкции, повреждения отделки и других неконструктивных элементов.

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

Расчеты несущей способности (ULS) включают в себя:

1. Расчет сопротивления (нормальных сечений, наклонных сечений);
2. Расчеты по устойчивости формы и устойчивости положения;
3. 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:

$$E_d \leq R_d$$

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

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

$E_d$ - расчетное значение усилия от внешнего воздействия

$R_d$  - расчетное значение предельного усилия, которое может воспринять сечение конструкции

$N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}$  - расчетное значение усилия от действия внешней нагрузки

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

Расчеты эксплуатационной пригодности (SLS) включают в себя:

1. Расчет трещиностойкости – состоит из трех этапов:
  - a. Расчет по образованию трещин;
  - b. Расчет ширины раскрытия трещин;
  - c. Расчет по закрытию трещин (при необходимости, по требованиям норм) – выполнение условий декомпрессии.
2. Расчет по деформациям – расчет прогибов. Два варианта расчета:
  - a. Расчет с наличием трещин
  - b. Расчет прогибов без трещин

$$1. \quad C_k \leq C_{lim}$$

$$2. \quad \omega_k \leq \omega_{lim}$$

$$3. \quad a_k \leq a_{lim}$$

$C_k$  - расчетное значение параметра;

$C_{lim}$  – предельное, нормируемое значение параметра;

$\omega_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин;

$\omega_{lim}$  - предельно допустимая ширина раскрытия трещин (регламентируется нормативными документами);

$a_k$  - расчетный прогиб или перемещение железобетонной конструкции от внешней нагрузки;

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

### ***Воздействия (нагрузки) на железобетонные конструкции в методе предельных состояний.***

#### ***Общая классификация воздействий***

Согласно нормативным документам воздействия классифицируются в зависимости от:

1. Источника происхождения:
  - a. Прямое воздействие (воздействия приложены непосредственно к конструкции и вызывают в элементах напряжения и перемещения)

- б. Косвенное воздействие (реактивные силы, вызванные перемещением связей, соединениями, неравномерными осадками опор, температурно-усадочными деформациями).
- 2. Изменения величины воздействия во времени (продолжительности действия):
  - а. Постоянная нагрузка  $G$
  - б. Переменное значение – полезная, ветровая, снеговая –  $Q$ .
  - с. Особая нагрузка (аварийная  $A$ )
- 3. Изменения воздействий в пространстве
  - а. Стационарная (неподвижная)
  - б. Нестационарная (подвижная)
- 4. Физической природы воздействия
  - а. Статические нагрузки
  - б. Динамические нагрузки

*Характеристическое (нормативное) и расчетное воздействие*

При расчете железобетонных конструкций согласно действующим нормативным документам, в общем случае переход от характеристических к расчетным значениям осуществляется следующим образом. Расчетные значения нагрузок определяют путем умножения их характеристического значения на частный коэффициент по нагрузке

Для *постоянных* нагрузок (вес конструкций):

$$G_d = G_k \gamma_G$$

Для *переменных* нагрузок:

$$Q_d = Q_k \gamma_Q$$

*Сочетание нагрузок. Наиболее неблагоприятного сочетания 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:

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

$$\Sigma_1 = \sum_j (\gamma_{G,j} * G_{k,j})$$

$$\Sigma_2 = \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$$

$G_{k,j}, Q_{k,i}$  - характеристические значения постоянных и переменных нагрузок

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$  - частный коэффициент для постоянных и переменных нагрузок

$\Sigma_1$  – полная сумма всех расчетных постоянных нагрузок

$\Sigma_2$  – полная сума всех расчетных переменных нагрузок, с соответствующими понижающими коэффициентами

$\psi_{0,i}$  - понижающий коэффициент сочетаний переменных нагрузок.

Второе основное сочетание:

$$\sum_j (\zeta * \gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} * Q_{K,1} + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$$

$$\sum_j (\zeta * \gamma_{G,j} * G_{k,j}) = 0,85 \Sigma_1$$

$$\gamma_{Q,1} * Q_{K,1} = D$$

$$\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) = \Sigma_2$$

$0,85 \Sigma_1$  – пониженная сумма всех постоянных расчетных нагрузок

$D$  – полное расчетное значение (доминирующее) одной из переменных нагрузок.

Количество вариантов второго основного сочетания зависит от количества переменных нагрузок.

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

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

При расчете конструкций по предельному состоянию эксплуатационной пригодности следует принимать:

- Частое сочетание;
- Практически постоянное сочетание.

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

*Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.*

Экспериментальными исследованиями железобетонных элементов, подвергнутых действию изгибающих моментов и продольных сил (растягивающих или сжимающих), установлено, что все они в процессе нагружения имея двужначную (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. 3.10). Принятая классическая схема нагружения позволяет получить при испытаниях т.н. «зону чистого изгиба» на участке между сосредоточенными силами в пролете ( $M_{Ed} = const; V_{Ed} = 0$ ).

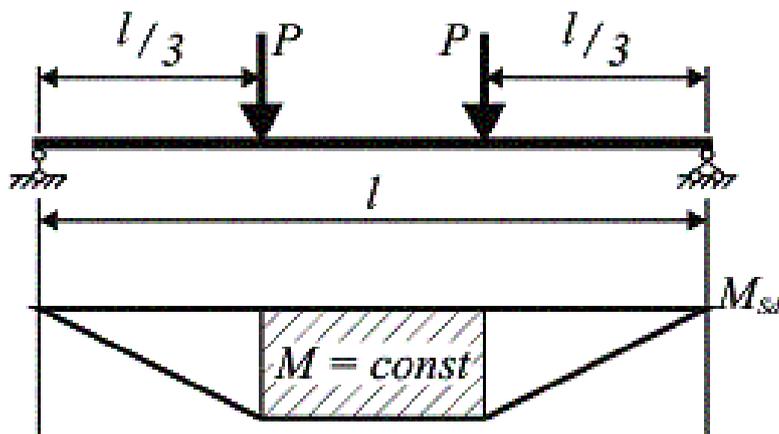


Рис. 1.15. Схема испытаний опытной балки при исследовании характерных стадий напряженно-деформированного состояния

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

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

Стадия Ia 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. 1.16).

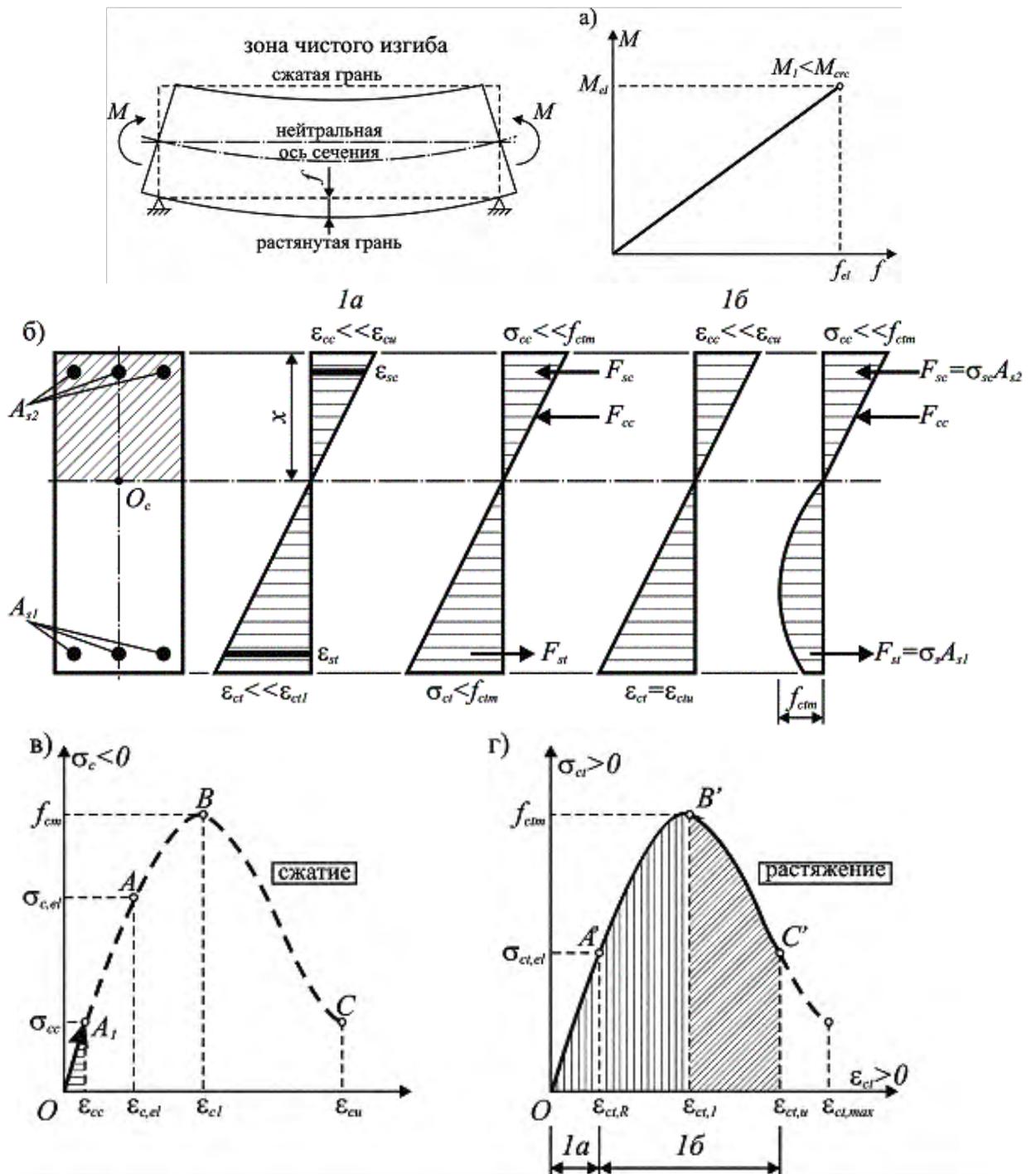


Рис. 1.16. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 1 напряженно-деформированного состояния

При этом сохраняется практически линейная зависимость между моментом, действующим в нормальном сечении, ( $M$ ) и прогибом ( $f$ ), фиксируемым по прогибомерам (рис. 1.16, а). Нейтральная ось сечения, разделяющая сжатую и растянутую зоны, располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис. 1.16, б). 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. 1.16, в), 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  $OB'$ , рис. 1.16, г).

При приближении к предельным деформациям  $\varepsilon_{ct,u}$  (участок  $B'C'$  рис. 1.16, г) наступает *стадия 1б*, предшествующая образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

Стадия 1 считается завершенной, когда при достижении наиболее растянутой гранью сечения предельных деформаций  $\varepsilon_{ct,u}$  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. 1.17) в результате снижения изгибной жесткости сечения и возрастания деформаций растянутой арматуры из-за перераспределения усилий в растянутой зоне сечения.

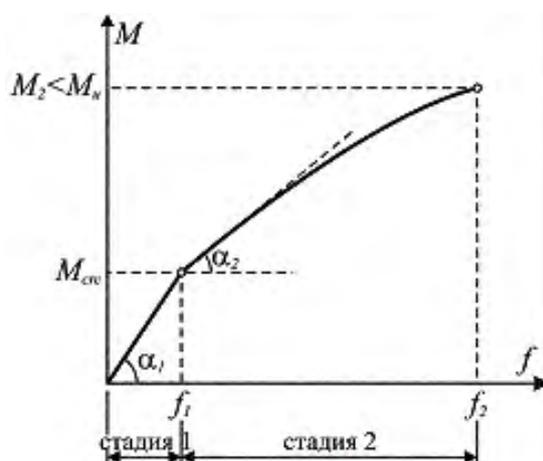


Рис. 1.17. Зависимость « $M-f$ »

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 напря-

жения 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  $l_{cr}/2$  (рис. 1.18). Для бетона растянутой зоны наблюдается обратная картина.

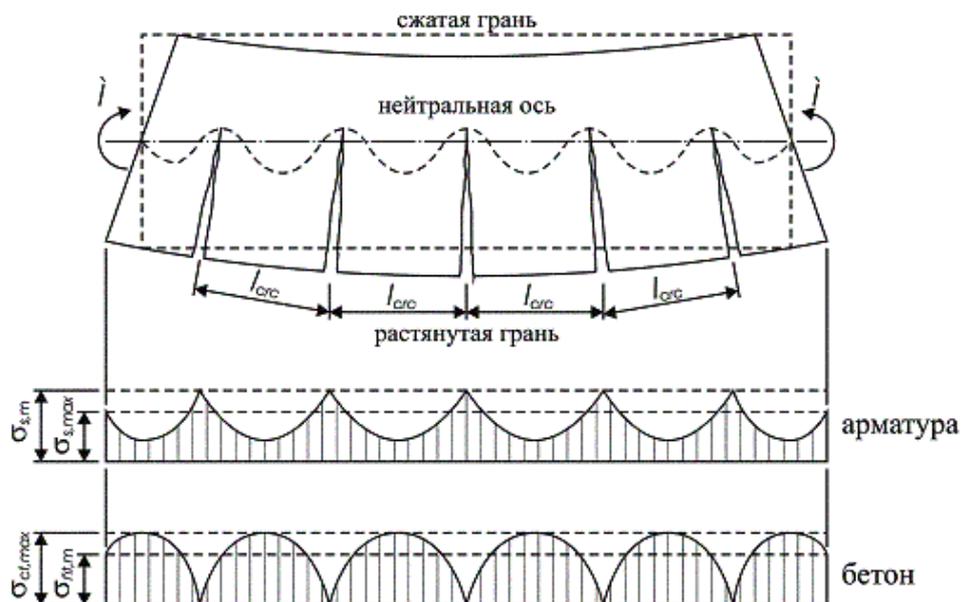


Рис. 1.18. Распределение напряжений в растянутой арматуре и растянутом бетоне для железобетонной конструкции в стадии 2

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 2 показано на рис. 1.19.

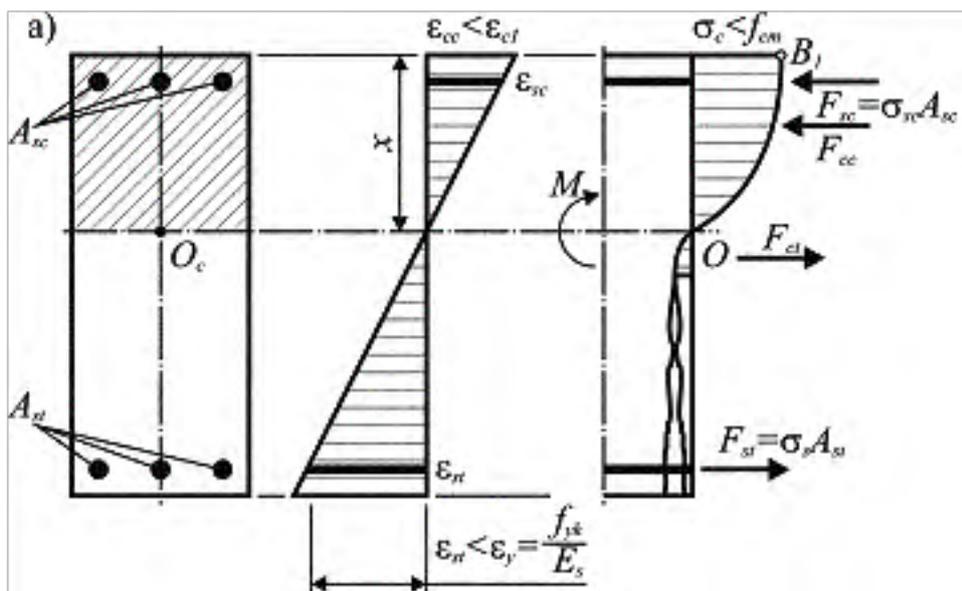


Рис. 1.19. Распределение напряжений и деформаций по высоте нормального сечения в стадии 2 напряженно-деформированного состояния

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

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 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 в глубь по высоте сечения, сокращая высоту сжатой зоны (рис. 1.20).

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 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

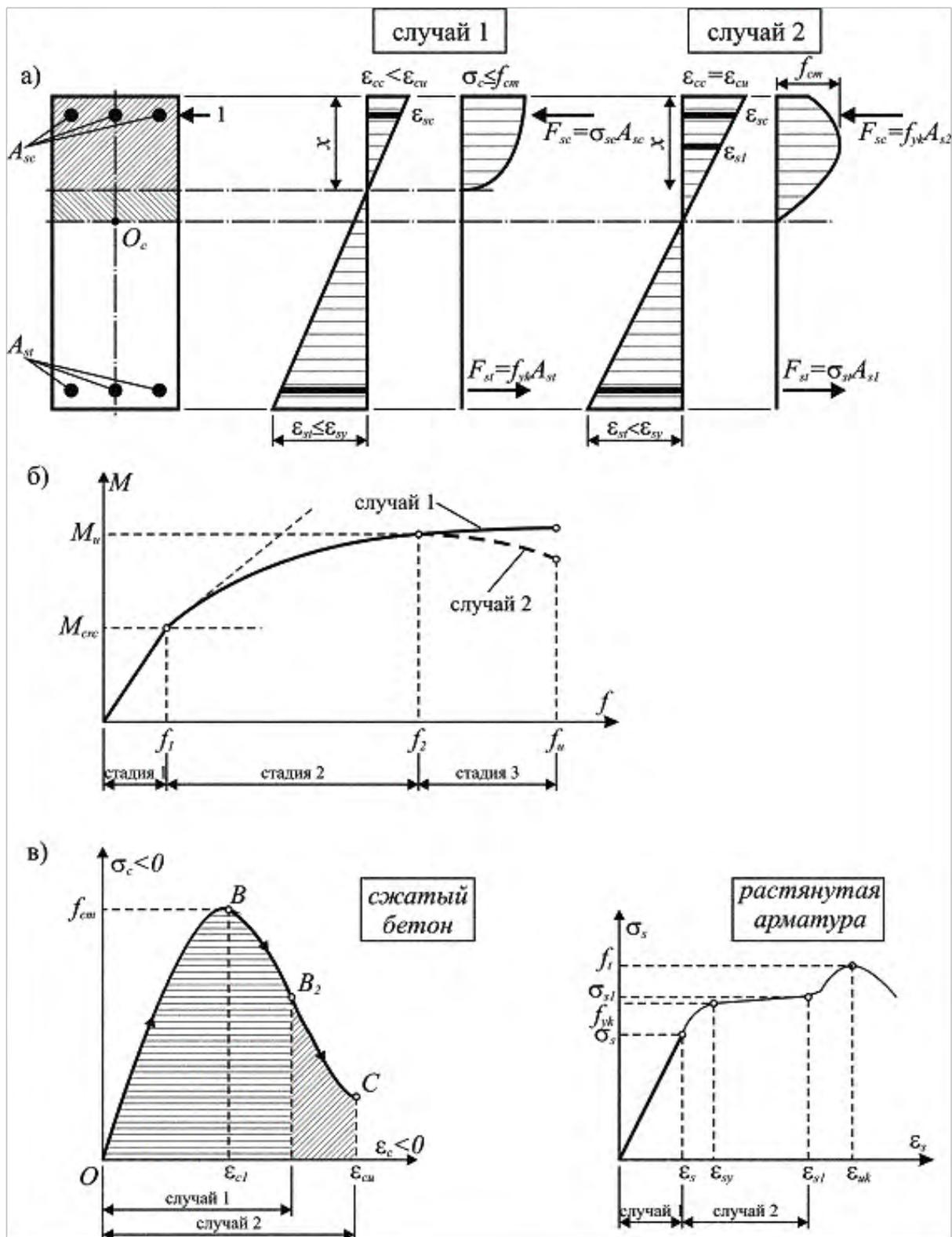


Рис. 1.20. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 3 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « $M-f$ » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

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.

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

Характеризуя стадию 3 напряженно-деформированного состояния следует подчеркнуть следующее:

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  $\varepsilon_{cu}$ , разрушение начинается по растянутой зоне. В противном случае разрушение происходит по бетону сжатой зоны сечения при достижении предельных деформаций бетона при сжатии  $\varepsilon_{cu}$ . Оптимальным является случай, когда в стадии разрушения одновременно наступает текучесть арматуры ( $\varepsilon_{su}$ ) и бетон сжатой зоны достигает предельных значений относительных деформаций сжатия ( $\varepsilon_{cu}$ ).

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. 1.21).

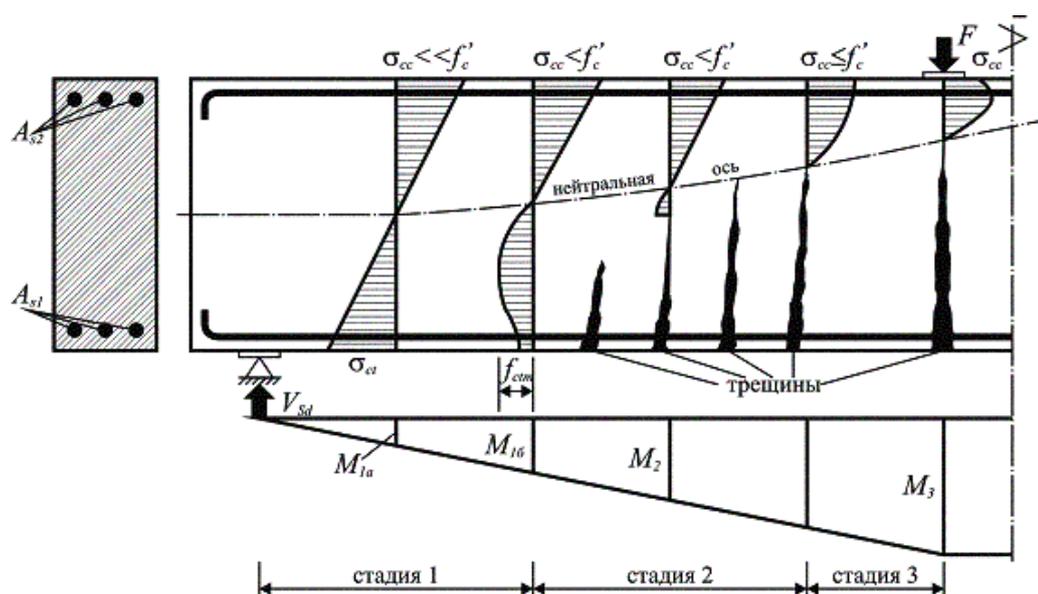


Рис. 1.21. Изменение по длине балки характерных стадий напряженно-деформированного состояния

Если пренебречь влиянием поперечной силы  $V_{sd}$  в приопорной зоне, где изгибающий момент  $M_l$  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.

#### *Частные коэффициенты для материалов*

Для того, чтобы обеспечить требуемую надежность конструкции, необходимо для бетона или арматурной стали данного класса назначить такие величины расчетных сопротивлений, которые в подавляющем большинстве случаев были бы не ниже возможных фактических сопротивлений бетона и арматуры в конструкции.

Для расчетов по методу предельных состояний используют расчетные прочностные характеристики материалов.

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

Таблица 1.1. 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 по эксплуатационной пригодности следует принимать  $\gamma_c=1$  и  $\gamma_s=1$ .

#### **Перечень контрольных вопросов по 1 разделу:**

1. В чем заключается сущность железобетона?
2. Условия, обеспечивающие совместную работу бетона и стальной арматуры;
3. Сущность предварительного напряжения железобетонных конструкций;
4. Достоинства и недостатки железобетонных конструкций;
5. Классификация бетонов;
6. Микроструктура бетона;
7. Влияние температур на прочность бетона;
8. Виды прочности бетона;
9. Классы и марки бетона;
10. Деформативные свойства бетона;
11. Назначение арматуры для железобетонных конструкций, рабочая и монтажная арматура;

12. Прочностные и деформативные свойства обычных и упрочнённых арматурных сталей;
13. Что такое физический и условный предел текучести арматурной стали?
14. Классы арматурных сталей;
15. Техническая и экономическая сущность предварительно напряжённого железобетона;
16. Два основных способа создания предварительного напряжения. Методы натяжения арматуры;
17. Анкеровка арматуры. Конструкции анкеров;
18. Защитный слой бетона. Коррозия железобетона и меры защиты от неё;
19. Три стадии напряжённо-деформированного состояния нормальных сечений при изгибе;
20. Методы расчета железобетонных конструкций;
21. Понятие предельного состояния. Две группы предельных состояний. Коэффициенты надёжности;
22. Частные коэффициенты безопасности бетона и арматуры;
23. Предварительные напряжения в бетоне и арматуре. Начальные напряжения в арматуре и предельные напряжения обжатия в бетоне;
24. Потери предварительного напряжения в арматуре.

## **Раздел 2. Проверка предельных состояний несущей способности (I группа ПС). Конструктивные элементы железобетонных и каменных конструкций.**

### **Тема 2.1. Проверка предельных состояний несущей способности на основе расчетной деформационной модели сопротивления для сечений (общий случай для изгибаемых элементов).**

При проверках предельных состояний несущей способности железобетонных конструкций по расчетной деформационной модели сопротивления действуют следующие допущения:

- для средних по длине элемента деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоского сечения;
- напряжения и деформации бетона связаны соответствующими диаграммами деформирования « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », принимаемыми в соответствии с разделом 3.1 [32];
- напряжения и деформации арматуры связаны диаграммами деформирования « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » в соответствии с разделом 3.2 [32];
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывают;
- критерии исчерпания сопротивления сечения, значения предельных деформаций бетона и арматуры следует принимать:  
при нелинейных расчетах конструкций

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1} \text{ и } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud},$$

при проверочных расчетах сопротивления сечений

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1} \text{ и } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰};$$

При проверках предельных состояний несущей способности железобетонного элемента при действии изгибающих моментов и продольных сил используют:

- уравнения равновесия изгибающих моментов и продольных сил;
- уравнения распределения относительных продольных деформаций в пределах сечения (условия совместности деформаций).

#### **2.1.1. Модель сопротивления сечения, основанная на применении прямоугольной эпюры напряжений (только для изгибаемых элементов).**

При расчете сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, выполненного из бетона класса не выше С50/60, имеющего простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую) сечения, с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, следует использовать уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в

рассматриваемом сечении элемента, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяют при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие  $\eta f_{cd}$ , где  $\eta$  принимают согласно 3.1.7(3) [32]. Сжимающие напряжения равномерно распределены по эффективной высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть не более граничной ( $x_{eff} \leq \lambda \zeta_{lim} d$ ), где  $\zeta_{lim}$  определяют по формуле (НД.6.26г) [32].

Расчет изгибаемых железобетонных элементов, имеющих не менее одной плоскости симметрии и изгибаемых в этой плоскости (рисунок 2.1), следует производить из условия

$$M_{Ed} \leq M_{Rd},$$

где

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} S_c + f_{yd} A_{s2} (d - c_1)$$

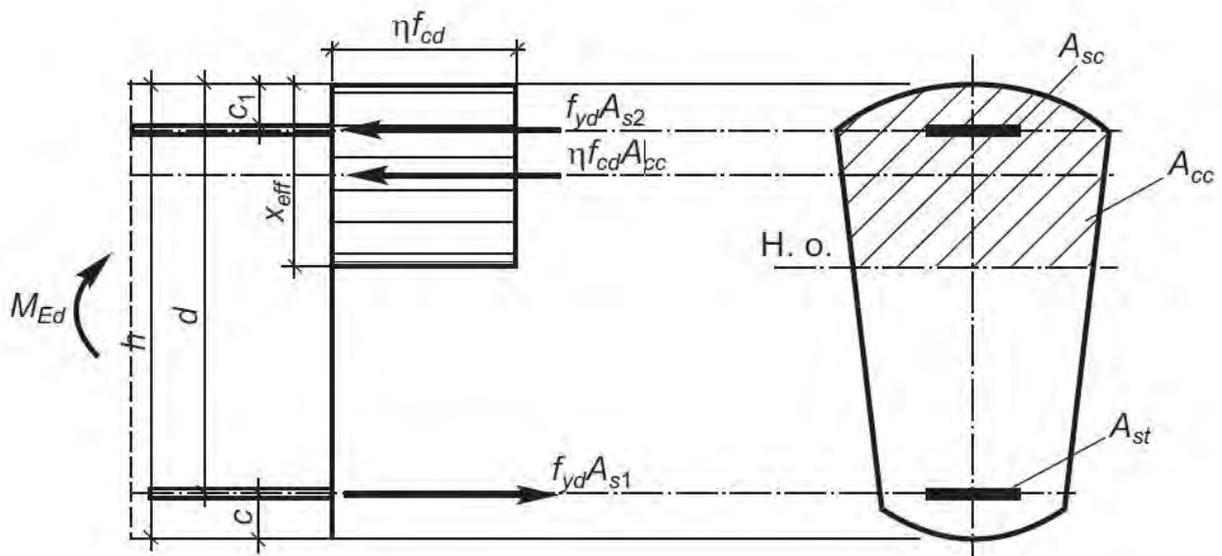


Рис. 2.1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

При расчете сопротивления сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых элементов, следует соблюдать условие  $x_{eff} \leq \lambda \zeta_{lim} d$ .

Расчет изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения следует производить из условия (НД.6.41) [32], в котором

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_w x_{eff} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1).$$

При этом высоту условной сжатой зоны  $x_{eff}$  следует определять по формуле

$$\eta f_{cd} b_w x_{eff} = f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2}.$$

Если в последней формуле  $x_{eff} > \lambda \zeta_{lim} d$ , то следует производить расчет из условия (НД.6.43) [32], принимая  $x_{eff} = \lambda \zeta_{lim} d$ . В противоположном случае расчет следует производить по расчетным деформационным моделям согласно НД.6.1.3.1 или НД.6.1.3.2 [32].

Расчет изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового сечений, имеющих полку в сжатой зоне сечения:

– если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки, т. е. соблюдается условие

$$f_{yd} A_{s1} \leq \eta f_{cd} b_{eff} h'_f + f_{yd} A_{s2},$$

следует производить как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки  $b'_f$ , по формуле (НД.6.43) [32];

– если граница сжатой зоны проходит в ребре, т. е. условие (НД.6.45) [32] не соблюдается, следует производить из условия  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , где

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b_w x_{eff} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) + \eta f_{cd} h'_f x_{eff} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot (d - 0,5 h'_f) + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1).$$

При этом высоту условной сжатой зоны  $x_{eff}$  следует определять по формуле

$$f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} = \eta f_{cd} b_w x_{eff} + \eta f_{cd} \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f.$$

Если полученное по формуле (НД.6.47) [32] значение  $x_{eff} > \lambda \zeta_{lim} d$ , расчет следует производить, принимая  $x_{eff} = \lambda \zeta_{lim} d$ . В противном случае следует производить расчет по деформационным расчетным моделям согласно НД.6.1.3.1 или НД.6.1.3.2 [32].

### **2.1.2. Модель сопротивления сечения, основанная на использовании параболически-линейной диаграммы деформирования бетона (только изгибаемых элементов).**

Схемы усилий, действующих в сечении при расчете сопротивления элементов, соответствующие выделенным областям деформирования сечения, приведены на рисунке 2.2.

Расчет сопротивления железобетонных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси элемента, следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi = x/d$ , определяемой из условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\zeta_{lim}$ , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $f_{yd}$ , и бетоном крайнего волокна сжатой зоны предельных относительных деформаций  $\varepsilon_{cu2}$  ( $\varepsilon_{cu3}$ ).

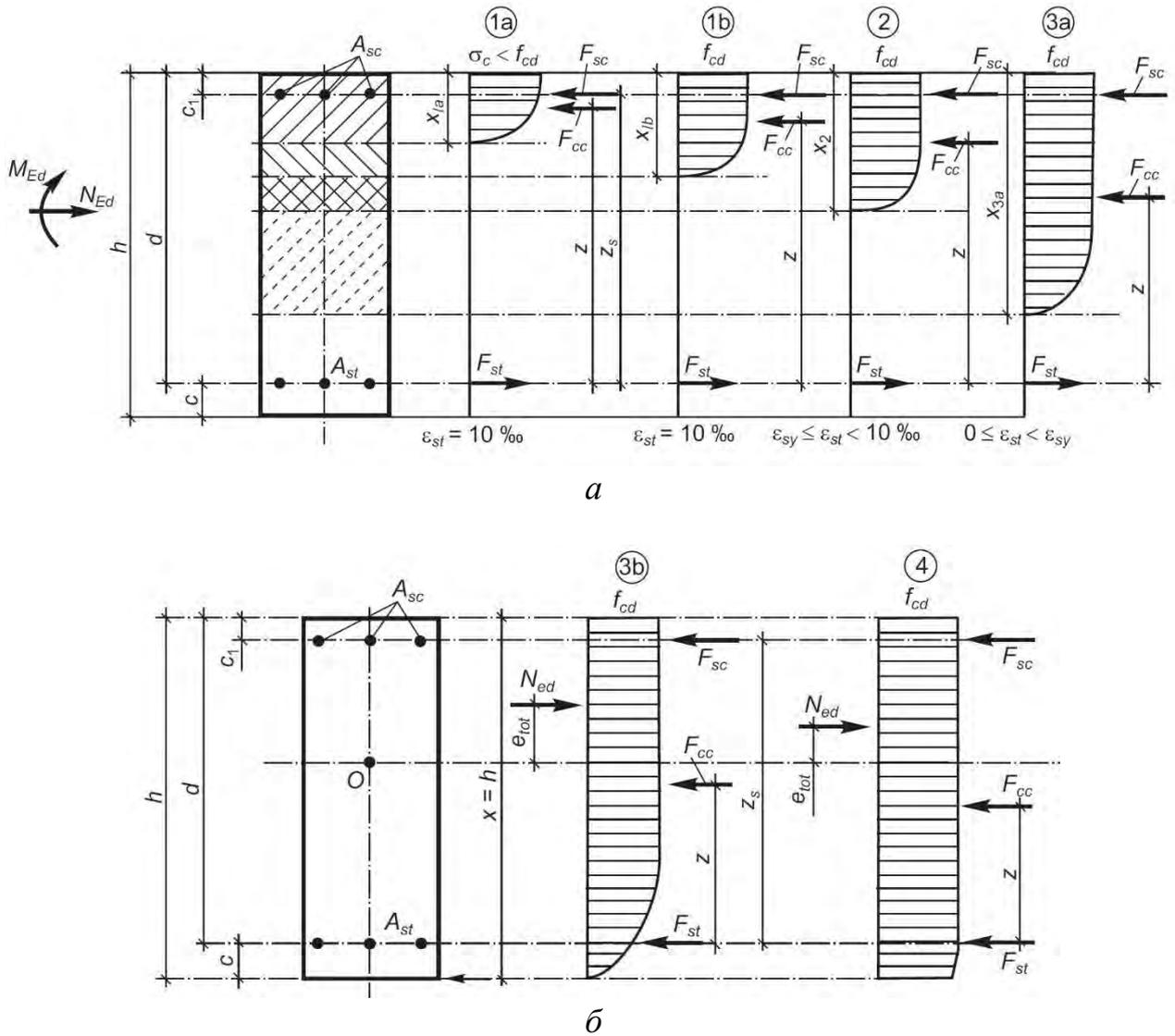


Рис. 2.2. Схемы усилий, действующих в расчетном сечении для областей деформирования 1а, 1б, 2, 3а при расчете сопротивления изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно растянутых элементов с двузначной эпюрой деформаций (а), для областей деформирования 3б, 4 – при расчете сопротивления внецентренно-сжатых элементов с однозначной неравномерной эпюрой деформаций

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{lim}$  определяют по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2(3)}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2(3)}},$$

где  $\varepsilon_{sy}$  — относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления  $f_{yd}$ ; определяют по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}.$$

Расчет сопротивления изгибаемых элементов прямоугольного сечения (рисунки 2.3) при  $\xi = x/d \leq \xi_{\text{lim}}$  (области деформирования сечения 1а, 1б и 2 по таблице НД.6.1 [32] и рисунку НД.6.2 [32]) необходимо производить из общего условия метода частных коэффициентов:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd},$$

где

$$M_{Rd} = \alpha_m f_{cd} b d^2 + k_{s2} f_{yd} A_{sc} \cdot (d - c_1).$$

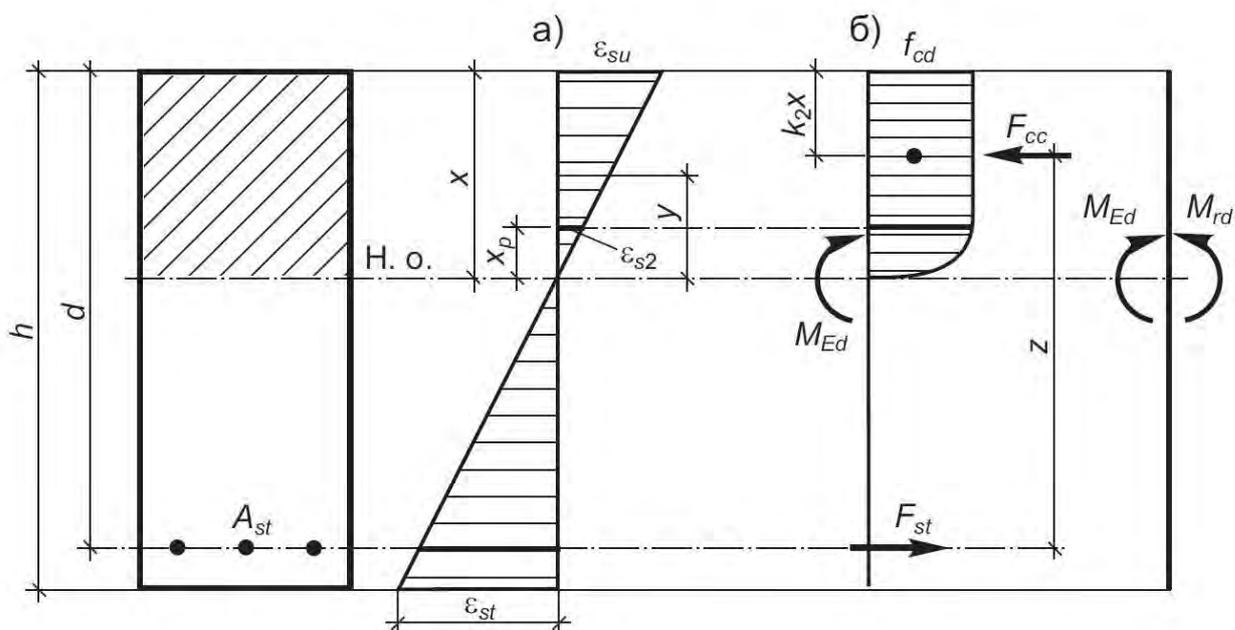


Рисунок 2.3. Принимаемые при расчете изгибаемых элементов схемы:  
а – распределения относительных деформаций; б – усилий

При этом относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  определяют из условия

$$f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2},$$

В последних двух формулах применяют следующие параметры напряженно-деформированного состояния сечения:

$\alpha_m$  – относительный изгибающий момент;

$\alpha_c$  – относительное продольное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны;

$k_{s2}$  – коэффициент, характеризующий уровень напряжений в арматуре  $A_{s2}$ .

Значения перечисленных параметров определяют по формулам:

$$\alpha_m = \alpha_c \eta,$$

где  $\eta$  – относительное плечо внутренней пары сил, создаваемой усилием, воспринимаемым бетоном сжатой зоны;

$$\alpha_c = \omega_c \xi,$$

где  $\omega_c$  — коэффициент полноты эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны;

$$k_{s2} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{sy}}, \text{ но не более } 1,$$

где  $\varepsilon_{s2}$  — относительная деформация сечения на уровне арматуры  $A_{s2}$ , значение которой следует определять по формуле

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cc}}{\xi} \cdot \left(1 - \frac{c_1}{d}\right).$$

Здесь  $\varepsilon_{cc}$  — относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона.

Зависимости для вычисления параметров напряженно-деформированного состояния сечения, нормального к продольной оси элемента, приведены в таблицах НД.6.2 и НД.6.3 [32].

Расчет сопротивления изгибаемых элементов прямоугольного сечения при  $\xi = x/d > \xi_{lim}$  (области деформирования сечения 3а, 3б и 4 по таблице НД.6.1 [32]) следует производить из условий (НД.6.7) и (НД.6.8) [32].

При этом относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  определяют из условия равновесия продольных сил:

$$k_{s1} f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2},$$

где  $k_{s1}$  — коэффициент, характеризующий уровень напряжений в арматуре  $A_{s1}$ ; определяют по формуле

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{sy}}, \text{ но не более } 1,$$

Здесь  $\varepsilon_{s1}$  — относительная деформация сечения на уровне арматуры  $A_{s2}$ , значение которой следует определять по формуле

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\xi} \cdot (1 - \xi), \text{ при } \xi \leq \beta_h,$$

$$\beta_h = \frac{h}{d}.$$

Расчет тавровых сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при  $\xi = x/d \leq \xi_{lim}$  следует производить в зависимости от положения нейтральной оси:

а) если нейтральная ось проходит в полке (рисунок 2.4, а), т. е. соблюдается условие

$$f_{yd} A_{s1} \leq \alpha_c f_{cd} b_{eff} d + k_{s2} f_{yd} A_{s2},$$

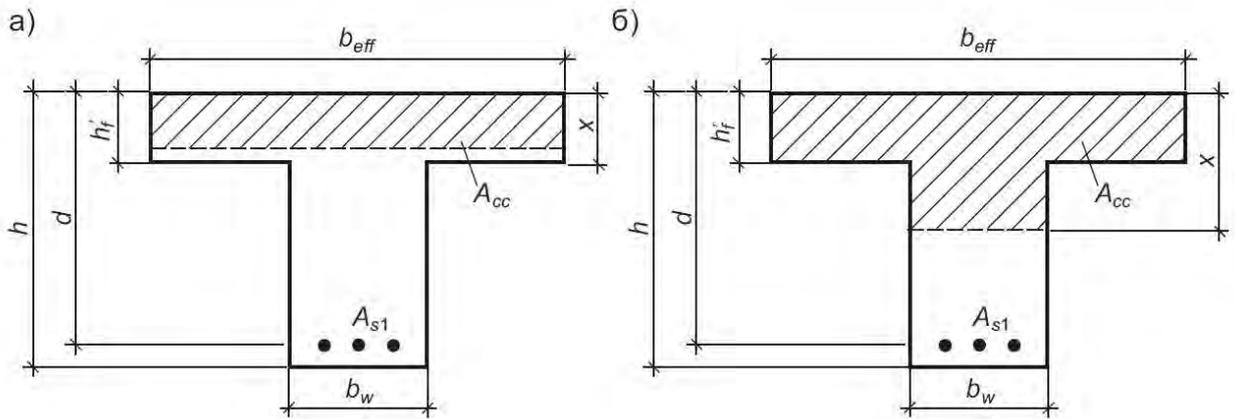


Рисунок 2.4. Расчетные случаи для тавровых (двутаверовых) сечений в зависимости от положения нейтральной оси: а – в полке; б – в стенке

при  $\alpha_c$ , рассчитанном в соответствии с таблицей НД.6.3 [32] при  $\xi = h'_f/d$ , расчет производят как для прямоугольного сечения шириной  $b_{eff}$  согласно указаниям НД.6.1.3.1(4) [32];

б) если нейтральная ось проходит в ребре (см. рисунок 2.4, б)), т. е. условие  $f_{yd}A_{s1} \leq \alpha_c f_{cd} b_{eff} d + k_{s2} f_{yd} A_{s2}$  не соблюдается, расчет производят из условия

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \alpha_m f_{cd} b_w d^2 + \alpha_{mT} f_{cd} (b_{eff} - b_w) \cdot d^2 + k_{s2} f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1).$$

При этом относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  определяют из условия

$$f_{yd} A_{s1} - k_{s2} f_{yd} A_{s2} = \alpha_c f_{cd} b_w d + \alpha_{cT} f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot d.$$

В последних двух формулах параметры  $\alpha_m$  и  $\alpha_c$  определяют по таблице НД.6.3 [32].

Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения  $\alpha_{mT}$  (относительный изгибающий момент, создаваемый усилиями в свесах полки) и  $\alpha_{cT}$  (относительное усилие в свесах полки) следует определять по зависимостям, приведенным в таблице НД.6.4 [32] для различных областей деформирования сечения, а также взаимного положения нейтральной оси и нижней грани полки.

Расчет тавровых сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при  $\xi = x/d > \xi_{lim}$  производят из того же условия, которое используется в случае расчета, когда нейтральная ось проходит в ребре, в то время как  $\xi = x/d \leq \xi_{lim}$ .

Но при этом относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  определяют из условия

$$k_{s1} f_{yd} A_{s1} - k_{s2} f_{yd} A_{s2} = \alpha_c f_{cd} b d + \alpha_{cT} f_{cd} \cdot (b_{eff} - b) \cdot d.$$

где  $k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{sy}}$ , но не более 1;  $\alpha_c$  и  $\alpha_{cT}$  — по таблицам НД.6.3 и НД.6.4 [32] соответственно.

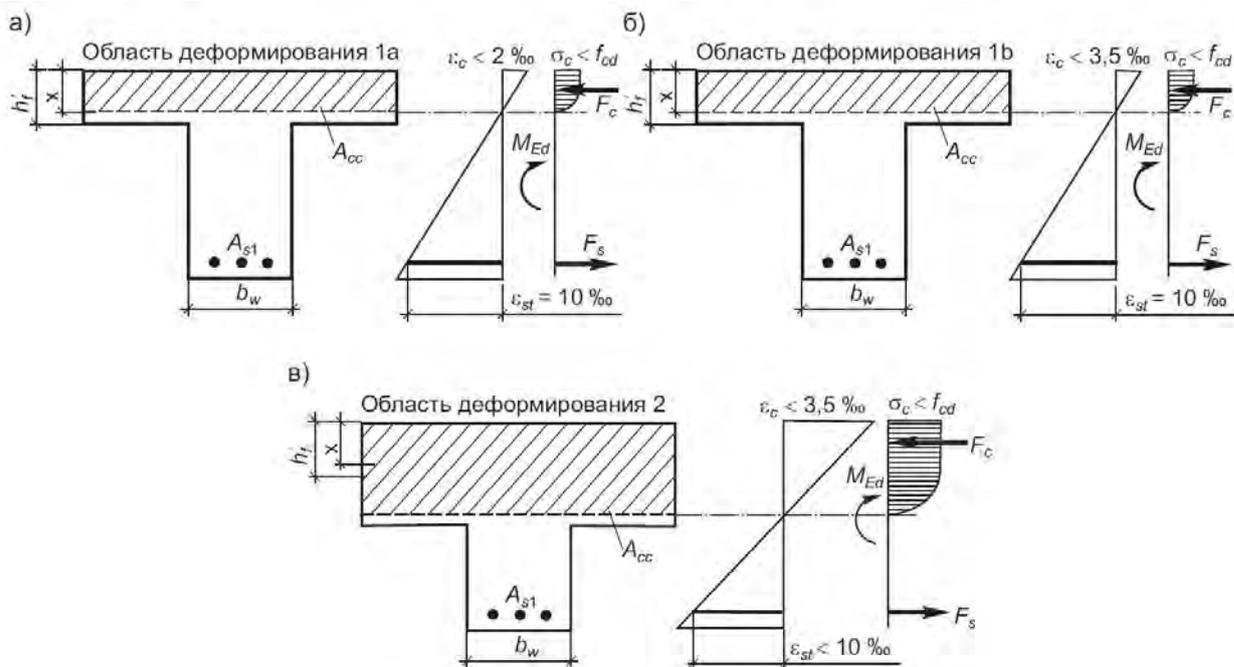


Рисунок 2.5. Варианты эпюр распределения напряжений в сжатой зоне сечения при различных областях деформирования сечения

### 2.1.3. Модель сопротивления сечения, основанная на использовании билинейной диаграммы деформирования бетона (только для изгибаемых элементов)

Проверки предельных состояний несущей способности изгибаемых элементов по сечениям, нормальным к продольной оси элемента, следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi = x/d$ , определяемой из условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{lim}$ , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $f_{yd}$ , и бетоном крайнего волокна сжатой зоны предельных относительных деформаций  $\varepsilon_{cu3}$ .

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_{lim}$  определяют по формуле

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

где  $\varepsilon_{sy}$  — относительная деформация арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления  $f_{yd}$ , определяют по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}.$$

Расчет сопротивления изгибаемых элементов прямоугольного сечения при  $\xi = x/d \leq \xi_{\text{lim}}$  (области деформирования сечения 1а, 1б и 2 по таблице НД.6.1 [32]) необходимо производить из условия:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd},$$

где

$$M_{Rd} = \alpha_m f_{cd} b d^2 + k_{s2} f_{yd} A_{sc} \cdot (d - c_1).$$

При этом относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  определяют из условия

$$f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2},$$

Значения параметров напряженно-деформированного состояния  $\omega_c$  и  $\eta$ , по которым рассчитывают остальные параметры, в общем случае зависят от значения относительной высоты сжатой зоны  $\xi$ , а также от значений относительных деформаций  $\varepsilon_{c3}$  и  $\varepsilon_{cu3}$ , определяемых по таблице 3.1 [32] в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие.

Зависимости для вычисления всех параметров напряженно-деформированного состояния приведены в таблицах НД.6.5. и НД.6.6 [32].

Расчет сопротивления изгибаемых элементов прямоугольного сечения при  $\xi = x/d > \xi_{\text{lim}}$  (область деформирования сечения 3а по таблице НД.6.1 [32]) следует производить из условий (НД.6.27) и (НД.6.28) [32].

При этом относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  определяют из условия равновесия продольных сил:

$$k_{s1} f_{yd} A_{s1} = \alpha_c f_{cd} b d + k_{s2} f_{yd} A_{s2},$$

где  $k_{s1}$  — коэффициент, характеризующий уровень напряжений в арматуре  $A_{s1}$ ; определяют по формуле

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{sy}}, \text{ но не более } 1,$$

Здесь  $\varepsilon_{s1}$  — относительная деформация сечения на уровне арматуры  $A_{s2}$ , значение которой следует определять по формуле

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\xi} \cdot (1 - \xi), \text{ при } \xi \leq \beta_h,$$

$$\beta_h = \frac{h}{d}.$$

### 2.1.3. Расчет изгибаемых элементов по наклонным сечениям

Разрушение наклонного сечения может иметь одну из следующих форм, показанных рис. 2.6.

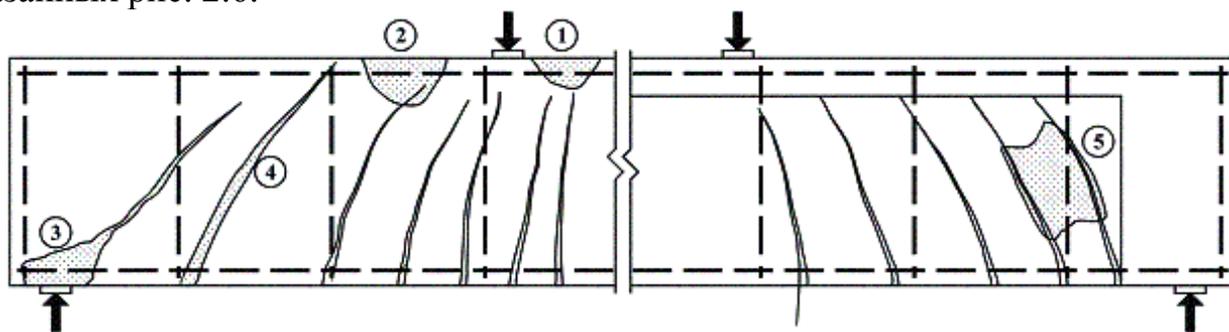


Рис. 2.6. Формы разрушения балки

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 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 ( $\varepsilon_{cu}$ ).

#### 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 сильной, хорошо заанкеренной продольной арматуре, а разрушение по растянутой зоне (форма

П) — 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.

#### *Элементы без поперечной арматуры*

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

1. Прочность бетона при срезе
2. Пролет среза
3. Размеры элемента (масштабный фактор)
4. 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, согласно требованиям норм, следует производить из условия:

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

где  $V_{Ed}$  — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;  $V_{Rd,c}$  — поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры.

Расчетную поперечную силу ( $V_{Rd,c}$  в ньютонах), воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры, следует определять по эмпирической формуле:

$$V_{Rd,ct} = \left[ \left( \frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = [0,4 f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

где

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

$A_{sl}$  – площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете, при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее  $d$  и надежно заанкерена;

$b_w$  – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c, \text{ (Н/мм}^2\text{)};$$

$N_{Ed}$  – осевое усилие, вызванное действием нагрузки или предварительного напряжения ( $N_{Ed} < 0$  при сжатии);

$A_c$  – площадь бетонного сечения (мм<sup>2</sup>).

Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32]. Минимальное поперечное армирование допускается не предусматривать в таких элементах, как плиты (сплошные, ребристые или многопустотные 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.

Согласно конструктивным требованиям, при высоте сечения элемента в сплошных плитах, толщиной менее 300мм и в балках, высотой 150мм и менее поперечную арматуру допускается не устанавливать.

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

1. По шагу хомутов – при высоте элемента  $h \leq 450$ мм 450мм, 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,  $s_{1,max} = 300$ мм. Рекомендации по определению шага хомутов  $s_2$  (шаг хомутов в пролете) смотри рекомендации п. 9.2.2, п.9.5.3 ТКП EN 1992-1-1-2009\*
2. По назначению диаметра хомутов
  - 2.1. Диаметр хомутов подбирается из условия свариваемости – соотношение диаметра хомута к диаметру рабочей арматуры должно быть не менее 0,25.
  - 2.2. Диаметр хомутов зависит от размеров элемента, при высоте  $h \leq 800$ мм, минимальный диаметр хомутов – 6, при  $h > 800$ мм, минимальный диаметр хомутов – 8мм.
3. С учетом количества ветвей поперечного армирования (в зависимости от сечения элемента). При ширине элемента  $b \leq 450$ мм - минимум две ветви, при ширине более 450мм – минимум 3 ветви.
4. По минимальному проценту армирования  $\rho_{sw,min}$ , п.9.5.2 ТКП EN 1992-1-1 [32] определяется по формуле:

$$\rho_{sw,min} = 0.08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

*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, 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. 2.7 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. 2.7, б показана заменяющая ферма, в которой на длине рассматриваемого отрезка  $a_w$  картина сжатых и растянутых подкосов размыта.

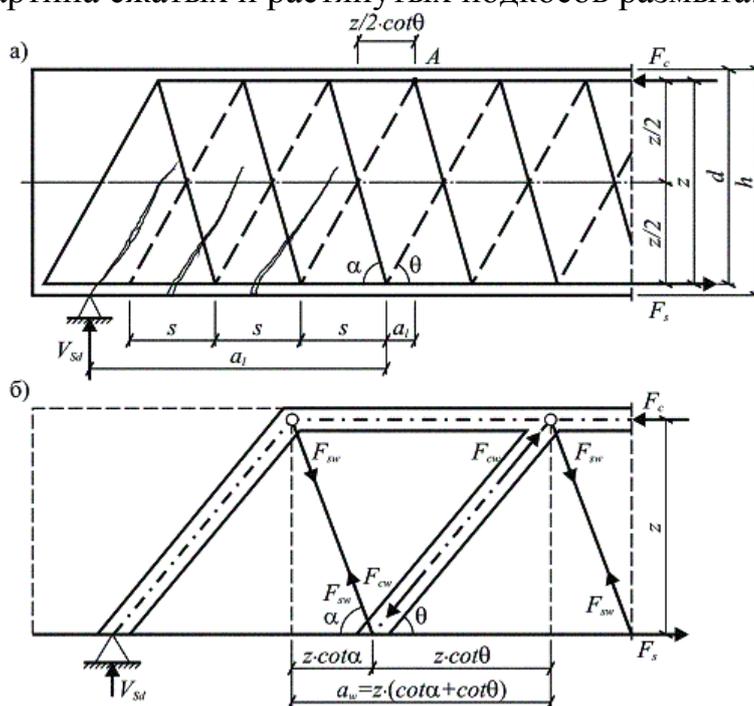


Рис. 2.7. К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии

а) идеализированная ферма; б) заменяющая ферма с подкосами

Проверка прочности наклонного сечения.

В соответствии с требованиями норм расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил (рис. 2.8) следует производить из условия:

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

где  $V_{Ed}$  – расчетная поперечная сила, вызванная действием нагрузки;

$V_{Rd,sw}$  – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением.

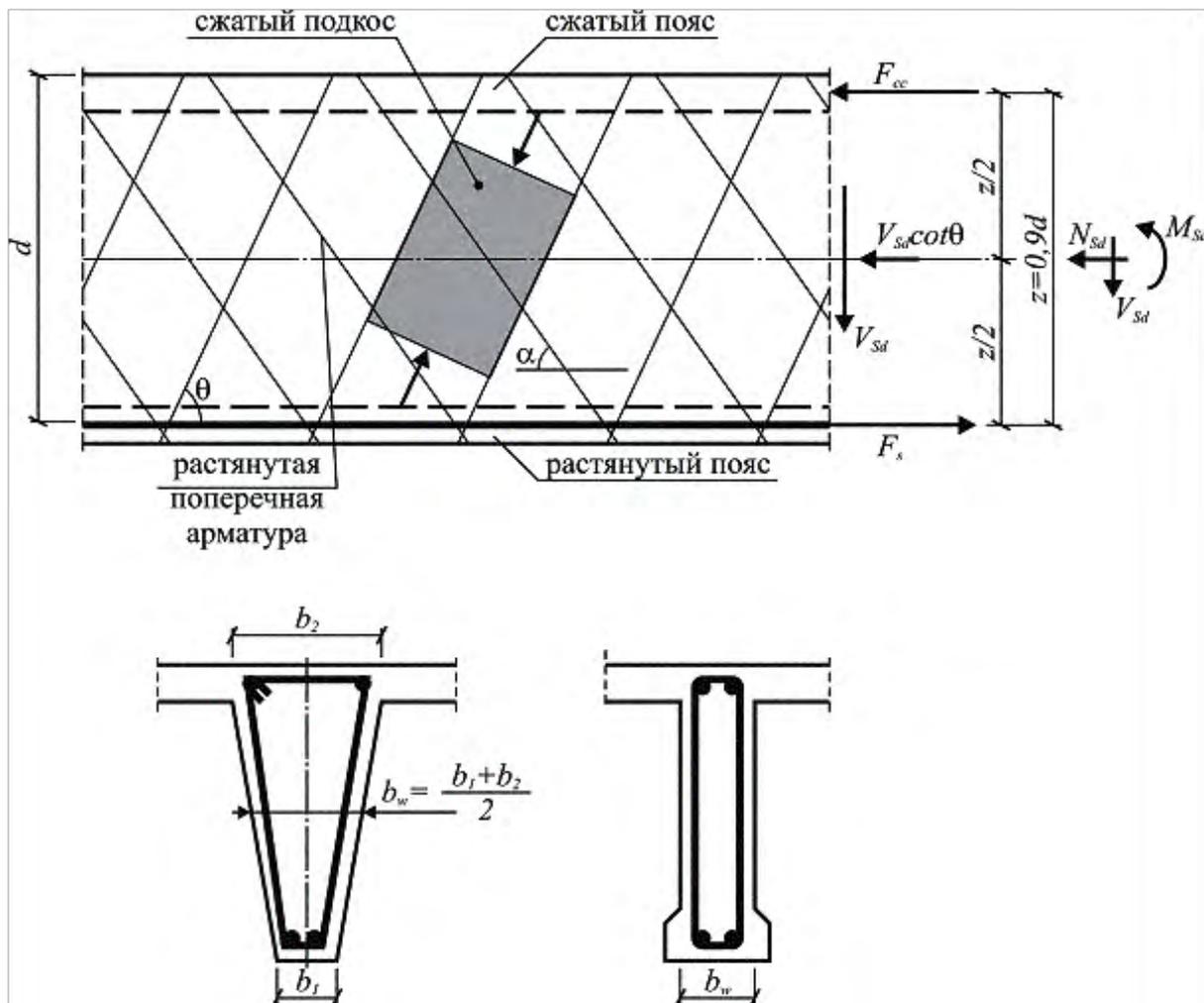


Рис.2.8. К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы по методу ферменной аналогии

Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение

Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием следует определять по формуле:

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

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq 0.5 v f_{cd}$$

и

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{200} \geq 0.5$$

– для тяжелых и мелкозернистых бетонов

$$v = 0.6 - \frac{f_{lck}(\text{МПа})}{235} > 0.425$$

– для легких бетонов.

При этом предельная поперечная сила, воспринимаемая сечением, не должна превышать максимальной поперечной силы  $V_{Rd,max}$ , определяющей прочность сжатого бетонного подкоса и рассчитываемой по формуле:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

## Тема 2.2 Железобетонные сжатые и растянутые элементы.

### 2.2.1. Общие понятия. Конструктивные особенности

К сжатым элементам относятся колонны, верхние пояса балок, ферм, восходящие раскосы, арки, стены прямоугольных резервуаров и так далее.

Поперечное сечение сжатых элементов назначается в зависимости от характера их работ:

1. Квадратное сечение;
2. Прямоугольное (двутавровое) сечение – больший размер сечения элемента назначается в плоскости действия момента;
3. Полое сечение (квадратное, прямоугольное или кольцевое) центрифугированной конструкции.

Размеры сечения и их армирование определяются расчетом и в целях унификации размеров (опалубки) конструируются с определенным модулем кратности (50мм при размере максимальном до 500мм, 100мм при размере сечения более 500мм).

Способы армирования сжатых элементов классифицируются по виду:

1. По виду продольной арматуры - арматура в продольном направлении может выполняться при помощи гибкой (стержневая) или жесткой арматуры (при использовании двутавров, швеллеров)
2. По виду поперечной арматуры
  - a. С помощью хомутов
  - b. При помощи сеток (косвенное армирование)
  - c. Спиральная арматура (для полых сечений)

Согласно нормативных документов, для сжатых элементов рекомендовано применение бетонов классов С12/15 и выше. Сжатые элементы могут проектироваться с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Для гибких элементов предварительное напряжение создает более лучшие условия работы в период изготовления и монтажа. В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры используют класс S500, при этом диаметр продольных стержней не более 40мм, и не менее: 16мм в сборных сжатых элементах, 12мм в монолитных конструкциях. Минимальный диаметр устанавливается для обеспечения жесткости арматурного каркаса.

### Возможные схемы приложения продольного сжимающего усилия $N_{Ed}$

Сжатые элементы испытывают воздействие продольной сжимающей силы  $N_{Ed}$ , приложенной с определенным эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения. На сегодняшний день в нормативных документах существуют следующие формы приложения силы  $N_{Ed}$ :

Внецентренно сжатые элементы (сжатые элементы с расчетным эксцентриситетом  $e_0$ )

- а. Внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом
- б. Внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом.

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  $\lambda \leq \lambda_{lim}$  и влияние продольного прогиба можно не учитывать;
- гибкие (при  $\lambda > \lambda_{lim}$ ), для которых необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Для определения  $\lambda_{lim}$  следует использовать зависимость:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}},$$

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.

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 проектировании 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:

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}.$$

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 полное закрепление от поворота на практике не встречается, 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. 2.9.

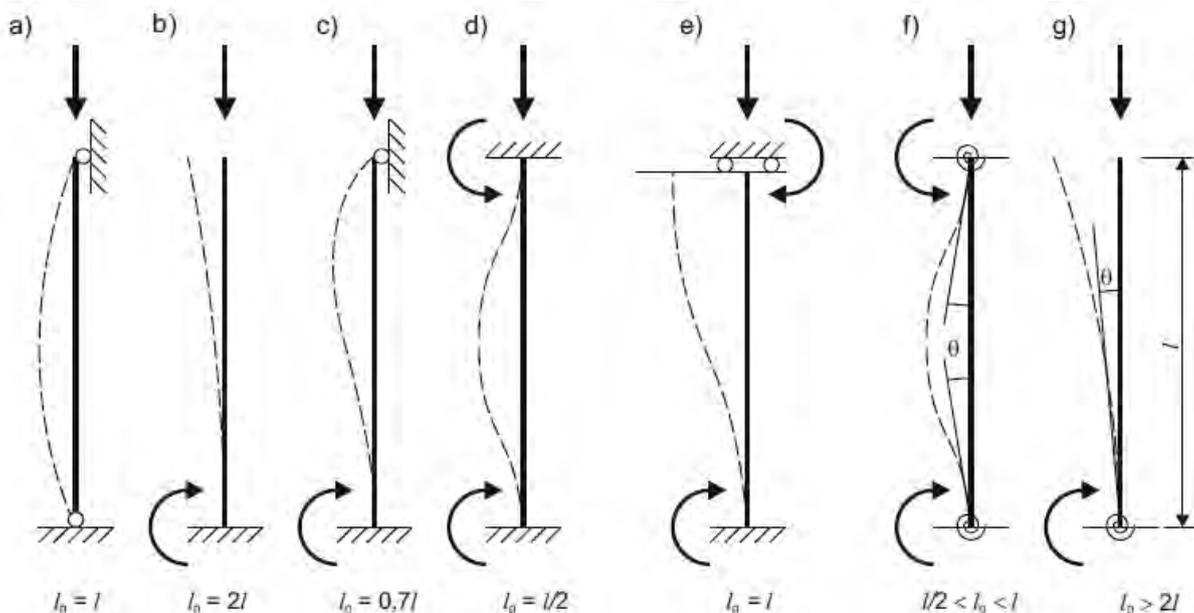


Рис. 2.9 Расчетные длины для отдельно стоящих элементов

В случае, когда  $\lambda$  меньше  $\lambda_{lim}$  учет гибкости не требуется, для дальнейших расчетов принимаем изгибающий момент  $M_{Ed}$ , который будет численно равен сумме моментов ( $M_{02} + N_{Ed} \cdot e_i$ ), где  $N_{Ed} \cdot e_i$  – изгибающий момент, учитывающий геометрические несовершенства. 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:

1. Общий метод (основанный на нелинейном расчете).
2. Метод основанный на номинальной жесткости.
3. Метод основанный на номинальной кривизне.

В национальном приложении к Еврокоду 2 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;

$I_c, I_s$  – моменты инерции сечения бетона и арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$K_s$  – коэффициент, учитывающий влияние арматуры;

$K_c$  – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести.

При  $\rho \geq 0,002$ :

$$k_s = 1,$$

$$k_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}),$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}},$$

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  $\beta = 1$ .

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:

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd}bd^2}$$

По величине  $\alpha_m$  определяется область деформирования, в зависимости от которой выполняется расчет требуемой площади арматуры.

### 2.2.2. Расчет сжатых и растянутых элементов с использованием модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений.

При расчете сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, выполненного из бетона класса не выше С50/60, имеющего простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую) сечения, с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, следует использовать уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении элемента, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяют при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие  $\eta f_{cd}$ , где  $\eta$  принимают согласно 3.1.7(3) [32]. Сжимающие напряжения равномерно распределены по эффективной высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть не более граничной ( $x_{eff} \leq \lambda \xi_{lim} d$ ), где  $\xi_{lim}$  определяют по формуле (НД.6.26г) [32].

Для сжатых элементов следует различать два случая:

- случай большого эксцентриситета, когда  $\xi = x_{eff}/d \leq \xi_{lim}$  (рисунок 2.10);
- случай малого эксцентриситета, когда  $\xi = x_{eff}/d > \xi_{lim}$  (рисунок 2.11).

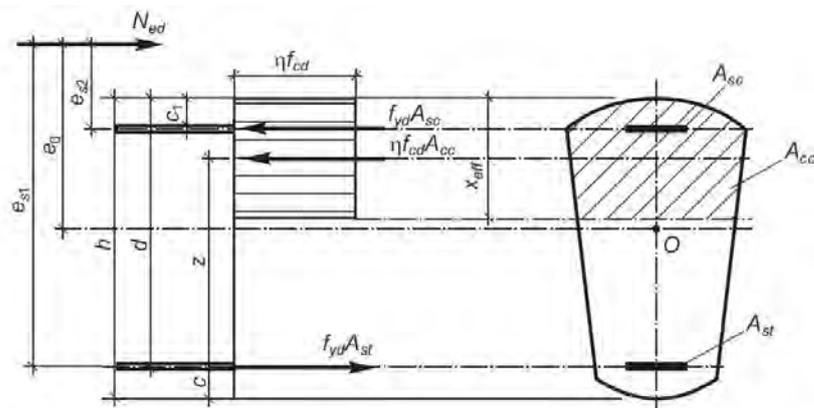


Рисунок 2.10. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при проверках предельных состояний несущей способности (случай большого эксцентриситета)

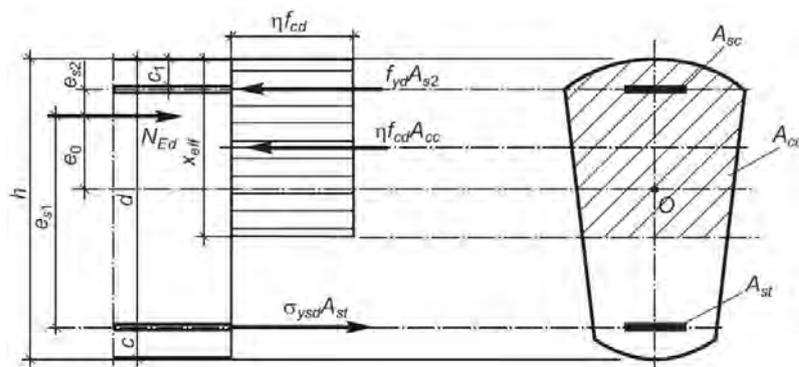


Рисунок 2.11. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при проверках предельных состояний несущей способности (случай малого эксцентриситета)

Расчет сопротивления сжатых железобетонных элементов в сечениях, нормальных к продольной оси, для случая большого эксцентриситета (при  $\xi = x_{eff}/d \leq \xi_{lim}$ ) следует производить из условия

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1},$$

где

$$M_{Rd1} = \eta f_{cd} S_c + f_{yd} A_{s2} \cdot (d - c_1)$$

здесь  $S_c$  – статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

Высоту сжатой зоны следует определять из условия равновесия:

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} = f_{cd} A_{cc}.$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры следует определять по формуле

$$M_{Ed1} = N_{Ed} e_{s1},$$

Расстояние  $e_{s1}$  от точки приложения силы  $N_{Ed}$  до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры следует определять по формуле

$$e_{s1} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + d - x_c,$$

где  $M_{Ed}$  – изгибающий момент относительно центра тяжести сечения, определенный с учетом эффектов второго порядка в соответствии с 5.8.7.3 [32];

$x_c$  – расстояние от центра тяжести сечения до крайней сжатой грани сечения.

При  $x_{eff} > \xi_{lim}d$  расчет следует производить по деформационной расчетной модели согласно НД.6.1.2 или НД.6.1.3 [32].

Расчет сопротивления внецентренно-растянутых железобетонных элементов в сечениях, нормальных к продольной оси, следует производить в зависимости от положения расчетной продольной силы при  $e_0 = e_e$  (без учета случайного эксцентриситета) для двух случаев (рисунок 2.12):

а) если расчетная продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре  $A_{s1}$  и  $A_{s2}$  – случай большого эксцентриситета (рисунок 2.12, а)). Здесь расчет сопротивления элементов следует производить, принимая прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона как для изгибаемых элементов, из условий:

$$\begin{aligned} N_{Ed}e_{s1} &\leq f_{cd}S_c + f_{yd}A_{s2} \cdot (d - c_1) \\ N_{Ed} &\leq f_{yd}A_{s1} - f_{yd}A_{s2} - f_{cd}A_c \end{aligned}$$

Для прямоугольных сечений

$$N_{Ed}e_{s1} \leq f_{cd}bx_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}) + f_{yd}A_{s2} \cdot (d - c_1)$$

При этом высоту сжатой зоны бетона следует определять из формулы

$$f_{yd}A_{s1} - f_{yd}A_{s2} - N_{Ed} = f_{cd}bx_{eff} \cdot$$

Если полученные из расчета по последней формуле значения  $x_{eff} > \xi_{lim}d$ , в условие  $N_{Ed}e_{s1} \leq f_{cd}bx_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}) + f_{yd}A_{s2} \cdot (d - c_1)$  следует подставлять  $x_{eff} = \xi_{lim}d$  где  $\xi_{lim}$  определяют по формуле

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

Приведенные выше расчетные условия следует применять только в том случае, когда центр тяжести сжатой арматуры расположен по отношению к наиболее сжатой грани сечения ближе, чем центр тяжести сжатой зоны сечения. В противном случае сопротивление сечения внецентренно растянутого элемента с большим эксцентриситетом следует определять из формулы

$$N_{Ed}(e_{s1} + d - c_1) = f_{yd}A_{s1}(d - c_1);$$

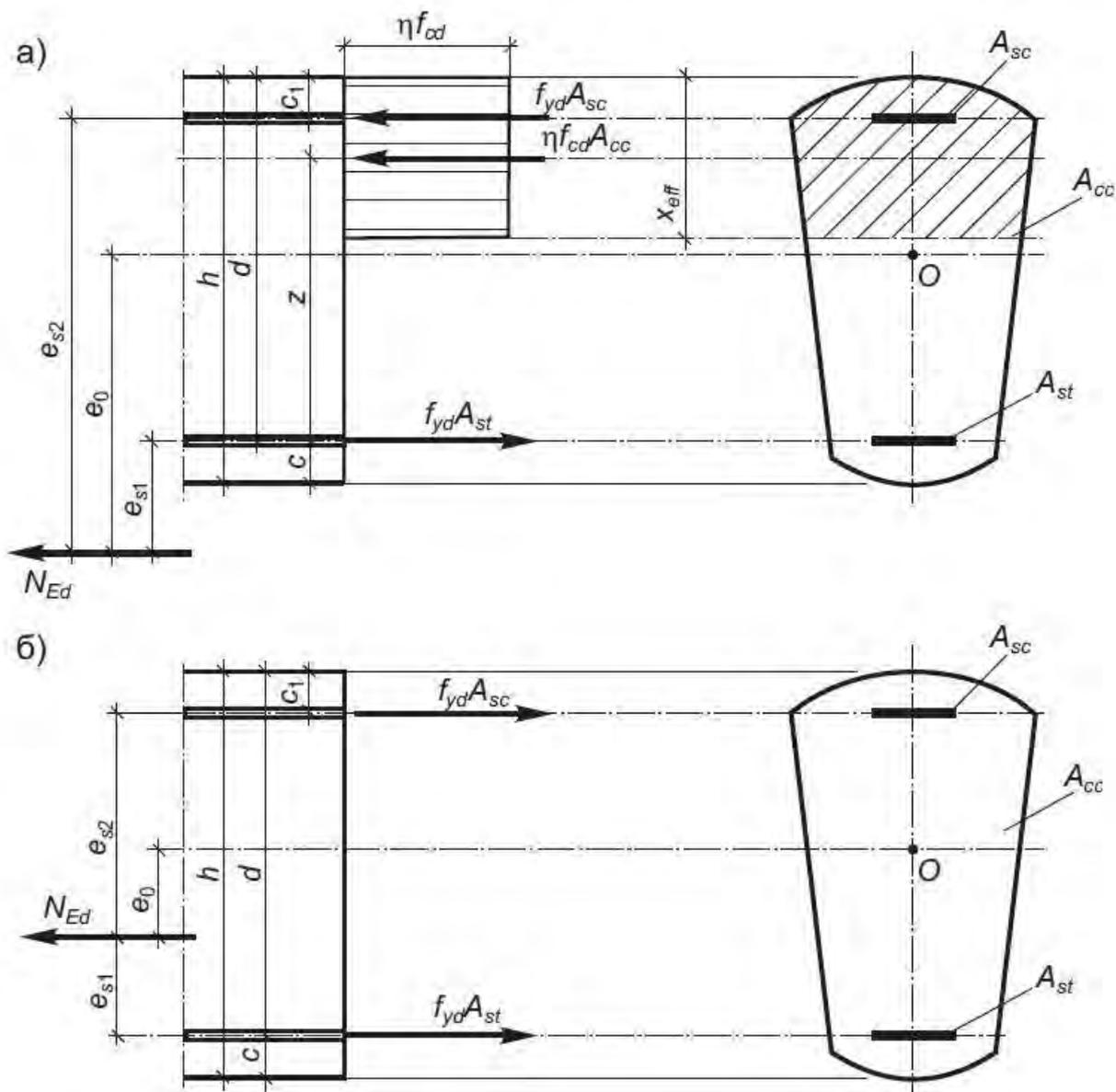


Рисунок 2.12. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при проверках предельных состояний несущей способности: а – в случае большого эксцентриситета; б – в случае малого эксцентриситета.

б) расчет внецентренно-растянутых элементов при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил в случае малого эксцентриситета (см. рисунок 2.12, б)) производят исходя из следующих предпосылок:

- в работе сечения не учитывается растянутый бетон;
- напряжения во всей растянутой арматуре, расположенной в сечении, равны расчетному сопротивлению  $f_{yd}$ .

В соответствии с принятыми предпосылками расчет внецентренно-растянутых элементов для этого случая следует производить из условий:

$$N_{Ed}e_{s1} = f_{yd}A_{s2}(d - c_1);$$

$$N_{Ed}e_{s2} = f_{yd}A_{s1}(d - c_1).$$

### 2.2.3. Частично нагруженные площадки (местное сжатие).

При расчете сопротивления бетонных и железобетонных элементов при действии местных сжимающих нагрузок, в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетную прочность бетона на смятие  $f_{cud}$ , которая зависит от расчетной прочности бетона на сжатие и растяжение, а также от отношения площади смятия (площади, на которую приложена местная нагрузка) к площади распределения этой нагрузки.

Расчетную прочность бетона на сжатие и растяжение при расчете элементов на смятие (местное сжатие) определяют при частном коэффициенте по бетону  $\gamma_c = 1,6$ .

Сопротивление бетонного элемента, подвергнутого действию местной сжимающей нагрузки, проверяют согласно условию

$$N_{Ed} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0},$$

где  $N_{Ed}$  – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия  $A_{c0}$ ;  $f_{cud}$  – расчетная прочность бетона смятию, определяемая в соответствии с НД 6.7(4) [32];  $\alpha_u$  – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия, определяемый по формуле:

$$\alpha_u = \frac{1}{4} \left( 3 + \frac{\sigma_{u,\min}}{\sigma_{u,\max}} \right) \geq \frac{3}{4}$$

Здесь  $\sigma_{u,\min}, \sigma_{u,\max}$  – соответственно минимальное и максимальное напряжения сжатия.

Расчетную прочность бетона на смятие определяют по формуле

$$f_{cud} = \omega_u \cdot f_{cd},$$

где  $f_{cd}$  – расчетная прочность бетона на сжатие;

$\omega_u$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности при местном сжатии, который определяется по формуле

$$\omega_u = 1 + k_c \cdot k_f \cdot \psi_c \leq \omega_{u,\max}$$

Здесь  $k_c$  – коэффициент эффективности бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном, принимаемый равным 12,5.

$\psi_c$  – коэффициент, учитывающий относительный уровень бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном, определяемый по формуле

$$\psi_c = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \cdot \left( \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \geq 0,07 \left( \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right)$$

$\omega_{u,\max}$  – предельное значение коэффициента повышения прочности бетона

на смятие, принимаемое в соответствии с таблицей НД.6.8 [32];  
 $A_{c0}$ — площадь смятия (рисунок 2.13);  
 $A_{c1}$ — площадь распределения, симметричная относительно центра площади смятия (рисунок 2.13);  
 $k_f$ — принимается в соответствии с таблицей НД.6.8 [32].

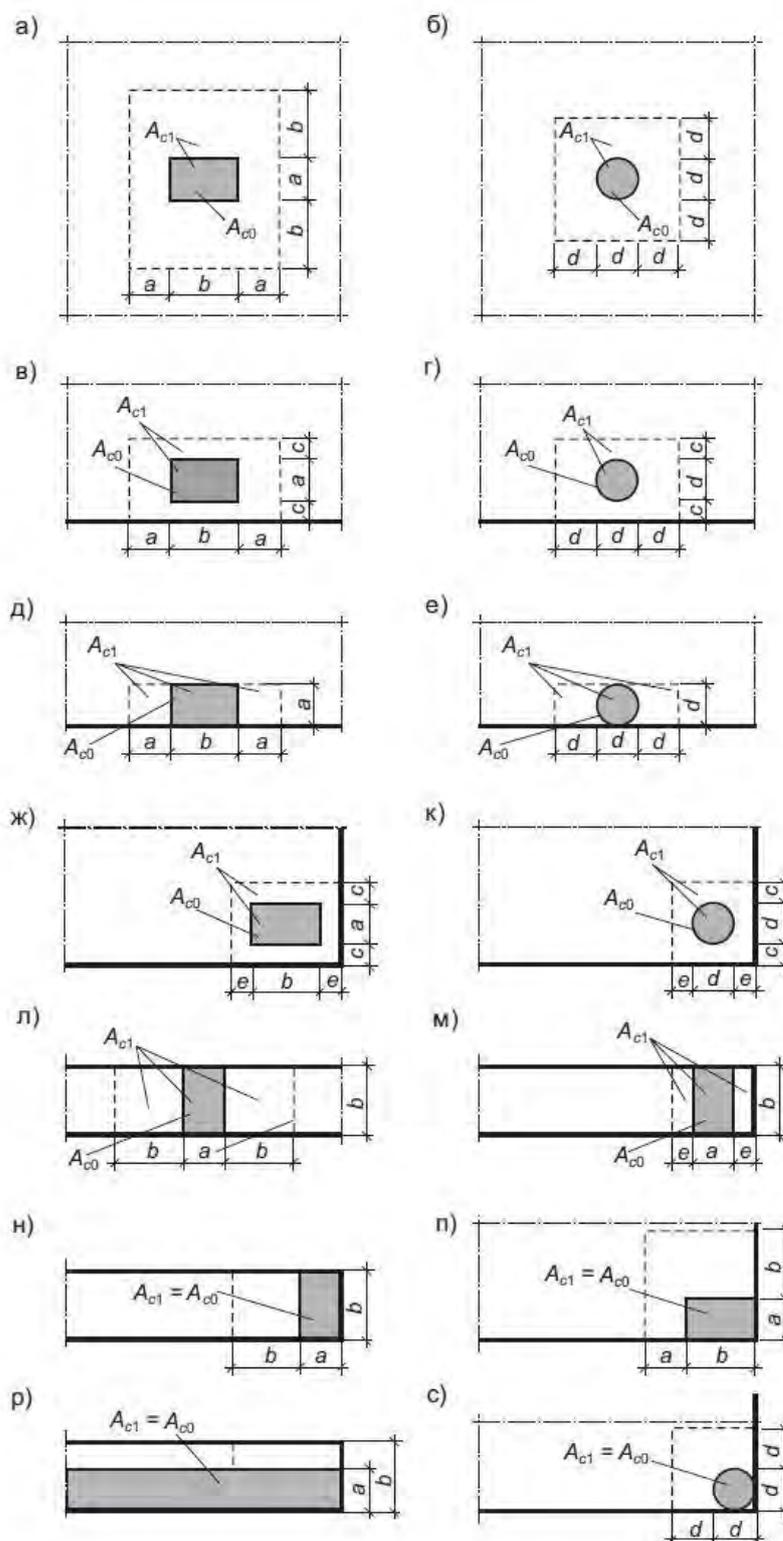


Рисунок 2.13. Схемы для назначения площади распределения  $A_{c1}$   
(на схемах ж), к), м)  $c \leq b(d)$ ,  $e \leq a(d)$ )

При расположении в пределах площади смятия бетонов различной прочности применяют усредненные по площади смятия значения расчетной прочности бетона на сжатие.

При расположении в пределах площади окружающего бетона (область внутри площади распределения за вычетом площади смятия) бетонов различной прочности применяют усредненное по площади окружающего бетона значение средней прочности бетона на растяжение.

При действии на плоскость элемента более одной местной нагрузки определяют площади распределения для каждой из них отдельно. Если в этом случае площади распределения накладываются, следует вводимые в расчет площади распределения ограничить так, чтобы исключить взаимное наложение.

Если на элемент, подвергнутый действию местной сжимающей нагрузки, действуют другие нагрузки, вызывающие появление в бетоне растягивающих напряжений, элемент армируют поперечными сетками.

Проверку предельных состояний несущей способности при косвенном армировании элементов сварными поперечными сетками, подвергнутых действию местной сжимающей нагрузки, следует производить из условия

$$N_{Ed} \leq \alpha_u f_{cud,eff} A_{c0},$$

где  $N_{Ed}$  — равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия  $A_{c0}$ ;

$\alpha_u$  — коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия (определение – см. выше);

$f_{cud,eff}$  — приведенная расчетная прочность бетона на смятие; определяемая по формуле в соответствии с НД.6.7(6) [32]:

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + 2,5 \rho_{xy} f_{yd,xy} \varphi_s \leq 2 f_{cud}$$

где  $f_{cud}$  — расчетная прочность бетона на смятие (см. выше);

$\rho_{xy}$  — коэффициент армирования, определяемый по формуле

$$\rho_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{eff} s_n},$$

Здесь  $n_x, A_{sx}, l_x$  — соответственно количество стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении;  $n_y, A_{sy}, l_y$  — то же в другом направлении;  $A_{eff}$  — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток, считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения  $A_{c1}$ ;  $s_n$  — расстояние между сетками;  $\varphi_s$  — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия, определяемый по формуле

$$\varphi_s = \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}}$$

Если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования, при определении площади смятия  $A_{c0}$  и площади распределения  $A_{c1}$  учитывается только площадь бетона внутри контура сеток. Для схем н), п), с) (рисунок 2.13) принимается  $\varphi_s = 1,0$ , при этом косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что поперечные сетки установлены на площади не менее ограниченной пунктирными линиями; для схем а), б), в), г), д), е), ж), к), л), м) коэффициент  $\varphi_s$  определяют по выше приведенной формуле.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны различаться более чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и  $\frac{1}{4}$  меньшей стороны сечения.

### Перечень контрольных вопросов по 2 разделу:

1. Что такое относительная высота сжатой зоны бетона?
2. Методы расчета конструкций с использованием упрощенной деформационной модели (перечислить методы, в чем их основные отличия)?
3. Расчетные уравнения упрощенной деформационной модели с использованием прямоугольной эпюры напряжений для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (расчет по нормальным сечениям).
4. Расчетные уравнения упрощенной деформационной модели с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (расчет по нормальным сечениям).
5. Расчетные уравнения упрощенной деформационной модели с использованием билинейной диаграммы деформирования для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (расчет по нормальным сечениям).
6. Определение положения нейтральной оси в изгибаемом элементе таврового сечения (расчеты с использованием прямоугольной эпюры напряжений).
8. Расчет сопротивления железобетонных элементов при действии поперечной силы.
9. Формы разрушения по наклонным сечениям.
10. Расчет наклонных сечений по методу ферменной аналогии.
11. Расчет внецентренно сжатых элементов.
12. Расчет внецентренно растянутых элементов.
13. Учет влияния продольного изгиба в сжатых элементах. Эффекты второго порядка.
14. Расчет сопротивления железобетонных элементов при местном сжатии.

## Содержание практических занятий по 2 разделу:

### ТЕМА. Расчет железобетонных изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности (ULS)

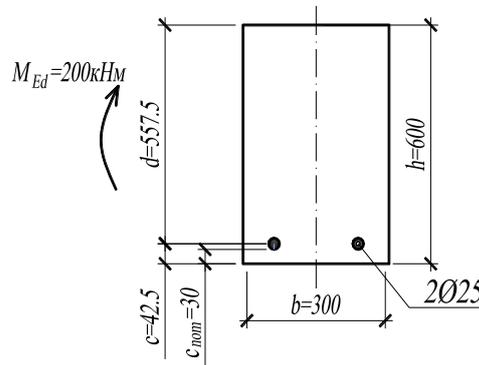
#### Занятие 1.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием по упрощенной деформационной модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений (в соответствии с НД.6.1.4 [32]). Решение обратной задачи.

#### Пример 1.1

##### Условие задачи:

Требуется проверить несущую способность железобетонной балки прямоугольного сечения размером  $b = 300$  мм и  $h = 600$  мм. Балка выполнена из бетона С20/25 и армирована 2  $\varnothing 25$  класса S500, номинальная толщина защитного слоя бетона  $c_{nom} = 30$  мм. Расчетное значение изгибающего момента в расчетном сечении  $M_{Ed} = 200$  кН·м.



##### Решение:

1. Определяем расчетные характеристики материалов и сечения:

– расчетный предел прочности бетона:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3$  МПа;

– расчетный предел текучести арматуры:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435$  МПа;

– площадь поперечного сечения арматуры:  $A_s = 982$  мм<sup>2</sup>;

– полезная высота сечения:  $d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 600 - 30 - \frac{25}{2} = 557,5$  мм;

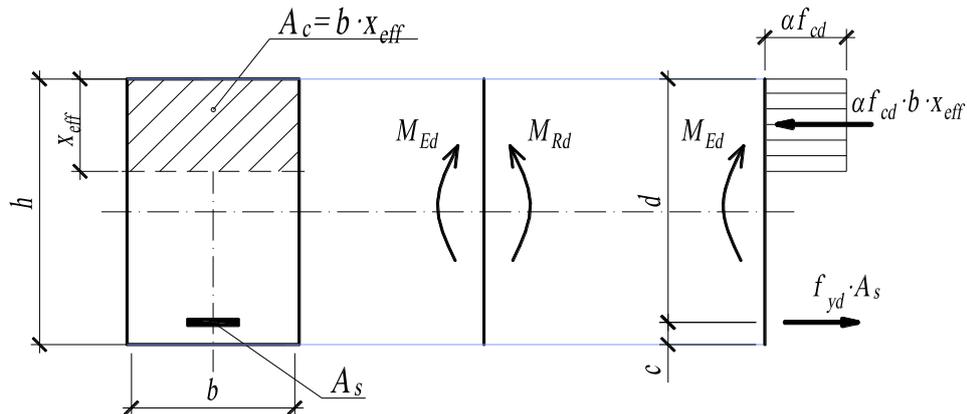
– граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493$$

где:  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 0,002175 = 2,175\text{‰}$  – относительная деформация в арматуре при достижении в ней расчетного предела текучести  
 $\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$  (для бетона С20/25) – предельная относительная деформация в бетоне при сжатии.

$\lambda = 0,8$  (при  $f_{ck} < 50\text{МПа}$ ) – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения,

2. Составляем схему усилий, действующих в расчетном сечении:



Проверку прочности производим из условия  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ .

3. Расчетную высоту сжатой зоны находим из условия:

$$f_{yd} \cdot A_s - \alpha \cdot f_{cd} \cdot x_{eff} \cdot b = 0$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 982}{1 \cdot 13.33 \cdot 300} = 106.8 \text{ мм}$$

Относительная высота сжатой зоны:  $\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{106.8}{557.5} = 0,192$

Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной, поскольку  $\xi = 0.192 < \xi_{lim} = 0.493$ , то условие выполняется и в дальнейшем расчете используется  $x_{eff} = 106.8 \text{ мм}$ .

4. Несущую способность сечения находим из условия:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = 1.0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 106.8 \cdot \left(557.5 - \frac{106.8}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 215,3 \text{ кНм}$$

5. Поскольку  $M_{Rd} = 215,3 \text{ кНм} > M_{Ed} = 200 \text{ кНм}$ , то прочность сечения обеспечена.

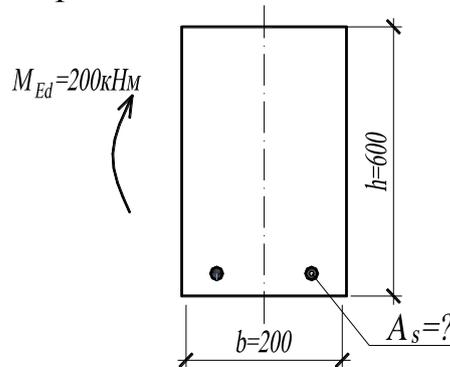
## Занятие 2.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием по упрощенной деформационной модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений (в соответствии с НД.6.1.4 [32]). Решение прямой задачи.

### Пример 1.2

#### Условие задачи:

Требуется подобрать продольную арматуру железобетонной балки прямоугольного сечения размером  $b = 200$  мм и  $h = 600$  мм. Балка выполнена из бетона класса С20/25. Класс среды по условиям эксплуатации ХС4. Расчетное значение изгибающего момента в расчетном сечении  $M_{Ed} = 200$  кН·м.



#### Решение:

1. Определяем расчетные характеристики материалов и сечения:

– расчетный предел прочности бетона:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3$  МПа;

– расчетный предел текучести арматуры:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435$  МПа;

– полезная высота сечения:  $d = h - c = 600 - 50 = 550$  мм

где:  $c = 50$  мм – принято ориентировочно, т.к. на данном этапе диаметр арматуры не известен (величина будет в последующем уточнена);

– граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

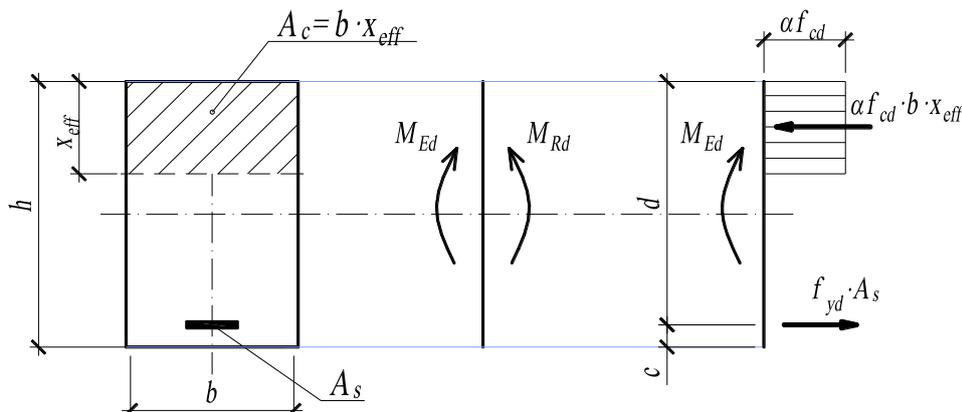
$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493$$

где:  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 0,002175 = 2,175\text{‰}$  – относительная деформация в арматуре при достижении в ней расчетного предела текучести

$\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$  (для бетона С20/25) – предельная относительная деформация в бетоне при сжатии.

$\lambda = 0,8$  (при  $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$ ) – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения,

2. Составляем схему усилий, действующих в расчетном сечении:



Подбор площади арматуры производим из условия:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right),$$

т.е. при  $M_{Rd} = M_{Ed}$  площадь арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right)} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta}$$

3. Для определения относительного плеча внутренней пары сил (коэффициента  $\eta$ ) и относительной высоты сжатой зоны (коэффициента  $\xi$ ) определим относительный момент внутренней пары сил (коэффициент  $\alpha_m$ ) из условия:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m$$

где:  $x_{eff} = \xi \cdot d$

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

т.е. при  $M_{Rd} = M_{Ed}$  коэффициент  $\alpha_m$  определяется по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 550^2} = 0,248$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,248} = 0,290$$

$$\eta = 1 - \frac{\xi}{2} = 1 - \frac{0,290}{2} = 0,855$$

4. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной, поскольку  $\xi = 0,290 < \xi_{lim} = 0,493$ , условие выполняется и установка арматуры в сжатую зону не требуется.

5. Определяем площадь поперечного сечения арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{200 \cdot 10^6}{435 \cdot 450 \cdot 0,855} = 1195 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматурной стали принимаем армирование 2 Ø 28 S500  
 $A_s^{факт} = 1232 \text{ мм}^2$ .

6. Выполняем проверку несущей способности:

6.1. Номинальный защитный слой бетона:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ мм}$$

$$\text{где: } c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 28 \text{ мм} \\ c_{min,dur} = 30 \text{ мм} \\ 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 30 \text{ мм}$$

$c_{min,b}$  – минимальная толщина из условия сцепления (приминается не менее диаметра арматурного стержня);

$c_{min,dur}$  – минимальная толщина из условия защиты от окружающей среды (принимается в зависимости от класса среды по условию эксплуатации);

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

$$6.2. \text{ Полезная высота сечения: } d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 600 - 40 - \frac{28}{2} = 546 \text{ мм}^2.$$

$$6.3. \text{ Высота сжатой зоны: } x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1232}{1 \cdot 13.33 \cdot 200} = 201 \text{ мм}.$$

$$6.4. \text{ Несущая способность сечения: } M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 1.0 \cdot 13.33 \cdot 200 \cdot 201 \cdot \left( 546 - \frac{201}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 238,7 \text{ кНм}$$

Поскольку  $M_{Rd} = 238,7 \text{ кНм} > M_{Ed} = 200 \text{ кНм}$ , то прочность сечения обеспечена.

Окончательно принимаем армирование 2 Ø 28 S500.

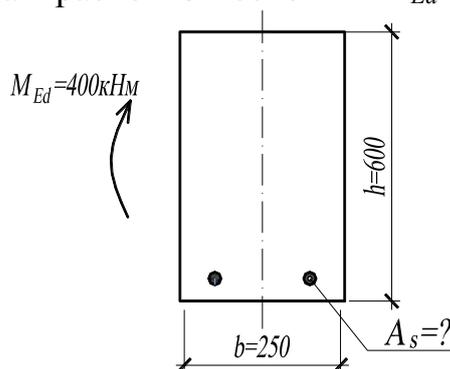
### Занятие 3.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета изгибаемых элементов прямоугольной сечения с двойным армированием по упрощенной деформационной модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений (в соответствии с НД.6.1.4 [32]). Решение прямой задачи.

### Пример 1.3

**Условие задачи:**

Требуется подобрать продольную арматуру железобетонной балки прямоугольного сечения размером  $b = 250$  мм и  $h = 600$  мм. Балка выполнена из бетона класса С20/25. Класс среды по условиям эксплуатации ХС4. Расчетное значение изгибающего момента в расчетном сечении  $M_{Ed} = 400$  кН·м.



**Решение:**

1. Определяем расчетные характеристики материалов и сечения:

– расчетный предел прочности бетона:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3$  МПа;

– расчетный предел текучести арматуры:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435$  МПа;

– полезная высота сечения:  $d = h - c = 600 - 50 = 550$  мм

где:  $c = 50$  мм – принято ориентировочно, т.к. на данном этапе диаметр арматуры не известен (величина будет в последующем уточнена);

– граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493$$

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2}\right) = 0,493 \cdot \left(1 - \frac{0,493}{2}\right) = 0,493 \cdot \left(1 - \frac{0,493}{2}\right) = 0,371$$

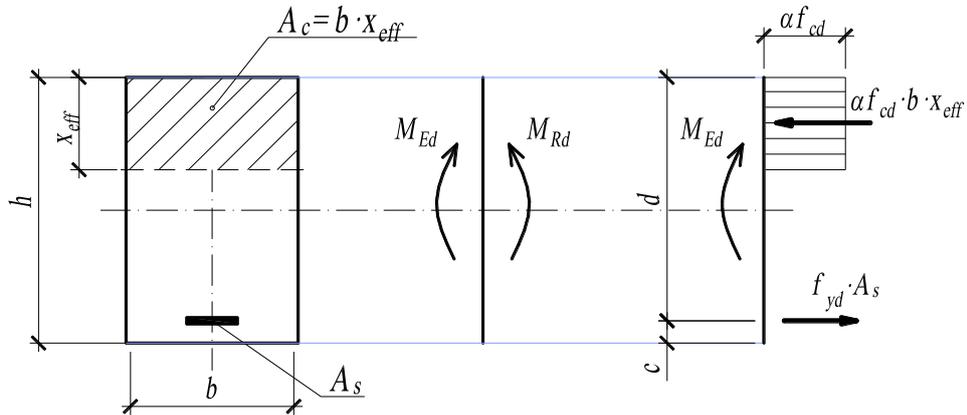
где:  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 0,002175 = 2,175$  ‰ – относительная деформация в

арматуре при достижении в ней расчетного предела текучести

$\varepsilon_{cu3} = 3,5$  ‰ (для бетона С20/25) – предельная относительная деформация в бетоне при сжатии.

$\lambda = 0,8$  (при  $f_{ck} < 50$  МПа) – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения,

2. Составляем схему усилий, действующих в расчетном сечении:



Подбор площади арматуры производим из условия:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right),$$

т.е. при  $M_{Rd} = M_{Ed}$  площадь арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right)} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta}$$

3. Для определения относительного плеча внутренней пары сил (коэффициента  $\eta$ ) и относительной высоты сжатой зоны (коэффициента  $\xi$ ) определим относительный момент внутренней пары сил (коэффициент  $\alpha_m$ ) из условия:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m$$

где:  $x_{eff} = \xi \cdot d$

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

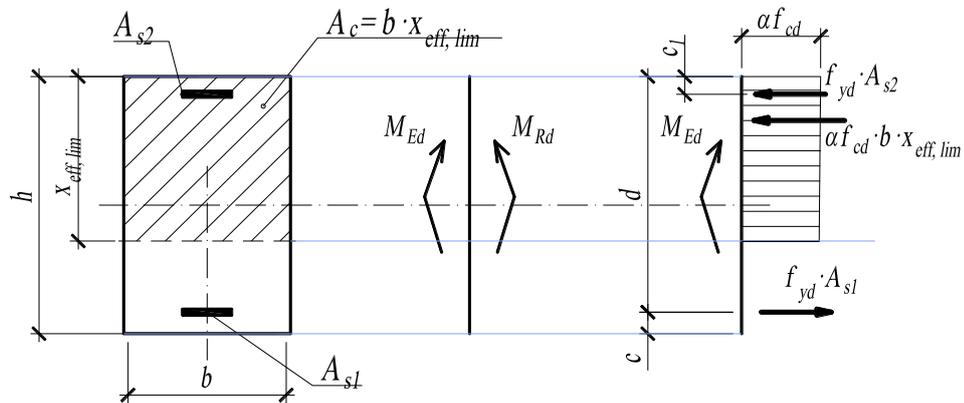
т.е. при  $M_{Rd} = M_{Ed}$  коэффициент  $\alpha_m$  определяется по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{400 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 250 \cdot 550^2} = 0,397$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,397} = 0,546$$

4. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной, поскольку  $\xi = 0,546 > \xi_{lim} = 0,493$ , то условие не выполняется и требуется установка арматуры в сжатую зону бетона.

5. Составляем схему усилий, действующих в расчетном сечении элемента с двойным армированием:



6. Так как  $\xi = 0,546 > \xi_{lim} = 0,493$  – требуется усиление сжатой зоны бетона рабочей арматурой по расчету, принимая значение высоты сжатой зоны в предельном состоянии, равной предельной (т.е.  $x = x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d$ ), откуда из условия прочности при  $\alpha_{lim} = \xi_{lim} (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493(1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371$

7. Определяем площадь поперечного сечения арматуры:

$$A_{S2} = \frac{M_{Sd} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{400 \cdot 10^6 - 0,371 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 250 \cdot 550^2}{435 \cdot (550 - 40)} = 117,2 \text{ мм}^2$$

$$A_{S1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d + A_{S2} \cdot f_{yd}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 13,33 \cdot 250 \cdot 0,493 \cdot 550 + 117,2 \cdot 435}{435} = 2195 \text{ мм}^2$$

По сортаменту арматурной стали принимаем сжатую арматуру 2 Ø 12 S500  $A_{S2}^{факт} = 226 \text{ мм}^2$ , растянутую арматуру 3 Ø 32 S500  $A_{S1}^{факт} = 2413 \text{ мм}^2$ ,

8. Выполняем конструирование и проверку несущей способности (см. пример 1.4).

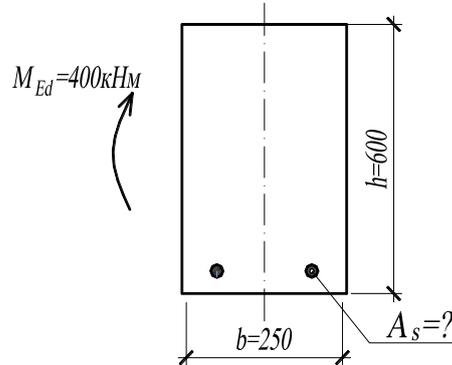
#### Занятие 4.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета изгибаемых элементов прямоугольной сечения с двойным армированием по упрощенной деформационной модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений (в соответствии с НД.6.1.4 [32]). Решение обратной задачи.

## Пример 1.4

### Условие задачи:

Требуется определить несущую способность сечения железобетонной балки прямоугольного сечения размером  $b = 250$  мм и  $h = 600$  мм. Балка выполнена из бетона класса С20/25 и армирована в верхней зоне 2  $\varnothing 12$ , в нижней зоне – 3  $\varnothing 32$  класса S500. Класс среды по условиям эксплуатации ХС4.



### Решение:

1. Определяем расчетные характеристики материалов и сечения:

– расчетный предел прочности бетона:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3$  МПа;

– расчетный предел текучести арматуры:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435$  МПа;

– площадь растянутую арматуры:  $A_{s1} = 2413$  мм<sup>2</sup> (3  $\varnothing 32$ ), сжатой арматуры  $A_{s2} = 226$  мм<sup>2</sup> (2  $\varnothing 12$ );

– полезная высота сечения:  $d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 600 - 45 - \frac{32}{2} = 539$  мм

где: номинальный защитный слой бетона:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ мм}$$

$$\text{где: } c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 32 \text{ мм} \\ c_{min,dur} = 30 \text{ мм} \\ 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 32 \text{ мм, принимаем } c_{min} = 35 \text{ мм}$$

$c_{min,b}$  – минимальная толщина из условия сцепления (приминается не менее диаметра арматурного стержня);

$c_{min,dur}$  – минимальная толщина из условия защиты от окружающей среды (принимается в зависимости от класса среды по условию эксплуатации);

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

– расстояние от центра сжатой арматуры до сжатой кромки бетона:

$$c_1 = c_{nom} + \frac{\varnothing_{s2}}{2} = 45 + \frac{12}{2} = 51 \text{ мм}^2.$$

– граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493$$

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2}\right) = 0,493 \cdot \left(1 - \frac{0,493}{2}\right) = 0,493 \cdot \left(1 - \frac{0,493}{2}\right) = 0,371$$

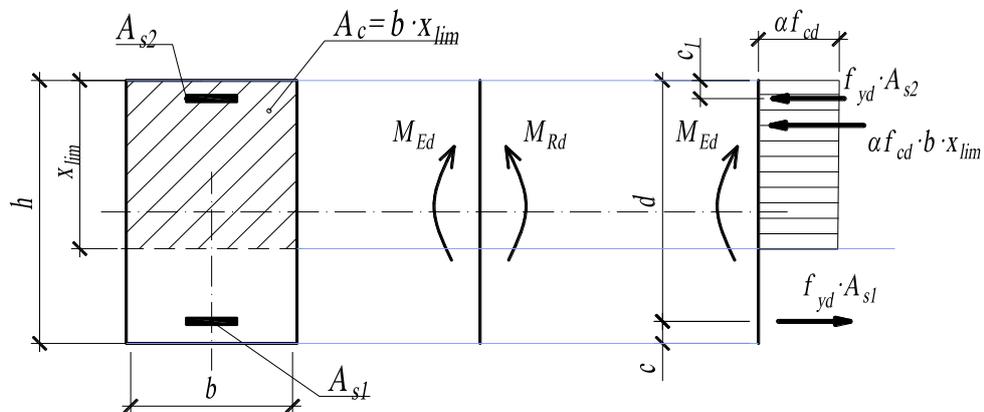
где:  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 0,002175 = 2,175\text{‰}$  – относительная деформация в

арматуре при достижении в ней расчетного предела текучести

$\varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$  (для бетона С20/25) – предельная относительная деформация в бетоне при сжатии.

$\lambda = 0,8$  (при  $f_{ck} < 50\text{ МПа}$ ) – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения,

2. Составляем схему усилий, действующих в расчетном сечении:



Проверку прочности производим из условия  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ .

3. Расчетную высоту сжатой зоны находим из условия:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot x_{eff} \cdot b - f_{yd} \cdot A_{s2} = 0$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 2413 - 435 \cdot 226}{1 \cdot 13,33 \cdot 250} = 285,5 \text{ мм}$$

Относительная высота сжатой зоны:  $\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{285,5}{539} = 0,530$

Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной, поскольку  $\xi = 0,530 > \xi_{lim} = 0,493$ , то в дальнейшем расчете используется

$$x_{eff} = x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,493 \cdot 539 = 266 \text{ мм.}$$

4. Несущую способность сечения находим из условия:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) =$$

$$= 1,0 \cdot 13,33 \cdot 250 \cdot 266 \cdot \left(539 - \frac{266}{2}\right) \cdot 10^{-6} + 435 \cdot 226 \cdot (539 - 51) \cdot 10^{-6} = 407,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

## Занятия 5, 6.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета изгибаемых элементов тавровой формы сечения с одиночным армированием по упрощенной деформационной модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений (в соответствии с НД.6.1.4 [32]). Решение обратной задачи.

### Расчёт изгибаемых элементов таврового сечения

Для решения задач данного типа необходимо обратить внимание на правило назначения эффективной ширины полки  $b_{eff}$  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:

$$N_s \leq N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f'$$

$$\text{где } N_s = f_{yd} \cdot A_{s1}$$

Для таврового (двутаврового) сечения с двойным армированием:

$$N_s \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f' + f_{yd} \cdot A_{s2}$$

Если условие выполняется, это означает, что нейтральная ось располагается в пределах полки и сечение рассчитывают как прямоугольное.

Если условие не выполняется, производят расчет таврового сечения, для которого равнодействующая усилий в сжатом бетоне определяется по формулам:

$$F_{cc} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f'$$

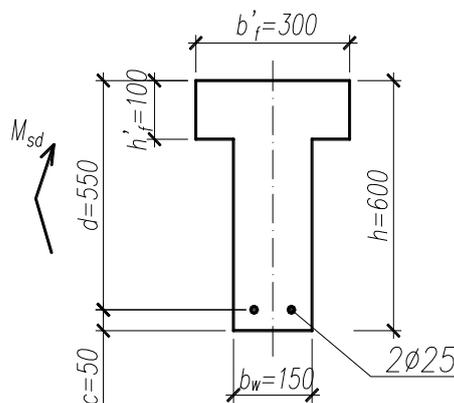
Тогда уравнение моментов относительно центра тяжести площади растянутой арматуры в общем случае можно записать в виде:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1);$$

## Пример 1.5

### Условие задачи:

Требуется проверить несущую способность железобетонной балки таврового сечения размером  $h = 600$  мм,  $b'_f = 300$  мм,  $b_w = 150$  мм,  $h'_f = 100$  мм,  $c = 50$  мм. Балка выполнена из бетона С20/25 и армирована 2  $\varnothing 25$  класса S500. Расчетное значение изгибающего момента в расчетном сечении  $M_{Ed} = 200$  кН·м.



### Решение:

1. Определяем расчетные характеристики материалов и сечения:

– расчетный предел прочности бетона:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3$  МПа;

– расчетный предел текучести арматуры:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435$  МПа;

– площадь поперечного сечения арматуры:  $A_s = 982$  мм<sup>2</sup>;

– полезная высота сечения:  $d = h - c = 600 - 50 = 550$  мм;

– граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493$$

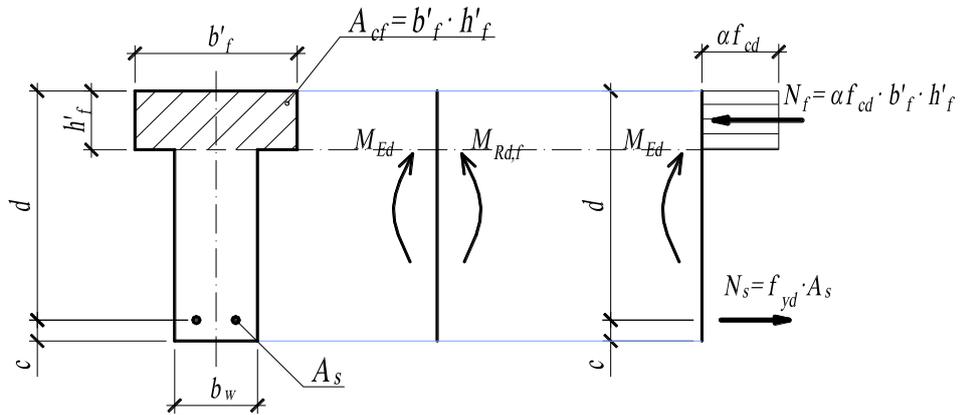
где:  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 0,002175 = 2,175$  ‰ – относительная деформация в

арматуре при достижении в ней расчетного предела текучести

$\varepsilon_{cu3} = 3,5$  ‰ (для бетона С20/25) – предельная относительная деформация в бетоне при сжатии.

$\lambda = 0,8$  (при  $f_{ck} < 50$  МПа) – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения,

2. Определяем положение нейтральной оси, предполагая, что она проходит по границе полки и стенки, т.е. схема усилий, действующих в расчетном сечении примет вид:



продольная сила, воспринимаемая полкой таврового сечения:

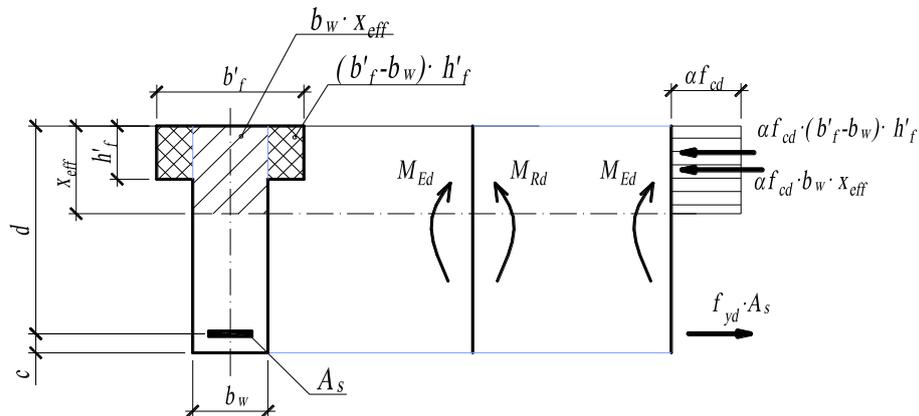
$$N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f = 1.0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 100 \cdot 10^{-3} = 339.9 \text{ кН}$$

продольная сила, воспринимаемая растянутой арматурой:

$$N_s = f_{yd} \cdot A_s = 435 \cdot 982 \cdot 10^{-3} = 427.2 \text{ кН}$$

Так как  $N_f = 339.9 \text{ кН} < N_s = 427.2 \text{ кН}$  – граница сжатой зоны находится в ребре и расчет ведется как для таврового сечения.

3. Составляем схему усилий, действующих в расчетном тавровом сечении:



4. Расчетную высоту сжатой зоны находим из условия:

$$f_{yd} \cdot A_s - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f = 0$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s - \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w} =$$

$$= \frac{435 \cdot 982 - 1 \cdot 13.33 \cdot (300 - 150) \cdot 100}{1 \cdot 13.33 \cdot 150} = 113,6 \text{ мм}$$

$$\text{Относительная высота сжатой зоны: } \xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{113,6}{550} = 0,207$$

Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной, поскольку  $\xi = 0,207 < \xi_{lim} = 0,493$ , то условие выполняется и в дальнейшем расчете используется  $x_{eff} = 113,6 \text{ мм}$ .

5. Несущую способность сечения находим из условия:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) =$$

$$= (1 \cdot 13.33 \cdot 150 \cdot 113,6 \cdot (550 - \frac{113,6}{2}) +$$

$$+ 1 \cdot 13.33 \cdot (300 - 150) \cdot 100 \cdot (550 - \frac{100}{2})) \cdot 10^{-6} = 212,0 \text{ кНм}$$

6. Поскольку  $M_{Rd} = 212,0 \text{ кНм} > M_{Ed} = 200 \text{ кНм}$ , то сопротивление сечения обеспечено.

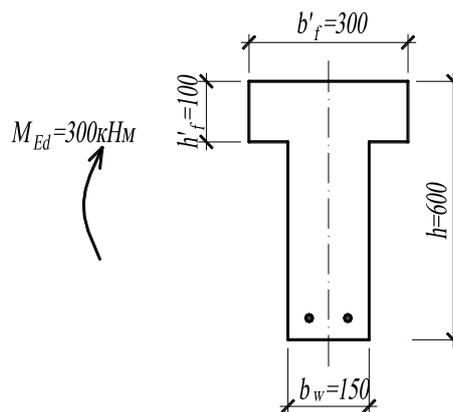
## Занятия 7, 8.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета изгибаемых элементов тавровой формы сечения с одиночным армированием по упрощенной деформационной модели сопротивления сечения, основанной на применении прямоугольной эпюры напряжений (в соответствии с НД.6.1.4 [32]). Решение прямой задачи.

### Пример 1.6

**Условие задачи:**

Требуется подобрать продольную арматуру балки таврового сечения размером  $h = 600 \text{ мм}$ ,  $b'_f = 300 \text{ мм}$ ,  $b_w = 150 \text{ мм}$ ,  $h'_f = 100 \text{ мм}$ . Балка выполнена из бетона С20/25, арматура класса S500, класс среды по условиям эксплуатации ХС4. Расчетное значение изгибающего момента в расчетном сечении  $M_{Ed} = 300 \text{ кН·м}$ .



**Решение:**

1. Определяем расчетные характеристики материалов и сечения:  
 – расчетный предел прочности бетона:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13.3 \text{ МПа}$ ;

– расчетный предел текучести арматуры:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435$  МПа;

– полезная высота сечения:  $d = h - c = 600 - 50 = 550$  мм

где:  $c = 50$  мм – принято ориентировочно, т.к. на данном этапе диаметр арматуры не известен;

– граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493$$

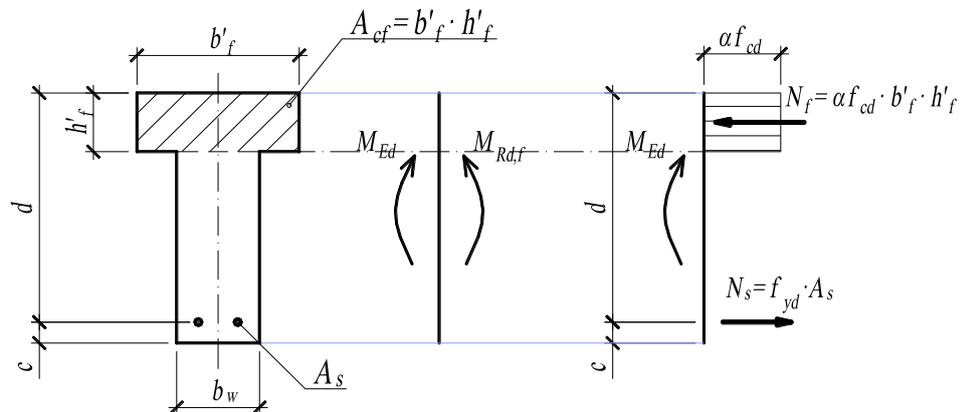
где:  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 0,002175 = 2,175$  ‰ – относительная деформация в

арматуре при достижении в ней расчетного предела текучести

$\varepsilon_{cu3} = 3,5$  ‰ (для бетона С20/25) – предельная относительная деформация в бетоне при сжатии.

$\lambda = 0,8$  (при  $f_{ck} < 50$  МПа) – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения,

2. Определяем положение нейтральной оси, предполагая, что она проходит по границе полки и стенки, т.е. схема усилий, действующих в расчетном сечении примет вид:

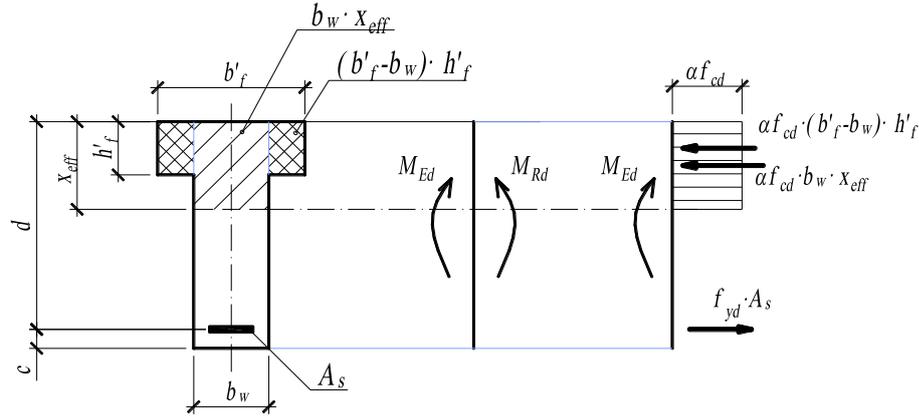


Несущая способность сжатой полки составит:

$$M_{Rd,f} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) = 1,0 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 100 \cdot \left(550 - \frac{100}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 199,95 \text{ кНм}$$

Так как  $M_{Rd,f} = 199,95 \text{ кНм} < M_{Ed} = 300 \text{ кНм}$ , то граница сжатой зоны находится в ребре и расчет ведется как для таврового сечения.

3. Составляем схему усилий, действующих в расчетном сечении:



Подбор площади арматуры производим из условия:

$$A_s \cdot f_{yd} - f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f = 0$$

$$A_s \cdot f_{yd} - f_{cd} \cdot b_w \cdot \xi \cdot d - \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f = 0$$

т.е.

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

3. Для определения относительного плеча внутренней пары сил (коэффициента  $\eta$ ) и относительной высоты сжатой зоны (коэффициента  $\xi$ ) определим относительный момент внутренней пары сил (коэффициент  $\alpha_m$ ) из условия:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) =$$

$$= f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) =$$

$$= f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)$$

где:  $x_{eff} = \xi \cdot d$

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

т.е. при  $M_{Rd} = M_{Ed}$  коэффициент  $\alpha_m$  определяется по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} =$$

$$= \frac{300 \cdot 10^6 - 1 \cdot 13,33 \cdot (300 - 150) \cdot 100 \cdot \left(550 - \frac{100}{2}\right)}{13,33 \cdot 150 \cdot 550^2} = 0,331$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,331} = 0,419$$

$$\eta = 1 - \frac{\xi}{2} = 1 - \frac{0,419}{2} = 0,791$$

4. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной, поскольку  $\xi = 0,419 < \xi_{lim} = 0,493$ , условие выполняется и установка арматуры в сжатую зону не требуется.

5. Определяем площадь поперечного сечения арматуры:

$$A_s = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\omega} \cdot \xi \cdot d - \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_{\omega}) \cdot h'_f}{f_{yd}} =$$
$$= \frac{1 \cdot 13.33 \cdot 150 \cdot 0,419 \cdot 550 - 1 \cdot 13.33 \cdot (300 - 150) \cdot 100}{435} = 599,6 \text{ мм}^2$$

По сортаменту арматурной стали принимаем армирование 2 Ø 20 S500  
 $A_s^{факт} = 628 \text{ мм}^2$ .

## Раздел 3. Расчет предельных состояний эксплуатационной пригодности (II группа ПС). Каменные конструкции.

### Тема 3.1. Трещиностойкость и перемещения элементов железобетонных конструкций

*Трещиностойкость железобетонных конструкций* - способность железобетонной конструкции сопротивляться образованию и раскрытию трещин.

Трещиноватость бетона, или способность к образованию трещин, является характерным его свойством, отличающим его от целого ряда строительных материалов. 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 располагаются хаотично как внутри структуры бетона, так и на поверхности изделия (контракционные трещины). Микротрещины, являющиеся результатом химической усадки и температурных эффектов при твердении оказывают отрицательное влияние на эксплуатационные свойства бетона, приводят к снижению его долговечности. Вместе с тем, 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.

Расчеты ширины раскрытия трещин в соответствии с действующими в Республике Беларусь нормами распространяются на ограничение следующих видов трещин:

- вызванных усилиями от расчетных нагрузок, действующих на конструкцию;
- вызванных ограничением вынужденных деформаций железобетонного элемента (температурных, усадочных – физическая усадка, вызванных осадкой опор и т.д).

В разделе 2 было показано, что образование и раскрытие трещин в железобетонной конструкции имеет место в стадии эксплуатации железобетонного элемента. Поэтому расчеты по образованию и раскрытию трещин относятся к расчетам, гарантирующим не превышение предельных состояний эксплуатационной пригодности, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации конструкции.

В соответствии с положениями расчета железобетонных конструкций по методу предельных состояний проверка ограниченного раскрытия трещин должна производиться из условия:

$$w_k \leq w_{\text{lim}},$$

где  $w_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин;

$w_{lim}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая согласно действующих нормативных документов.

Ограничение значений предельно допустимой ширины раскрытия трещин обусловлено, главным образом, следующими обстоятельствами.

Образование и чрезмерное раскрытие трещин помимо того, что снижает жесткость элемента – приводит к возрастанию прогибов, вызывает неудобства эстетического восприятия, но главное оказывает существенное влияние на долговечность конструкций здания или сооружения. Наличие трещин большой ширины раскрытия создает условия, при которых развивается коррозия стальной арматуры.

Практика показывает, что при относительно равномерной коррозии на значительной поверхности арматуры образуются продукты коррозии, давление которых приводит к растрескиванию и отрыву (скалыванию) защитного слоя бетона. Еще более опасна локальная или питтинговая коррозия, при которой местное уменьшение сечения арматуры происходит более интенсивно и без заметных внешних признаков, что может привести к внезапному разрыву высокопрочных стержней и проволоки. В связи с этим, при проектировании железобетонных конструкций следует исходить из требования обеспечения сохранности арматуры в течение всего срока эксплуатации здания или сооружения (без ремонта, усиления и т.д), то есть по возможности не допускать или максимально ограничить условия, которые могут способствовать развитию коррозионных процессов в арматурной стали.

Трещины, облегчая доступ агрессивных агентов внешней среды к поверхности стальной арматуры, способствуют возникновению и развитию коррозионных процессов. Чаще всего наиболее глубокое поражение арматуры наблюдается в месте пересечения ее трещиной. По мере удаления от трещины степень коррозионного поражения арматуры снижается. Исследования показали, что коррозия стали в аналогичной по степени агрессивности среде в сечении с трещиной в начальной фазе развивается быстрее, чем на открытой поверхности арматуры. С течением времени в узких трещинах при слабой агрессивной среде коррозия арматуры замедляется. В широких трещинах при наличии сильно агрессивной среды это затухание может иметь временный характер из-за возможного разрушения защитного слоя бетона. Опытами установлено, что раскрытие трещин свыше 0,3 мм существенно ускоряет процесс коррозии в агрессивных средах.

### **3.1.1. Сопротивление железобетонного элемента раскрытию нормальных трещин.**

В стадии II напряженно-деформированного состояния железобетонный элемент работает с трещинами (см раздел 2) и теория, используемая для описания напряжений и деформаций, 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  $M_{cr}$ .

Базовые уравнения для расчета усилий трещинообразования и ширины раскрытия трещин можно получить из анализа напряженно-деформированного железобетонного элемента, подвергнутого чистому изгибу (рис. 3.1). Такой элемент моделирует работу как центрально растянутого стержня, так и растянутой зоны внецентренно нагруженной железобетонной конструкции.

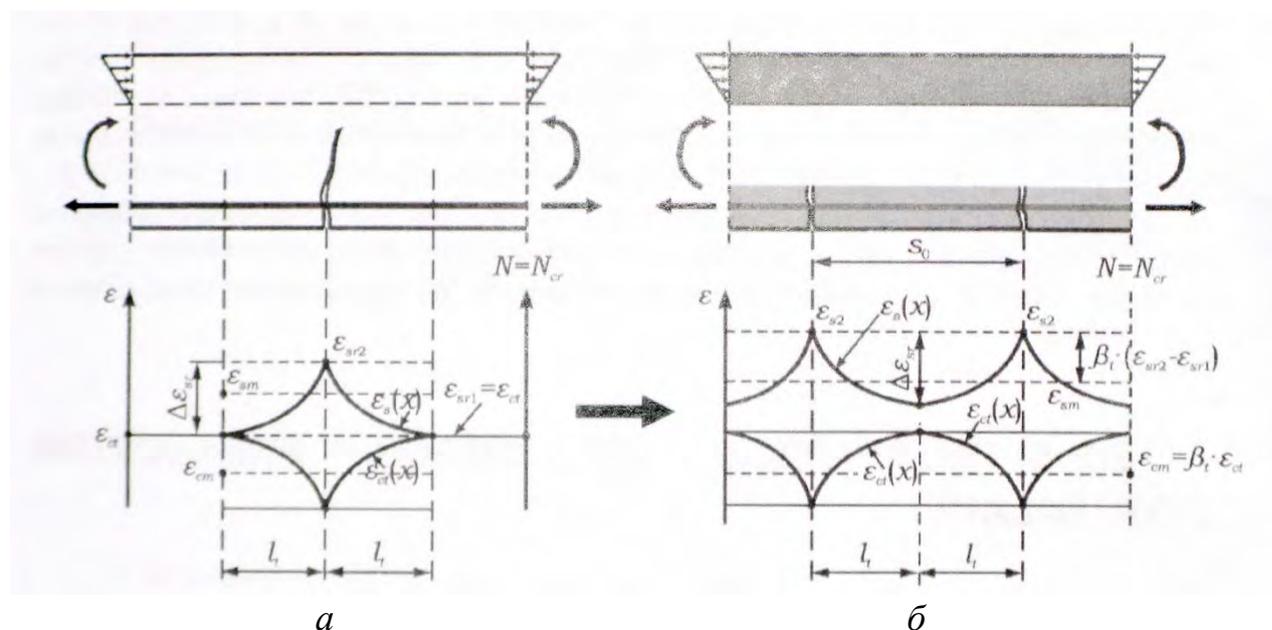


Рис. 3.1. Распределение напряжений в арматуре и бетоне центрально растянутого элемента: а – при  $N=N_{cr}$ ; б – стадия стабилизировавшегося трещинообразования

Если продольное растягивающее усилие  $N$  не превышает усилия  $N_{cr}$ , соответствующего появлению трещин, напряжения и относительные 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  $N_{Ed} = N_{cr}$ , показано на рис. 3.1, а.

Испытания железобетонных элементов, подвергнутых осевому растяжению, показывают, что очередные незначительные приращения усилия вызывают появление новых трещин нормального отрыва. При этом появлении каждой новой трещины соответствует скачкообразный прирост длины элемента. Эта стадия традиционно называется стадией образования и развития (распространения) трещин по длине элемента. В общем случае при продольном усилии  $N_{Ed}$ , незначительно превышающем усилие трещинообразования  $N_{cr}$ , наблюдается стадия «стабилизированного трещинообразования», для которой

распределение трещин по длине элемента практически не изменяется (их количество остается неизменным), а дальнейший прирост осевого усилия вызывает увеличение ширины раскрытия образовавшихся трещин.

В расчетах железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии рассматривают две стадии: стадию I и стадию II при стабилизировавшемся трещинообразовании. В стадии II (рис. 3.1, б) относительные деформации и напряжения в арматуре достигают максимальных значений в сечении с трещиной. При этом в стадии II относительные деформации арматуры не равняются относительным 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:

$$w_m = 2l_t \cdot \int_0^{l_t} [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x)] dx \cong \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm},$$

где  $\varepsilon_s(x)$  – относительные деформации арматуры;  
 $\varepsilon_{ct}(x)$  – относительные деформации растянутого бетона;  
 $\varepsilon_{sm}$  – средние относительные деформации арматуры;  
 $S_{rm}$  – среднее расстояние между трещинами.

### 3.1.2. Расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси элемента.

Для определения среднего расстояния между трещинами  $S_{rm}$  (в мм) в стадии стабилизировавшегося трещинообразования используют, как правило, три базовых модели, расчетные схемы к которым показаны на рис. 3.2:

- а) модель, допускающая проскальзывание арматуры относительно бетона по длине зоны сцепления;
- б) модель, не допускающая проскальзывания арматуры по длине зоны активного сцепления;
- в) комбинированная модель.

Представленные модели не могут быть использованы при полностью строгом выводе зависимостей для определения среднего расстояния между нормальными трещинами.

Для определения минимального расстояния между трещинами в модели, допускающей проскальзывание арматуры в зоне активного сцепления (рис. 3.2, а), используют следующую аргументацию. Длина зоны активного сцепления (передачи напряжений)  $S_{ro}$  в районе первой трещины может быть определена из условий равновесия для участка, заключенного между сечениями I и I1 (см. рис. 3.2). Если армирование элемента представлено одиночным стержнем,

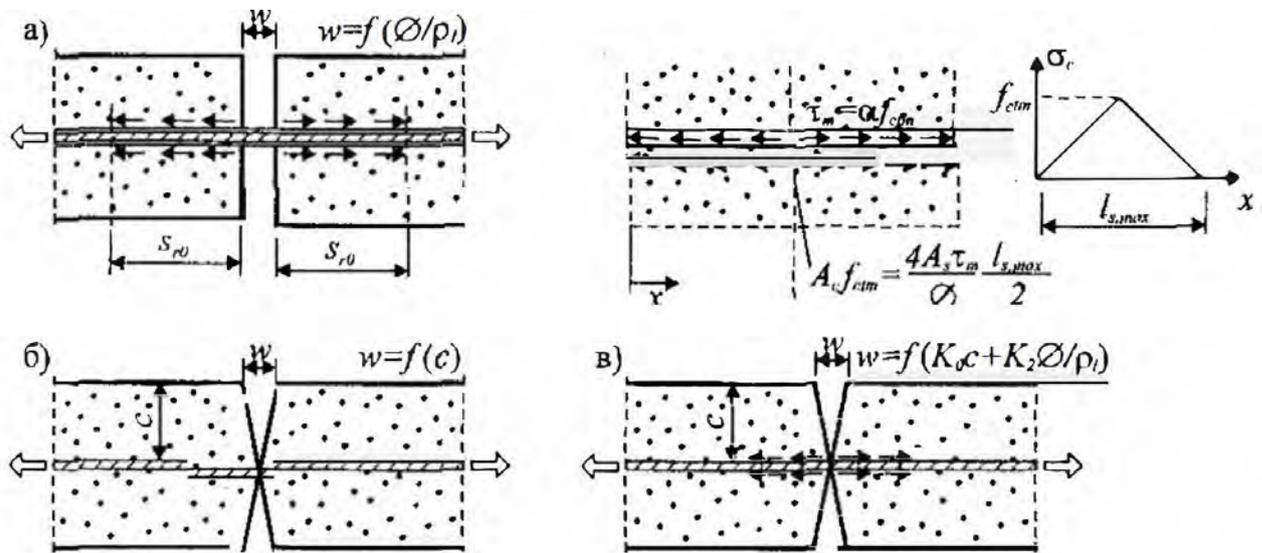


Рис. 3.2. Расчетные модели для определения расстояния между нормальными трещинами: а) модель, допускающая проскальзывание арматуры относительно бетона по длине зоны активного сцепления; б) модель, не допускающая проскальзывания арматуры по длине зоны активного сцепления; в) комбинированная модель.

$$u = \frac{4A_s}{\phi}$$

имеющим диаметр  $\phi$  и площадь  $A_s$ , его периметр, по которому происходит сцепление с бетоном, может быть выражен:

Касательные напряжения  $\tau$ , обусловленные сцеплением арматурного стержня с бетоном, действуют по поверхности стержня и уравновешены нормальными напряжениями в сечении I-I (рис. 3.1):

$$\int_{S_{ro}} \frac{4A_s}{\phi} \tau(x) dx = f_{ctm} \cdot A_c$$

Обозначая через  $\tau_m$  средние касательные напряжения, расстояние  $S_{ro}$  получаем:

$$S_{ro} = 0,25K_1 \cdot \phi / \rho_l,$$

где  $K_1 = f_{ctm} / \tau_m$ ;  $\rho_l = A_s / A_c$ .

Средняя ширина раскрытия трещин зависит от среднего расстояния между трещинами  $S_{rm}$  в стадии стабилизировавшегося трещинообразования. Безусловно, что расстояние  $S_{rm}$  не равно  $S_{ro}$ . При увеличивающейся нагрузке появляются новые трещины, расстояние, между которыми, как следует из механизма, показанного на рис. 3.1, должно находиться в интервале между  $S_{ro}$  и  $2S_{ro}$ . В нормативных документах СНБ 5.03.01 [18] и ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32] длина зоны активного сцепления  $S_{ro}$  и расстояние между трещинами

рассматривают как аналоги, но корректируют с учетом опытных данных путем подбора соответствующих эмпирических коэффициентов. В представленной модели «активного сцепления» арматурный стержень рассматривается как одномерный элемент. Это характерно только для условий осевого растяжения элементов, имеющих равномерное распределение арматуры по всему сечению.

В таких элементах при возрастании коэффициента армирования  $\rho_l$  расстояние между трещинами стремится к нулю. Однако крайние стержни всегда имеют защитный слой, что ведет (рис. 3.3) к тому, что у грани элемента после образования трещины 1 формируется зона релаксации напряжений в бетоне, где напряжения убывают до нуля. Очевидно, что трещина 2 может образоваться только вне этой зоны.



Рис. 3.3. Зона релаксации напряжений в защитном слое бетона (а) и неравномерное распределение напряжений в бетоне (б) при рассредоточенном армировании

Если бы ширина раскрытия трещин и расстояние между трещинами зависели исключительно от условий сцепления арматуры с бетоном, следовало бы ожидать значительной разницы в параметрах трещинообразования элементов, армированных гладкими и рифлеными стержнями. Однако, как показывают опытные данные, столь существенной разницы не наблюдается, хотя элементы, армированные гладкой арматурой имеют, несомненно, большее расстояние между трещинами и большую ширину раскрытия трещин.

В соответствии с расчетной моделью, не допускающей проскальзывания арматурных стержней относительно бетона (рис. 3.2, б), считается, что ширина раскрытия трещины на уровне арматуры равна нулю, а по мере приближения к грани элемента возрастает пропорционально толщине защитного слоя  $s$ . Здесь ширину раскрытия трещины связывают с деформациями бетона на участке между трещинами.

Наиболее полно описывает работу элемента с трещинами комбинированная модель, позволяющая в определенной степени учесть условности как первой, так и второй моделей.

Расстояние между нормальными трещинами в соответствии с положениями, принятыми в комбинированной модели определяется по формуле:

$$S_{rm} = K_0 \cdot c + 0,25K_1 \phi / \rho_l$$

где  $K_0$  – эмпирический коэффициент;  
 $c$  – толщина защитного слоя.

В несколько измененном виде, но не нарушающем физического смысла, последняя зависимость внесена в большинство нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций, включая СНБ 5.03.01 [18] и ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32].

Необходимо подчеркнуть, что последняя формула выведена и является справедливой при условии, что продольная арматура равномерно распределена по сечению элемента. При этом арматурные стержни располагаются на небольших расстояниях (т.н. густоармированные конструкции). В случае неравномерного размещения арматуры по сечению распределение напряжений в бетоне после образования трещины также является неравномерным (рис. 3.3, б). Это явление учитывается в расчете путем замены фактического коэффициента армирования  $\rho_l$  эффективным (или условным) коэффициентом армирования  $\rho_{l,eff}$ , выражающим отношение площади продольной арматуры  $A_s$ , к эффективной площади окружающего растянутого бетона, взаимодействующего с арматурой в процессе деформирования.

С учетом приведенных выше допущений среднее расстояние между нормальными трещинами нормативный документ [18] рекомендует определять принимая наиболее осторожное постоянное значение  $K_0 \cdot c = 50$  мм. Тогда получим:

$$S_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \phi / \rho_{l,eff}, \text{ мм}$$

где  $\phi$  – диаметр стержня (в мм);

$k_1$  – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном  
 – для стержней периодического профиля  $k_1 = 0,8$ ;  
 – для гладких стержней  $k_1 = 1,6$ ;

$k_2$  – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента и принимаемый равным (см. рис. 3.4):

– при изгибе  $k_2 = 0,5$ ;  
 – при осевом растяжении  $k_2 = 1,0$ ;  
 – при внецентренном растяжении

$$\text{если } \varepsilon_1 > \varepsilon_2, \text{ тогда } k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

если  $\varepsilon_2 = 0$ , тогда  $k_2 = 0,5$ ;

$\rho_{l,eff}$  – эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

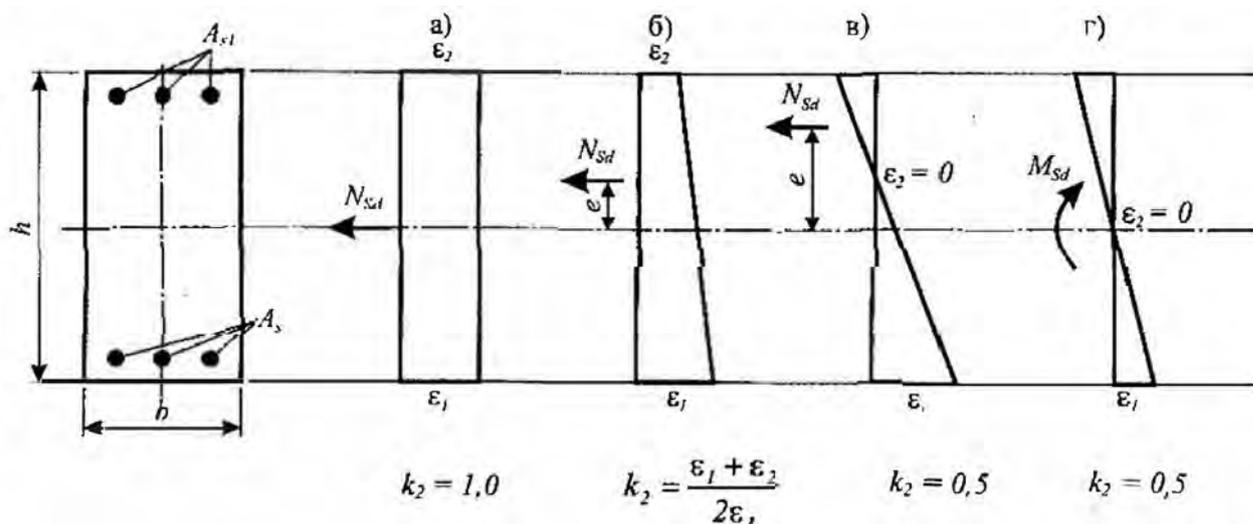


Рис. 3.4. К определению коэффициента  $k_2$

$$\rho_{l,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Здесь  $A_s$  – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения  $A_{c,eff}$ .

$A_{c,eff}$  – эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая в общем случае как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой грани до центра тяжести арматуры. Для плит или предварительно напряженных элементов, где высота растянутой зоны может быть незначительной, высота эффективной зоны принимается не более  $(h - x)/3$ .

В то же время нормы [32] предписывают определять максимальное окончательное расстояние между трещинами по формуле

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\sigma}{\rho_{l,eff}}, \text{ мм}$$

При этом значения коэффициентов  $k_3$  и  $k_4$  составляют 3,4 и 0,425 соответственно.

### 3.1.3. Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

При определении ширины раскрытия трещин расчетные методы, включенные в нормы по проектированию железобетонных конструкций СНБ 5.03.01 [18], ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32] базируются на предпосылках и допущениях, которые можно сформулировать следующим образом:

1) В общем случае ширина раскрытия трещин принимается равной средним деформациям продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на среднее расстояние между трещинами.

2) Среднее 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. При этом разность усилий в арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин. В районе образовавшейся трещины наблюдается релаксация напряжений в бетоне.

3) Деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующей комбинации нагрузок.

4) Деформации растянутой арматуры допускается определять из упругого расчета сечения с трещиной, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

5) Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение деформаций растянутой арматуры в сечении с трещиной допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

С учетом принятых предпосылок расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$w_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

где  $w_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин;

$S_{rm}$  – среднее расстояние между трещинами;

$\varepsilon_{sm}$  – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

$\beta$  – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

Коэффициент  $\beta$  выражает, по существу, отношение максимальной ширины раскрытия трещины (принятой в качестве расчетной)  $w_k$  к ее среднему значению  $w_m$ . Как показывают экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, коэффициент вариации отношения  $w_k/w_m$  изменяется незначительно и практически не зависит от напряжений в растянутой арматуре при их изменении в диапазоне от 150 до 400 МПа. При этом, для восьмидесяти процентов испытанных элементов коэффициент вариации отношения  $w_k/w_m$  составляет от 0,3 до 0,5 при наиболее репрезентативном значении 0,4. Поэтому, принимая уровень надежности 0,95, установлено соотношение между  $w_k$  и  $w_m$  для элементов, подвергнутых действию нагрузки:

$$w_k = w_m(1 + 1,64 \cdot 0,4) = 1,66w_m \approx 1,7w_m = \beta \cdot w_m.$$

В связи с этим нормы по проектированию железобетонных конструкций рекомендуют значение коэффициента  $\beta$ , учитывающего отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, принимать равным:

$\beta=1,7$  – при расчете ширины раскрытия нормальных трещин, образующихся от усилий, вызванных соответствующей комбинацией нагрузок, либо от усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых не превышает 800 мм;

$\beta=1,3$  – при расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от действия усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых (высота, ширина, толщина) составляет 300 мм и менее.

Выполняя расчеты ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных ограничением вынужденных деформаций (например, температурно-усадочных, вызванных осадкой опор и т.д., для промежуточных размеров сечения элемента значения коэффициента  $\beta$  допускается определять по линейной интерполяции.

Значение средних относительных деформаций растянутой арматуры  $\varepsilon_{sm}$  следует определять:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \left[ 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right],$$

где  $\varepsilon_s$  – относительные деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемые в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели при действии изгибающих моментов и продольной силы;

$\sigma_s$  – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией нагрузок;

$\sigma_{sr}$  – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

$\beta$  – коэффициент, учитывающий влияние на среднюю относительную деформацию длительности или повторности нагрузки, и принимаемый равным:

- при однократном кратковременном нагружении –  $\beta = 1,0$ ;
- при постоянных нагрузках или многих циклах повторного нагружения –  $\beta = 0,5$ ;

В последней формуле, вместо отношения  $\sigma_{sr}/\sigma_s$  допускается принимать:

- при осевом растяжении  $N_{cr}/N$ ;
- при изгибе  $M_{cr}/M$ ;

Усилия трещинообразования допускается определять по упрощенным зависимостям как для бетонного сечения по формулам:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c;$$

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_{ci};$$

где  $f_{ctm}$  – средняя прочность бетона на осевое растяжение;  
 $W_c, A_{ct}$  – соответственно момент сопротивления и площадь бетонного сечения.

В соответствии с положениями норм по проектированию железобетонных конструкций [18], [32] ширину раскрытия трещин в изгибаемых элементах прямоугольного сечения, армированных стержнями периодического профиля класса S500, допускается проверять по упрощенной методике из условия, что  $w_k \leq w_{lim}$ , если максимальный диаметр стержней продольной арматуры не превышает максимальное значение диаметра, приведенное в соответствующей таблице нормативного документа, т.е.:

$$\sigma \leq \sigma_{lim}.$$

Если же проектируемый элемент не удовлетворяет условиям таблицы норм, либо если максимальный диаметр растянутой арматуры превышает значения, приведенные в такой таблице, необходимо провести расчетную проверку ширины раскрытия трещин.

#### **3.1.4. Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин**

Проверку ширины раскрытия трещин в соответствии с методами, изложенными выше, выполняют в т.н. критических сечениях, в которых действуют максимальные растягивающие усилия, вызванные действием нагрузок или, по определению норм [18], [32], «прямыми воздействиями». Ограничение ширины раскрытия трещин в других сечениях, а именно в тех частях конструкции, в которых растягивающие усилия являются результатом «непрямых» или «косвенных» воздействий, обеспечивается установкой минимального количества продольного армирования.

В качестве «непрямых» или «косвенных» воздействий рассматривают усилия, возникающие при ограничении вынужденных деформаций элементов конструкции: при усадке бетона, изменении температуры (в частности и изменения температуры бетона, вызванные твердением портландцементного вяжущего), неравномерной осадкой опор и т.д. В элементах, не имеющих свободы перемещений, вынужденные деформации приводят к самоуравновешенным внутренним усилиям.

Требования, касающиеся установки минимального количества армирования, следует применять прежде всего при проектировании тех сечений, в которых установка расчетного армирования, воспринимающего усилия от «прямых» воздействий не требуется.

Для определения требуемого количества арматуры, воспринимающей усилия от вынужденных деформаций, следовало бы решить сложную, зависящую от фактора времени, задачу, учитывающую распределение температурно-усадочных деформаций, и рассчитать внутренние усилия, возникающие в материале, свойства которого также изменяется во времени.

Эта проблема является предметом многих научных работ, результаты которых следует использовать в случае расчета очень ответственных конструкций.

Нормы по расчету железобетонных конструкций [18], [32]. предлагают упрощенный подход к решению этой сложной проблемы. Минимальное количество арматуры, необходимое для восприятия реактивных усилий, вызванных вынужденными деформациями, определяют по формуле:

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} A_{ct}.$$

В данной формуле  $A_{ct}$  обозначает площадь сечения арматурной стали растянутой зоны непосредственно перед появлением трещин. При этом высота растянутой зоны рассчитывается для элемента без трещин, работающего в стадии I напряженно-деформированного состояния (т.е. в упругой стадии).

Безразмерный коэффициент  $k_c$  подбирают таким образом, чтобы произведение  $k \cdot f_{ct,eff}$ , выражающее напряжения в бетоне, умноженное на площадь растянутого бетона  $k_c \cdot A_{ct}$ , равнялся бы усилию в растянутой арматуре непосредственно после образования трещины. Напряжения  $f_{ct,eff}$  называемые эффективной прочностью бетона при растяжении, соответствуют прочности, которую имеет бетон к моменту времени, когда ожидается появление трещины от действия реактивных усилий. Коэффициент  $k$  введен для учета влияния самоуравновешенных нелинейно распределенных напряжений, появляющихся в результате неравномерного развития усадочных деформаций и нелинейного распределения температур по сечению конструкции.

Для случая чистого растяжения коэффициент  $k_c$  может быть принят равным  $k_c \approx 1,0$ . Для изгиба или изгиба совместно с продольными силами, коэффициент  $k_c$  необходимо определять согласно п. 7.3.2 [32].

### 3.1.5. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин.

Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образующиеся трещины наклонены под углом к продольной оси элемента (направлению продольного армирования), и угол наклона  $\theta > 15^\circ$ , среднее расстояние между наклонными трещинами  $S_{m\theta}$  следует определять по формуле

$$S_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{mx}} + \frac{\cos \theta}{S_{my}}},$$

где  $S_{mx}$  – среднее расстояние между трещинами в направлении, параллельном продольной оси;  $S_{my}$  – среднее расстояние между трещинами в направлении, перпендикулярном продольной оси элемента;  $\theta$  – угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных

сжимающих напряжений. Значение угла  $\theta$  принимается из расчета сопротивления наклонных сечений.

Средние расстояния  $S_{mx}$  и  $S_{my}$  (см. рис. 3.5) определяют по формулам:

$$S_{mx} = 2 \left( C_x + \frac{s_x}{10} \right) + 0,25 K_1 \frac{d_x}{\rho_{lx}},$$

$$S_{my} = 2 \left( C_y + \frac{s_y}{10} \right) + 0,25 K_1 \frac{d_{sw}}{\rho_{sw}},$$

где  $d_x$  и  $d_{sw}$  – соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;  $C_x$  и  $C_y$  – расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры (рис. 3.5) от ц.т. сечения.

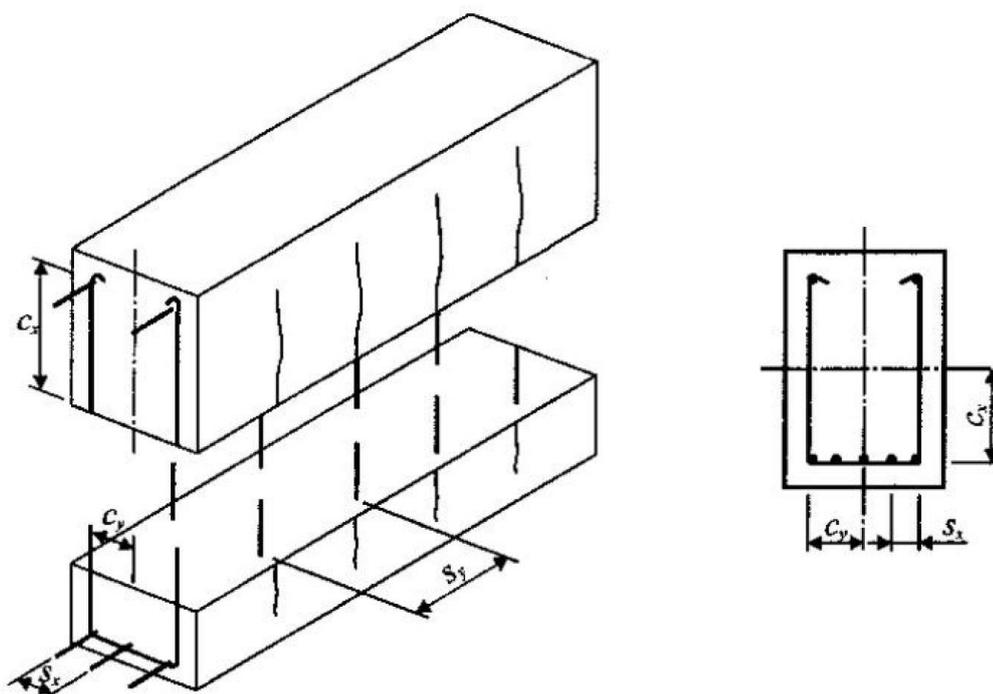


Рисунок 3.5. К определению расчетных параметров при вычислении расстояния между наклонными трещинами

Нормы по проектированию железобетонных конструкций [18] допускают, кроме того, упрощенный расчет исходя из ограничения чрезмерного раскрытия наклонных трещин. В соответствии с принятым подходом устанавливают максимальный шаг поперечных стержней, при котором для заданных усилий и коэффициента поперечного армирования не будут превышены требования по ограничению ширины раскрытия наклонных трещин. Максимальный шаг поперечных стержней принимают в зависимости от величины приведенных напряжений в поперечной арматуре (хомутах):

$$\sigma_{sw,red} = \frac{V_{Ed} - 3V_{Rd,ct}}{\rho_{sw} \cdot b_w \cdot d},$$

Здесь  $V_{Rd,ct}$  – поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования;  $\rho_{sw}$  – коэффициент поперечного армирования;  $b_w$ ,  $d$  – минимальная ширина и рабочая высота сечения.

### 3.1.6. Расчет железобетонных конструкций по деформациям

В соответствии с требованиями расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности проверку по деформациям следует производить из условия:

$$a_k \leq a_{lim},$$

где  $a_k$  – расчетный прогиб железобетонной конструкции от действия соответствующей комбинации внешней нагрузки, мм;

$a_{lim}$  – предельно допустимый прогиб, установленный нормативными документами.

Ограничение прогибов железобетонных конструкций связано с необходимостью обеспечения условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений, в которых эти конструкции использованы. Предельно допустимые прогибы установлены нормами исходя из следующих требований:

а) технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов и т.д.);

б) конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов конструкций и их стыков, обеспечение заданных уклонов);

в) физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях);

г) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций, предотвращение ощущения опасности).

При этом каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

#### *Расчетные модели, применяемые для определения прогибов.*

Точные методы определения прогибов железобетонных конструкций требуют учета в расчетах многих параметров, влияющих на деформации и напряжения в бетоне и арматуре, что в конечном итоге влияет на величину кривизны элемента при нагружении. Эти параметры зависят не только от уровня нагружения и свойств материалов, наличия или отсутствия трещин, но и от длительности действия нагрузки и способа ее приложения.

В соответствии с положениями линейной теории упругости кривизна элемента, претерпевающего деформирование под действием изгибающего момента  $M_{Ek}$ , может быть определена:

$$\varphi_{uc} = \left( \frac{1}{r} \right)_{uc} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} \cdot I_{uc}}$$

где  $r$  – радиус кривизны деформированного элемента;  
 $E_{c,eff}$  – эффективный модуль упругости бетона;  
 $I_{uc}$  – момент инерции сечения без трещин.

В результате образования трещин в сечении железобетонного элемента происходит перераспределение напряжений в растянутой арматуре, что приводит к возрастанию кривизны, изменению жесткости элемента на участке между трещинами.

Действие перечисленных факторов до настоящего времени не описано однозначно в какой бы то ни было единой методике определения прогибов элементов с трещинами. В связи с этим существует ряд расчетных моделей, используемых для определения прогибов (рис. 3.6),

На рис. 3.6, а представлена наиболее простая линейная зависимость между изгибающим моментом и кривизной. Эта модель применима при расчете сечений железобетонных элементов, работающих без трещин (в стадии I напряженно-деформированного состояния) при действии кратковременной (прямая 1) и длительно-действующей нагрузки (прямая 2).

Двухфазовая расчетная модель (рис. 3.6, б), базирующаяся на работах проф. В.И. Мурашева [10, 11], позволяет рассчитывать прогибы железобетонных элементов, работающих с трещинами. Зависимость между изгибающим моментом и кривизной представлена ломаной линией, состоящей из линейного участка (линия 1 в стадии I напряженно-деформированного состояния) и ломаной 3 (после образования трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния). Ломаная 3 (рис. 3.6, б) смещена влево по отношению к прямой 2, представляющей изменение кривизны элемента для сечения с трещиной в стадии II напряженно-деформированного состояния.

Мерой смещения ломаной 3 по отношению к прямой 2 является коэффициент  $\zeta$ , выражающий эффект совместной работы арматуры и бетона на участке между трещинами.

Другую концепцию (рис. 3.6, в) представляет экспериментально-теоретическая модель, в которой принята континуальная зависимость между изгибающим моментом и кривизной вплоть до достижения предельного момента  $M_u$ .

В общем случае, эффективную изгибную жесткость элемента, работающего с трещинами,  $(E_c \cdot I_c)_{eff}$  и связывающую действующий изгибающий момент и кривизну элемента, следует определять по упрощенной зависимости согласно [32]:

$$(E_c \cdot I_c)_{eff} = \frac{(E_c \cdot I_c)_I \cdot (E_c \cdot I_c)_{II}}{\zeta \cdot (E_c \cdot I_c)_I + (1 - \zeta) \cdot (E_c \cdot I_c)_{II}}$$

где  $(E_c \cdot I_c)_I$  – изгибная жесткость элемента, работающего в первой стадии напряженно-деформированного состояния (без трещин);

$(E_c \cdot I_c)_{II}$  – изгибная жесткость элемента, работающего во второй стадии напряженно-деформированного состояния (стадия стабилизировавшегося образования трещин);

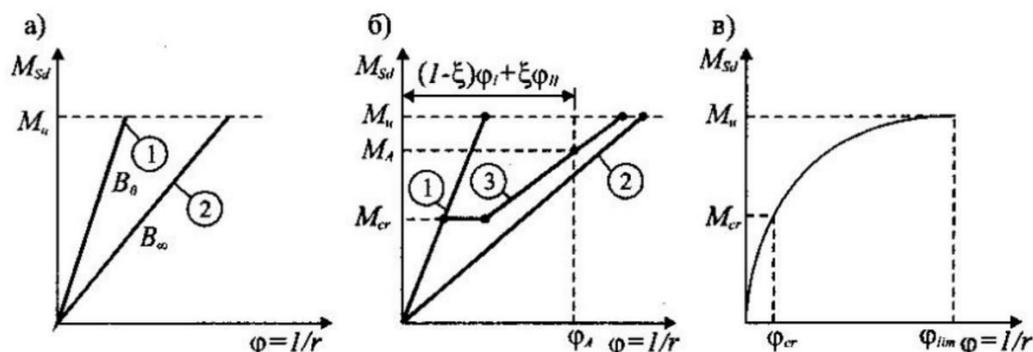


Рис. 3.6. Некоторые из расчетных моделей, применяемых для определения прогибов: а) – линейно-упругая модель; б) – двухфазовая модель проф. В.И. Мурашева [10, 11]; в) – нелинейная модель.

$\zeta$  – коэффициент, характеризующий влияние эффекта ужесточения при растяжении (TSE). Коэффициент  $\zeta$  определяется по формуле:

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

*Случаи, когда вычисления прогибов могут быть опущены*

В общем случае нет необходимости точно рассчитывать прогиб, поскольку могут быть сформулированы простые правила, например, пределы отношения пролета к высоте, которые позволяют избегать проблемы прогибов в обычных условиях. Более строгая проверка необходима для элементов, которые находятся вне таких пределов, или если применяются пределы для ограничения прогиба, отличные от тех, которые лежат в основе упрощенных методов.

Если железобетонные балки и плиты зданий имеют размеры, удовлетворяющие предельным значениям отношения пролета к высоте, приведенным в разделе 7 [32], их прогибы могут быть рассмотрены как находящиеся в пределах, указанных в 7.4.1 (4) и 7.4.1 (5) [32]. Допустимое предельное отношение пролета к высоте определяют по формулам (7.16а) и (7.16б) [32], умножая на корректирующий коэффициент, который учитывает вид используемой арматуры и другие переменные. В данные формулы нельзя включать значения строительного подъема:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0;$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho > \rho_0;$$

где  $l/d$  – предельное значение отношения расчетного пролета к полезной высоте;

$K$  – коэффициент, учитывающий различные статические системы;

$\rho_0$  – рекомендуемый коэффициент армирования;  $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ ;

$\rho$  – требуемый коэффициент растянутой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (на опоре для консоли);

$\rho'$  – требуемый коэффициент сжатой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (на опоре для консоли);

$f_{ck}$  – в МПа.

Приведенные выше формулы были выведены при условии, что напряжение в стали при соответствующей расчетной нагрузке в предельном состоянии эксплуатационной пригодности в сечении с трещиной в середине пролета балки или плиты или на опоре консоли составляет 310 МПа (это соответствует примерно  $f_{yk} = 500$  МПа). Если используются другие уровни напряжений, то значения, определенные по вышеприведенным формулам, необходимо умножить на  $310/\sigma_s$ . В общем случае с запасом можно принять:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{ck} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}},$$

где  $\sigma_s$  — растягивающее напряжение в стали в середине пролета (на опоре консоли) при расчетных значениях для предельного состояния эксплуатационной пригодности;

$A_{s,prov}$  – площадь сечения арматуры, установленная в данном сечении;

$A_{s,req}$  – требуемая площадь сечения арматуры в данном сечении для предельного состояния несущей способности.

## Тема 3.2. Каменные конструкции

### 3.2.1. Термины и определения

*Каменная кладка*

**Каменная кладка** – конструкция из кладочных изделий, уложенных в определенном порядке с применением кладочного раствора.

**Неармированная каменная кладка** – каменная кладка без армирования или с содержанием арматуры менее, чем установлено требованиями по проектированию конструкций из армированной каменной кладки.

**Армированная каменная кладка** – каменная кладка, в которой стержни или сетки заделываются в раствор или бетон для обеспечения совместной работы всех материалов конструкции при различных видах воздействий.

**Перевязка каменной кладки** – расположение кладочных изделий в регулярной последовательности по определенным правилам с целью обеспечения их совместной работы.

### ***Прочность каменной кладки***

**Характеристическое значение прочности** – значение прочности каменной кладки, вероятность недостижения которого составляет 5 % при неограниченном количестве испытаний.

*Примечание.* Данное значение соответствует 5 %-му квантилю принятого статистического распределения серии испытаний определенного показателя материала или изделия. В отдельных случаях в качестве характеристического значения прочности применяют номинальное.

**Прочность при сжатии каменной кладки** – прочность каменной кладки при центральном сжатии, установленная без учета эффектов ограничения деформаций в плоскости плиты, через которую передается нагрузка на образец каменной кладки при испытаниях, а также без учета гибкости образца и эксцентриситета приложения нагрузки.

**Прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки** – прочность каменной кладки при действии усилий среза (сдвига).

**Прочность на растяжение при изгибе каменной кладки** – прочность каменной кладки на растяжение при чистом изгибе (действии изгибающего момента).

**Прочность сцепления арматуры с бетоном** – прочность сцепления на единицу площади поверхности контакта между арматурой и бетоном или раствором при растягивающих или сжимающих воздействиях на арматуру.

**Прочность сцепления каменной кладки (адгезия)** – прочность каменной кладки при действии усилий растяжения или среза (сдвига) в плоскости контакта кладочного раствора и поверхности кладочного изделия.

### ***Кладочные изделия***

**Кладочное изделие (изделие для каменной кладки)** – предварительно сформованное изделие, предназначенное для применения в каменной кладке.

**Группы кладочных изделий (1, 2)** – обозначение групп кладочных изделий по процентной доле и положению пустот в кладочном изделии после укладки.

**Опорная поверхность** – верхняя и нижняя поверхности кладочного изделия после его укладки в проектное положение.

**Желоб** – углубление, сформованное на одной или обеих опорных поверхностях кладочного изделия.

**Пустота** – сквозное или несквозное полое пространство, сформованное в кладочном изделии.

**Отверстие для захвата** – полое пространство, сформованное в кладочном изделии для его захвата и подъема одной или обеими руками или с помощью приспособления.

**Перегородка кладочного изделия (перегородка)** – сплошная стенка из материала кладочного изделия, расположенная между его пустотами.

**Наружная стенка кладочного изделия (наружная стенка)** – разделительная стенка из материала кладочного изделия между пустотами и его внешней поверхностью.

**Общая площадь (брутто)** – площадь поперечного сечения кладочного изделия без вычета площади пустот и выступающих частей.

**Прочность при сжатии кладочных изделий** – средняя прочность при сжатии установленного количества кладочных изделий.

**Приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочных изделий** – значение прочности при сжатии кладочного изделия, пересчитанное на прочность при сжатии эквивалентного кладочного изделия шириной 100 мм и высотой 100 мм в воздушно-сухом состоянии.

#### *Раствор*

**Кладочный раствор** – строительный раствор, получаемый из смеси одно- или многокомпонентного неорганического вяжущего, заполнителей, воды и, при необходимости, добавок и/или наполнителей, предназначенный для выполнения горизонтальных, стыковых и продольных швов, а также для затирки и расшивки швов каменной кладки.

**Стандартный кладочный раствор** – кладочный раствор без специальных свойств.

**Тонкослойный кладочный раствор** – кладочный раствор заданного качества, крупность зерен которого не превышает 2 мм.

**Легкий кладочный раствор** – кладочный раствор заданного качества, плотность которого после затвердевания и в сухом состоянии не превышает 1300 кг/м<sup>3</sup> согласно СТБ EN 998-2.

**Кладочный раствор заданного качества** – кладочный раствор, состав и технология изготовления которого способствуют определению его конкретных свойств по заданному качеству.

**Кладочный раствор заданного состава** – кладочный раствор, приготовленный согласно заданному соотношению исходных компонентов, которое определяет его свойства (по заданному составу).

**Кладочный раствор заводского изготовления** – кладочный раствор, для приготовления которого дозирование и смешивание исходных компонентов производят в заводских условиях.

*Примечание.* В заводских условиях может быть приготовлен «сухой раствор», для применения которого требуется добавление воды, или «мокрый раствор», поставляемый в готовом для применения виде.

**Предварительно дозированный в заводских условиях кладочный раствор** – кладочный раствор, дозирование исходных компонентов для которого осуществляют в заводских условиях, с дальнейшей поставкой на строительную площадку, где их смешивают согласно инструкции в соответствии с требованиями и условиями изготовителя.

**Предварительно смешанный известково-песчаный кладочный раствор** – кладочный раствор, дозирование и смешивание исходных компонентов

для которого осуществляют в заводских условиях, с дальнейшей поставкой на строительную площадку, где добавляют другие необходимые компоненты, указанные или предоставленные изготовителем.

**Стройплощадочный кладочный раствор** – кладочный раствор, дозирование и смешивание исходных компонентов для которого осуществляют непосредственно на строительной площадке.

**Прочность при сжатии кладочного раствора (марка кладочного раствора по прочности при сжатии)** – средняя прочность при сжатии установленного количества образцов раствора в возрасте 28 сут.

*Бетон заполнения*

**Бетон заполнения** – бетонная смесь, применяемая для заполнения пустот в каменной кладке.

*Армирование*

**Стальная арматура** – изделия из арматурной стали, предназначенные для восприятия растягивающих и сжимающих усилий в конструкциях из каменной кладки.

**Арматурная сетка (арматурное изделие) для армирования горизонтальных швов** – арматурное изделие, изготовленное посредством сваривания или переплетения арматурных проволок между собой либо просечкой и вытяжкой полосы с образованием рядов параллельных прорезей, укладываемое в горизонтальные растворные швы каменной кладки.

*Вспомогательные изделия*

**Гидроизоляционный слой** – защитный слой из гидроизоляционного материала, кладочных изделий или других материалов, препятствующий проникновению влаги в каменную кладку.

**Анкерная связь каменной кладки** – вспомогательное изделие для каменной кладки (стальной стержень, арматурное изделие, изделие из полимерных материалов), предназначенное для соединения слоев двухслойной каменной кладки или одного слоя (в том числе облицовочного) с несущей стеной или каркасом.

**Крепежная полоса** – вспомогательное изделие для каменной кладки, предназначенное для скрепления строительных конструкций, например междуэтажных перекрытий или крыши, с каменной кладкой стен и воспринимающее усилия растяжения.

**Составная перемычка** – перемычка, состоящая из элемента заводского изготовления, дополняемого на строительной площадке конструктивным элементом каменной кладки с последующей совместной работой обоих конструктивных элементов.

*Растворные швы*

**Горизонтальный шов** – растворный шов между опорными поверхностями кладочных изделий.

**Вертикальный шов** – растворный шов, перпендикулярный горизонтальному шву и поверхности стены.

**Продольный шов** – растворный шов, расположенный в пределах стены вертикально и параллельно поверхности стены.

**Тонкослойный шов** – шов, выполненный с применением тонкослойного кладочного раствора.

**Затирка швов** – обработка поверхности растворного шва в процессе выполнения каменной кладки.

**Расшивка швов** – последующее заполнение и поверхностная обработка открытых швов.

#### *Виды стен*

**Несущая стена** – стена, воспринимающая нагрузки от собственного веса, а также другие постоянные и переменные нагрузки.

**Однослойная стена** – стена без промежуточного пространства или сквозного вертикального шва в ее плоскости.

**Двухслойная стена с воздушным зазором, с полным или частичным заполнением ненесущими теплоизоляционными материалами (двухслойная стена с воздушным зазором)** – стена, состоящая из двух параллельных однослойных стен, соединенных анкерными связями, установленными в растворных швах каменной кладки.

*Примечание.* Промежуточное пространство между стенами допускается не заполнять (двухслойная стена с воздушным зазором) или заполнять ненесущим теплоизоляционным материалом (двухслойная стена с теплоизоляционным вкладышем), или частично заполнять (двухслойная стена, выполненная колодцевой кладкой, с воздушным зазором и теплоизоляцией).

**Двухслойная стена без воздушного зазора** – стена, состоящая из двух параллельных слоев с вертикальным швом, соединенных анкерными связями, обеспечивающими совместную работу слоев под нагрузкой.

**Двухслойная стена с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором** – стена, состоящая из двух параллельных слоев с промежуточным пространством, заполненным бетонной смесью или раствором, соединенных анкерными связями или арматурными сетками в горизонтальных швах, обеспечивающими совместную работу слоев под нагрузкой.

**Однослойная стена с облицовочным (декоративным) слоем** – кладка из облицовочных изделий, уложенных в перевязке с кладкой внутреннего слоя стены таким образом, чтобы обеспечивалась совместная работа слоев под нагрузкой.

**Двухслойная стена с облицовочным (декоративным) слоем** – двухслойная стена со слоем кладки из облицовочных изделий с креплением облицовочного слоя к несущему слою стены на гибких связях; при этом нагрузки, действующие на несущий слой стены, на облицовочный слой не передаются.

**Стена с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов** – стена, в которой кладочные изделия укладывают не менее чем на две полосы кладочного раствора, при этом крайние полосы кладочного раствора наносят по внешним краям опорных поверхностей кладочных изделий.

**Стена, работающая на срез (сдвиг)** – стена, воспринимающая поперечные усилия, действующие в ее плоскости.

**Диафрагма жесткости** – стена или контрфорс, расположенные под прямым углом к другой стене и служащие для нее опорой при восприятии поперечных усилий или повышающие устойчивость при продольном изгибе.

**Несущая стена** – стена, воспринимающая нагрузки от собственного веса и горизонтальные нагрузки согласно ТКП EN 1991-1-1 [30], удаление или смещение которой не окажет влияния на жесткость и устойчивость здания.

*Другие термины*

**Борозда** – открытый канал в каменной кладке.

**Выемка** – углубление на поверхности стены.

**Раствор для заливки швов** – литевая смесь из цемента, песка и воды для заполнения небольших отверстий или промежутков.

**Деформационный шов** – шов, допускающий свободные горизонтальные и вертикальные перемещения в плоскости кладки.

**Установочная длина** – длина, устанавливаемая производителем элемента заводского изготовления, требуемая для анкеровки арматурных стержней согласно СТБ EN 845-2.

### 3.2.2. Материалы для каменных и армокаменных конструкций

Для сооружения каменных конструкций применяют различные виды природных и искусственных кладочных изделий (камней), а также строительные растворы. Армокаменные конструкции содержат в себе еще и стальную арматуру.

К природным кладочным изделиям (камням) тяжелых пород относятся известняки, песчаники, граниты. Их используют для устройства фундаментов и облицовки. К природным камням легких пород относятся известняк-ракушечник, туф.

В настоящее время в строительстве широко применяют искусственные кладочные изделия (камни). К ним относятся: кирпич различных видов (глиняный обыкновенный полнотелый, пустотелый, силикатный и др.), камни керамические пустотелые, камни из тяжелого и легкого бетона (сплошные и пустотелые). Глиняный обыкновенный полнотелый кирпич применяют для кладки стен зданий и емкостных сооружений, столбов, колодцев, каналов и т. д. Следует отметить, что этот кирпич имеет сравнительно большую теплопроводность, поэтому толщина наружных стен при сплошной кладке определяется в большинстве случаев теплотехническими требованиями и получается весьма значительной. Несущая способность таких стен намного превышает требуемую, и кирпич как конструктивный материал используется не полностью. Стремление к более рациональному использованию материала привело к созданию облегченной и многослойной кладки стен зданий, а также к применению других более эффективных видов кирпича. Керамические и бетонные камни используют при возведении стен, перегородок, перекрытий, а бетонные камни, кроме того, – для кладки фундаментов и столбов.

Каменные материалы, применяемые для кладки, должны обладать необходимой прочностью, морозо- и водостойкостью.

Основной характеристикой каменных материалов и бетонов является их прочность, определяемая классами. Класс камня устанавливается по значению временного сопротивления (предел прочности) сжатию в МПа, а для кирпича также и по прочности на растяжение при изгибе. Класс бетона по прочности представляет собой предельное сопротивление на сжатие образца в МПа с обеспеченностью 0,95. Размеры и форму испытываемых для установления класса прочности материалов, а также методику их испытания устанавливают государственные стандарты. Если камни имеют различное строение в разных направлениях, то класс обозначает временное сопротивление в том направлении, в котором камень работает в кладке. Временное сопротивление пустотелых камней подсчитывается по площади брутто.

Морозостойкость камней, также как и бетонов, в значительной степени определяет их долговечность. Она характеризуется марками, обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое камни выдерживают без видимых повреждений и снижения прочности. По морозостойкости имеются следующие марки камней и бетонов: F 10, 15, 25, 35, 60, 100, 150, 200 и 300.

Наружные стены целесообразно возводить из пустотелых керамических и бетонных камней и кирпича, облегченной кирпичной кладки с плитным утеплителем или засыпкой из пористых заполнителей, сплошных камней и блоков из бетона на пористых заполнителях или из поризованных и ячеистых бетонов. Применение сплошной кладки из полнотелого глиняного или силикатного кирпича для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом допускается только при необходимости обеспечения их прочности, то есть при большой этажности.

Применение силикатных кирпича, камней и блоков, камней и блоков из ячеистых бетонов, пустотелого кирпича и керамических камней, глиняного кирпича полусухого прессования для наружных стен помещений с влажным режимом допускается при условии нанесения на их внутренние поверхности пароизоляционного покрытия, а для стен помещений с мокрым режимом, а также для наружных стен подвалов и цоколей, не допускается.

#### *Требования к кладочным изделиям*

Систематизация кладочных изделий выполняется:

- по виду материала;
- по геометрическим параметрам (разделение на группы);
- по способу установления прочности при сжатии (категории I или II).

**По виду материала, из которого выполнены кладочные элементы, они подразделяются на:**

- керамические, в соответствии с требованиями соответствующих стандартов;
- силикатные, в соответствии с требованиями стандартов;
- из бетона на плотных и пористых заполнителях, в соответствии с требованиями стандартов;

- из автоклавного ячеистого бетона, в соответствии с требованиями стандартов;
- из плотного бетона в соответствии с требованиями стандартов;
- из естественного (природного) камня в соответствии с требованиями стандарта.

Например, производят такие виды керамических кладочных изделий в соответствии с СТБ EN и отечественным стандартом:

- кирпич LD: керамический кирпич с низкой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке (рис. 3.7);
- кирпич HD: керамический кирпич, применяемый в незащищенной каменной кладке, а также керамический кирпич с высокой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке (рис. 3.8).

Виды кирпича и камня, изготавливаемого в соответствии с требованиями отечественного стандарта представлены на рис. 3.9–3.13.

**По геометрическим параметрам кладочные элементы делятся на две группы.**

Критериями деления кладочных элементов на группы являются такие геометрические параметры, как:

- общий объем пустот к объему камня или блока;
- объем отдельной пустоты к объему камня или блока;
- толщина внутренних и внешних стенок;
- направление пустот относительно положения кладочного элемента.

**По способу установления прочности при сжатии кладочные элементы делятся на две категории I и II.**

Согласно стандартам EN 771 [22 - 27], к кладочным элементам категории I относятся кладочные элементы с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна

составлять не более 5 %. Декларируемая прочность при сжатии определяется при этом по характеристическому значению (с обеспеченностью 95 %).

К кладочным элементам категории II относятся кладочные элементы, в которых не достигается уровень надежности элементов категории I. Декларируемая прочность при сжатии определяется по среднему значению (с обеспеченностью 50 %).

В соответствии с нормами различают среднюю, характеристическую и нормированную прочность кладочных элементов при сжатии:

- средняя прочность при сжатии – прочность, рассчитанная как средняя арифметическая по результатам испытаний;
- характеристическая прочность при сжатии – прочность, соответствующая 5 % квантилю прочности (с обеспеченностью 95 %);
- нормированная (приведенная) прочность при сжатии – прочность кладочных элементов, пересчитанная на прочность в воздушно-сухом состоянии равнозначного элемента шириной и высотой 100 мм.



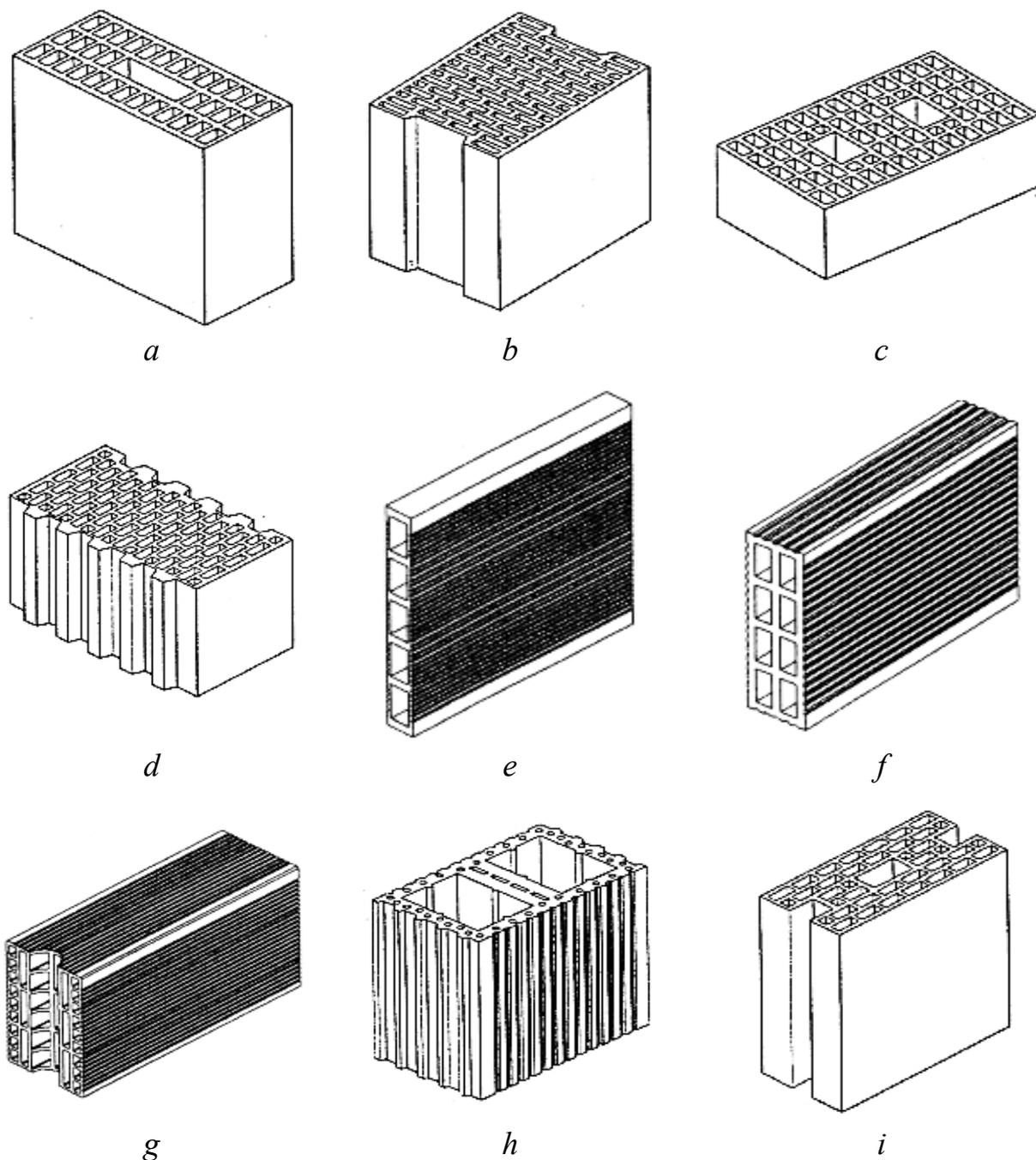


Рис. 3.7. Кирпич LD:

*a* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями; *b* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и раствором карманом; *c* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и с отверстиями для захвата; *d* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и пазогребневой системой; *e* – пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями (для перегородок); *f* – пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями и канавками для раствора; *g* – пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями и раствором карманом; *h* – кирпич, заполняемый бетоном или раствором; *i* – кирпич для изготовления стеновых панелей

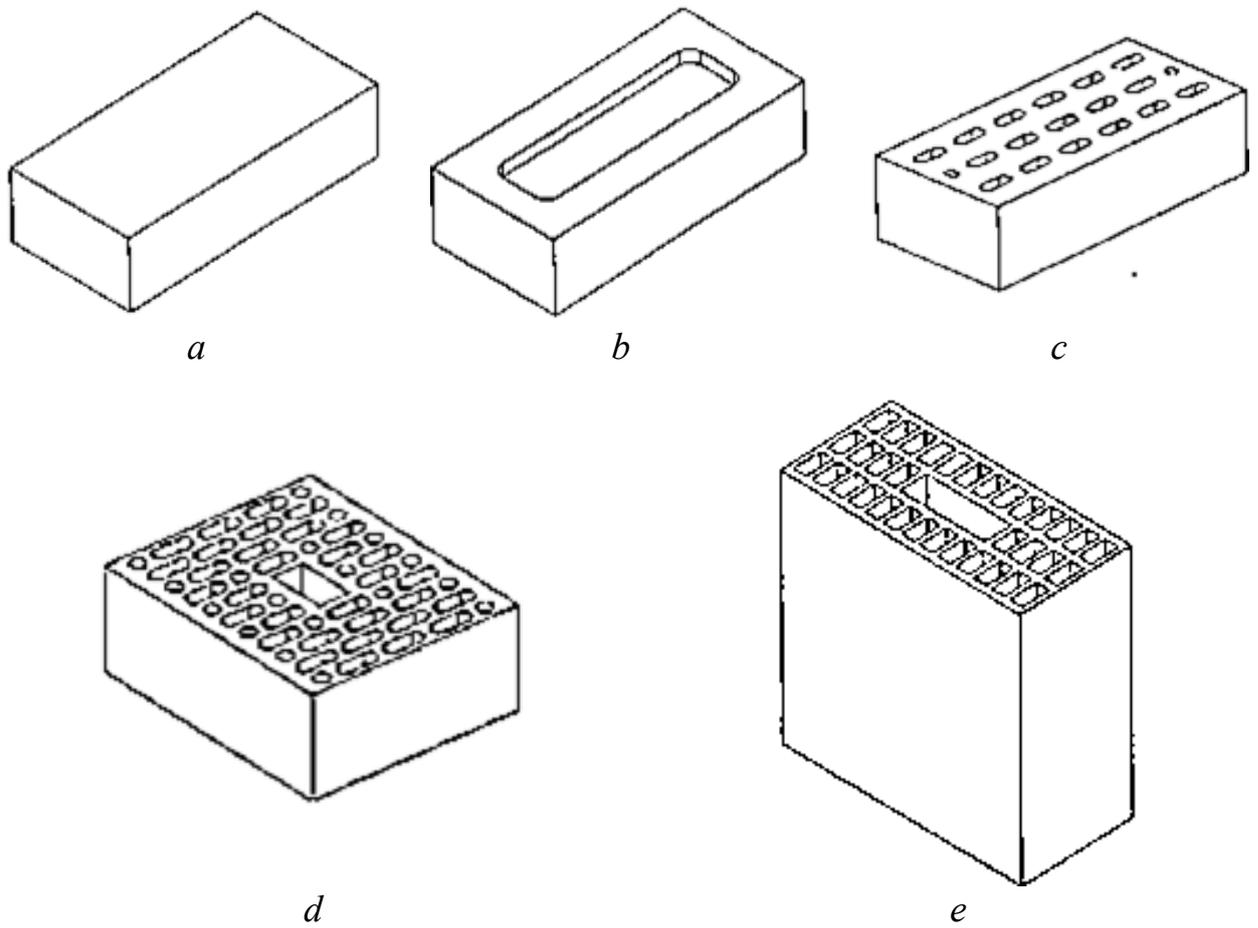


Рис. 3.8. Кирпич HD:  
*a* – полнотельный кирпич; *b* – кирпич с желобом; *c, d, e* – пустотный кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями

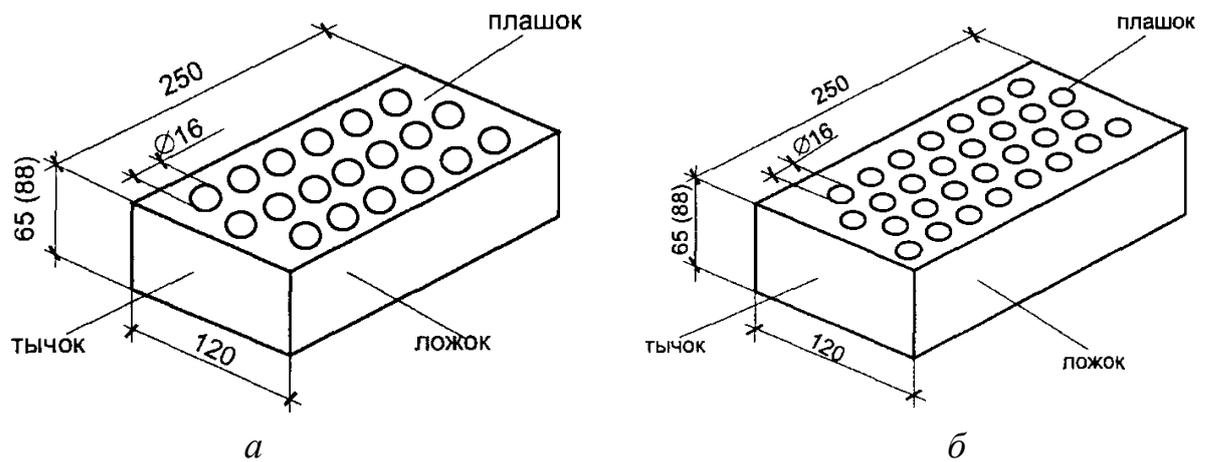


Рис 3.9. Кирпич с круглыми пустотами:  
*a* – кирпич с 19 пустотами (пустотность 13 %); *б* – кирпич с 32 пустотами (пустотность 22 %)

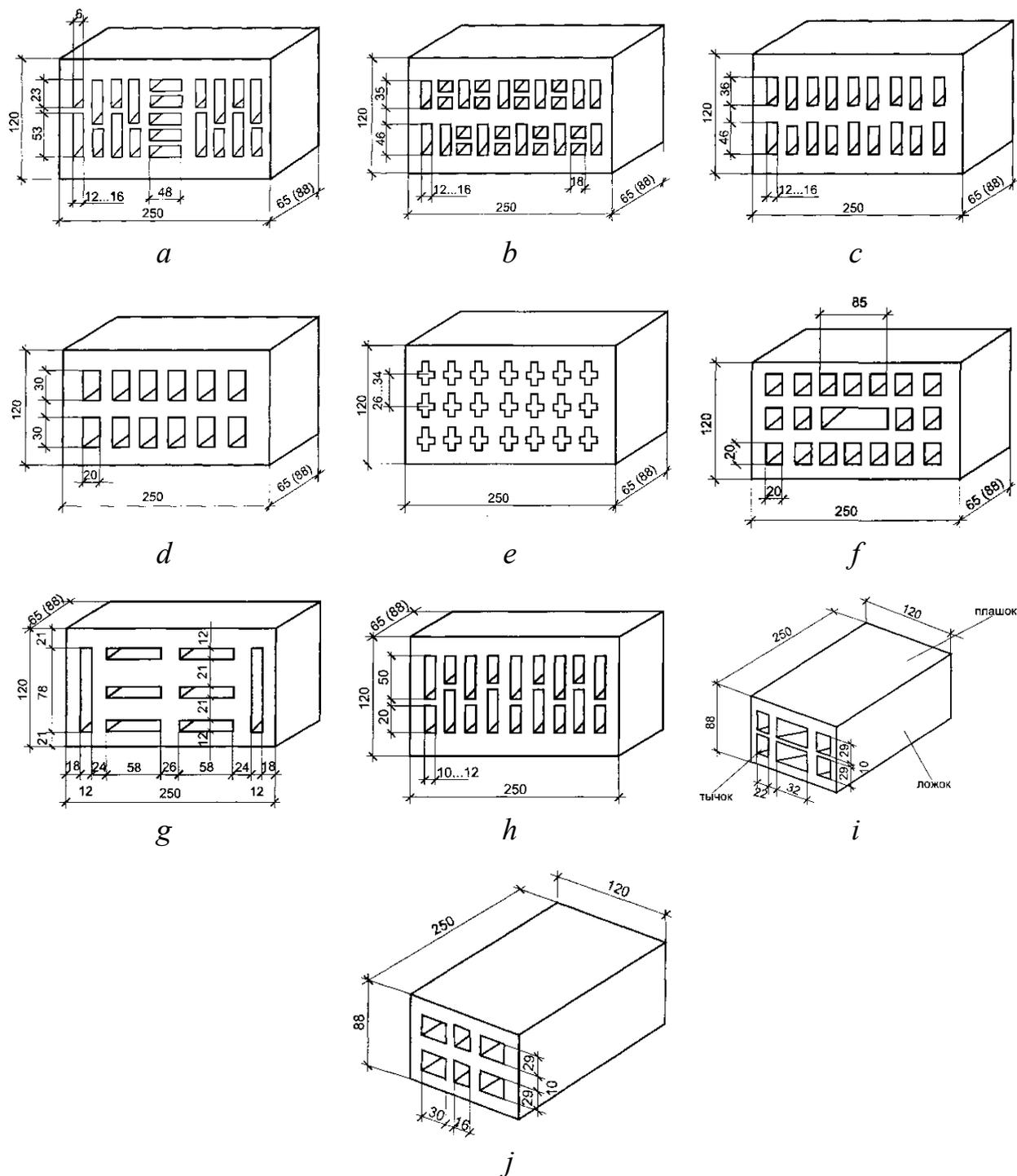


Рис. 3.10. Кирпич с пустотами квадратной, прямоугольной и неправильной формы:

*a* – кирпич с 21 пустотой (пустотность 34 %, 45 %); *b* – кирпич с 28 пустотами (пустотность 32 %, 42 %); *c* – кирпич с 18 пустотами (пустотность 29 %, 38 %); *d* – кирпич с 12 пустотами (пустотность 24 %); *e* – кирпич с 21 пустотой (пустотность 32 %); *f* – кирпич с 19 пустотами (пустотность 33 %); *g* – кирпич с 8 пустотами (пустотность 20 %); *h* – кирпич с 18 пустотами (пустотность 21 %); *i* – кирпич с 6 горизонтальными пустотами; *j* – кирпич с 6 горизонтальными пустотами (вариант)

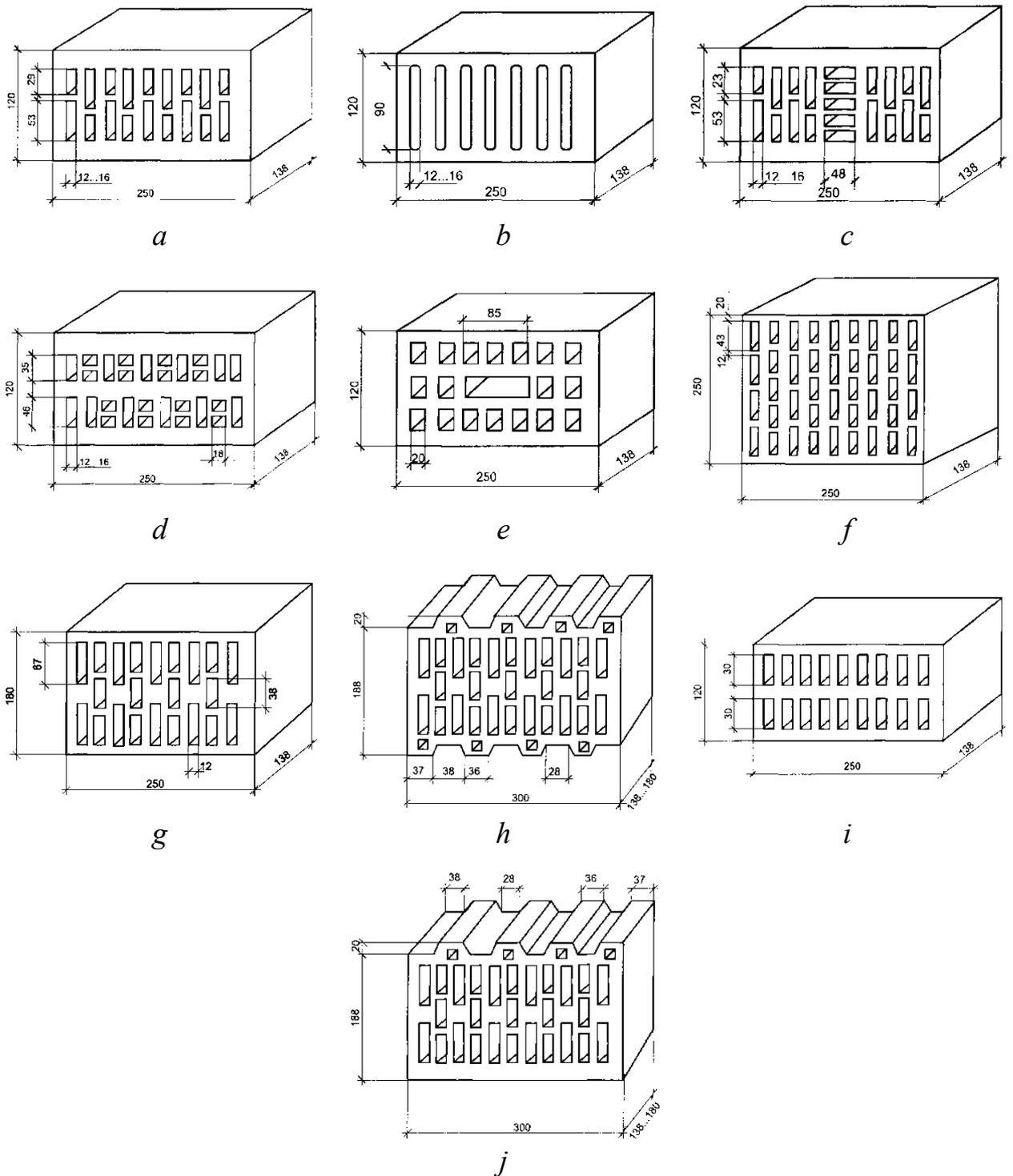


Рис. 3.11. Камни с пустотами квадратной, прямоугольной и неправильной формы:

- a* – камень с 18 пустотами (пустотность 27 %, 36 %); *b* – камень с 7 пустотами (пустотность 25 %, 33 %); *c* – камень с 21 пустотами (пустотность 34 %, 45 %); *d* – камень с 28 пустотами (пустотность 24 %, 42 %); *e* – камень с 19 пустотами (пустотность 33 %); *f* – камень укрупненный с 40 пустотами (пустотность 40 %); *g* – камень с 22 пустотами (пустотность 30 %); *h* – камень с 35 пустотами (пустотность 32 %); *i* – камень с 18 пустотами (пустотность 18 %); *j* – камень доборный с 31 пустотой (пустотность 34 %)

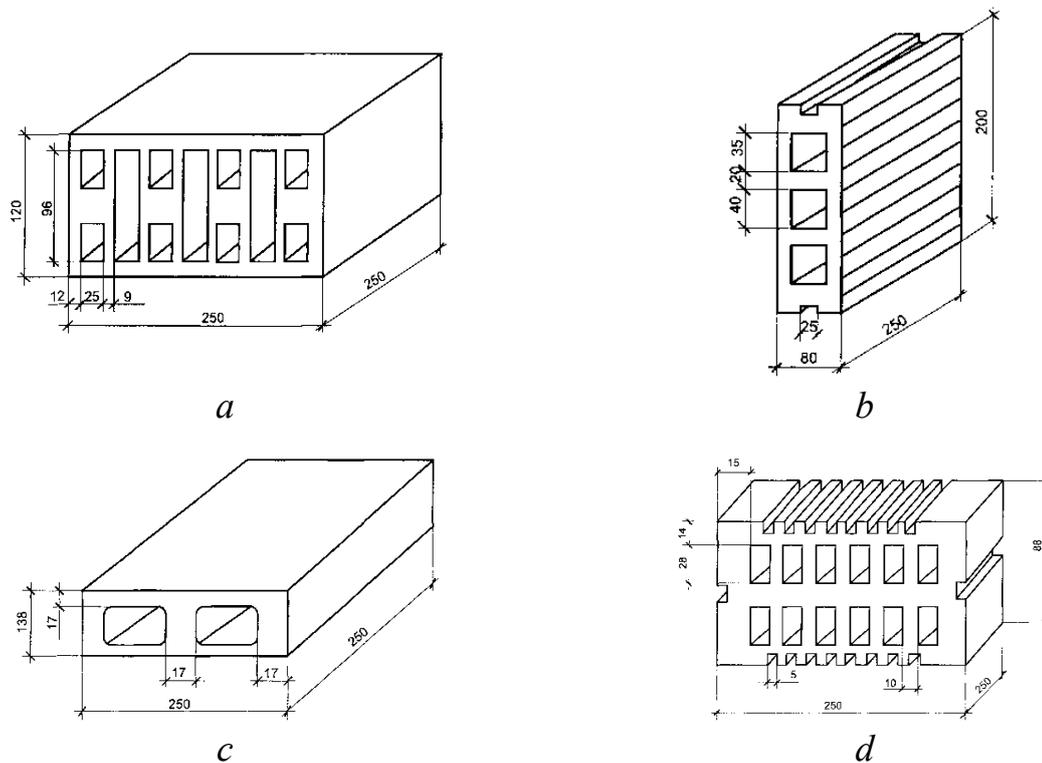


Рис. 3.12. Камни с горизонтальными пустотами:

*a* – камень с 11 горизонтальными пустотами; *b* – камень с 3 горизонтальными пустотами; *c* – камень с 2 горизонтальными пустотами; *d* – камень с 12 горизонтальными пустотами

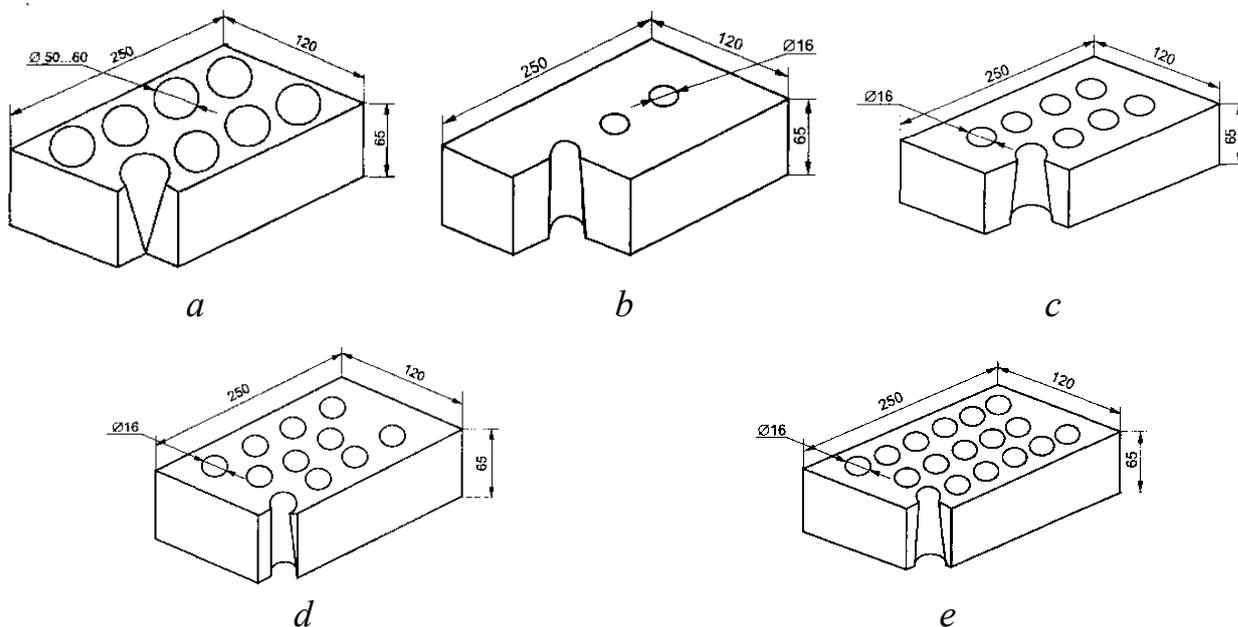


Рис. 3.13. Кирпич с отверстиями, получаемый методом полусухого прессования:

*a* – кирпич с 8 несквозными отверстиями (пустотность 11 %); *b* – кирпич с 3 сквозными отверстиями (пустотность 2,25 %); *c* – кирпич с 8 сквозными отверстиями (пустотность 6 %); *d* – кирпич с 11 сквозными отверстиями (пустотность 8,2 %); *e* – кирпич с 17 сквозными отверстиями (пустотность 12,7 %)

### **Требования к кладочным растворам**

Раствор в кладке используется для:

- 1) создания единого монолита из отдельных кладочных изделий (камней);
- 2) равномерной загрузки отдельных камней, имеющих неровности;
- 3) уменьшения воздухо- и влагопроницаемости.

Кладочный раствор получают из смеси неорганического вяжущего заполнителя, воды и, при необходимости, добавок и наполнителей. В качестве вяжущего используют цемент, известь, гипс, глину, иные вяжущие.

Кладочные растворы подразделяются по:

- виду;
- способу установления состава;
- месту изготовления.

#### **По виду растворы подразделяются на:**

- растворы общего назначения (стандартные растворы);
- легкие растворы плотностью в воздушно-сухом состоянии не выше 1300 кг/м<sup>3</sup>;
- растворы для тонких швов (растворы с максимальным размером зерен заполнителя 2 мм).

Растворы общего назначения (стандартные растворы) и легкие растворы применяются для швов толщиной не менее 6 мм и не более 15 мм, а растворы для тонких швов – для швов толщиной не менее 0,5 мм и не более 3 мм.

#### **По способу установления состава кладочные растворы подразделяются на:**

- кладочные растворы, предписанные по рецептуре (заданного состава), прочность на сжатие которых определяется по заданным пропорциям составляющих;
- кладочные растворы заданного качества, состав и технологии изготовления которых изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались установленные свойства раствора (класс прочности раствора).

К растворам заданного качества относятся растворы общего назначения, легкие растворы и растворы для тонких швов.

#### **По месту приготовления растворы подразделяются на:**

- кладочные растворы заводского изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава и кладочные растворы заданного качества, приготовленные на заводе;
- кладочные растворы построечного изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава, приготовленные в условиях строительной площадки.

Для затвердевшего раствора устанавливаются требования к следующим свойствам:

- прочности при сжатии;

- прочности сцепления;
- водопоглощению;
- паропроницаемости;
- плотности в сухом состоянии;
- теплопроводности;
- горючести (для раствора с содержанием органических веществ >1 %);
- долговечности.

Стандартный кладочный раствор представляет собой раствор заданного состава или раствор заданного качества.

Тонкослойные и легкие кладочные растворы должны представлять собой растворы заданного качества.

### **Требования к арматуре**

Армирование каменных конструкций может осуществляться:

- 1) в виде отдельных стержней, устанавливаемых горизонтально или вертикально в швах и штрабах каменной кладки;
- 2) в виде арматурных изделий (сеток), устанавливаемых в горизонтальных швах кладки;
- 3) в виде железобетонных вставок в сечении каменной кладки (комплексные конструкции).

На практике наибольшее применение нашло армирование по второму типу.

В качестве арматуры может применяться свариваемая гладкая арматура класса S240 и арматура периодического профиля класса S500. При проектировании конструкций из армированной каменной кладки показатели арматуры принимают в соответствии с нормами и стандартами по железобетонным конструкциям, в частности, в соответствии с прил. С норм ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32]. Коэффициент линейного температурного расширения стали допускается принимать равным  $1,2 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ . При этом арматурная сталь должна соответствовать требованиям стандарта СТБ EN 10080–2011 [20].

### **3.2.3. Прочностные характеристики каменной кладки**

Как показали опыты, камень и раствор в кладке находятся в условиях сложного напряженного состояния даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента. Они одновременно подвержены внецентренному и местному сжатию, изгибу, срезу и растяжению (рис. 3.14). Это объясняется тем, что плотность и жесткость раствора по длине и ширине шва из-за различных факторов (неравномерность водоотдачи и усадки, неровное растопление раствора каменщиком, наличие вертикальных швов и пустот) неоднородны. Основными причинами разрушения сжатого камня являются изгиб и растяжение. Вот почему качество кладки – полнота и равномерность заполнения швов, соблюдение рациональной их толщины (10–12 мм) и другие факторы – имеет существенное значение.

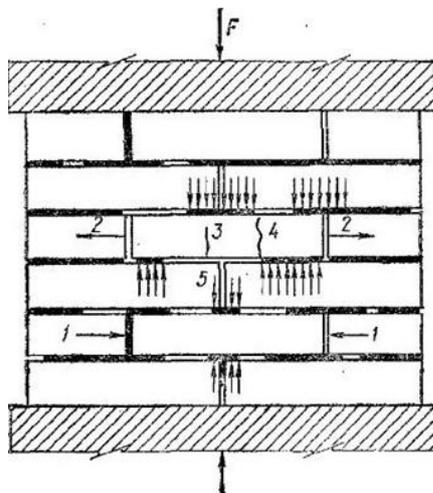


Рис. 3.14. Напряженное состояние камня в кладке:  
 1 – сжатие; 2 – растяжение; 3 – изгиб; 4 – срез; 5 – местное сжатие

Повышение подвижности раствора способствует лучшему его расстиланию и более равномерному заполнению швов, а следовательно, приводит к увеличению прочности кладки. Однако, если повышение подвижности раствора достигается введением органических пластификаторов, то это приводит к снижению его плотности и повышению деформативности. Поэтому для предотвращения возникновения в камне больших горизонтальных усилий количество таких пластификаторов должно быть ограничено.

На прочность кладки оказывают влияние размеры и форма камней, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем и т. п.

В работе кирпичной (каменной) кладки на сжатие различают четыре стадии. Первая стадия (рис. 3.15, а) соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рис. 3.15, б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (значение ее составляет 60–80 % от разрушающей) и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается. Но при увеличении нагрузки происходит возникновение и развитие новых трещин, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении. Это третья стадия (рис. 3.15, в). При длительном действии нагрузки, соответствующей этой стадии, даже без дальнейшего ее увеличения будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую – стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной трещинами кладки (рис 3.15, г).

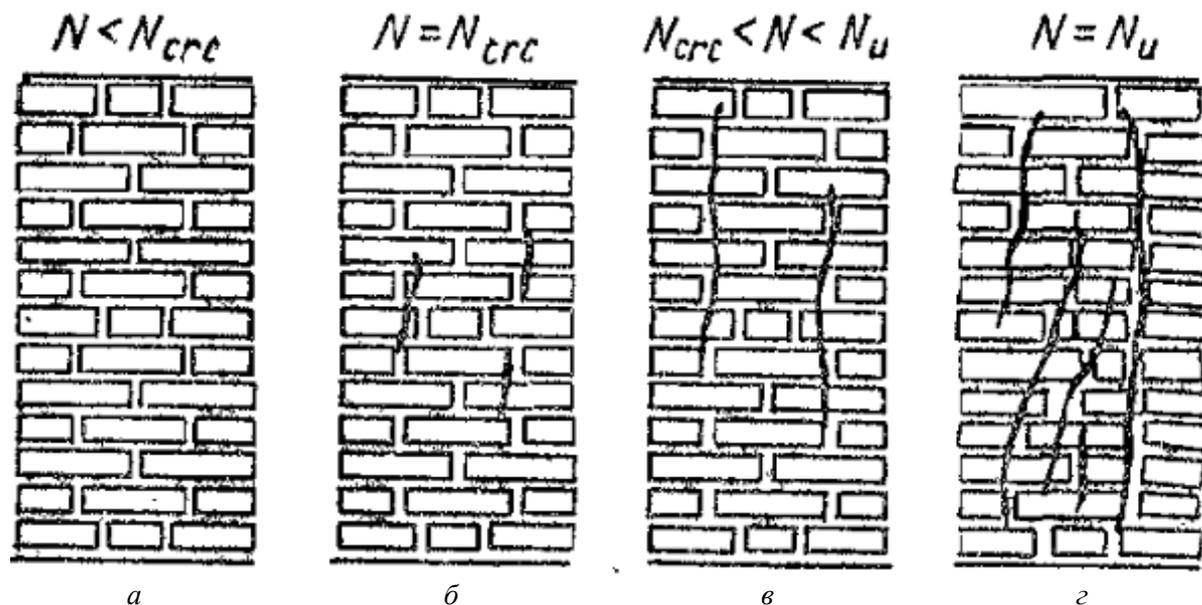


Рис. 3.15. Стадии работы кладки при сжатии:  
*a* – первая; *б* – вторая; *в* – третья; *г* – четвертая (разрушение кладки)

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) па сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности  $f_m = \infty$  называется конструктивной прочностью кладки. Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие  $f_b$ , умноженному на конструктивный коэффициент  $A < 1$ . Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме класса прочности кирпича  $f_b$ , на значение прочности кладки оказывают влияние прочность раствора  $f_m$  и вид кладки.

Рост прочности кладки с увеличением прочности раствора затухает. Даже при  $f_m = \infty$  прочность кладки меньше  $f_b$ . Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких классов (более 7,5) неэкономично.

Разрушение растянутой кладки может произойти по неперевязанному и перевязанному (рис. 3.16, *a*, *б*) сечению. При неперевязанном сечении кладка разрушается в большинстве случаев по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах. При растяжении по перевязанному сечению кладка разрушается либо по раствору, либо по камням и раствору. Если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, кладка разрушается по раствору.

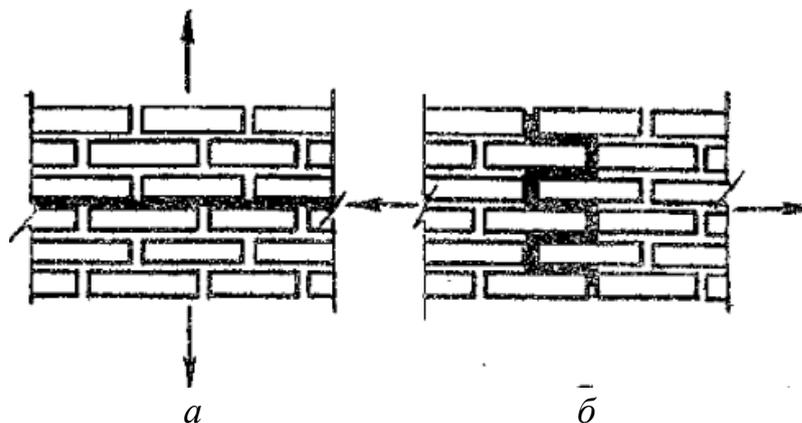


Рис. 3.16. Схема разрушения кладки при растяжении:  
*a* – разрушение по неперевязанному сечению;  
*б* – разрушение по перевязанному сечению

Центральное растяжение кладки по перевязанному сечению встречается в круглых резервуарах, силосах и других сооружениях, а растяжение по неперевязанному сечению – во внецентренно сжатых стенах и столбах.

В некоторых конструкциях каменная кладка подвергается срезу. Срез может произойти как по неперевязанному, так и по перевязанному сечению.

**Характеристическое значение прочности кладки при сжатии** (в соответствии с [28]).

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки без продольного шва определяют следующим образом:

– для каменной кладки на стандартном и легком кладочных растворах – по формуле

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3},$$

где  $K$  – коэффициент, принимаемый в соответствии с данными табл. 3.1;

$f_b$  – приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия в направлении нагрузки, МПа;

$f_m$  – прочность при сжатии кладочного раствора, МПа;

– для каменной кладки из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения на тонкослойном кладочном растворе – по формуле

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}.$$

Приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия  $f_b$  в формулах не должна превышать, МПа:

– для каменной кладки из кладочных изделий группы 1:

выполненных на стандартном и легком кладочных растворах – 75;

выполненных на тонкослойном кладочном растворе – 12,5;

– для каменной кладки из кладочных изделий группы 2 – 35.

Прочность при сжатии кладочного раствора  $f_m$  в формуле не должна превышать:

– для каменной кладки на стандартном кладочном растворе – 20 МПа или  $2f_b$  – при применении кладочных изделий группы 1 и  $f_b$  – при применении кладочных изделий группы 2;

– для каменной кладки на легком кладочном растворе – 10 МПа.

Для каменной кладки с продольным швом значение коэффициента  $K$  следует умножать на 0,8.

Таблица 3.1

Значения  $K$  для каменной кладки на стандартном, тонкослойном и легком кладочных растворах

Вид изделий		Кладочный раствор		
		стандартный	тонкослойный	легкий
Керамические	Группа 1	0,40	–	0,30
	Группа 2	0,35	–	0,25
Силикатные	Группа 1	0,40	–	–
	Группа 2	0,35	–	–
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	Группа 1	0,55	–	0,45
	Группа 2	0,45	–	0,45
Из ячеистого бетона автоклавного твердения	Группа 1	0,55	0,7	–
Из плотного бетона	Группа 1	0,45	–	–
Из природного камня	Группа 1	0,45	–	–

В качестве примера к определению характеристических значений прочности при сжатии каменной кладки из керамических изделий группы 1 приведена табл. 3.2.

Таблица 3.2

Характеристические значения прочности при сжатии каменной кладки из керамических изделий группы 1, МПа

$f_b$	Стандартный кладочный раствор					Легкий кладочный раствор			
	M1	M2,5	M5	M10	M20	M1	M2,5	M5	M10
6	1,4	1,8	2,3	2,8	3,4	1,1	1,4	1,7	2,1
8	1,7	2,3	2,8	3,4	4,2	1,3	1,7	2,1	2,6
10	2,0	2,6	3,2	4,0	4,9	1,5	2,0	2,4	3,0
12	2,3	3,0	3,7	4,5	5,6	1,7	2,2	2,8	3,4
16	2,8	3,7	4,5	5,6	6,8	2,1	2,8	3,4	4,2

Окончание таблицы 3.2

20	3,3	4,3	5,3	6,5	8,0	2,4	3,2	4,0	4,9
25	3,8	5,0	6,2	7,6	9,4	2,9	3,8	4,6	5,7
30	4,3	5,7	7,0	8,6	10,6	3,2	4,3	5,3	6,5
50	6,2	8,1	10,0	12,3	15,2	4,6	6,1	7,5	9,3

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки с полосовым заполнением горизонтальных швов допускается определять по тем же формулам при выполнении следующих условий:

- минимальная ширина каждой полосы кладочного раствора составляет 30 мм;
- толщина каменной кладки равна ширине или длине кладочных изделий, при этом по всей длине стены или ее частей отсутствуют продольные растворные швы;
- отношение  $g/t$  не менее 0,4, где  $g$  – общая ширина полос кладочного раствора;  $t$  – толщина стены каменной кладки;
- $K$  принимают по табл. 6.1 при  $g/t = 1,0$ .

При  $g/t = 0,4$  принимают  $0,5K$ ; для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

**Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки (в соответствии с [28]).**

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки  $f_{vk}$  допускается определять по формуле, если все швы считаются максимально заполненными:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d,$$

но  $f_{vk}$  не должно превышать  $0,065f_b$  или  $f_{vlt}$ .

При этом  $f_{vk0}$  – характеристическое значение начальной прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки) (табл. 3.3);

$\sigma_d$  – расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза (сдвига), в конструктивном элементе в рассматриваемом уровне, рассчитанное как среднее по эпюре напряжений в сжатой части сечения при соответствующем сочетании нагрузок;

$f_{vlt}$  – предельное значение  $f_{vk}$  (табл. 3.3).

Определение значений  $f_{vk0}$  и  $f_{vlt}$ 

Вид кладочных изделий	$f_{vk0}$ , МПа				$f_{vlt}$ , МПа	
	стандартный кладочный раствор		тонкослойный кладочный раствор	легкий кладочный раствор	группа кладочных изделий	
	$f_m$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_{vk0}$ , Н/мм <sup>2</sup>			1	2
Керамические	10; 15	0,35	–	0,10	1,9	1,6
	6; 8	0,20			1,8	1,4
	3; 5	0,10			1,0	0,9
	1; 2,5	0,05				
Силикатные	10; 15	0,20	–	–	0,065 $f_b$ , но не менее $f_{vk0}$	
	6; 8	0,10				
	3; 5	0,05				
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	10; 20	0,25	–	0,10	0,065 $f_b$ , но не менее $f_{vk0}$	
Из ячеистого бетона автоклавного твердения $\rho_d \geq 400$ кг/м <sup>3</sup>	2,5; 5; 10	0,15	0,20	0,10		

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге)  $f_{vk}$  каменной кладки с незаполненными вертикальными швами и примыкающими лицевыми (торцевыми) поверхностями изделий для каменной кладки допускается определять по формуле

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4 \sigma_d,$$

но  $f_{vk}$  не должно превышать 0,045  $f_b$  или 0,7  $f_{vlt}$ .

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге)  $f_{vk}$  каменной кладки с горизонтальными швами, заполненными двумя или несколькими полосами стандартного кладочного раствора одинаковой ширины, не менее 30 мм, с наличием по краям изделий для каменной кладки не менее двух полос, допускается определять по формуле

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4 \sigma_d,$$

но  $f_{vk}$  не должно превышать  $0,045f_b$  или  $0,7f_{vlt}$ .

При этом  $g$  – общая ширина полос кладочного раствора;  $t$  – толщина стены каменной кладки.

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки в вертикальной плоскости (по перевязанному сечению)  $f_{vk}$  допускается принимать равным значению  $f_{vk0}$ , где  $f_{vk0}$  – характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) (при отсутствии сжимающей нагрузки).

### Характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки (в соответствии с [28]).

Значение  $f_{xk1}$  определяют как характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению – с плоскостью излома, параллельной горизонтальным швам, и значение  $f_{xk2}$  – как характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по перевязанному сечению – с плоскостью излома, перпендикулярной горизонтальным швам (рис. 3.17).

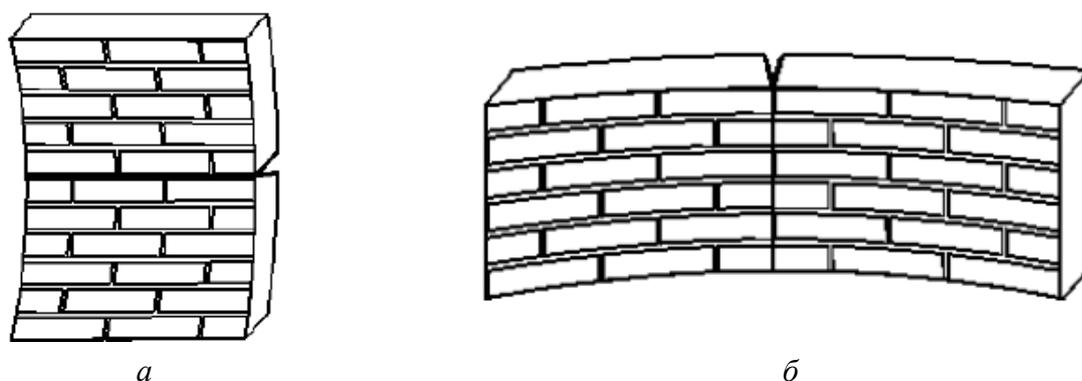


Рис 3.17. Сечения и плоскости излома при изгибе каменной кладки:  
 а – неперевязанное сечение, плоскость излома параллельна горизонтальным швам,  $f_{xk1}$ ; б – перевязанное сечение, плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам,  $f_{xk2}$

Значения  $f_{xk1}$  и  $f_{xk2}$  определяются в соответствии с данными табл. 3.4 и 3.5.

Таблица 3.4

Значения  $f_{xk1}$ , неперевязанное сечение, плоскость излома параллельна горизонтальным швам

Вид изделий для каменной кладки	$f_{xk1}$ , МПа			
	стандартный кладочный раствор		тонкослойный кладочный раствор	легкий кладочный раствор
	$f_m < 5$ МПа	$f_m \geq 5$ МПа		
Керамические	0,15	0,30	–	0,10
Силикатные	0,05	0,10	–	–

Окончание таблицы 3.4

Из бетона на плотных и пористых заполнителях	0,05	0,10	–	–
Из ячеистого бетона автоклавного твердения $\rho_d \geq 400 \text{ кг/м}^3$	0,05	0,10	$0,035 f_b$	0,10
Из плотного бетона	0,05	0,10	–	–
Из природного камня	0,05	0,10	–	–

Таблица 3.5

Значения  $f_{xk2}$ , неперевязанное сечение, плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам

Вид изделий для каменной кладки	$f_{xk2}^{1)}$ , МПа			
	стандартный кладочный раствор		тонкослойный кладочный раствор	легкий кладочный раствор
	$f_m < 5 \text{ МПа}$	$f_m \geq 5 \text{ МПа}$		
Керамические	0,50	0,70	–	0,10
Силикатные	0,15	0,40	–	–
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	0,20	0,40	–	–
Из ячеистого бетона автоклавного твердения $\rho_d \geq 400 \text{ кг/м}^3$	0,15	0,15	$0,035 f_b$	0,15
			$0,025 f_b^{1)}$	
Из плотного бетона	0,20	0,40	–	–
Из природного камня	0,20	0,40	–	–

<sup>1)</sup> – значение  $f_{xk2}$  не должно превышать прочность кладочных изделий на растяжение при изгибе

**Характеристическое значение прочности сцепления арматуры** (в соответствии с [28]).

Характеристическое значение прочности сцепления арматуры с кладочным раствором в швах кладки или бетоном определяют по результатам испытаний и в соответствии с данными табл. 3.6.

Характеристическое значение прочности сцепления арматуры  
с бетоном и кладочным раствором

Прочность при сжатии	кладочного раствора	M2–M4	M5–M9	M10– M14	M15– M19	M20
	бетона	не при- меняется	C12/15	C16/20	C20/25	C 20/25 и выше
$f_{bok}$ для гладкой конструкци- онной стали, МПа		0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
$f_{bok}$ для арматуры периоди- ческого профиля и изделий из нержавеющей стали, МПа		0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

### Расчетные значения показателей материала

Расчетное значение показателя материала получают делением характеристического значения на соответствующий частный коэффициент для характеристик свойств материала, учитывающий погрешности расчетной модели и отклонения от заданных размеров.

При проверке предельных состояний несущей способности в постоянной и особой расчетных ситуациях применяют соответствующие значения частного коэффициента для характеристик свойств материала  $\gamma_M$ , учитывающего погрешности расчетной модели и отклонения от заданных размеров. При расчете конструкции на особые воздействия учитывают вероятность появления особых нагрузок.

Значения частного коэффициента для характеристик свойств материала  $\gamma_M$  устанавливают в зависимости от категории кладочных изделий, вида применяемых кладочных растворов по концепции изготовления, класса контроля выполнения работ на строительной площадке. Различают следующие классы контроля выполнения работ:

– класс I – кладочные работы производятся обученным персоналом под надзором мастера, а качество работ контролирует независимое лицо, имеющее соответствующую квалификацию. При выполнении кладочных работ применяют кладочные растворы заводского изготовления и стройплощадочные кладочные растворы. Для стройплощадочных кладочных растворов контролируют их прочность и дозировку составляющих;

– класс II – контроль производства работ, определенный классом I, не предусмотрен. Качество работ контролирует уполномоченное производителем работ лицо, имеющее соответствующую квалификацию.

Значения частного коэффициента для характеристик свойств материала  $\gamma_M$ , применяемые в постоянной и переходной расчетных ситуациях, приведены в табл. 3.7.

В особой расчетной ситуации применяют следующие значения  $\gamma_M$ :

- для каменной кладки – 1,3;
- для анкеровки арматурной стали – 1,15;
- для арматурной стали – 1,0.

Таблица 3.7

Значения частных коэффициентов для характеристик свойств материала  $\gamma_M$

Материал	$\gamma_M$ для класса контроля выполнения работ	
	I	II
Кладка из кладочных изделий категории I, на кладочном растворе заданного качества <sup>1)</sup>	1,7	2,2
Кладка из кладочных изделий категории II, на кладочном растворе заданного качества <sup>2)</sup>	2,0	2,5
Кладка из кладочных изделий категории II <sup>3)</sup>	2,2	2,7
Анкеровка арматурной стали	2,0	2,5
Арматурная сталь	1,15	
Вспомогательные изделия для каменной кладки <sup>4),5)</sup>	2,0	2,5
Перемышки согласно СТБ EN 845-2	2,0	

<sup>1)</sup> Требования к раствору заданного качества установлены в СТБ 1307, СТБ EN 998-2 и ТКП EN 1996-2.  
<sup>2)</sup> Требования к раствору заданного качества установлены в СТБ 1307, СТБ EN 998-2 и ТКП EN 1996-2.  
<sup>3)</sup> Если коэффициент вариации не превышает 25 %.  
<sup>4)</sup> Декларируемые значения являются средними значениями.  
<sup>5)</sup> Применяемый коэффициент  $\gamma_M$  относится также к гидроизоляционным слоям.

### Предельное состояние эксплуатационной пригодности

Для случаев, касающихся приведенных в [28] упрощенных требований, предъявляемых к предельному состоянию эксплуатационной пригодности, дополнительные расчеты для сочетаний воздействий не требуются. Для характеристик свойств материалов в предельном состоянии эксплуатационной пригодности применяют частный коэффициент  $\gamma_M = 1,0$ .

Таким образом, при расчете по I группе предельных состояний (по несущей способности) расчетные значения прочности кладки составляют:

- на сжатие:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M};$$

– на срез (сдвиг):

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M};$$

– на растяжение при изгибе:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M};$$

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M};$$

– прочность сцепления:

$$f_{bod} = \frac{f_{bok}}{\gamma_M}.$$

### 3.2.4. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по несущей способности.

При проектировании вертикально нагруженных стен учитывают:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;
- эффекты II порядка;
- эксцентриситеты, возникающие из-за смещения стен в плане (в том числе между смежными по высоте этажами), конструкций узлов опирания и схем передачи усилий от перекрытий на стены, взаимодействия с элементами жесткости (конструкциями каркаса, поперечными стенами, контрфорсами);
- эксцентриситеты в связи с неточностями при производстве работ и различии показателей материалов отдельных частей конструкции.

Для учета отклонений при производстве работ применяют начальный (случайный) эксцентриситет  $e_{init}$  по всей высоте стены.

Допускается принимать  $e_{init} = h_{ef}/450$ , где  $h_{ef}$  – расчетная (эффективная) высота стены.

*Расчетная (эффективная) высота стены из каменной кладки*

При определении расчетной (эффективной) высоты стены следует учитывать относительную жесткость элементов конструкции, соединенных со стеной, и вид соединений.

Жесткость стены может быть увеличена опирающимися на нее перекрытиями или покрытием, поперечными стенами или любым другим жестким элементом конструкции, с которым соединена рассматриваемая стена (диафрагма жесткости).

Длина диафрагмы (ребра) жесткости должна быть не менее  $1/5$  высоты этажа, толщина – не менее  $0,3t_{ef}$ , где  $t_{ef}$  – расчетная (эффективная) толщина усиливаемой стены (рис 3.18).

Расчетную (эффективную) высоту стены определяют по формуле

$$h_{ef} = \rho_n h,$$

где  $h$  – высота стены в свету (в пределах этажа);

$\rho_n$  – коэффициент уменьшения высоты стены при  $n = 2, 3$  или  $4$ , в зависимости от закрепления верхней и нижней граней стены и усиления ее вертикальными ребрами жесткости.

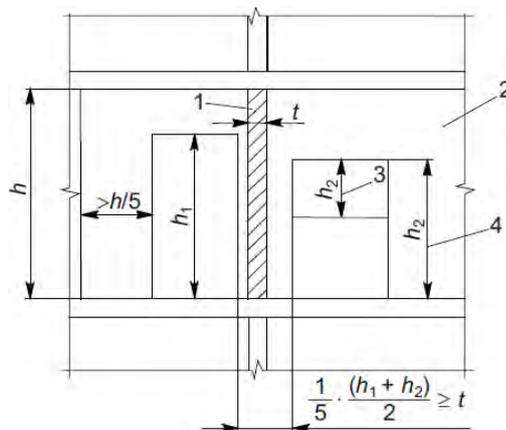


Рис. 3.18. Минимальная длина диафрагмы жесткости с проемами: 1 – усиливаемая стена; 2 – диафрагма жесткости; 3 –  $h_2$  – высота оконного проема; 4 –  $h_2$  – высота дверного проема (при расположении двух дверей по сторонам от усиливаемой стены);  $h_1$  – высота проема;  $t$  – толщина усиливаемой стены;  $h$  – высота стены в свету

Принимают следующие значения понижающего коэффициента уменьшения высоты стены  $\rho_n$ :

– для стен, заземленных сверху и внизу железобетонными плитами перекрытия или покрытия, перекрывающими пролеты сооружения с двух сторон от рассматриваемой стены на одном уровне, или плитами перекрытия, уложенными с одной стороны с длиной опирания не менее  $2/3$  толщины стены,

$$\rho_2 = 0,75;$$

если эксцентриситет нагрузки по верху стены составляет  $\leq 0,25t$ , то

$$\rho_2 = 1,0;$$

– для стен, закрепленных сверху и внизу деревянными перекрытиями или покрытиями, установленными с двух сторон и на одном уровне, или деревянным перекрытиями, установленными с одной стороны с длиной опирания не менее 2/3 толщины стены, но не менее 85 мм,

$$\rho_2 = 1,0;$$

– для стен, закрепленных по верхней и нижней граням, и с ребром жесткости по одному вертикальному краю (или по двум)  $\rho_3$  ( $\rho_4$ ) определяются по формулам норм ТКП 45-5.02-308–2017.

*Расчетная (эффективная) толщина стены*

За расчетную (эффективную) толщину  $t_{ef}$  однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, двухслойных стен с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов принимают фактическую толщину стен.

Расчетную (эффективную) толщину стены  $t_{ef}$ , усиленной пилястрами, рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \rho_t t,$$

где  $\rho_t$  – коэффициент жесткости (табл. 3.8, рис. 3.19);

$t$  – толщина стены.

Для двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены связями, расчетную (эффективную) толщину стены  $t_{ef}$  рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3},$$

Таблица 3.8

Коэффициент жесткости  $\rho_t$  для стен, усиленных пилястрами

Отношение расстояния между пилястрами (по осям) к ширине пилястры	$\rho_t$ при отношении толщины пилястры к фактической толщине стены, равном		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

*Примечание.* Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

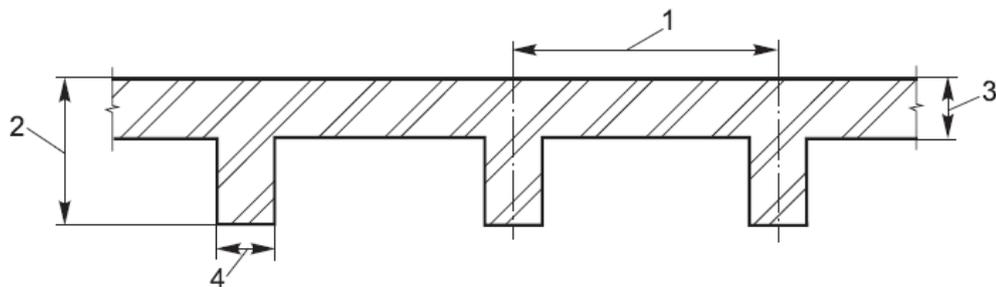


Рис. 3.19. Схематическое изображение определений параметров по таблице:  
 1 – расстояние между пилястрами; 2 – толщина пилястры; 3 – толщина стены;  
 4 – ширина пилястры

где  $k_{ief}$  – коэффициент, равный частному при делении различных модулей упругости слоев  $t_1$  и  $t_2$ ;  $k_{ief} \leq 2$ ;

$t_1, t_2$  – фактическая или расчетная (эффективная) толщина слоев, рассчитанная по формуле; при этом  $t_1$  – толщина внешнего или ненагруженного слоя,  $t_2$  – толщина внутреннего или несущего слоя.

Гибкость стен из каменной кладки определяют как отношение расчетной (эффективной) высоты  $h_{ef}$  к расчетной (эффективной) толщине  $t_{ef}$ .

Гибкость стены из каменной кладки при преимущественно вертикальных нагрузках не должна превышать 27.

***Проверка предельного состояния несущей способности стены из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки (базовый метод)***

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетное значение продольного усилия  $N_{Ed}$ , возникающего в стене, не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены  $N_{Rd}$ , то есть

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}.$$

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины  $N_{Rd}$  при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi t f_d,$$

где  $\Phi$  – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки ( $\Phi_i$  – в верхнем или нижнем сечении стены,  $\Phi_m$  – в среднем сечении по высоте стены);

$t$  – толщина стены;

$f_d$  – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки.

Если площадь поперечного сечения стены менее  $0,1 \text{ м}^2$ , расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки  $f_d$  умножают на коэффициент  $K_A$ , определяемый по формуле

$$K_A = 0,7 + 3A,$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения, м<sup>2</sup>.

Для двухслойных стен с воздушным зазором расчет производят отдельно для каждого слоя стены, принимая площадь поперечного сечения несущего слоя стены и соответствующую гибкость, определенную при расчетной (эффективной) толщине стены  $t_{ef}$ .

Однослойную стену с облицовочным слоем рассчитывают, как однослойную стену, выполненную из кладочных изделий меньшей прочности. В этом случае значение  $K$  принимают как для стены с растворным швом, параллельным ее плоскости.

Двухслойную стену без воздушного зазора, слои которой соединены между собой анкерами и нагружены практически одинаково, рассчитывают как однослойную стену или как двухслойную стену с воздушным зазором.

*Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки*

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены  $\Phi$ , учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки, в верхнем или нижнем сечении стены допускается определять при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне сечения элемента следующим образом:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t},$$

где  $e_i$  – эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый по формуле

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t,$$

где  $M_{id}$  – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечении стены вследствие эксцентриситета, возникающего в результате нагрузки на стену от перекрытия (рис. 3.20);

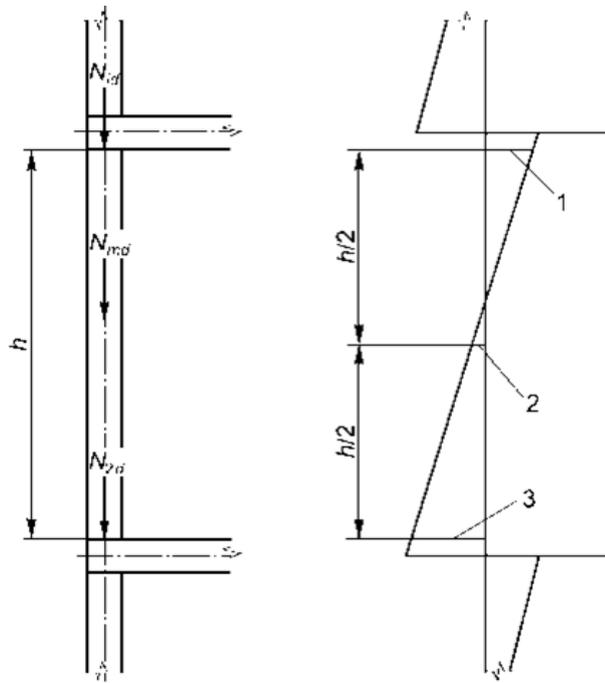


Рис. 3.20. Изгибающие моменты для расчета эксцентриситетов:  
 1 –  $M_{id}$  (на уровне низа плит перекрытия); 2 –  $M_{md}$  (в стене, на уровне середины высоты этажа); 3 –  $M_{2d}$  (на уровне верха плит перекрытия)

$N_{id}$  – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечениях стены (суммарное значение);

$e_{he}$  – эксцентриситет в верхней части или в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок (например, ветровой нагрузки) при их наличии, вычисленный по усилию  $N_{id}$ ;

$e_{init}$  – случайный эксцентриситет; принимают со знаком, при котором абсолютное значение  $e_i$  увеличивается;

$t$  – толщина стены.

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены в среднем сечении по высоте стены  $\Phi_m$  допускается определять с применением эксцентриситета приложения нагрузки в среднем сечении по высоте стены  $e_{mk}$ , который рассчитывает следующим образом:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t,$$

где  $e_m$  – эксцентриситет приложения нагрузок, определяемый по формуле

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init},$$

где  $M_{md}$  – расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены, определяемое по значениям изгибающих моментов в нижнем и верхнем сечениях стены (рис. 3.20), включая изгибающие моменты от всех других внецентренно приложенных нагрузок (например, стальных шкафов);

$N_{md}$  – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении по высоте стены, включая продольные усилия от всех других внецентренно приложенных нагрузок (например, обвязочных балок, стальных шкафов);

$e_{hm}$  – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок (например, ветровой нагрузки);

$e_k$  – эксцентриситет вследствие ползучести каменной кладки; определяют по формуле

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m},$$

где  $\Phi_\infty$  – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки;

$h_{ef}$  – расчетная (эффективная) высота стены для соответствующих узлов опирания или вида закрепления;

$t_{ef}$  – эффективная толщина стены.

Для стен с гибкостью  $\lambda_c$  не более 15 допускается принимать эксцентриситет вследствие ползучести каменной кладки  $e_k = 0$ .

Нормы ТКП 45-5.02-308–2017 [28] допускают проверку предельного состояния несущей способности стены при действии преимущественно вертикальной нагрузки и упрощенными методами.

### ***Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии сосредоточенной нагрузки***

Проверку предельного состояния несущей способности проводят при условии, что расчетное значение вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки  $N_{Edc}$  не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены  $N_{Rdc}$  при действии вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки, то есть

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}.$$

Для стены из кладочных изделий группы 1 с нагрузками на часть поверхности (кроме стен с заполнением крайних полос горизонтальных швов) расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены  $N_{Rdc}$  при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки определяют по формуле

$$N_{Rdc} \leq \beta A_b F_d,$$

где  $\beta$  – коэффициент повышения сопротивления сжатию при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки, определяемый по формуле

$$\beta = (1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c}) \cdot (1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}}).$$

При этом должны соблюдаться условия:  $\beta \geq 1,0$  и  $\beta \leq \left(1,25 + \frac{a_1}{2h_c}\right)$  или  $\beta \leq 1,5$  (применяют меньшее значение).

В последней формуле  $a_1$  – расстояние от края стены до ближайшего края нагруженной поверхности (рис. 3.21);

$h_c$  – высота стены до плоскости приложения нагрузки;

$A_b$  – площадь стены, на которую передается нагрузка;

$A_{ef}$  – расчетная площадь поперечного сечения опоры, вводимая в расчет.

В общем случае  $A_{ef} = l_{efm}t$ , где  $l_{efm}$  – расчетная длина распределения нагрузки под опорой, измеряемая в основании трапеции на половине высоты стены или пилястры (рис. 3.21);  $t$  – толщина стены с учетом не полностью заполненных швов глубиной более 5 мм;

$\frac{A_b}{A_{ef}} \geq 0,45$ .

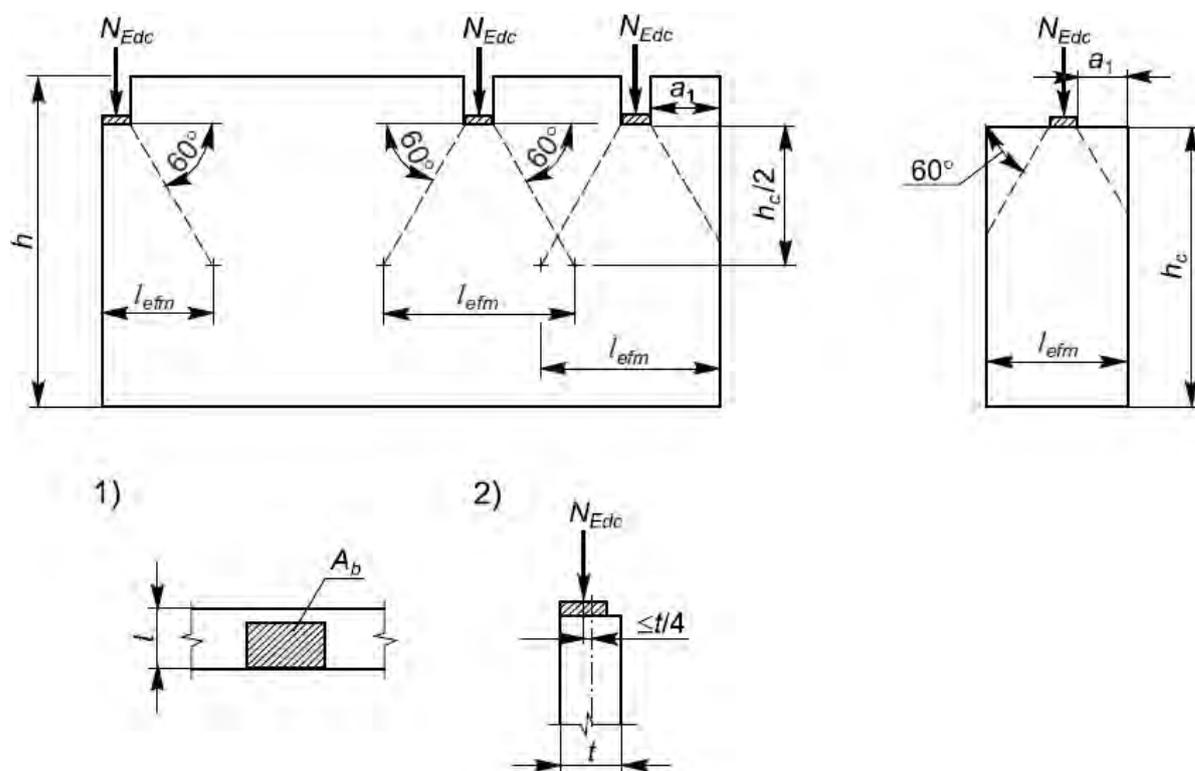


Рис. 3.21. Схема нагружения для расчета стен, воспринимающих сосредоточенные (локальные) нагрузки (базовый метод):

1 – горизонтальная проекция; 2 – сечение

Для стен из кладочных изделий группы 2 и стен с заполнением крайних полос горизонтальных швов требуется проверка условия, согласно которому напряжения в кладке непосредственно под опорой от сосредоточенной (локальной) нагрузки не должны превышать расчетную прочность при сжатии каменной кладки  $f_d$  (при  $\beta = 1,0$ ).

Эксцентриситет приложения сосредоточенной (локальной) нагрузки, измеренный от оси, проходящей через центр тяжести стены, не должен превышать  $t/4$ .

Во всех случаях под опорами в сечениях на половине высоты стены должен выполняться расчет по проверке несущей способности на действие суммарной расчетной вертикальной нагрузки.

Сосредоточенные нагрузки должны передаваться на кладочные изделия группы 1 или другие сплошные изделия таким образом, чтобы длина кладочного изделия была равна требуемой ширине опоры, увеличенной на длину, получаемую при распределении давления под углом  $60^\circ$  до нижней плоскости сплошного материала. На концевой опоре увеличение производится только на одной стороне.

Если сосредоточенная (локальная) нагрузка передается на кладку через соответствующую жесткую распределительную балку (опорную подушку) шириной, равной толщине стены  $t$ , высотой не менее 200 мм и длиной более трехкратного значения ширины опорной площадки под нагрузкой, то расчетное сжимающее напряжение в кладке под подушкой от локальной нагрузки не должно превышать  $1,5f_d$ .

### 3.2.5. Изгибаемые элементы каменных конструкций. Расчет балок из армированной каменной кладки.

За расчетный (эффективный) пролет  $l_{ef}$  однопролетных и неразрезных балок из каменной кладки, за исключением составных перемычек и балок-стенок, допускается принимать меньшее из двух значений (рис. 3.22):

- расстояние между осями опоры;
- расстояние в свету между опорами с добавлением рабочей высоты поперечного сечения  $d$ .

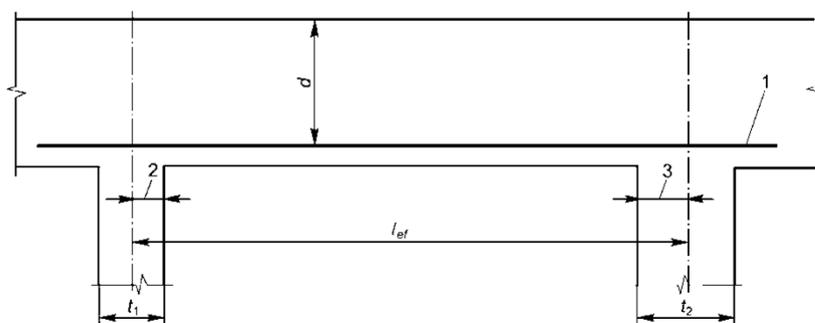


Рис. 3.22. Расчетный (эффективный) пролет однопролетной или неразрезной балки: 1 – арматура; 2 –  $t_1/2$  или  $d/2$ , применяют меньшее из двух значений; 3 –  $t_2/2$  или  $d/2$ , применяют меньшее из двух значений

При определении расчетного сопротивления изгибу сечения балки из армированной кладки допускается исходить из прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне сечения (рис. 3.23).

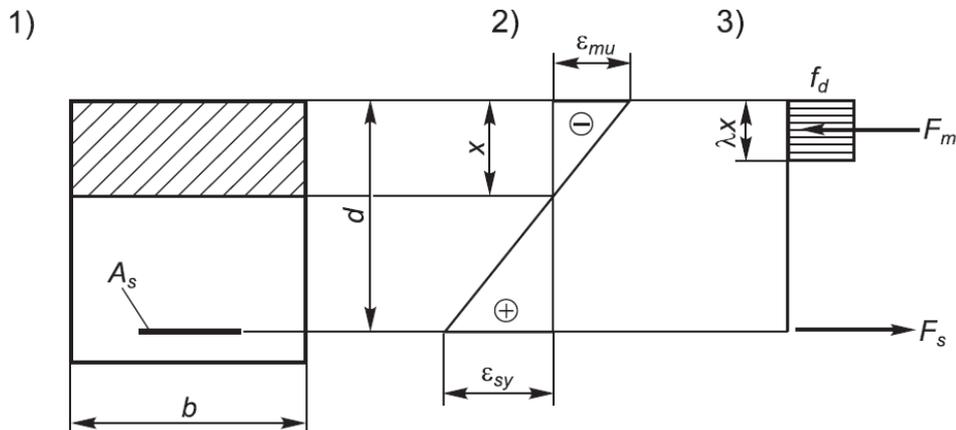


Рис. 3.23. Расчетная схема деформаций и усилий в сечении изгибаемого элемента: 1 – сечение; 2 – эпюра деформаций; 3 – расчетная схема внутренних усилий в сечении

Для армированного прямоугольного сечения при чистом изгибе расчетное сопротивление изгибу сечения  $M_{Rd}$  допускается рассчитывать по формуле

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z.$$

В этом случае на основании показанного на рис. 3.23 упрощения, при условии, что в поперечном сечении одновременно достигаются максимальное растягивающее и сжимающее напряжения, плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армированного элемента  $z$  допускается определять по формуле

$$z = d \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d.$$

В двух последних формулах,  $d$  – рабочая высота поперечного сечения, мм;  $A_s$  – площадь поперечного сечения растянутой продольной арматуры, мм<sup>2</sup>;  $f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение ненапрягаемой арматуры, МПа;  $b$  – ширина поперечного сечения, мм;  $f_d$  – меньшее из расчетных значений прочности при сжатии каменной кладки в направлении нагрузки, МПа.

При определении расчетного значения сопротивления изгибу сечения элемента каменной конструкции  $M_{Rd}$  расчетное значение прочности при сжатии  $f_d$  (рис. 3.23) допускается принимать на отрезке  $\lambda x$ , измеренном от сжатой грани сечения. Расчетное значение сопротивления изгибу сечения  $M_{Rd}$  должно быть:

– для кладочных изделий группы 1, кроме изделий из бетона на пористых заполнителях,

$$M_{Rd} = 0,4 f_d b d^2;$$

– для кладочных изделий группы 2, включая изделия из бетона на пористых заполнителях группы 1,

$$M_{Rd} = 0,3 f_d b d^2,$$

где  $f_d$  – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки в соответствующем направлении, МПа;  $b$  – ширина поперечного сечения, мм;  $d$  – рабочая высота поперечного сечения, мм.

### Перечень контрольных вопросов по 3 разделу:

1. Что такое трещиностойкость железобетонных конструкций? Из какого условия, согласно ТНПА, ограничивается ширина раскрытия трещин? Факторы, влияющие на ширину раскрытия трещин?

2. Сопротивление железобетонных элементов раскрытию трещин. Чем характеризуется стадия стабилизировавшегося трещинообразования?

3. Базовые модели для определения расстояния между трещинами. Определение расстояния между трещинами по СНБ 5.03.01-02 и по ТКП EN 1992-1-1-2009\* (с изм. №1 и 2).

4. Предпосылки и допущения, используемые для расчета ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента. Условие определения ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси?

5. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин.

6. Для чего нужно ограничивать прогибы железобетонных элементов? Исходя из каких требований назначаются предельно допустимые прогибы железобетонных элементов?

7. Расчетные модели, применяемые для определения прогибов железобетонных элементов?

8. Случаи, когда расчеты прогибов железобетонных элементов можно не производить?

9. Материалы для каменных конструкций. Природные и искусственные камни. Растворы.

10. Сопротивление кладки при растяжении и сжатии. Факторы, влияющие на сопротивление кладки.

11. Деформативность каменной кладки. Стадии работы кладки под кратковременной сжимающей нагрузкой.

12. Определение характеристических значений прочности каменной кладки при сжатии и при срезе.

13. Определение значений эффективной высоты и толщины стены из каменной кладки.

14. Расчет балок из армированной каменной кладки (схема напряженного состояния, определение эффективного пролета балок, расчетные формулы).

15. Несущая способность стены из каменной кладки при действии сосредоточенной нагрузки (расчетные условия, схема к расчету).

## **Раздел 4. Железобетонные конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий и сооружений**

### **Тема 4.1. Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений**

Конструктивной основой многоэтажного здания служит пространственная система из стержневых и панельных железобетонных элементов, взаимосвязанных между собой в порядке, обеспечивающем прочность, устойчивость и долговечность системы в целом, а также отдельных ее элементов. Пространственная работа системы проявляется в том, что при загрузении одного из ее элементов в работу включаются и другие элементы.

По конструктивной схеме многоэтажные здания разделяют на каркасные, бескаркасные и со смешанной (комбинированной) схемой, а по назначению – на гражданские и промышленные.

Каркасным называют здание, в котором несущими вертикальными элементами системы являются железобетонные колонны. Бескаркасным (панельным, крупноблочным, объемно-блочным) называют здание, в котором несущие вертикальные элементы компонуют из поставленных одну на другую стеновых панелей. В зданиях комбинированной системы несущими вертикальными элементами являются колонны и панельные стены. Различают каркасные схемы с полным и неполным каркасом. При полном каркасе наружные стены самонесущие, а при неполном – несущие. В зданиях комбинированной системы обычно нижние этажи каркасные, а остальные панельные.

Объемно-блочные здания выполняются из объемных блоков жестких пространственных элементов, устанавливаемых друг на друга, в случае применения каркаса объемные блоки служат его заполнением и каждый блок несет только собственную массу и полезную нагрузку.

В многоэтажных зданиях горизонтальные нагрузки воспринимают системой рам или вертикальных диафрагм – стенок жесткости, специальными связями или ядром жесткости, консольно защемленными в фундаменте (связевые системы). Ядром жесткости называют жесткую пространственную систему, образованную сопряженными между собой стенками. Более часто ядро жесткости выполняют монолитным. Каркас здания с ядром жесткости рассчитывают только на вертикальные нагрузки, что позволяет провести унификацию конструктивных элементов по высоте здания.

Конструктивная схема должна обеспечивать надежную пространственную жесткость и устойчивость здания в целом на действие внешних нагрузок.

#### *Каменные здания и сооружения*

По признаку восприятия горизонтальных и вертикальных нагрузок различают две группы конструктивных схем зданий;

1). с жесткими опорами, в которых каменные наружные стены, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки, опираются на несмещаемые

опоры. Этими опорами являются жесткие поперечные стены, а также покрытия и перекрытия при условии относительно частого расположения устойчивых поперечных конструкций (перегородок);

2). С упругими опорами, в которых из-за относительно редкого размещения устойчивых поперечных конструкций горизонтальные покрытия и перекрытия являются упругоподатливыми опорами для каменных стен.

Жесткая конструктивная схема характерна для многоэтажных гражданских, жилых и общественных зданий. Упругая конструктивная схема свойственна одноэтажным промышленным зданиям.

Пространственную жесткость зданий в целом и совместную работу элементов конструкций обеспечивают устройством связей, перекрытия анкеруют в стенах, поперечные и продольные стены из кладки соединяют перевязкой камней.

Каменные стены зданий обеих конструктивных схем (жесткой и упругой) в зависимости от вида воспринимаемых нагрузок разделяют на наружные и внутренние.

По виду воспринимаемой нагрузки наружные стены разделяют на несущие стены, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен всех этажей здания, от покрытий, перекрытий, кранов, ветровую нагрузку; самонесущие стены, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен всех этажей здания и ветровую нагрузку, ненесущие стены, воспринимающие нагрузку от собственного веса и ветровую нагрузку только в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м.

#### **4.1.1. Деформационные швы.**

В железобетонных и каменных конструкциях значительной протяженности появляются опасные собственные напряжения от усадки и температурных воздействий, а также вследствие неравномерной осадки фундаментов. Примером могут служить наружные стены зданий, которые при сезонном перепаде температуры периодически получают нарастающие деформации растяжения или сжатия. Вследствие этого стены здания могут разорваться на две и более частей в зависимости от протяженности здания. Дополнительные напряжения в конструкциях от неравномерной осадки опор возникают при размещении фундаментов зданий на разнородных грунтах или при неодинаковых давлениях фундаментов на основания.

В целях уменьшения собственных напряжений от перепада температуры, усадки бетона и осадки опор железобетонные и каменные конструкции зданий разделяют по длине и ширине на отдельные части (деформационные блоки) температурно-усадочными и осадочными швами. Температурно-усадочными швами разрезают здания до верха фундамента, а осадочными – включая фундамент. Это обусловлено тем, что температурно-влажностный режим фундаментов колеблется незначительно, поэтому в нем возникают небольшие собственные напряжения от усадки и перепада температуры. В зданиях из монолитного бетона деформационные швы одновременно являются рабочими швами, т.е. местами для перерыва работ по укладке бетона на продолжительное время.

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40°C, назначаемые без расчета конструкций (с ненапрягаемой арматурой и преднапряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории) на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

– для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона – 72 м;

– для неотапливаемых зданий того же типа – 48 м.

Во всех остальных случаях расстояниях между температурно-усадочными швами определяются расчетом.

Для предварительно напряженных конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 1-й или 2-й категории, а также для всех конструкций, эксплуатируемых при расчетных температурах минус 40°C и ниже, расстояния между деформационными швами во всех случаях определяют расчетом по образованию трещин.

Суммарная ширина деформационных швов зависит от размеров деформационных блоков здания и возможных колебаний температуры. Расчеты показывают, что при возведении зданий в условиях средней температуры из деформационные блоки можно разделять швами шириной 0,5 см, они могут даже соприкасаться вплотную, так как вследствие усадки бетона швы сами раскроются и образуют зазор, достаточный для удлинения продольных конструкций блоков при повышении температуры. Если же сооружения возводят при сравнительно низкой температуре, то ширину шва обычно принимают 2...3 см.

Здания или сооружения, прямоугольные в плане, обычно разделяют швами на равные части. В зданиях с пристройками деформационные швы удобно располагать во входящих углах, при разной этажности – в сопряжении низкой части с высокой (рис. 4.1), а при примыкании новых зданий или сооружений к старым – в местах примыкания. В сейсмических районах деформационные швы используют и как антисейсмические.

Деформационные швы в каркасных зданиях чаще всего образуют установкой сдвоенных колонн и парных балок (рис. 4.2, а). Такие швы являются наиболее дорогими и рекомендуются для зданий повышенной этажности при тяжелых или динамических нагрузках. В панельных зданиях швы выполняют постановкой парных поперечных стен. При опирании балок перекрытия на стены целесообразно деформационный шов устраивать с помощью скользящей опоры (рис. 4.2, б).

В монолитных железобетонных конструкциях деформационные швы устраивают путем свободного опирания конца балки одной части здания на

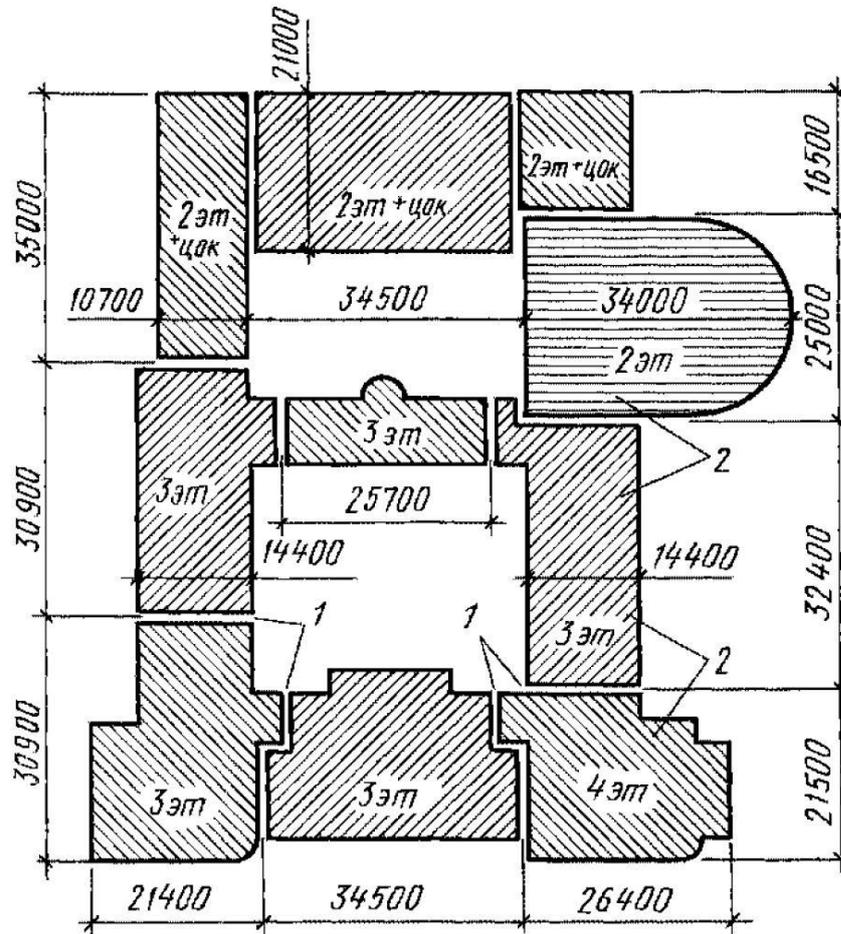


Рис. 4.1. Схема расположения деформационных швов в зданиях сложной формы и разной этажности  
 1 – деформационные швы, 2 – деформационные блоки

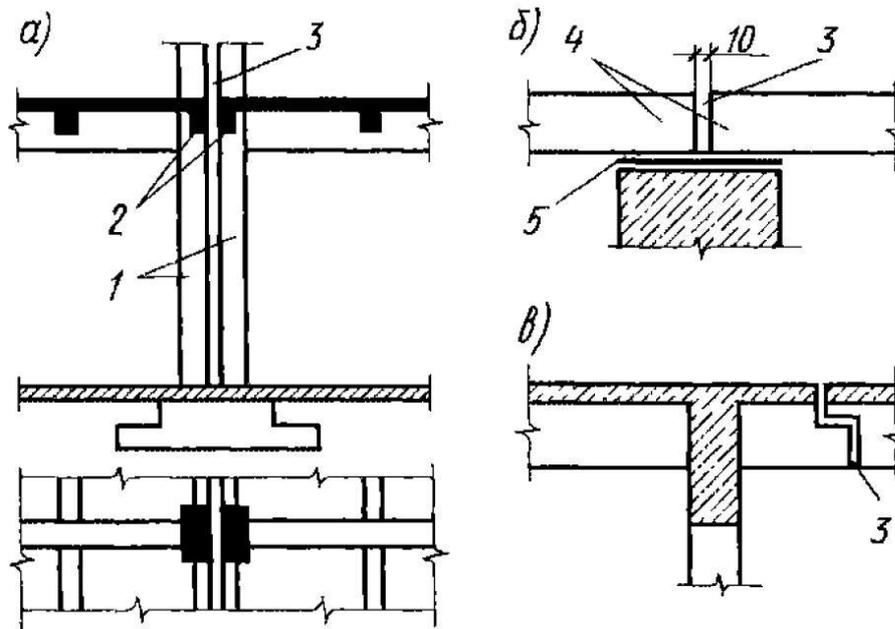


Рис. 4.2. Основные конструктивные схемы температурно-усадочных швов  
 1 – парные уголки, 2 – парные балки, 3 – температурно-усадочные швы,  
 4 – балки перекрытия, 5 – поверхность скольжения (прокладки)

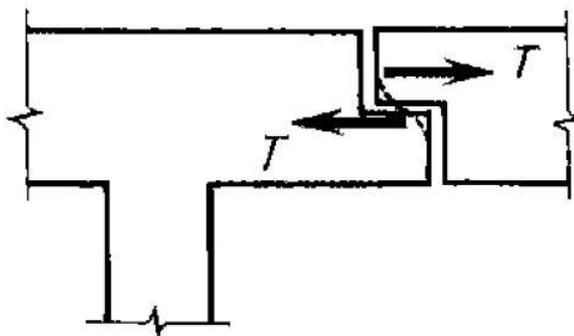


Рис. 4.3. Схема усилий от температурных и усадочных деформаций

консоль балки другой части здания (рис. 4.2, в), в консольных деформационных швах соприкасающиеся части необходимо выполнять строго горизонтальными, так как в противном случае вследствие заклинивания шва можно повредить как консоль, так и лежащую на ней часть балки (рис. 4.3). Особенно опасен обратный уклон опорной поверхности консоли.

Осадочные швы (при примыкании новых зданий к старым, в местах сопряжения высоких частей здания с низкими, при возведении зданий на неоднородных и просадочных грунтах) устраивают посредством парных колонн, опирающихся на независимые фундаменты, или устанавливают в промежутке между двумя частями здания (с самостоятельными фундаментами) свободно опертые плиты-вкладыши или балочные конструкции. Последнее решение чаще всего применяют при сборных конструкциях.

#### 4.1.2. Типизация сборных элементов, унификация размеров

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в том случае, когда на заводе изготавливают серии однотипных элементов. Технологический процесс при этом совершенствуется, снижается трудоемкость изготовления и стоимость изделий, улучшается их качество. Отсюда вытекает важнейшее требование, чтобы число типов элементов в здании было ограниченным, а применение их – массовым (для возможно большего числа зданий различного назначения).

С этой целью типизируют элементы, т. е. для каждого конструктивного элемента здания отбирают наиболее рациональный, проверенный на практике, тип конструкции с наилучшими по сравнению с другими решениями технико-экономическими показателями (расход материалов, масса, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость); Выбранный таким образом тип элемента принимается для массового заводского изготовления.

Опыт типизации показывает, что для изгибаемых элементов, например, панелей перекрытий, целесообразно при изменении длины элемента или нагрузки, действующей на элемент, сохранять размеры поперечного сечения, увеличивая лишь сечение арматуры. Для балок покрытий, длина которых и значения нагрузок меняются в большом диапазоне, рекомендуется менять и размеры сечения, и армирование. Для колонн многоэтажных гражданских зданий (а в ряде случаев и промышленных) следует сохранять неизменными размеры поперечных сечений и изменять по этажам здания лишь сечение арматуры и в

необходимых случаях класс бетона. При этом, несмотря на некоторый излишний расход бетона в колоннах верхних этажей, общая стоимость конструкции снижается благодаря многократному использованию форм, унификации арматурных каркасов. Кроме того, при постоянных размерах сечения колонн по этажам соблюдается однотипность балок перекрытий, опирающихся на колонны.

В результате работы по типизации составлены каталоги сборных железобетонных элементов, которыми руководствуются при проектировании различных зданий. По мере развития техники и накопления опыта типовые элементы совершенствуются, создаются новые, более эффективные, поэтому каталоги время от времени обновляются.

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояния между колоннами в плане (сетка колонн) и высоты этажей унифицируют, т. е. приводят к ограниченному числу размеров.

Основой унификации размеров служит единая модульная система, предусматривающая градацию размеров на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

Для одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами расстояние между разбивочными осями в продольном направлении (шаг колонн) принято равным 6 или 12 м, а между разбивочными осями в поперечном направлении это расстояние (пролеты здания) принято кратным укрупненному модулю 6 м, т. е. 18, 24, 30 м и т. д. Высота от пола до низа основной несущей конструкции принята кратной модулю 1,2 м, например, 10,8; 12 м и т. д. до 18 м.

Для многоэтажных промышленных зданий принята унифицированная сетка колонн 9×6, 12×6 м под функциональные нагрузки на перекрытия 5, 10 и 15 кН/м<sup>2</sup> и сетка колонн 6×6 м под функциональные нагрузки 10, 15, 20 кН/м<sup>2</sup>; высоты этажей принимают кратными укрупненному модулю 1,2 м, например, 3,6; 4,8; 6 м.

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей принят размер 600 мм. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 3 до 6,6 м. Высоты этажей, кратные модулю 300 мм, - от 3 до 4,8 м.

На основе унифицированных размеров оказалось возможным все многообразие объемно-планировочных решений зданий свести к ограниченному числу унифицированных конструктивных схем, т. е. схем, где решение каркаса здания и его узлов однотипно. Все это позволило создать типовые проекты зданий для массового применения в строительстве.

Чтобы связать размеры типовых элементов зданий, предусмотрены три категории размеров: номинальные, конструктивные и натурные. *Номинальные размеры* элемента – расстояния между разбивочными осями здания в плане. Например, плита покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину 6 м. *Конструктивные размеры* элемента отличаются от номинальных на величину швов и зазоров. Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер 5970 мм, т. е. зазор составляет 30 мм. Величина зазоров зависит от условий и методов монтажа и должна допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. В

последнем случае величина зазора принимается не менее 30 мм. *Натурные размеры* элемента – фактические размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3-10 мм). Конструктивные размеры элементов назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках, а также с учетом нормированных допусков.

### 4.1.3. Конструкции плоских перекрытий

Железобетонные плоские перекрытия – наиболее распространенные конструкции, применяемые в строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений. Их широкому применению в строительстве способствуют высокая индустриальность, экономичность, жесткость, огнестойкость и долговечность. 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. 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 (рис. 4.4, а), 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 (рис. 4.4, б), работающими на изгиб в двух направлениях, с перекрестной рабочей арматурой.

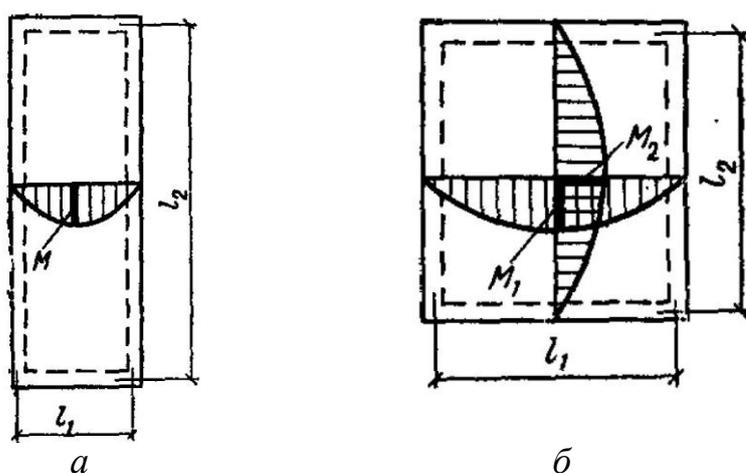


Рис. 4.4. Схемы плит, работающих на изгиб: а – в одном коротком направлении (балочные), б – в двух направлениях (оперты по контуру)

#### **4.1.4. Балочные сборные перекрытия. Компоновка конструктивной схемы.**

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки, называемые ригелями, или главными балками. Ригели опираются на колонны и стены; направление ригелей может быть продольное (вдоль здания) или поперечное. 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 (разработкой) 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.

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 и транспортных средств.

При проектировании разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем перекрытия и на основании сравнения выбирают наиболее экономичную.

Общий расход бетона и стали на устройство железобетонного перекрытия складывается из соответствующего расхода этих материалов на плиты, ригели и колонны. Наибольший расход железобетона - около 65 % общего количества – приходится на плиты. Поэтому экономичное решение конструкции плит приобретает важнейшее значение.

#### ***Проектирование плит перекрытия***

Плиты перекрытий для уменьшения расхода материалов проектируют облегченными – пустотными или ребристыми. 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.

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, круглыми и вертикальными пустотами, ребристые с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), ребристые с ребрами вниз, сплошные (рис. 4.5, а-е).

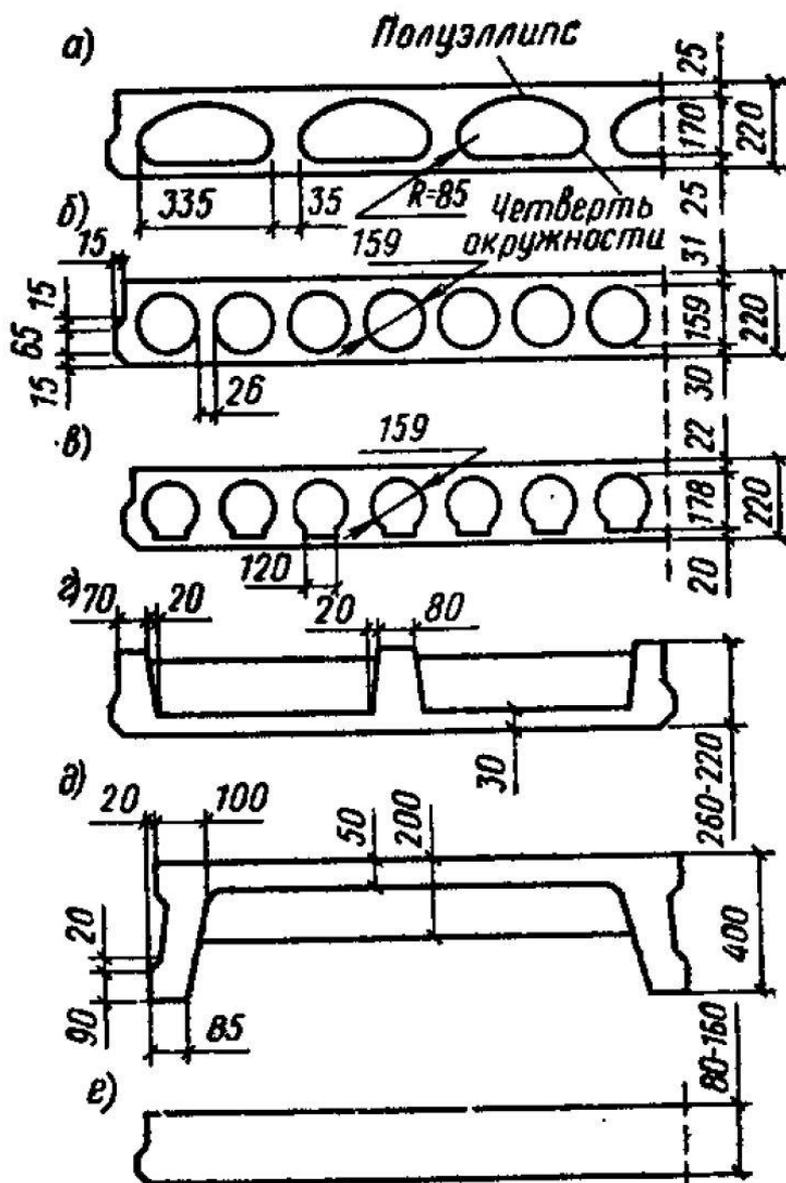


Рис. 4.5. Формы поперечного сечения плит перекрытий

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. Плиты шириной 3,2 м при пролете 6 м перекрывают целиком жилую комнату; масса таких плит с пустотами 5-6 т. Пустотные и сплошные плиты, позволяющие создать гладкий потолок, применяют для жилых и гражданских зданий, ребристые панели ребрами вниз – для промышленных зданий с функциональными нагрузками свыше 5 кН/м<sup>2</sup>.

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 9,2 см, в то время как в плитах с круглыми пустотами приведенная толщина бетона достигает 12 см. Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, вызванные тем, что после извлечения пустотообразователей (пуансонов) стенки каналов свежесформованного изделия иногда обваливаются. Поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами. На заводах с действующим оборудованием и освоенной технологией допускается изготовление панелей с овальными пустотами. Дальнейшее совершенствование технологии заводского изготовления пустотных панелей позволит перейти к более экономичным по расходу бетона конструкциям. Следует считать, однако, с условиями звукоизоляции и требованиями в связи с этим о минимальной массе перекрытия.

Плиты ребрами вверх при относительно малой приведенной толщине бетона 8 см менее индустриальны, так как при их использовании требуется устройство настила под полы. В результате стоимость перекрытия оказывается более высокой.

В ребристых панелях ребрами вниз П-образных приведенная толщина бетона 10,5 см, расход стальной арматуры на 1 м<sup>2</sup> площади составляет 8,3-21,5 кг в зависимости от временной нагрузки.

Для предварительно напряженных плит применяют бетон класса не ниже, чем С20/25, для плит без предварительного напряжения - бетон класса не ниже, чем С16/20.

#### *Конструирование плит.*

Применяют сварные сетки и каркасы из обыкновенной арматурной проволоки и горячекатаной арматуры периодического профиля (рис. 4.6).

В качестве напрягаемой продольной арматуры применяют стержни классов S540, S800, S1200, канаты классов Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3. Армировать можно и без предварительного напряжения, если пролет панели меньше 6 м.

Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах ребристых панелей.

Поперечные стержни объединяют с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в

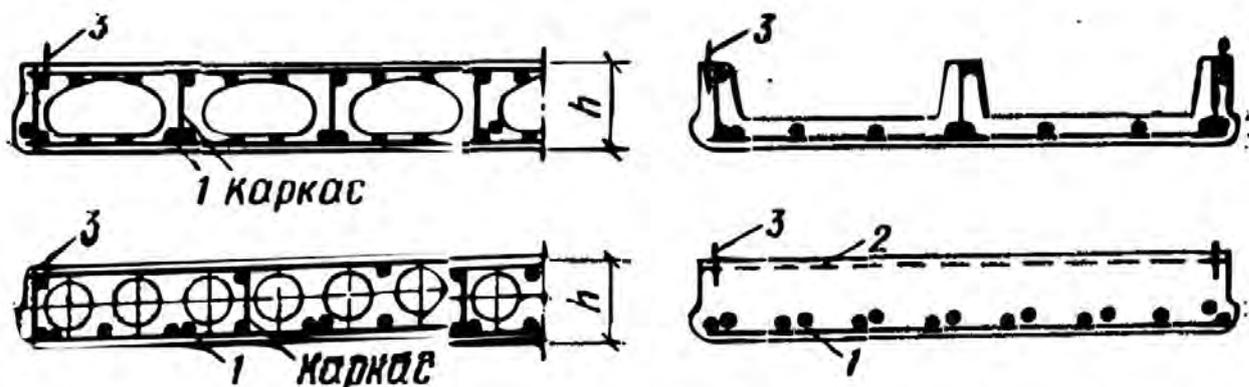


Рис. 4.6. Армирование панелей перекрытий: 1 – напрягаемая арматура; 2 – узкие сетки в верхней зоне; 3 – петли для подъема

ребрах плит. Плоские сварные каркасы в круглопустотных плитах могут размещаться только на опирных 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.

Монтажные соединения панелей всех типов выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением бетоном швов между плитами (рис. 4.7, а).

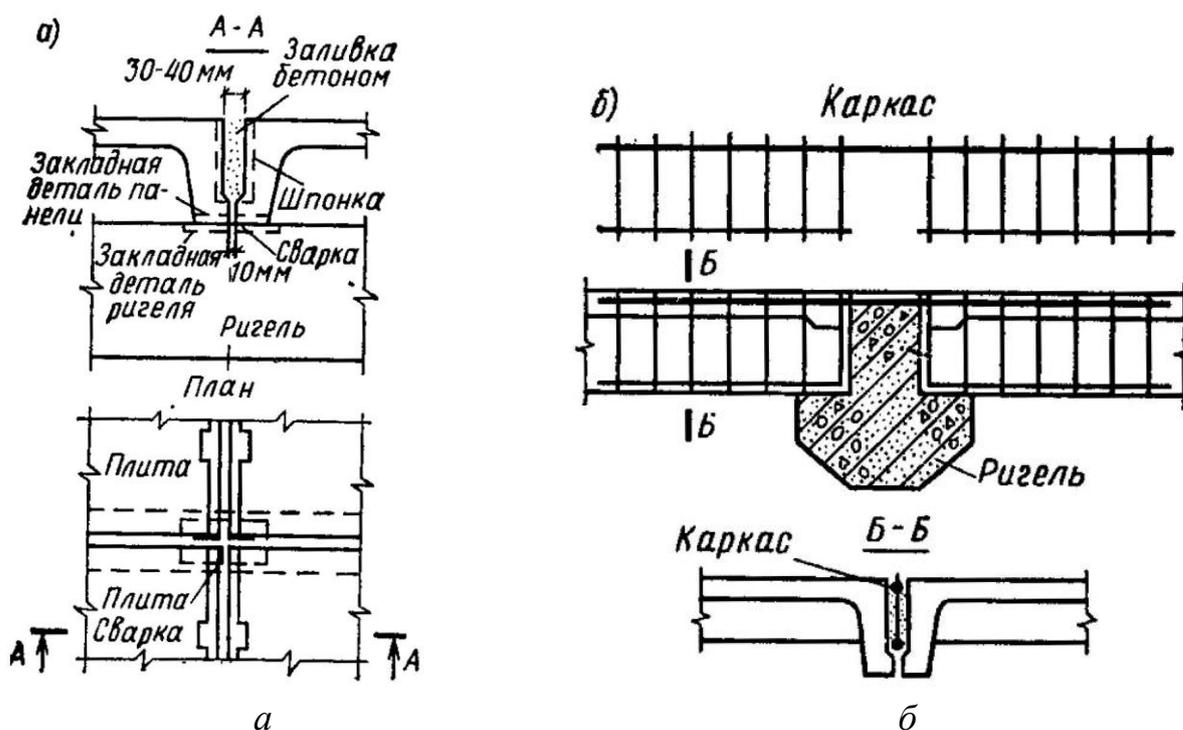


Рис. 4.7. Монтажные соединения плит перекрытия

В продольных боковых гранях плит предусматривают впадины, предназначенные для образования (после замоноличивания швов) прерывистых шпонок, обеспечивающих совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях. При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

Если функциональные нагрузки на перекрытия больше  $10 \text{ кН/м}^2$ , 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. 4.7, б). На нагрузки, действующие после замоноличивания, такие плиты рассчитывают, как неразрезные.

#### **4.1.5. Проектирование ригеля. Основные положения по расчету и конструированию.**

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. 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.

*Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий.*

При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром.

В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке (рис. 4.8, а), с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне  $\sigma_c = f_{cd}$ , наступает разрушение.

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рис. 4.8, б). Здесь с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах); возникает стадия, при которой  $\sigma_s = f_{yd}$ , но  $\sigma_c < f_{cd}$ . Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Для рассмотренной: балки с двумя защемленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров - на обеих опорах и в пролете.

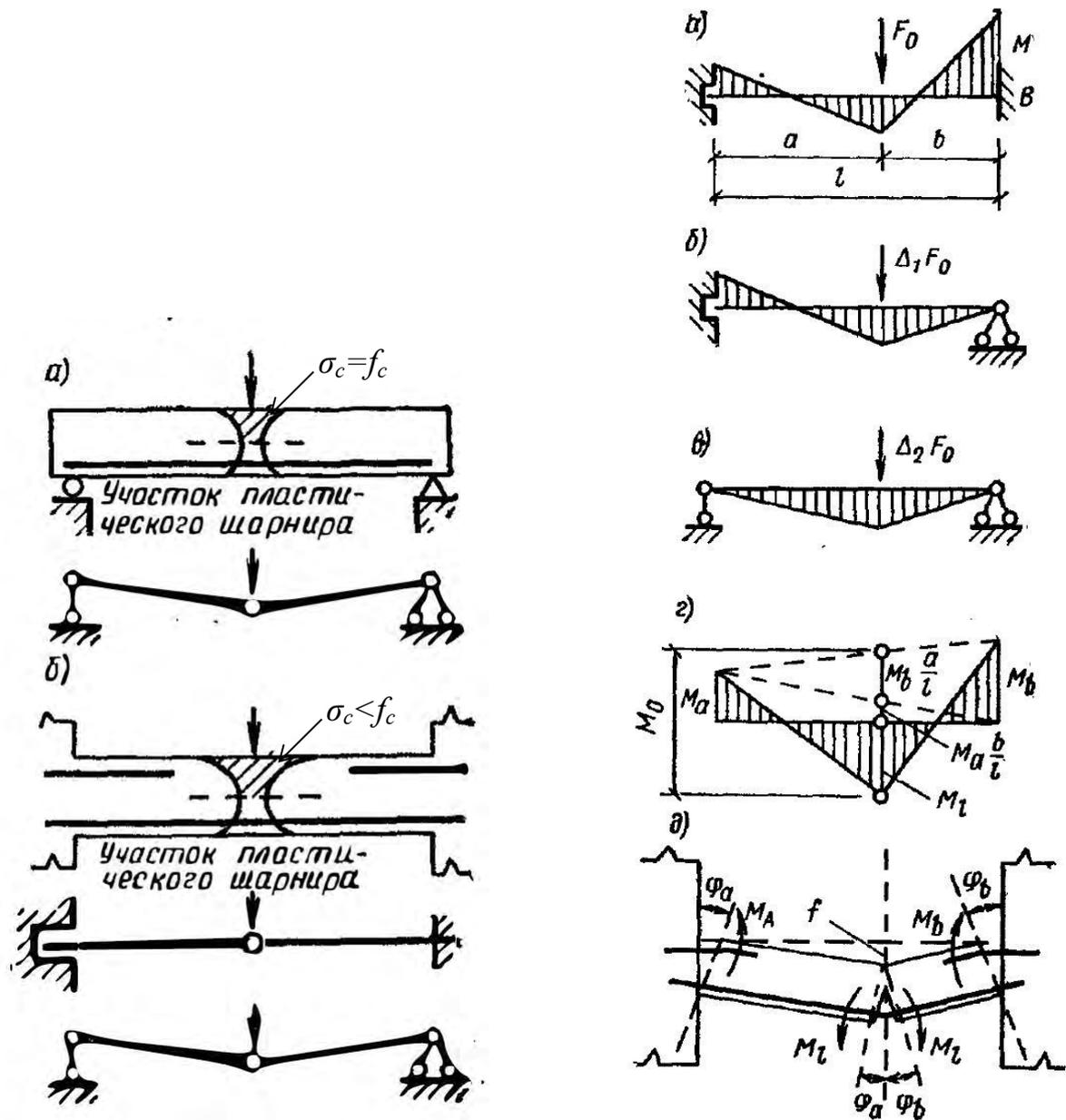


Рис. 4.9. Эпюры перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке

В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с  $n$  лишними связями наступает с образованием  $n+1$  пластических шарниров.

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:  $M = f_{yd} \cdot A_s \cdot z$ .

Плечо внутренней пары сил  $z$  после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным.

Рассмотрим на примере балки, защемленной на двух опорах, последовательность перераспределения изгибающих моментов. С появлением пластического шарнира на одной из опор при нагрузке  $F_0$  (рис. 4.9, а) балка приобретает новую схему – с одной защемленной и второй шарнирной опорами (рис. 4.9, б). При дальнейшем повышении нагрузки балка работает по этой новой схеме.

С момента появления пластического шарнира на другой опоре при увеличении нагрузки на  $\Delta_1 F_0$  балка превращается в свободно опертую (рис. 4.9, в). Образование пластического шарнира в пролете при дополнительной нагрузке  $\Delta_2 F_0$  превращает балку в изменяемую систему, т. е. приводит к разрушению.

Предельные расчетные моменты в расчетных сечениях (в пластических шарнирах) равны:  $M_A$  - на опоре А;  $M_B$  - на опоре В;  $M_l$  - в пролете (рис. 4.9, г).

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0.$$

В предельном равновесии – непосредственно перед разрушением – изгибающие моменты балки можно найти статическим или кинетическим способом.

### 1. Статический способ

Запишем значение пролетного момента:

$$M_l = M_0 - M_A \frac{b}{l} - M_B \frac{a}{l}.$$

где  $M_0 = Fab/l$  – момент статически определимой свободно лежащей балки.

Из последнего уравнения следует, что сумма пролетного момента в сечении и долей опорных моментов, соответствующих этому сечению, равна моменту простой балки  $M_0$ . Кроме того, из уравнения представленного уравнения вытекает, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров. Последовательность эта может быть назначена произвольно, необходимо лишь соблюдать уравнение равновесия. Однако изменение соотношения моментов в сечениях меняет значение нагрузки, вызывающей образование первого и последнего пластических шарниров, а также меняет ширину раскрытия трещин в первом пластическом шарнире.

### 2. Кинематический способ.

Балка в предельном равновесии рассматривается как система жестких звеньев, соединенных друг с другом в местах излома пластическими шарнирами (рис. 4.9, д). Если прогиб балки под силой  $F$  равен  $f$ , то углы поворота звеньев:

$$\begin{aligned} \varphi_A &= \operatorname{tg} \varphi_A = f/a \\ \varphi_B &= \operatorname{tg} \varphi_B = f/b; \\ A_F &= Ff. \end{aligned}$$

Виртуальная работа внутренних усилий – изгибающих моментов в пластических шарнирах

$$A_M = \sum \varphi M = (\varphi_A + \varphi_B) M_l + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B,$$

а с учетом полученных выше значений  $\varphi_A, \varphi_B$

$$A_M = f \left( \frac{M_l \cdot l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right).$$

Уравнение виртуальных работ  $A_F = A_M$

Тогда получаем

$$Ff = f \left( \frac{M_l \cdot l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right),$$

откуда расчетная предельная сила

$$F = \frac{M_l \cdot l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b}.$$

Если умножить левую и правую части последнего уравнения на  $ab/l$ , то получим найденное выше статическим способом уравнение равновесия.

Расчет и конструирование статически неопределимых железобетонных конструкций по выравненным моментам позволяет облегчить армирование сечений, что особенно важно для монтажных стыков на опорах сборных конструкций; позволяет стандартизировать и осуществить в необходимых случаях одинаковое армирование сварными сетками и каркасами там, где при расчете по упругой схеме возникают различные по значению изгибающие моменты. При временных нагрузках расчет по выравненным моментам по сравнению с расчетом по упругой схеме может давать 20-30 % экономии стали в арматуре.

Величина перераспределенного момента не оговаривается, но должен производиться расчет по предельным состояниям эксплуатационной пригодности. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических шарнирах достигается ограничением выравненного момента с тем, чтобы он не слишком резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70 %.

Чтобы обеспечить условия, отвечающие предпосылке метода предельного равновесия, т. е. возможность образования пластических шарниров и развития достаточных местных деформаций при достижении конструкцией предельного равновесия, следует соблюдать конструктивные требования:

1) конструкция должна быть запроектирована так, чтобы причиной ее разрушения не могли быть срез сжатой зоны или раздавливания бетона от главных сжимающих напряжений;

2) армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так, чтобы относительная высота сжатой зоны  $\xi \leq 0,35$ ;

3) следует применять арматурные стали с площадкой текучести или сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки.

На действие динамических нагрузок (сейсмика, ударная взрывная волна и т. п.) железобетонные статически неопределимые конструкции также целесообразно рассчитывать с учетом образования пластических шарниров.

Перераспределение усилий в статически неопределимой железобетонной конструкции происходит и на более ранней стадии работы под нагрузкой – под влиянием изменения жесткости опорных и пролетных сечений вследствие образования и раскрытия трещин в растянутых зонах элементов. Хотя такого рода перераспределение усилий не оказывает заметного влияния на перераспределение усилий в предельном равновесии – перед образованием пластических шарниров, однако оно существенно влияет на работу конструкции в эксплуатационной стадии и поэтому учитывается в расчетах.

Для неразрезных балок упрощенный способ учета такого рода перераспределения усилий состоит в следующем. Опорные моменты вычисляют как в упругой системе и умножают на поправочные коэффициенты, оценивающие неодинаковую жесткость опорных и пролетных сечений. Далее по исправленным опорным моментам обычным путем вычисляют пролетные моменты

Расчет неразрезного ригеля как упругой системы служит основой для следующего перераспределения изгибающих моментов. Расчетный пролет ригеля принимают равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при оттирании на стену расчетный пролет считается от оси опоры на стене до оси колонны. 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

$$h(1/10 \dots 1/15)lb=(0,3 \dots 0,4)h.$$

Изгибающие моменты и поперечные силы неразрезной балки при равных или отличающихся не более чем на 20 % пролетах определяют по таблицам:

- для равномерно распределенной нагрузки

$$M = (\alpha g + \beta v)l^2; Q = (\gamma g + \delta v)l;$$

- для сосредоточенных нагрузок

$$M = (\alpha G + \beta V)l; Q = \gamma G + \delta V,$$

где  $\alpha, \beta$  – табличные коэффициенты при определении  $M$  от соответствующих загрузок постоянной и временной нагрузкой;  $\gamma, \delta$  – табличные коэффициенты при определении  $Q$  от соответствующих загрузок постоянной и временной нагрузкой.

#### *Конструирование неразрезного ригеля*

Поперечное сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым и полками вверх, тавровым с полками вниз. При опирании панелей перекрытия на нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается.

Стыки ригелей размещают обычно непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней (рис. 4.10, а). В стыковых соединениях ригель

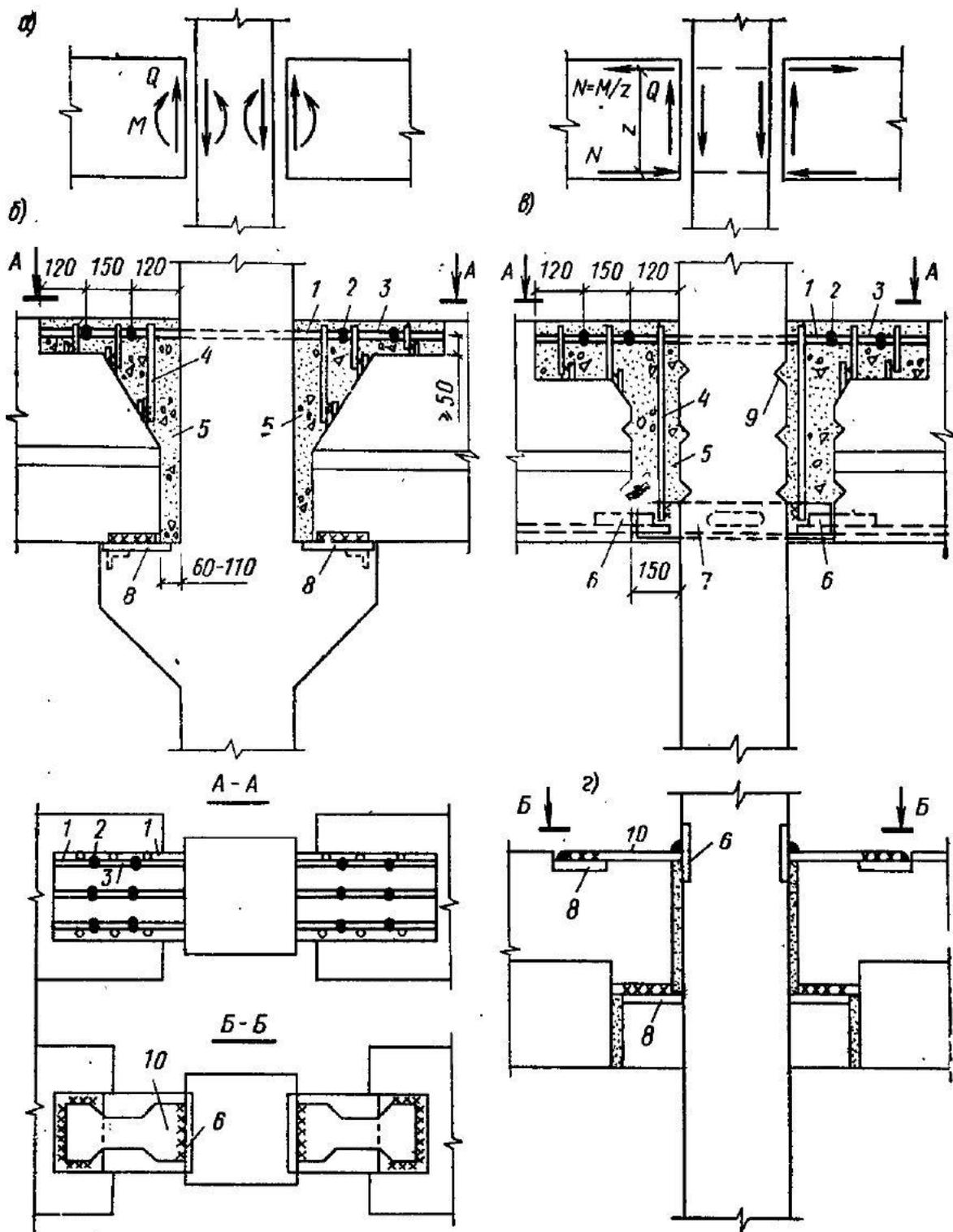


Рис. 4.10. Конструирование стыков сборного ригеля с колонной  
*a* – усилия, действующие в стыке; *б* – жесткий стык на консолях;  
*в* – жесткий стык бесконсольный; *г* – скрытый стык на консолях;  
 1 – арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2 – ванная сварка; 3 –  
 вставка арматуры; 4 – поперечные стержни, привариваемые на монтаже; 5 –  
 бетон замоноличивания; 6 – усиленный арматурный выпуск из ригеля; 7 –  
 опорный столки из уголков с отверстием для удобства бетонирования; 8 –  
 стальные закладные детали; 9 – призматические углубления для образования  
 бетонных шпонок; 10 – фигурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже

может опираться на железобетонную консоль колонны или же на опорный столки из уголков, выпущенных из колонны (рис. 4.10, 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 (см. рис. 4.10, г). Эти стыки считаются шарнирными, фигурная же стальная накладка, привариваемая на монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента ( $\sim 50$  кН м).

В бесконсольных стыках (рис. 4.10, в), 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. 4.11). 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.

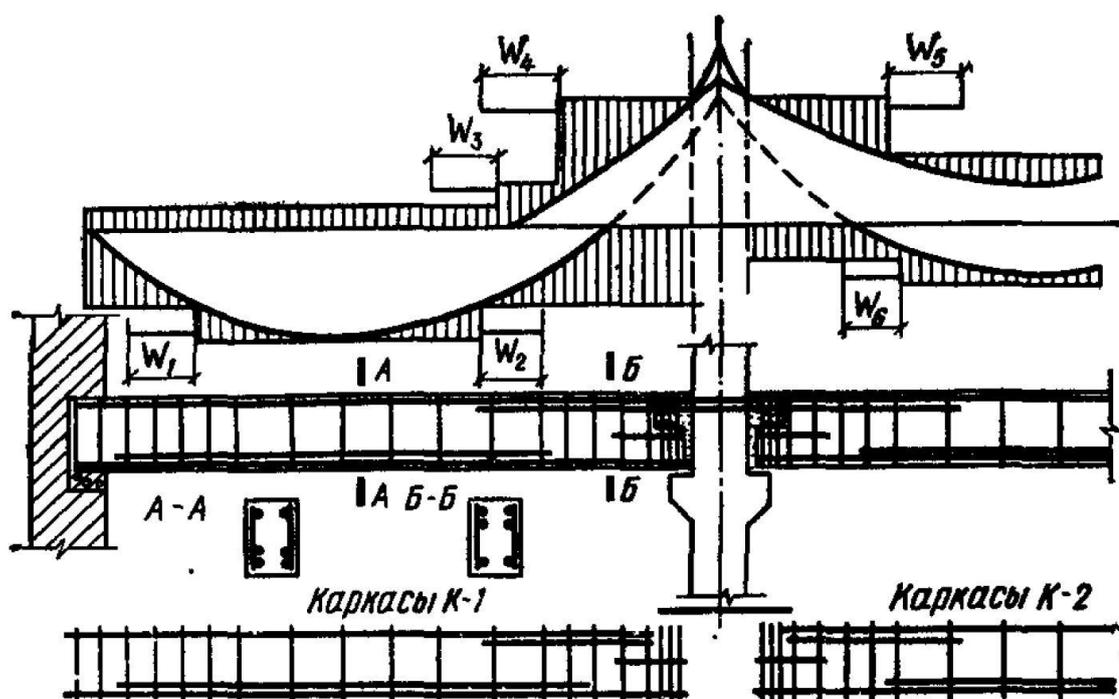


Рис. 4.11. Армирование ригеля и эпюра материалов

В целях экономии арматурной стали 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 сопротивления 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 несущей способности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры арматуры пересекает эпюру  $M$ , сопротивление сечения недостаточно.

#### 4.1.6. Ребристые монолитные перекрытия с плитами опертыми по контуру

##### *Конструктивные схемы перекрытий*

В состав конструктивной схемы перекрытий входят, плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны.

Размер сторон плиты в каждом направлении достигает 4-6 м; практически возможное отношение сторон  $l_2/l_1 = 1 \dots 1,5$ . Балки назначают одинаковой высоты и располагают по осям колонн в двух направлениях. Перекрытия без промежуточных колонн и с малыми размерами плит (менее 2 м) называют кессонными. Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и значения нагрузки может составлять 50-140 мм, но не менее  $1/50 l_1$ .

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например, для перекрытия вестибюля, зала и т. п. По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн.

Опыты показали, что предельная разрушающая нагрузка при прямоугольном и диагональном расположении арматуры одинакова (рис. 4.12, а, б). Однако прямоугольные сетки проще в изготовлении, поэтому их применяют для армирования плит.

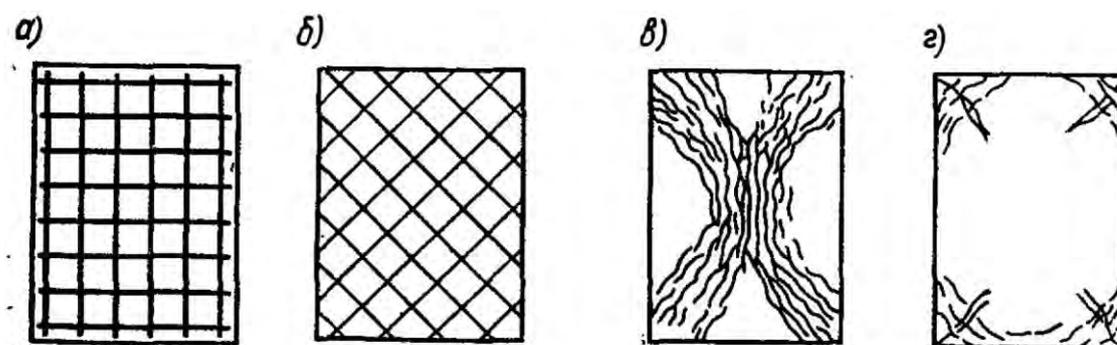


Рис. 4.12. Схемы армирования (а, б) и характер разрушения (в, г) при испытании плит, опертых по контуру

Характер разрушения плит, опертых по контуру, под действием равномерно распределенной нагрузки представлен на рис. 4.12, в, г. На нижней поверхности плиты трещины направлены по биссектрисам углов, на верхней поверхности при заделке плиты по контуру трещины идут параллельно сторонам и имеют закругления в углах, перпендикулярные диагоналям.

Установить характер разрушения железобетонных плит, опертых по контуру, важно для расчета их несущей способности и конструирования арматуры.

*Расчет и конструирование плит, опертых по контуру.*

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, количество стержней в приопорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных размеров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку не доводят до опоры на расстояние  $t_k$  (рис 4.13, а). В плитах, неразрезных и закрепленных на опоре, принимают  $l_k = l/4$ , в плитах, свободно опертых  $t_k/l/8$ , где  $l_1$  меньшая сторона опорного контура. Пролетную арматуру плит конструируют также и из унифицированных сеток с продольной рабочей арматурой. Сетки укладывают в пролете в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении (рис. 4.13, б). Монтажные стержни сеток не стыкуются.

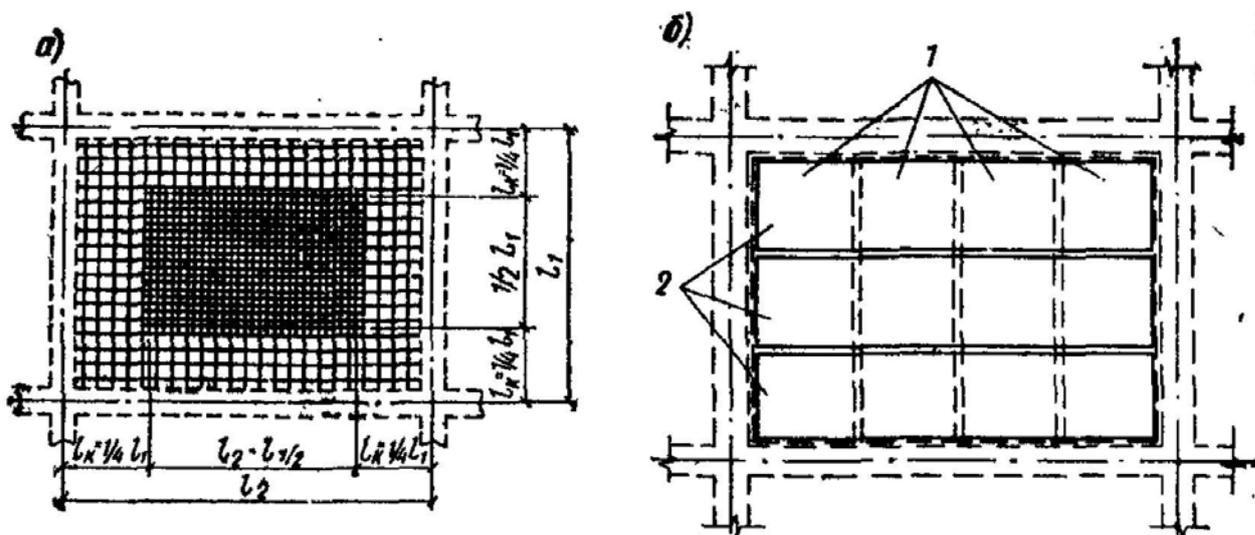


Рис 4.13. Армирование плит, опертых по контуру

а – плоскими сварными сетками; б – узкими сварными сетками; 1 – пролетные сетки нижнего слоя; 2 – пролетные сетки, укладываемые на сетки 1

Надпорная арматура неразрезных многопролетных плит, опертых по контуру, при плоских сетках в пролете конструируется аналогично надпорной арматуре балочных плит. Армирование может осуществляться также с применением типовых рулонных сеток с продольной рабочей арматурой, раскатываемых во взаимно перпендикулярном направлении.

В первом пролете многопролетных плит изгибающий момент больше, чем в средних, поэтому поверх основных сеток укладывают дополнительные рулонные сетки (рис. 4.13, б) или дополнительные плоские сетки.

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плита в предельном равновесии рассматривается как система плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок (рис. 4.14, а). Изгибающие моменты плиты  $M$  зависят от площади арматуры  $A_{st}$ , пересеченной пластическим шарниром, и определяются на 1 м ширины плиты по формуле  $M = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot z$ .

При различных способах армирования плит, опертых по контуру, составляют уравнение работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяют изгибающие моменты от равномерно распределенной нагрузки.

Панель плиты в общем случае испытывает действие пролетных  $M_I, M_2$  и опорных моментов  $M_I', M_I'', M_{II}', M_{II}''$  (рис. 4.14, б). В предельном равновесии плита под нагрузкой провисает, и ее плоская поверхность превращается в поверхность пирамиды, гранями которой служат треугольные и трапециевидные звенья.

Расчетные пролеты  $l_1$  и  $l_2$  принимают равными расстоянию (в свету) между балками или расстоянию от оси опоры на стене до грани балки (при свободном опирании).

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно-связанными с ним балками, в предельном равновесии возникают распоры, повышающие их несущую способность. Поэтому при подборе сечений арматуры плит изгибающие моменты, определенные расчетом, следует уменьшить: в сечениях средних пролетов и у средних опор – на 20 %; в сечениях первых пролетов и первых промежуточных опор при  $l_k/l < 1,5$  – на 20 % и при  $1,5 \leq l_k/l \leq 2$  – на 10 %, где  $l$  – расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия;  $l_k$  – расчетный пролет плиты в направлении, параллельном краю перекрытия.

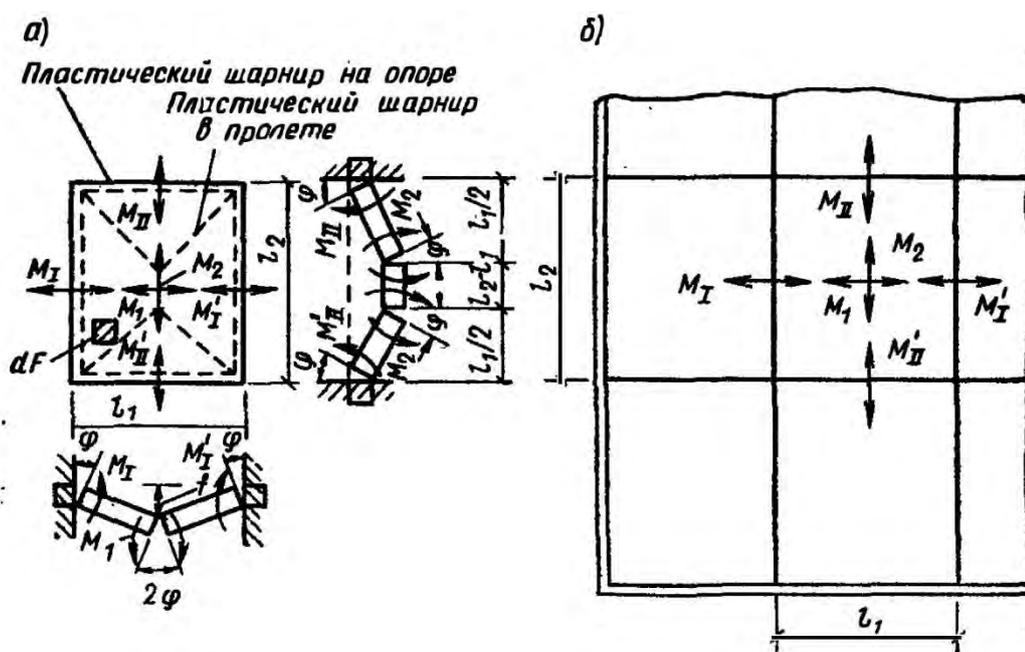


Рис. 4.14. К расчету плит, опертых по контуру, по методу предельного равновесия

Сечение арматуры плит подбирают как для прямоугольных сечений. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета. В соответствии с таким расположением арматуры рабочая высота сечения плиты для каждого направления различна и будет отличаться на размер диаметра арматуры.

#### 4.1.7. Безбалочные сборные перекрытия

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн (рис. 4.15). 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 6х6 м.

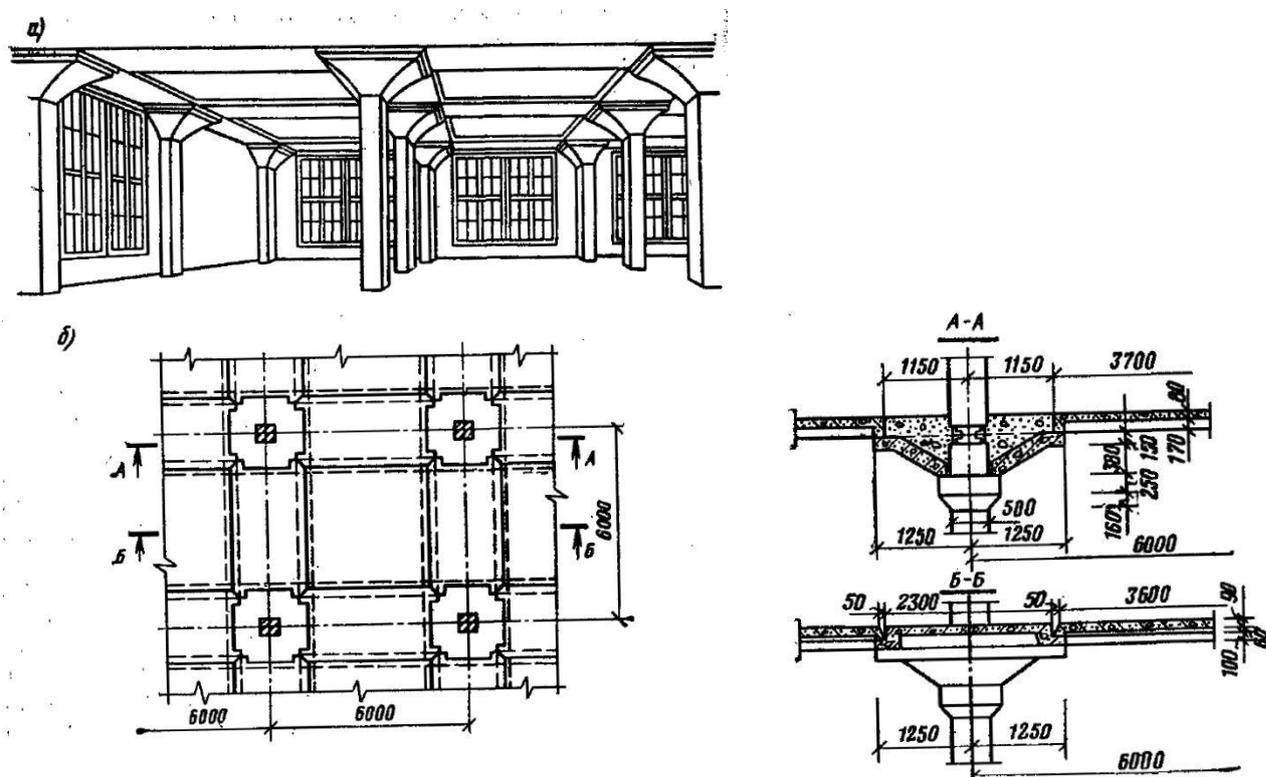


Рис. 4.15. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с ребристыми панелями: а – общий вид; б – конструктивный план и разрезы

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.

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 закрепляют по верху 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, а капители – полыми или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

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.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы  $N$  от нагрузки на вышележащих этажах и на действие изгибающего момента  $M$  от односторонней временной нагрузки на перекрытии.

#### 4.1.8. Безбалочные монолитные перекрытия

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно из колонны с капителями (рис. 4.16, а). Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы: а) создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной; б) обеспечить несущую способность плиты на продавливание по периметру капители; в) уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные перекрытия проектируют с квадратной или прямоугольной равнопролетной сеткой колонн. Отношение большего пролета к меньшему при прямоугольной сетке ограничивается отношением  $l_2/l_1 \leq 1,5$ . Рациональная квадратная сетка колонн 6х6 м. По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн (рис. 4.16, б).

Безбалочное перекрытие рассчитывают по методу предельного равновесия. Экспериментально установлено, что для безбалочной плиты опасными (расчетными) загрузками являются: полосовая нагрузка через пролет и сплошная по всей площади. При этих загрузках возможны две схемы расположения линейных пластических шарниров плиты.

При полосовой нагрузке в предельном равновесии образуются три линейных пластических шарнира, соединяющих звенья в местах излома (рис. 4.17, а). В пролете пластический шарнир образуется по оси загруженных панелей, и трещины раскрываются вниз. У опор пластические шарниры отстоят от осей колонн на расстоянии  $c_1$ , зависящем от формы и размеров капителей, трещины раскрываются вверх. В крайних панелях при свободном опирании на стену по

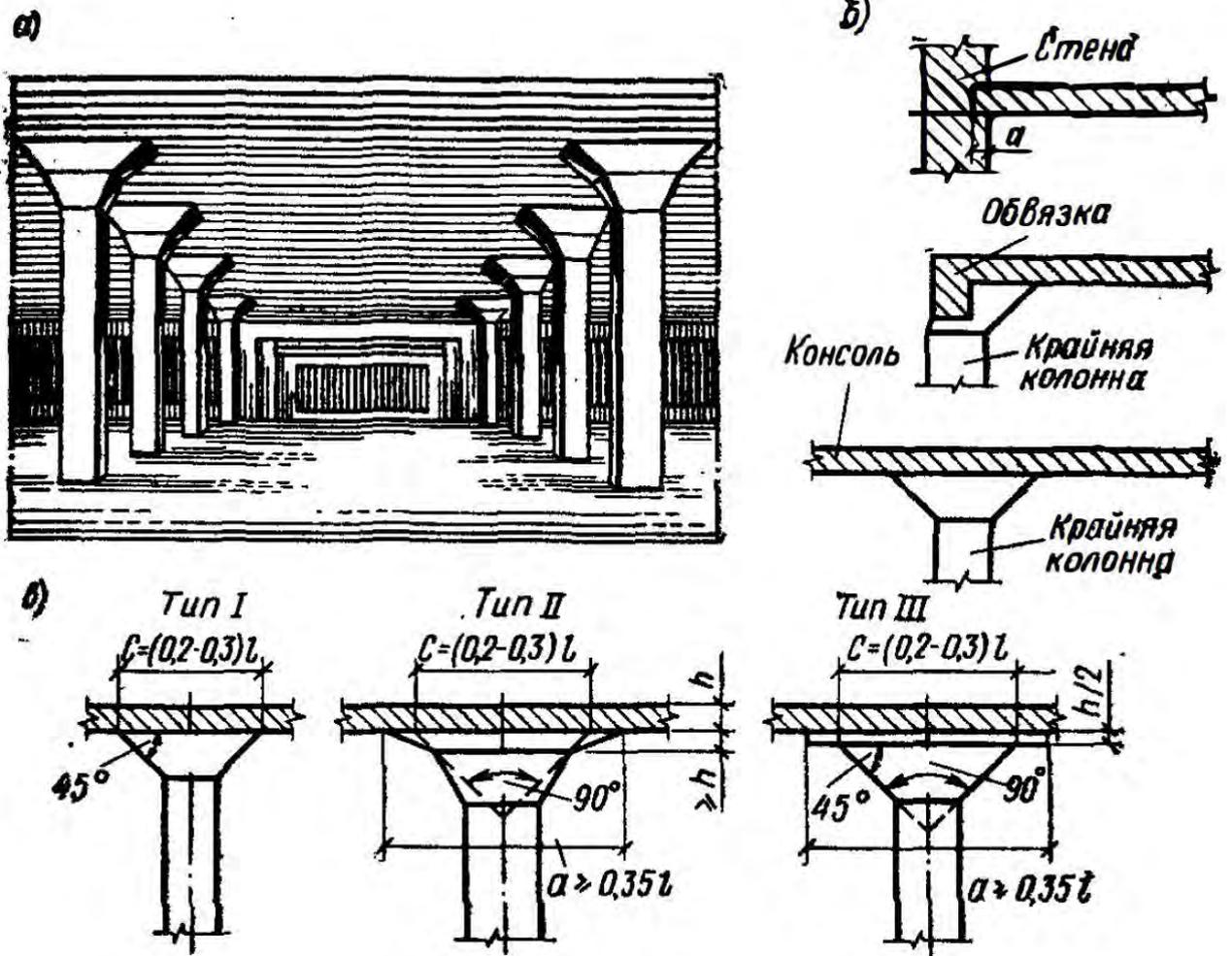


Рис. 4.16. Конструкция безбалочного монолитного перекрытия: *a* – общий вид; *б* – деталь опирания плиты на по наружному контуру здания; *в* – то же, на капители колонн

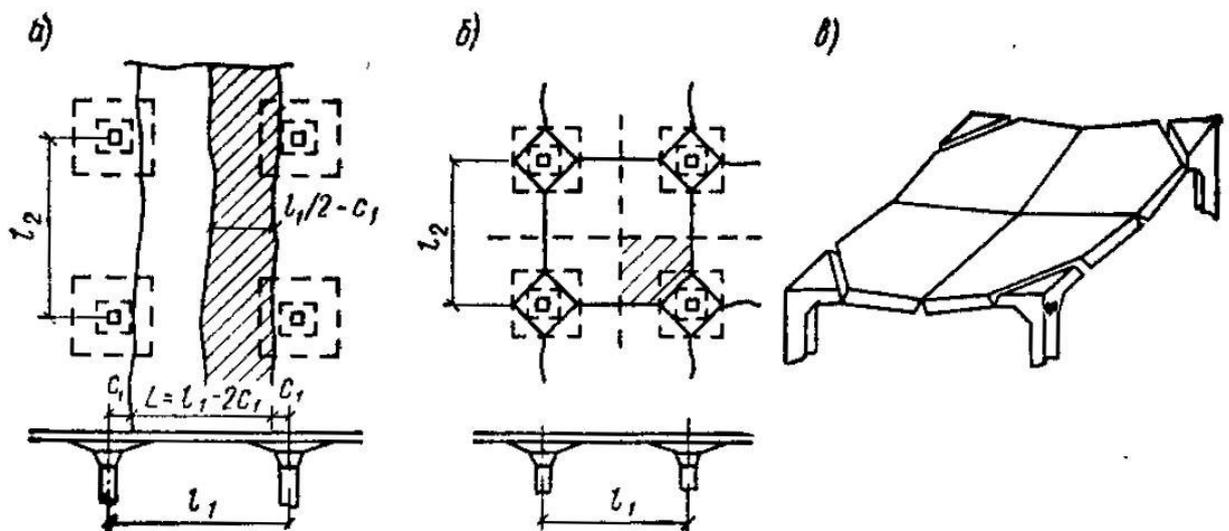


Рис. 4.17. К расчету безбалочного перекрытия по методу предельного равновесия

наружному краю образуются всего два линейных шарнира – один в пролете и один у опоры вблизи первого промежуточного ряда колонн.

При сплошном загрузении безбалочного перекрытия в средних панелях возникают взаимно перпендикулярные и параллельные рядам колонн линейные пластические шарниры с раскрытием трещин вниз; при этом каждая панель делится пластическими шарнирами на четыре звена, вращающихся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей обычно под углом  $45^\circ$  к рядам колонн (рис. 4.17, б, в). В средних панелях над опорными пластическими шарнирами трещины раскрываются только вверху, а по линиям колонн прорезают всю толщину плиты. В крайних панелях схема образования линейных пластических шарниров изменяется в зависимости от конструкции опор (свободное опирание на стену, наличие полукапителей на колоннах и окаймляющих балок и т. п.).

#### **4.1.9. Железобетонные конструкции промышленных многоэтажных зданий.**

Многоэтажные промышленные здания проектируют, как правило, с полным несущим каркасом. В таких каркасах ригели опирают лишь на колонны, в том числе расположенные у наружных стен здания.

В многоэтажных зданиях с балочными перекрытиями размещают производства с вертикальными технологическими процессами, в том числе приборостроения, легкого машиностроения, химической и легкой промышленности и т. п. Такие здания применяют также в качестве административно-бытовых, лабораторных и т. п. корпусов предприятий. Здания проектируют в зависимости от назначения высотой от 2 до 10 этажей.

Каркас зданий конструируют с балочными перекрытиями двух типов. В перекрытиях типа 1 ребристые панели опирают на полки ригелей (рис. 4.18, а). В перекрытиях типа 2 сборные плиты опирают на ригели прямоугольного или Т-образного поперечного сечения (рис. 4.18, б). Здания с мостовыми кранами в верхнем этаже решают обычно с перекрытиями типа 2. Во многих случаях конструкции двухэтажных зданий с укрупненной сеткой колонн верхнем этаже применимы не только для предприятий тяжелой но другой индустрии. Замена одноэтажных зданий двухэтажными позволяет лучше использовать территории предприятий, сокращать протяженность коммуникаций и снижать стоимость строительства.

Несущие вертикальные конструкции могут быть рамными, рамно-связевыми и связевыми. В рамных системах все нагрузки воспринимают элементы рам с жесткими узлами. В рамно-связевых системах совместно работают рамы с жесткими узлами и вертикальные диафрагмы. В связевых системах вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса, а горизонтальные – вертикальные диафрагмы. При этом ригели крепят к колоннам шарнирно. По технологическим соображениям применяют в основном рамный каркас. Пространственная жесткость зданий обеспечивается в поперечном направлении многоэтажными рамами с жесткими узлами, а в продольном направлении – верти-

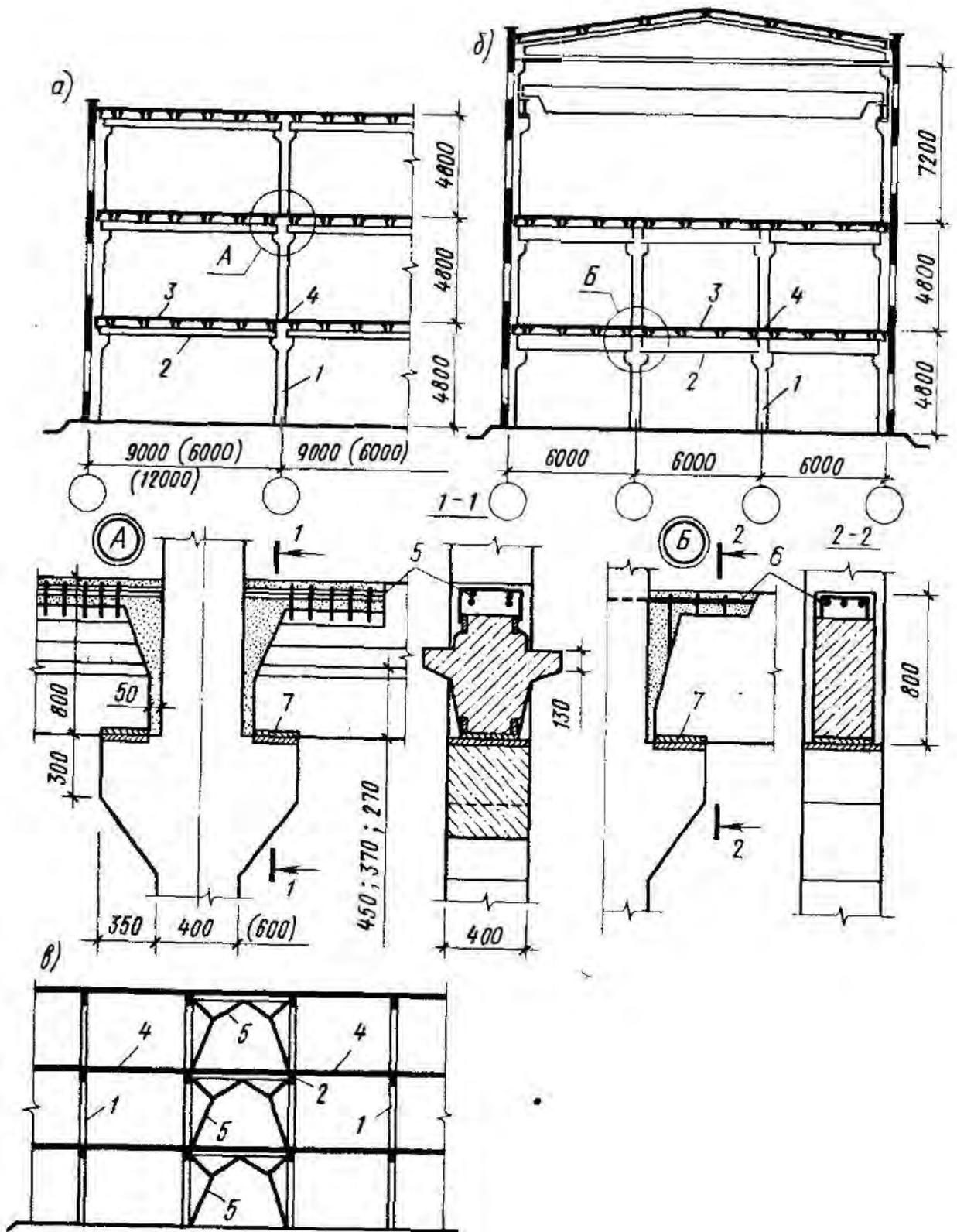


Рис. 4.18. Конструктивное решение поперечного каркаса многоэтажного промышленного здания с ригелями типа 1 (а) и типа 2 (б), а также схема вертикальных связей в продольном направлении здания (в): 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – рядовая панель; 4 – межколонная панель; 5 – спаренные выпуски арматуры ригеля; 6 – то же, одиночные; 7 – монтажный сварной шов

кальными связями, состоящими из стальных профилей (рис. 4.18, в).

В тех случаях, когда по технологическим условиям вертикальные связи не могут быть поставлены, применяют продольные рамы.

Унифицированный каркас зданий имеет сетку колонн 6х6; 9х6 и 12х6 м при функциональных нагрузках  $\nu = 5 \dots 30$  кПа. Дополнительные сетки колонн 9х9; 12х9; 12х12 м применяют при нагрузках соответственно 5...15; 5...10 и 5 кПа.

Увеличение пролета ригелей с 6 до 12 м позволяет повысить степень использования производственной площади, изменить технологический процесс производства и снизить трудоемкость монтажа каркаса на 15...20%. Для зданий с повышенными расстояниями между колоннами расход стали повышается, однако приведенные и эксплуатационные затраты и сметная стоимость единицы производственной площади снижаются.

Ширина многоэтажных зданий зависит от технологических условий и требований освещенности. Естественное освещение обеспечивается при ширине зданий до 24 м. При ширине 30 м и более требуется сочетание естественного и искусственного освещения.

Высота этажей зданий составляет 3,6; 4,8; 6 и 7,2 м. Высоту всех этажей, кроме верхних, принимают равными расстоянию между поверхностями полов смежных этажей. Для верхнего этажа высота является равной расстоянию от чистого пола до верха утеплителя покрытия условной толщины 100 мм. Для зданий, имеющих верхний этаж пролетом 18 м, высоту верхнего этажа принимают равной расстоянию от чистого пола до низа стропильной конструкции.

Для зданий с балочными перекрытиями применяют колонны сечением 400х400 и 400х600 мм консольного типа высотой в один или два этажа. Колонны стыкуют на высоте 600 мм от уровня пола. Класс бетона колонн нижних этажей – не менее С20/25. Рабочая арматура колонн – класса S500.

На консоли колонн в поперечном направлении укладывают ригели, а по ним крупноразмерные панели и коробчатые настилы. Ригели монтажной сваркой или самозацепляющимися деталями закрепляют с колоннами в местах консолей, а также ванной сваркой выпусков верхних продольных стержней ригелей с арматурой такого же диаметра, пропущенной сквозь колонны. После заполнения зазоров между колоннами и торцами ригелей бетоном обеспечивается жесткость узлов рамы.

При больших пролетах ригелей или при действии больших нагрузок используют методы предварительного напряжения конструкций в стадии монтажа каркаса многоэтажных зданий. При этом сборные ригели объединяют в статически неопределимые системы. Путем регулирования в рамах создают искусственное, наиболее выгодное напряженное состояние. Вследствие повышения жесткости и трещиностойкости элементов и узлов рам каркас здания по работе не уступает монолитному предварительно напряженному каркасу, а по методу возведения приближается к сборному.

#### 4.1.9. Железобетонные конструкции гражданских многоэтажных зданий

Для гражданских многоэтажных зданий чаще используют пространственную каркасно-панельную систему несущих конструкций. В таких зданиях могут быть свободные от поперечных стен помещения.

Каркас здания состоит из стержневых и плоских, чаще всего унифицированных и типовых элементов. К вертикальным несущим элементам каркаса относятся колонны и пилоны (глухие диафрагмы и простенки диафрагм с проемами), к горизонтальным – ригели рам и плиты перекрытия и покрытия. Конструктивные схемы таких зданий могут быть с поперечными (рис. 4.19, а) или продольными (рис. 4.19, б) рамами. Встречаются также каркасы с безбалочными перекрытиями (рис. 4.19, в).

Пролеты рам, т. е. пролеты ригелей в многоэтажных каркасах, составляют от 1,8 м в коридорах до 18 м в помещениях. Шаг рам или пролет панелей перекрытия колеблется от 3 до 12 м при модуле, равном 0,6 м. Таким образом конструкции рамного каркаса могут быть применены для строительства многоэтажных зданий различного назначения. Высота этажей зданий составляет 3; 3,3; 3,6 и 4,2 м.

Вертикальные несущие конструкции работают совместно благодаря наличию жестких перекрытий. Они объединяют вертикальные несущие конструкции в единую пространственную систему и служат горизонтальными диафрагмами жесткости. Жесткими диафрагмами являются перекрытия не только из монолитного железобетона, но также из сборных панелей с замоноличенными стыками. В своей плоскости перекрытия работают на усилия, вызываемые горизонтальной нагрузкой.

Вертикальные диафрагмы обеспечивают жесткость многоэтажных зданий во всех направлениях и препятствуют появлению деформаций от крутящих усилий. Их размещение должно гарантировать отсутствие больших температурных усилий в ригелях и панелях перекрытия как при возведении, так и эксплуатации многоэтажных зданий. Рациональное размещение диафрагм приведено на рис. 4.20, а, б.

Отдельные разбросанные в плане здания, диафрагмы целесообразно применять в каркасных зданиях высотой не больше 16 этажей. В высотных зданиях плоские диафрагмы объединяют в одну конструкцию, называемую стволом здания (рис. 4.20, в). В плане здания ствол представляет ядро жесткости. Стволы позволяют снижать расход стали до 15%, цемента – до 10% и стоимость конструкции – до 10%.

В отличие от пилонов и стволов зданий изгибная жесткость колонн является незначительной, поэтому колоннам целесообразно передать лишь вертикальные нагрузки от перекрытий и навесных стен. В таких каркасах ригели присоединяют к колоннам шарнирно либо с частичным защемлением. Горизонтальные нагрузки передают диафрагмам жесткости, которые представляют собой комплексные конструкции, включающие колонны каркаса и установленные между ними стеновые панели.

В некоторых случаях, например при больших нагрузках на перекрытиях,

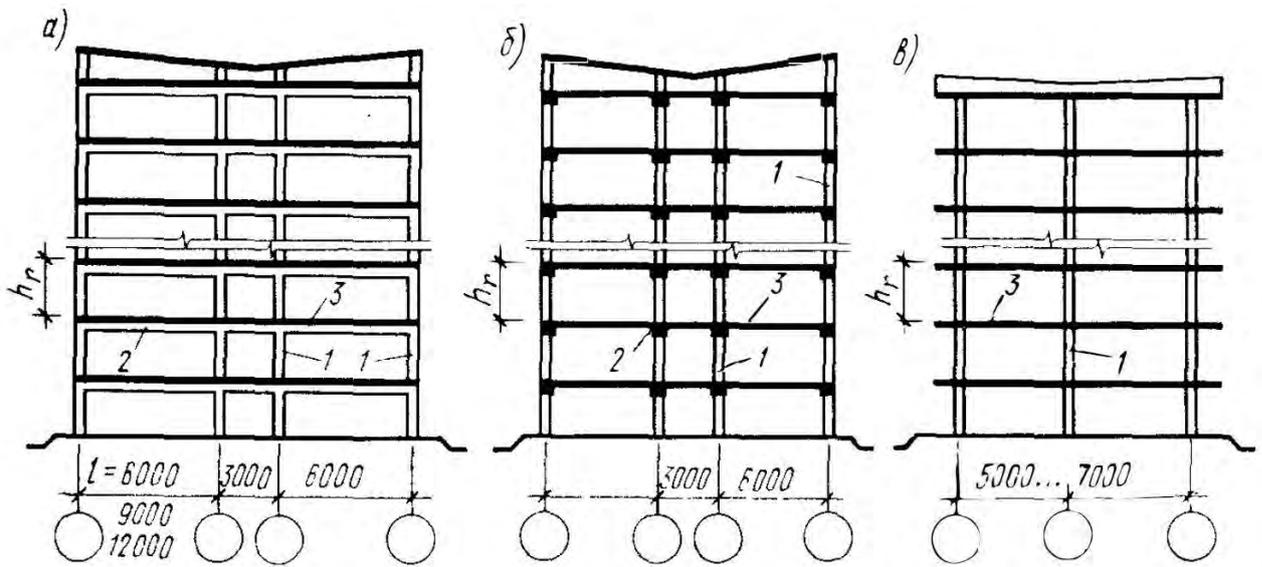


Рис. 4.19. Конструктивное решение каркаса гражданских зданий с поперечными рамами (а), с продольными рамами (б) и с безбалочными перекрытиями (в): 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – плита

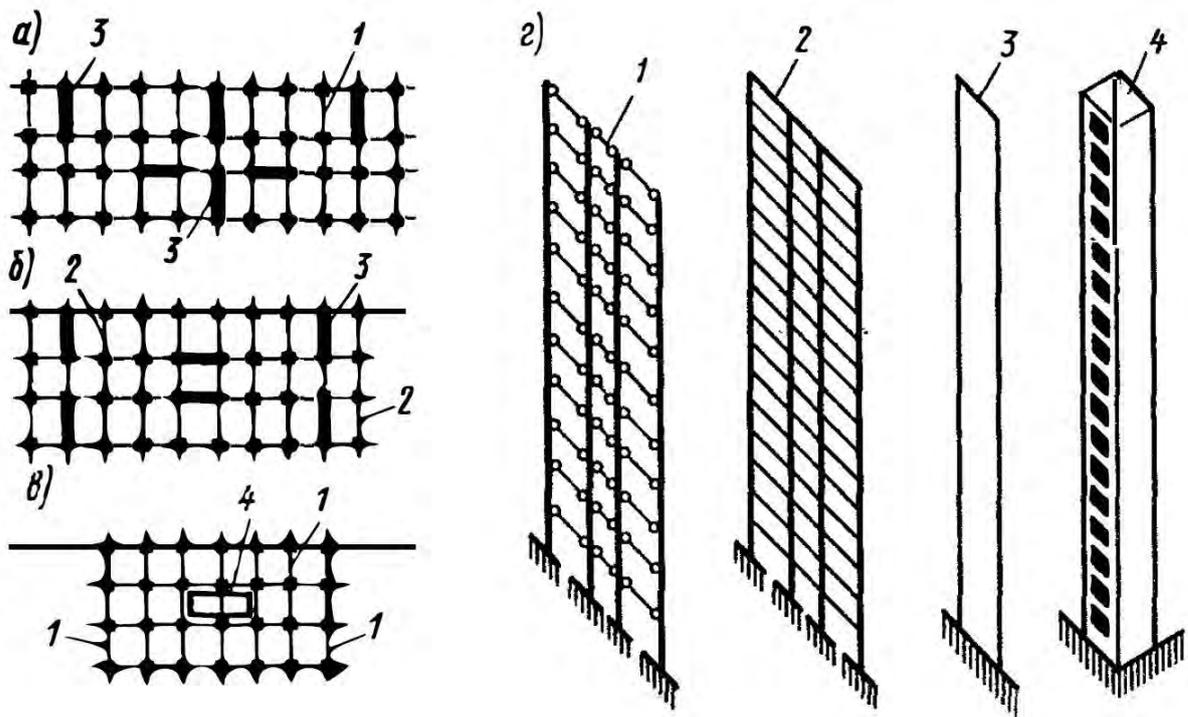


Рис. 4.20. Рациональное размещение вертикальных элементов жесткости в плане многоэтажных зданий (а, б, в) и вертикальные несущие конструкции каркаса (г): 1 – рама с шарнирным креплением ригелей; 2 – рама с жесткими узлами; 3 – пилон; 4 – ствол

применяют рамы с жесткими узлами. В данном случае система каркаса в поперечном направлении здания является рамно-связевой, так как совместно работают рамы и вертикальные диафрагмы жесткости. В продольном направлении здания каркас работает по связевой системе.

В зданиях высотой до 4 и 5 этажей рамный каркас можно применять без вертикальных диафрагм жесткости. С целью сокращения количества стыков и ускорения монтажа каркаса многоэтажных зданий рамы с жесткими узлами выполняют из П-образных и Н-образных фрагментов. Ввиду сложности транспортирования такие фрагменты изготавливают на строительной площадке.

#### 4.1.10. Статический расчет рам. Общие сведения.

Расчетная схема рамного каркаса должна возможно более точно отражать действительную работу сооружения при заданных воздействиях, деформативных свойствах грунтового основания и других факторах. Все допущения, вводимые с целью упрощения расчетной схемы, должны являться результатом пренебрежения второстепенными факторами, мало влияющими на результаты расчета.

При назначении расчетной схемы рамы необходимо учитывать особенности компоновки здания и пространственный характер работы рамного каркаса. Например, при расчете рам каркасов многоэтажных зданий следует учитывать наличие горизонтальных (перекрытия) и вертикальных (стены лестничных клеток и торцовые стены) диафрагм, объединяющих рамы рассчитываемого каркаса в единый пространственный рамно-связевой блок (рис. 4.21, а). Горизонтальные диафрагмы, которые можно с достаточной точностью считать бесконечно жесткими в своей плоскости, распределяют горизонтальные нагрузки между рамами каркаса и вертикальными диафрагмами.

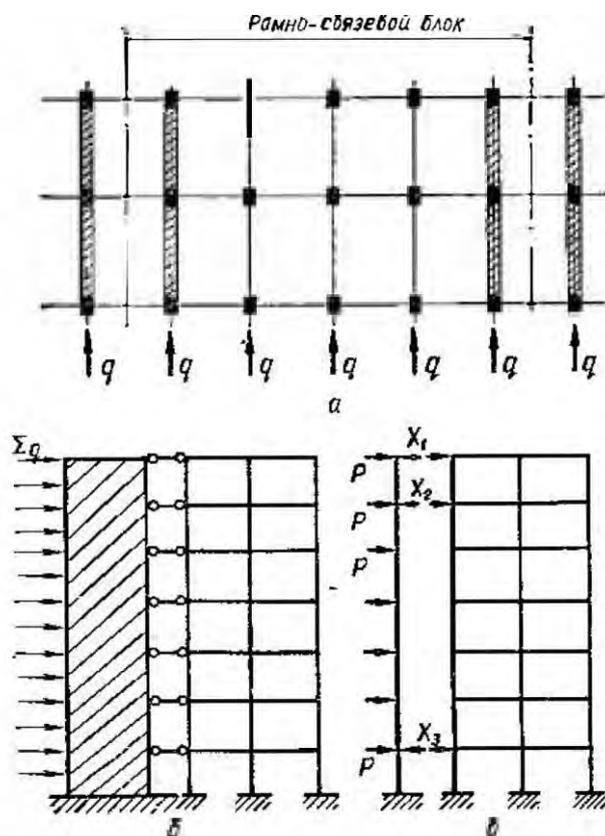


Рис. 4.21. К расчету рамно-связевого блока каркаса: а – план; б – исходная расчетная схема; в – упрощенная расчетная схема.

Расчет на горизонтальные нагрузки рамно-связевого блока при большом числе этажей выполняют как плоской системы (см. рис. 4.21, б), состоящей из рамы-этажерки и консольной балки, связанных в уровнях ригелей абсолютно жесткими связями. Элементы рамы имеют жесткость, равную суммарной жесткости соответствующих элементов рам, входящих в состав блока, а жесткость консоли – сумме жесткостей вертикальных диафрагм.

Для расчета заданной системы целесообразно использовать метод сил, принимая в качестве лишних неизвестных усилия в связях между рамой и балкой. При этом решение задачи может быть значительно упрощено, если учитывать связи только в уровне двух верхних и нижнего ригелей (см. рис. 4.21, в). Усилиями в остальных связях можно пренебречь, так как они невелики.

При расчете многоэтажных рам, решаемых в сборных конструкциях с применением консолей, поддерживающих ригели, следует учитывать повышенную жесткость узлов рамы. Для упрощения, в общем случае, такая рама оказывается состоящей из стержней с приопорными участками бесконечной жесткости.

Рамные каркасы зданий при числе пролетов два и более при действии вертикальной нагрузки рассчитываются без учета смещений.

Ригели многопролетных рам при обычных величинах пролетов и нагрузок, а также при погонной жесткости ригеля, втрое большей суммарной, примыкающих к узлу стоек могут рассчитываться как неразрезные балки на шарнирных опорах с упругой заделкой их в крайние стойки.

При отношении суммарных погонных жесткостей примыкающих стоек к погонным жесткостям соответственных ригелей, равном шести и более, ригели рассчитываются как балки с полностью защемленными опорами.

Для сокращения расчетной работы разрешается:

а). если разница между величинами пролетов не более 10% принимать для расчета равнопролетную схему со средней величиной пролета;

б). при уклоне не более  $1/8$  наклонные ломаные ригели считать горизонтальными и высоту этажа принимать равной средней высоте соседних стоек;

в). Перемещать нагрузки к опоре или к середине пролета на величину не более  $0,05l$ , где  $l$  – расчетный пролет конструкции, если этим достигается упрощающая расчет симметрия;

г). Заменять в статическом расчете второстепенные сосредоточенные нагрузки увеличением основной сосредоточенной нагрузки с тем, чтобы сумма всех нагрузок осталась прежней, и при условии, что второстепенные нагрузки в сумме составляют не более 10% от основной;

д). в рамных конструкциях, в которых нагрузка на ригели передается через продольные балки, включать вес ригеля в величину сосредоточенной нагрузки от продольных балок.

Одновременное изменение величин пролетов и нагрузок не допускается, если это ведет в обоих случаях к уменьшению или увеличению расчетного усилия.

Конструирование рам выполняется для действительных пролетов с учетом фактического расположения нагрузки.

Расчет рамной конструкции состоит из трех этапов:

а) ориентировочного назначения сечений элементов рамы для определения собственного веса;

б) предварительного расчета для уточнения размеров сечений и определения жесткостей элементов рамы;

в) статического расчета для окончательного подбора сечений элементов и конструирования элементов рамы.

Расчеты рам при проектировании зданий и сооружений в настоящее время производятся с применением различных программных комплексов: ЛИРА-САПР, МОНОМАХ-САПР, Autodesk Robot Structural Analysis, ПО Dlubal и др. Применение данного ПО позволяет в зависимости от типа используемой программы автоматизировать все или основные этапы статического расчета. При этом работа инженера-расчетчика сводится к подготовке исходных данных, содержащих необходимые сведения о геометрии и структуре рассчитываемой системы, жесткостях ее элементов и внешних нагрузках.

При расчете железобетонных рамных каркасов рекомендуется учитывать возможное образование трещин и развитие неупругих деформаций. Образование трещин и развитие неупругих деформаций приводят к снижению жесткости наиболее нагруженных элементов рамы и перераспределению усилий по сравнению с результатами расчета по упругой схеме. Особенно существенно сказывается учет неупругих деформаций при расчете рам на вынужденные деформации – осадку опор, температурные воздействия и т. п. В этих случаях действующие в конструкции усилия прямо пропорциональны ее жесткости. Поэтому учет действительных условий работы конструкции и снижения жесткости ее элементов вследствие развития неупругих деформаций позволяют уменьшить расчетные усилия и запроектировать конструкцию более экономично.

Расчет рамных каркасов с учетом развития неупругих деформаций рекомендуется выполнять методом последовательных приближений или шаговыми методами. Все эти методы, являющиеся разновидностями метода упругих решений, базируются на многократном расчете заданной конструкции как упругой системы, жесткости элементов которой уточняются на основании результатов предыдущего расчетного цикла. Такой подход при постоянном уровне нагрузки эквивалентен последовательному уточнению жесткостей элементов рамы в зависимости от действующих в ней усилий. При задании последовательно возрастающих порций нагрузки (метод последовательных нагружений) жесткостные характеристики сечений при данном уровне нагрузки вычисляются по значениям усилий, найденным на предыдущем более низком уровне нагрузки. Таким путем удается промоделировать расчетом весь процесс нагружения конструкции.

Во всех методах расчета рамных систем в неупругой стадии в качестве начального приближения принимаются результаты расчета рамы по упругой схеме.

При пластическом разрушении рамных конструкций происходит дальнейшее перераспределение внутренних усилий в процессе последовательного образования пластических шарниров. Этот процесс завершается превращением

системы в механизм в момент, когда число пластических шарниров на один превысит степень статической неопределимости заданной системы.

Расчет рамных конструкций за пределами упругости и в стадии предельного равновесия связан со значительными трудностями и практически возможен только с использованием специализированных программных комплексов.

## **Тема 4.2. Железобетонные фундаменты.**

### **4.2.1. Типы фундаментов. Конструктивные требования к габаритам и армированию.**

Конструкция фундаментов должна обеспечивать надежность здания или сооружения. По конструктивному решению и характеру передачи нагрузки на основание фундаменты подразделяют на три группы: фундаменты неглубокого (мелкого) заложения, фундаменты глубокого заложения и свайные фундаменты.

Фундаментами неглубокого заложения называют фундаменты, возводимые в открытых траншеях и котлованах (рис. 4.22). Такие фундаменты являются наиболее распространенными в промышленном и гражданском строительстве. Они передают нагрузку на основание только по подошве и подразделяются на отдельные, ленточные и сплошные.

Отдельные фундаменты устраивают под колоннами при больших расстояниях между ними. Ленточные применяют для стен, а также при слабых или неоднородных грунтах и больших нагрузках от колонн. Сплошные целесообразно применять для высотных каркасных зданий и сооружений башенного типа.

Фундаменты глубокого заложения (рис. 4.23) устраивают комплектами специального оборудования, позволяющего резко сократить объем земляных работ. Они передают нагрузку на основание как по подошве, так и по боковой поверхности из-за возникновения здесь сил трения. Такие фундаменты применяют также для устройства заглубленных помещений, в том числе на застроенных площадках и в тяжелых грунтовых условиях.

Свайные фундаменты устраивают в слабом грунте путем оттирания подошвы на забивных или набивных, т. е. изготовленных непосредственно в грунте, сваях (рис. 4.24). Нагрузку от колонны или стены на сваях передают через железобетонный ростверк. Следует отметить, что короткие сваи длиной до 4...6 м технически обоснованно и экономически выгодно применять на объектах массового строительства. Применение свайных фундаментов в промышленном строительстве позволяет устроить коммуникации и технологические тоннели после возведения зданий и сооружений. Глубина заложения фундаментов зависит от геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, а также климатических особенностей района, назначения здания, наличия подвалов и подземных коммуникаций и т. д. Минимальную глубину заложения фундаментов во всех природных грунтах, за исключением скальных пород, принимают не менее 500 мм от поверхности планировки или пола.

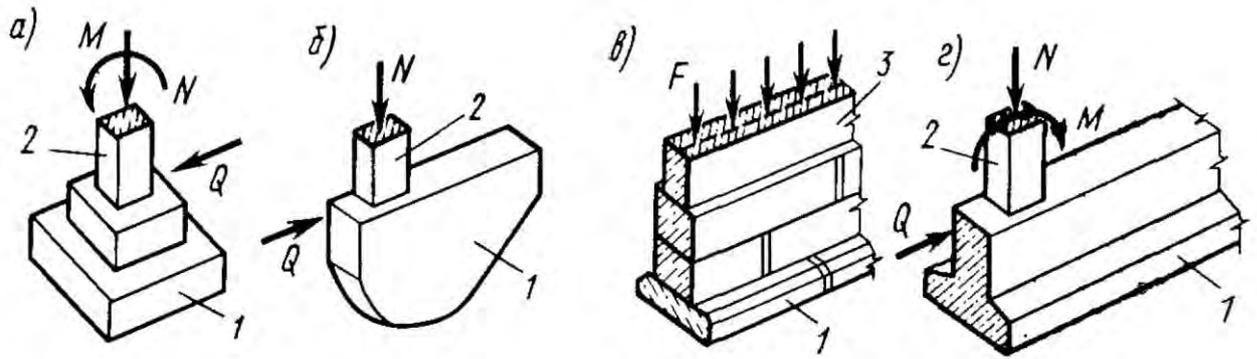


Рис. 4.22. Фундаменты (1) неглубокого (мелкого) заложения: а – отдельный ступенчатый под колонны (2); б – отдельный дисковый; в – ленточный под стены (3); г – ленточный под колонны (2)

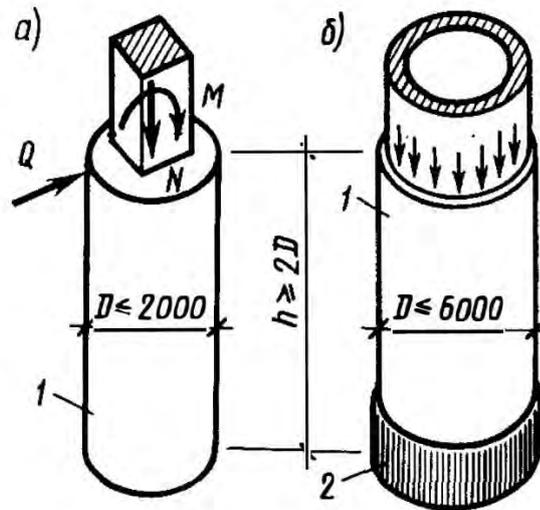


Рис. 4.23. Фундаменты глубокого заложения в виде буронабивного столба (а) и опускного колодца (б): 1 – фундамент; 2 – стальная оболочка-нож

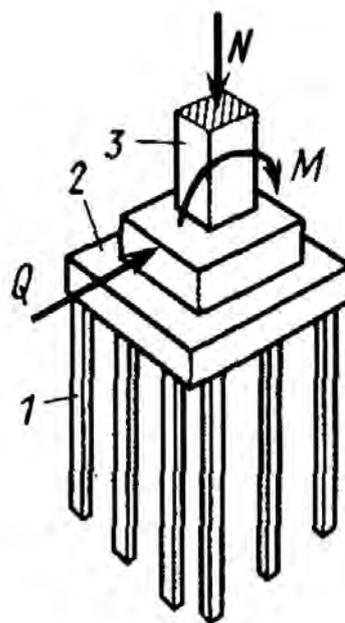


Рис. 4.24. Свайный фундамент: 1 – свая; 2 – ростверк; 3 – колонна

Разность отметок заложения соседних фундаментов не должна превышать величины

$$\Delta d_f = a \cdot \operatorname{tg} \psi .$$

Здесь  $\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + c / p_{g,m}$ ,

Где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;  $c$  – удельное сцепление грунта;  $p_{g,m}$  – среднее давление на основание под подошвой вышерасположенного фундамента. В других случаях прибегают к устройству шпунтовой стены.

Под фундаменты неглубокого заложения рекомендуют устраивать бетонную подготовку из бетона класса не ниже С8/10. Ее толщину определяют в зависимости от грунтовых условий и методов производства работ, однако во всех случаях не менее 100 мм. Тип, размеры и армирование фундаментов выбирают с учетом размеров здания или сооружения, конструктивной схемы верхнего строения, величины и характера нагрузок, гидрогеологических грунтовых условий, несущей способности основания и т. д. При этом учитывают расход бетона и арматуры, а также трудоемкость и энергоемкость. Конструкция фундаментов должна быть обоснована опытом строительства и производственными возможностями строительной организации.

При сопоставлении вариантов решений фундаментов следует учитывать влияние конструкции фундамента на верхнее строение здания или сооружения, а также продолжительность, сезонность и трудоемкость строительства, приведенные капитальные вложения и их экономическую эффективность.

#### 4.2.2. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов.

Отдельно стоящий фундамент состоит из плитной части и подколонника (рис. 4.25). Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой. Центральную нагруженную фундамент проектируют квадратным в плане.

В фундаменте различают обрз – верхнюю поверхность, на которую опираются конструкции, расположенные выше, и подошву – нижнюю поверхность, которая передает нагрузку на грунтовое основание с меньшим удельным давлением. Расстояние между обрзом и подошвой составляет его высоту  $H_f$ .

Верх фундамента монолитных колонн рекомендуется принимать в уровне верха фундаментной балки, а при ее отсутствии – на отметке  $-0,050$ .

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения и глубины сезонного промерзания грунтов.

Размеры поперечного сечения подколонника в монолитном железобетонном фундаменте принимают увеличенными на 50 мм в каждую сторону по сравнению с размерами поперечного сечения колонны, что необходимо для удобства установки опалубки колонны.

Размеры подошвы фундамента назначают, рассчитывая основание по несущей способности и по деформациям. Расчет выполняют на действие усилия  $N_{Ek}$ , вычисленного при частном коэффициенте по нагрузке  $\gamma_F = 1,0$ .

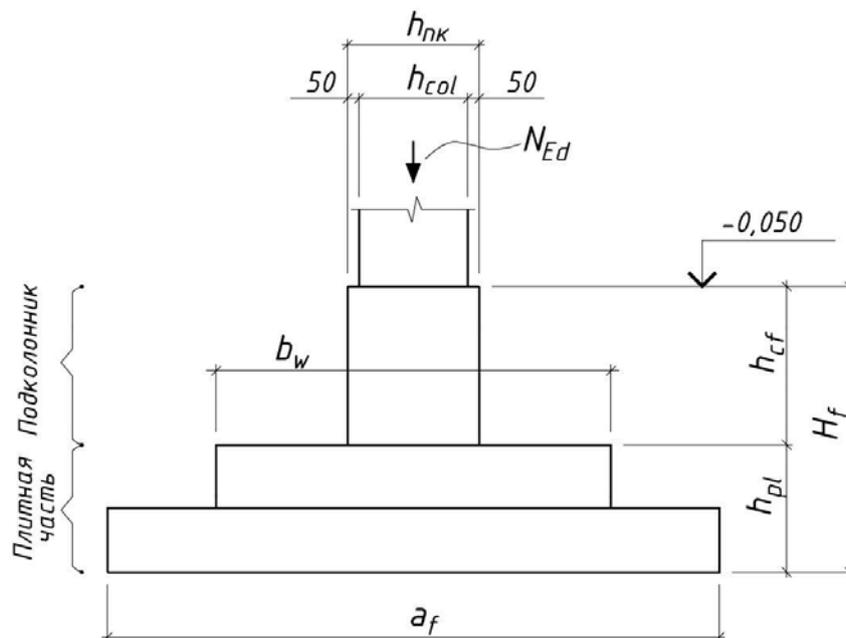


Рис. 4.25. Схема фундамента под колонну

Максимальное давление на грунт под подошвой центрально нагруженного фундамента не должно превышать его сопротивления  $R$ .

Сопротивление  $R$  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.

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют из расчета сопротивления расчетному усилию  $N_{Ed}$ , передаваемому колонной и вычисленному при  $\gamma_F > 1,0$ .

Высоту фундамента  $H_f$  назначают также исходя из глубины его заложения  $h_f$  и из условия заделки выпусков арматуры в фундаменте. Высота плитной части фундамента определяется из условия обеспечения сопротивления по наклонному сечению и на продавливание.

Класс бетона для монолитного железобетонного фундамента принимается в соответствии с требованиями для класса условий эксплуатации ХС1 не менее С20/25.

Монолитные фундаменты устраивают на бетонной подготовке из бетона классом не ниже С8/10 по СТБ 1544 и толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента осуществляется сврными или вязаными сетками из арматуры класса S500 диаметром стержней не менее 10 мм и не более 18 мм и шагом 100...200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в монолитном фундаменте при наличии бетонной подготовки не менее 45 мм, а при ее отсутствии – не менее 80 мм.



### *Определение размеров подошвы фундамента*

При определении размеров подошвы фундамента расчетные усилия принимаются при  $\gamma_F = 1,0$

$$N_{Ek} = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{Fm}},$$

где  $\gamma_{Fm} = 1,4$  – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента принимаются из условия

$$A = \frac{N_{Ek}}{R - \rho_m \cdot h_f},$$

где  $R$  – сопротивление грунта под подошвой фундамента;

$\rho_m$  – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях (допускается принимать  $\rho_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>);

$h_f$  – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундаменты принимают квадратными в плане

$$a = b = \sqrt{A}.$$

Размеры подошвы монолитного фундамента принимают кратными 300 мм.

Площадь подошвы фундамента принимают после установления конструктивного размера  $a_f$

$$A_f = a_f^2.$$

### *Определение высоты плитной части монолитного фундамента*

Высота плитной части монолитного центрально нагруженного фундамента определяется исходя из обеспечения сопротивления наклонного сечения и сопротивления продавливанию подколонником плитной части фундамента.

Реактивное давление грунта на подошву фундамента

$$p = \frac{N_{Ed}}{A_f}.$$

Вспомогательный параметр  $s$  определяется по формуле

$$s = \frac{\beta \cdot v_{\min}}{p},$$

где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений по критическому периметру (принимается равным при действии нагрузки с случайным эксцентриситетом  $\beta=1$ ).

$v_{min}$  – минимальное значение сопротивления плитной части продавливанию (в МПа), определяемое по формуле

$$v_{min} = 0,35 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Поскольку рабочая высота плитной части фундамента неизвестна, при вычислении  $v_{min}$  ориентировочно можно принимать  $k = 1,6$ .

Предварительно рабочая высота плитной части фундамента может быть назначена из условия

$$d \geq 1,25 \frac{-h_{нк}(2+s) + \sqrt{h_{нк}^2(2+s)^2 + \pi(1+s)(a_f^2 - h_{нк}^2)}}{2\pi(1+s)},$$

где  $a_f$  – размер подошвы фундамента, м;

Общая высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d + c.$$

Тут  $c$  определяется по формуле

$$c = c_{nom} + \emptyset,$$

где  $c_{nom}$  – величина защитного слоя арматуры фундамента.

Ступени фундаментов выполняются высотой 300 или 450 мм.

#### *Подбор рабочей арматуры фундамента*

Под действием реактивного давления грунта  $p$  ступени фундамента работают на изгиб как консоли, заземленные в теле фундамента (рис. 4.27).

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов

$$M_i = p \cdot a_f \cdot \frac{l_i^2}{2}$$

где  $p$  – реактивное давление грунта под подошвой фундамента;

$a_f$  – 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  $d_i$  – рабочая высота сечения.

По большему из значений, полученных в каждом из расчетных сечений, принимается диаметр и шаг стержней.

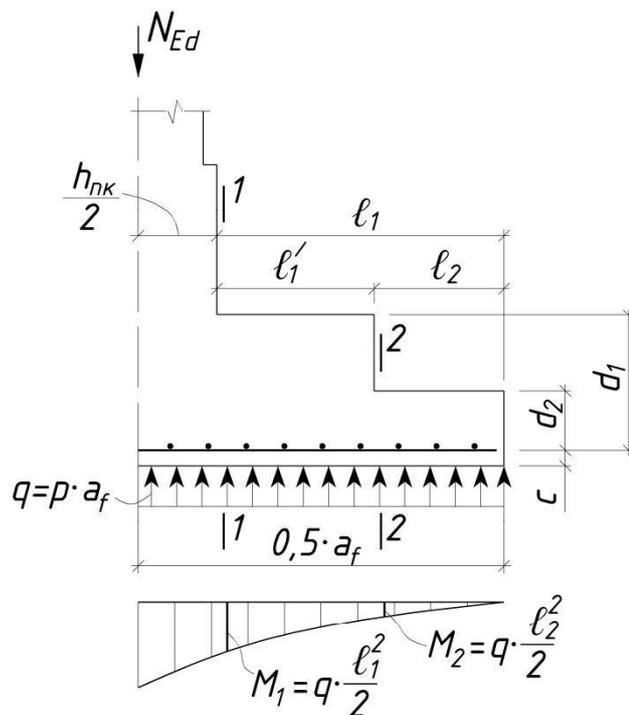


Рис. 4.27. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента – 12-20 мм. Шаг стержней принимается не менее 100 мм и не более 200 мм. Одинаковое количество стержней с одинаковым шагом принимается в обоих направлениях. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна  $A_s$ .

Для значения коэффициента армирования нижней ступени плитной части фундамента, определенного ко всей ширине фундамента, должно выполняться условие

$$\rho = \frac{A_{s,all}}{b_f \cdot d_2} > \rho_{\min} = 0,0013,$$

где  $A_{s,all}$  – площадь всей арматуры плитной части в одном из на-правлений,

$b_f = a_f$  – ширина плитной части фундамента,

$d_2$  – рабочая высота нижней ступени фундамента.

Для значения коэффициента армирования плитной части фундамента, отнесенного к ширине, равной размеру верхней ступени  $b_w$  в плане должно выполняться условие

$$\rho = \frac{A_{s,all}}{b_w \cdot d_1} > \rho_{\min} = 0,0013,$$

где  $d_1$  – рабочая высота плитной части фундамента.

### *Проверка сопротивления фундамента продавливанию*

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32] (п. 6.4.1) сопротивление продавливанию необходимо определять по грани колонны (подколонника) и на основном контрольном периметре  $u_1$  на расстоянии  $2d$ . В случае, когда контрольный периметр выходит за пределы подошвы фундаментной плиты, допускается контрольные периметры рассматривать на расстоянии, меньшем, чем  $2d$  (например,  $1,75d$ ,  $1,5d$ ,  $1,25d$ ) в соответствии с п. 6.4.2 (2) ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32].

### Проверка по грани подколонника

Сопротивление продавливанию по грани колонны (подколонника) считается обеспеченным при выполнении условия

$$V_{Ed,k} \leq V_{Rd,max},$$

где  $V_{Ed,k}$  вычисляется по формуле

$$V_{Ed,k} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed,k}}{u_k \cdot d},$$

где  $u_k$  – периметр сечения подколонника:

$$u_k = 4h_{нк}$$

$\bar{\beta} = 1$  – коэффициент, учитывающий приложение нагрузки со случайным эксцентриситетом;

Продавливающая сила, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне критической площади:

$$V_{Ed} = (a_f^2 - h_{нк}^2) \cdot p,$$

где  $p$  – реактивное давление грунта.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd},$$

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

где  $f_{ck}$  – принимается в МПа.

Если  $V_{Ed} > V_{Rd,max}$  то необходимо увеличить высоту фундаментной плиты.

### Проверка по контрольному периметру «u»

Согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1-2009\*(п. 6.4.4) [32] сопротивление продавливанию фундаментов колонн необходимо определять для контрольного периметра в пределах  $2d$  от края колонны.

Для сосредоточенной нагрузки результирующее усилие

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed},$$

где  $V_{Ed}$  – приложенная поперечная сила;

$\Delta V_{Ed}$  – результирующее, направленное вверх усилие в пределах рассматриваемого контрольного периметра, т. е. направленное вверх давление грунта за вычетом собственного веса фундамента.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d};$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a},$$

где  $a$  – расстояние от края подколонника до рассматриваемого контрольного периметра (рис. 4.28);

$C_{Rd,c}$  – принимается равным 0,12;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,  $d$  в мм

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,$$

Согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1-2009\* (п. 6.4.4) на продавливание проверяются фундаментная плита и ступени фундамента. Расчет сопротивления фундамента продавливанию заключается в проверке достаточности толщины бетона фундаментной плиты для восприятия поперечной силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd},$$

где  $v_{Ed}$  – погонная поперечная сила, действующая по длине критического периметра  $u$ :

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u},$$

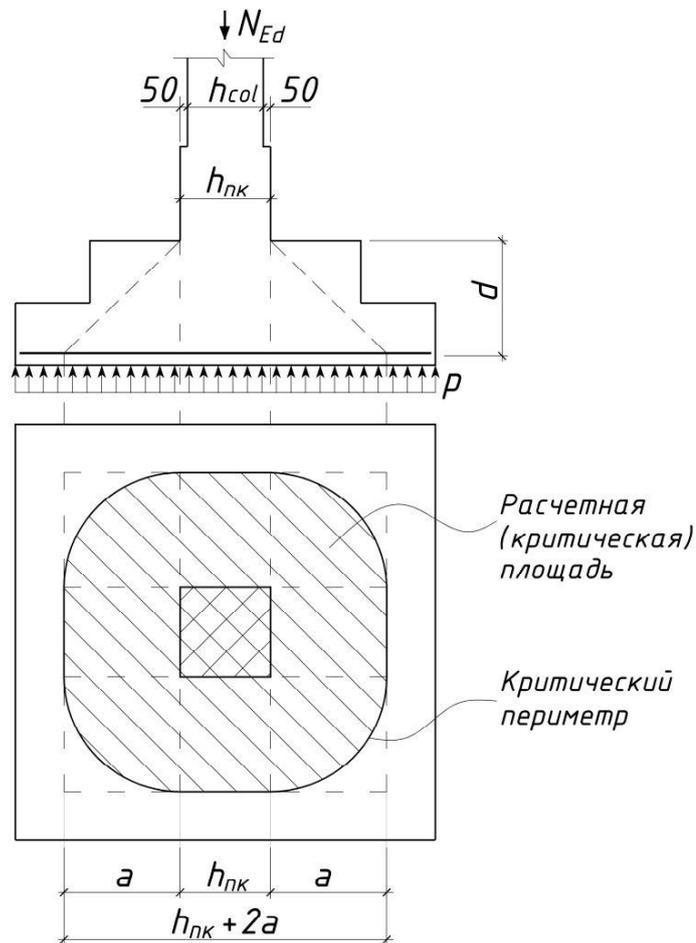


Рис. 4.28. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

$u = 4 \cdot h_{пк} + 2 \cdot \pi \cdot a$  – длина критического периметра;

$\bar{\beta} = 1,0$  – при нагружении фундамента со случайным эксцентриситетом;

Продавливающая сила  $V_{Ed,red}$ , вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$V_{Ed,red} = (a_f^2 - A_{crt}) \cdot p;$$

где  $A_{crt}$  – критическая площадь:

$$A_{crt} = \pi \cdot a^2 + 4 \cdot h_{пк} \cdot a + h_{пк}^2;$$

$h_{пк}$  – размер поперечного сечения подколонника (рис. 4.28).

Расчетное сопротивление продавливанию допускается определять из условия

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}.$$

Коэффициент продольного армирования в  $x$  – направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x},$$

Коэффициент продольного армирования в  $y$ – направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y},$$

где  $A_{sx1}$  и  $A_{sy1}$  – площадь сечения одного стержня в направлениях  $x$  и  $y$ ;

$s$  – шаг стержней в сетке фундамента;

$d_x$  – рабочая высота сечения фундамента в направлении  $x$ , принимаемая

$$d_x = d - \varnothing/2;$$

$d_y$  – рабочая высота сечения фундамента в направлении  $y$ , принимаемая

$$d_y = d + \varnothing/2;$$

$\varnothing$  – диаметр рабочих стержней сетки подошвы фундамента;

$\rho_l \leq 0,02$  – расчетный коэффициент армирования:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}.$$

Если условие  $v_{Ed} \leq v_{Rd}$ , не выполняется, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона фундамента.

### Перечень контрольных вопросов по 4-му разделу

1. Что такое конструктивная основа здания? Какие бывают конструктивные схемы зданий? Для чего нужны деформационные швы зданий и сооружений? Методы устройства деформационных швов?
2. В чем состоит типизация сборных железобетонных элементов? Суть унификации размеров элементов?
3. Какие бывают конструкции плоских перекрытий? Схемы плит работающих на изгиб?
4. Проектирование и конструирование плит перекрытий из сборного железобетона?
5. Проектирование ригеля. Основные положения по расчету и конструированию.
6. Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий.
7. Конструирование неразрезного ригеля.
8. Какие бывают стыки сборного железобетонного ригеля с колонной?
9. В чем суть построения эпюры материалов? Что такое место (точка) теоретического обрыва арматурного стержня в пролете?
10. Расчет и конструирование монолитных плит, опертых по контуру.
11. Что из себя представляют балочные сборные перекрытия?

12. Что из себя представляют безбалочные монолитные перекрытия?
13. Схема образования пластических шарниров при расчетах монолитных безбалочных перекрытий по методу предельного равновесия.
14. В чем состоит статический расчет рам многоэтажных промышленных и гражданских зданий?
15. Типы фундаментов. Конструктивные требования к габаритам и армированию фундаментов.
16. Основные положения расчета столбчатых фундаментов.
17. Как работают ступени столбчатого фундамента под действием реактивного давления грунта снизу?
18. Для чего нужно проводить проверку сопротивления фундамента продавливанию?
19. Что такое критическая площадь столбчатого фундамента?

## **Раздел 5. Железобетонные конструкции одноэтажных производственных зданий**

### **Тема 5.1. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Здания ТЭС и АЭС. Объемно-планировочные и конструктивные решения.**

#### **5.1.1. Конструктивные схемы одноэтажных зданий**

Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой пространственную систему, состоящую из заземленных в фундаменты колонн, объединенных (в пределах температурного блока) стропильными и подстропильными конструкциями, плитами, связями и т.д. или покрытием в виде оболочек. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы. Поперечные рамы образуются из колонн и стропильных конструкций или диафрагм оболочек, продольные – из колонн, плит покрытия или прогонов, подстропильных конструкций, связей (решетчатых и в виде распорок) и подкрановых балок, а также диафрагм или бортовых элементов оболочек.

На основе анализа требований к предприятиям различных отраслей промышленности (межотраслевая унификация) или к многоэтажным гражданским и промышленным зданиям (межвидовая унификация) разработаны стандарты на габаритные схемы и параметры одноэтажных (ГОСТ 23887-79 и ГОСТ 23838-79) и многоэтажных (ГОСТ 24336-80 и ГОСТ 24337-80) зданий промышленных предприятий. К основным строительным параметрам зданий, подлежащим унификации, относятся: пролет, шаг опор (сетка колонн) и высотные габариты; вид и грузоподъемность подъемно–транспортного оборудования; привязка элементов конструкций к координационным (разбивочным) осям; размеры вставок в местах температурных швов и примыканий у взаимно перпендикулярных пролетов и перепадов высот; уклоны кровель из различных материалов; производственные нагрузки и воздействия.

Унификация параметров и конструкций зданий проводится на основе прямоугольной системы модульных координат, обеспечивающей соизмеримость элементов и деталей зданий, кратность их модулю определенной величины, что создает необходимые условия для строительства зданий из заранее изготовленных элементов при их различных сочетаниях. В настоящее время более 95% общей площади промышленных зданий проектируют с применением унифицированных размеров пролета и шага основных несущих конструкций, более 85% общей площади — с унифицированным размером высот. В качестве основного модуля принят модуль М, равный 100 мм. Для координации и согласования размеров и взаимного расположения объемно-планировочных и конструктивных элементов строительных изделий, сантехнического и другого оборудования зданий с размером самого здания применяется оптимальный ряд производственных укрупненных модулей.

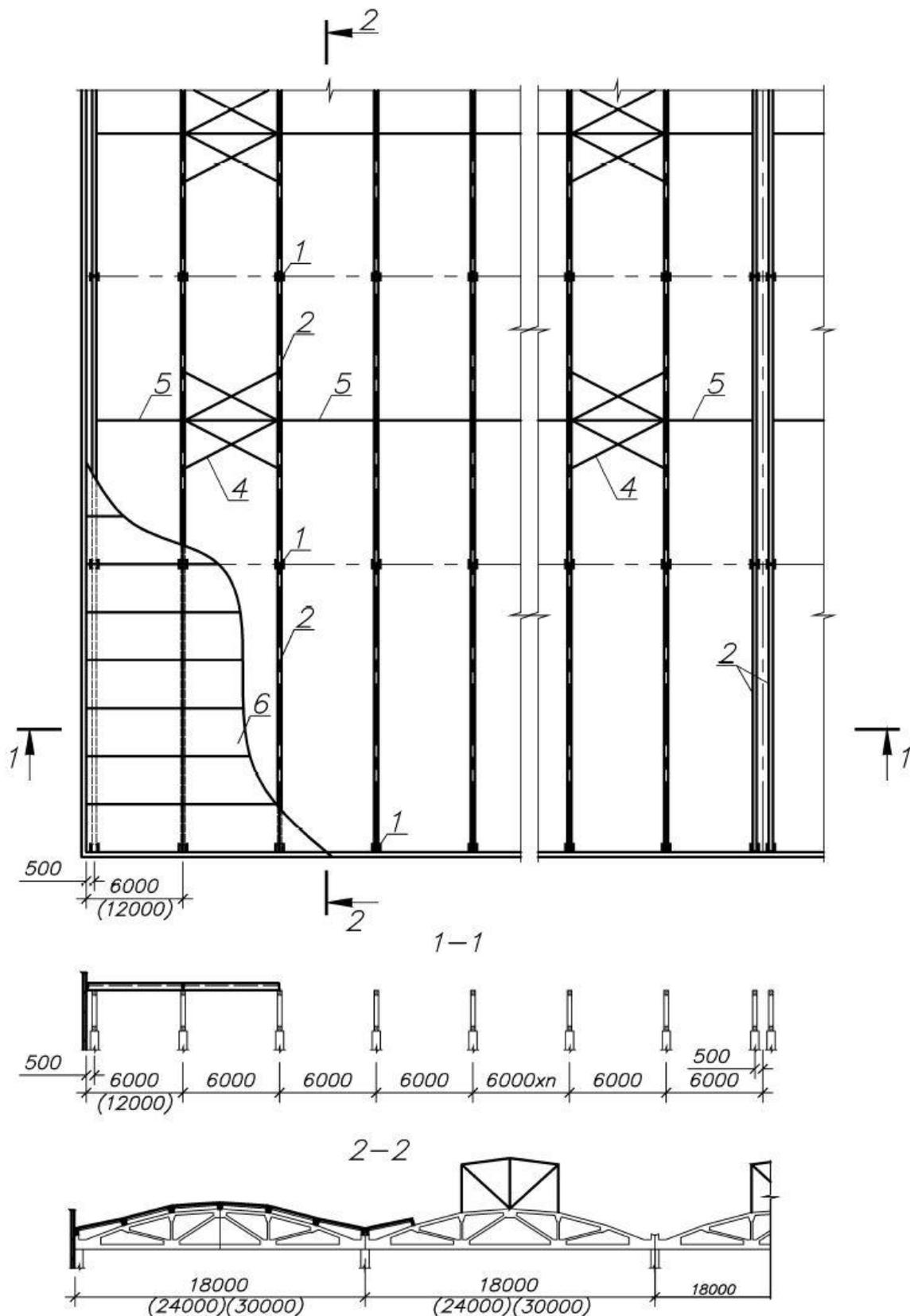
Градация параметров планировочных и конструктивных элементов устанавливается равной одному из укрупненных модулей. Например, пролеты и шаги колонн одноэтажных зданий и соответствующие им номинальные размеры конструкций покрытия рекомендуется принимать кратными 60М (при пролетах более 12000 мм) или 30М (при пролетах 6000 – 12000 мм). Для размера высот приняты модули, 6М (600 мм) и 12М (1200 мм) в зависимости от типа зданий и их высоты.

В соответствии с унифицированными параметрами разрабатываются стандарты, каталоги и рабочие чертежи типовых конструкций и деталей, предназначенные для заводского изготовления. При этом обеспечивается широкая взаимозаменяемость конструкций. Правилами расположения координационных (разбивочных) осей зданий и привязок к ним основных несущих и ограждающих конструкций определяется положение сборных элементов в плане и по высоте здания. Размеры привязок должны обеспечивать оптимальные сочетания сборных элементов и назначаться так, чтобы исключить или свести к минимуму применение доборных элементов или дополнительных работ на месте по закрытию промежутков между типовыми элементами заводского изготовления.

Общие конструктивные схемы зданий из типовых конструкций имеют разновидности, определяемые различными сочетаниями шагов колонн и стропильных конструкций, а также видом последних. Объемно-планировочные и связанные с ними конструктивные особенности различных схем подробно изложены в справочной и учебной литературе [8, 16]. Наиболее простой из них является схема, в которой для колонн крайних и средних рядов, а также для стропильных конструкций принимается шаг 6 или 12 м (рис. 5.1). В зданиях с малоуклонной кровлей в крайних ячейках каждого температурного блока устанавливаются вертикальные стальные связи между крайними (опорными) стойками ферм, а в остальных ячейках – стальные распорки для развязки колонн поверху. В зданиях со скатной кровлей такие связи и распорки не предусматриваются.

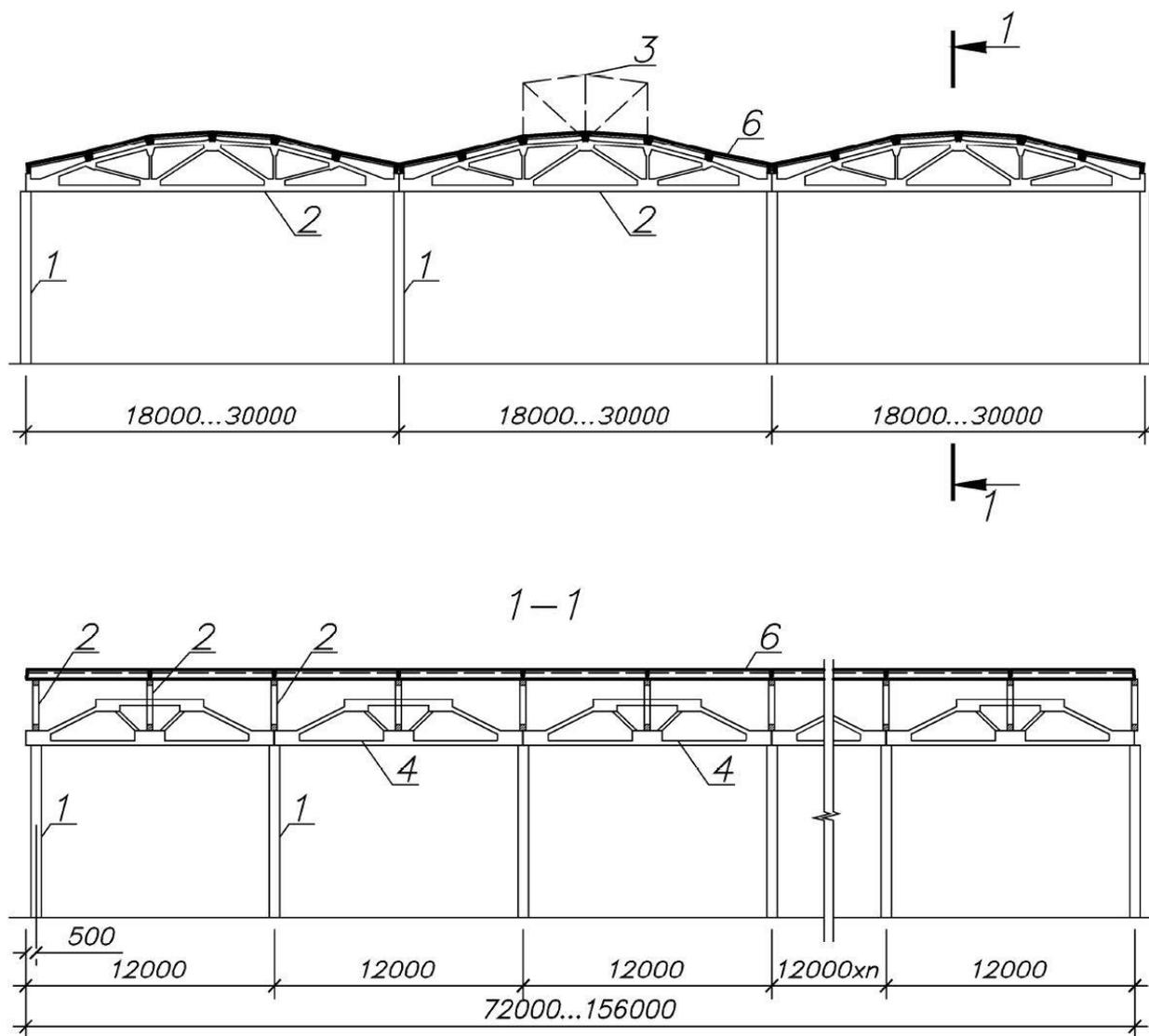
Покрытие одноэтажного здания может выполняться беспрогонным (преимущественно) и по прогонам. При беспрогонной схеме крупноразмерные плиты покрытия укладываются непосредственно по ригелям поперечных рам и привариваются к ним не менее чем в трех углах. Глубина опирания продольных ребер плит покрытия пролетом 6 м — не менее 80 мм, пролетом 12 м — не менее 90 мм. Сварку закладных деталей стыкуемых конструкций делают по всей длине этих деталей, а швы между плитами замоноличивают. В этом случае образуется жесткий в своей плоскости горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную работу каркаса в целом.

В отечественных типовых сериях стропильные балки применяют при пролетах до 24 м, фермы — при пролетах до 30 м, а арки — до 36 м. За рубежом область применения балок покрытия расширена до 36 м и более. При шаге колонн по средним рядам 12 м, а по крайним 6 м может применяться конструктивная схема с подстропильными конструкциями. При наличии подстропильных конструкций стропильные фермы с шагом 6 м устанавливаются по средним рядам на подстропильные конструкции, а по крайним — непосредственно на колонны (рис. 5.2).



1 — колонна; 2 — стропильная ферма (раскосная или безраскосная); 3 — фонарь; 4 — стальные связи; 5 — стальная распорка; 6 — плита покрытия длиной 6 (12) м

Рисунок 5.1. Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн 6 (12) м



1 — колонна; 2 — стропильная ферма (раскосная или безраскосная); 3 — фонарь; 4 — подстропильная ферма пролетом 12 м; 6 — плита покрытия длиной 6 м

Рисунок 5.2. Конструктивная схема здания со скатной кровлей при шаге колонн средних рядов 12 м, шаге стропильных ферм 6 м, устанавливаемых на подстропильные фермы

Типовые колонны рассчитаны в поперечном направлении здания как элементы одноярусных рам с шарнирными сочленениями в местах опирания стропильных конструкций. При этом учтено перераспределение горизонтальных нагрузок, действующих на колонны через жесткий диск покрытия (образуемый плитами и стропильными конструкциями), или через горизонтальные стальные связи по верхнему поясу стропильных ферм, если недостаточна прочность сварных швов крепления плит. Продольная устойчивость каркаса здания обеспечивается использованием жесткого диска покрытия и стальных связей по колоннам (для высоких зданий). Схемы расположения связей зависят от схемы здания, высоты и шага колонн. В зданиях с мостовыми кранами соединительными

элементами продольной конструкции каркаса служат также подкрановые балки.

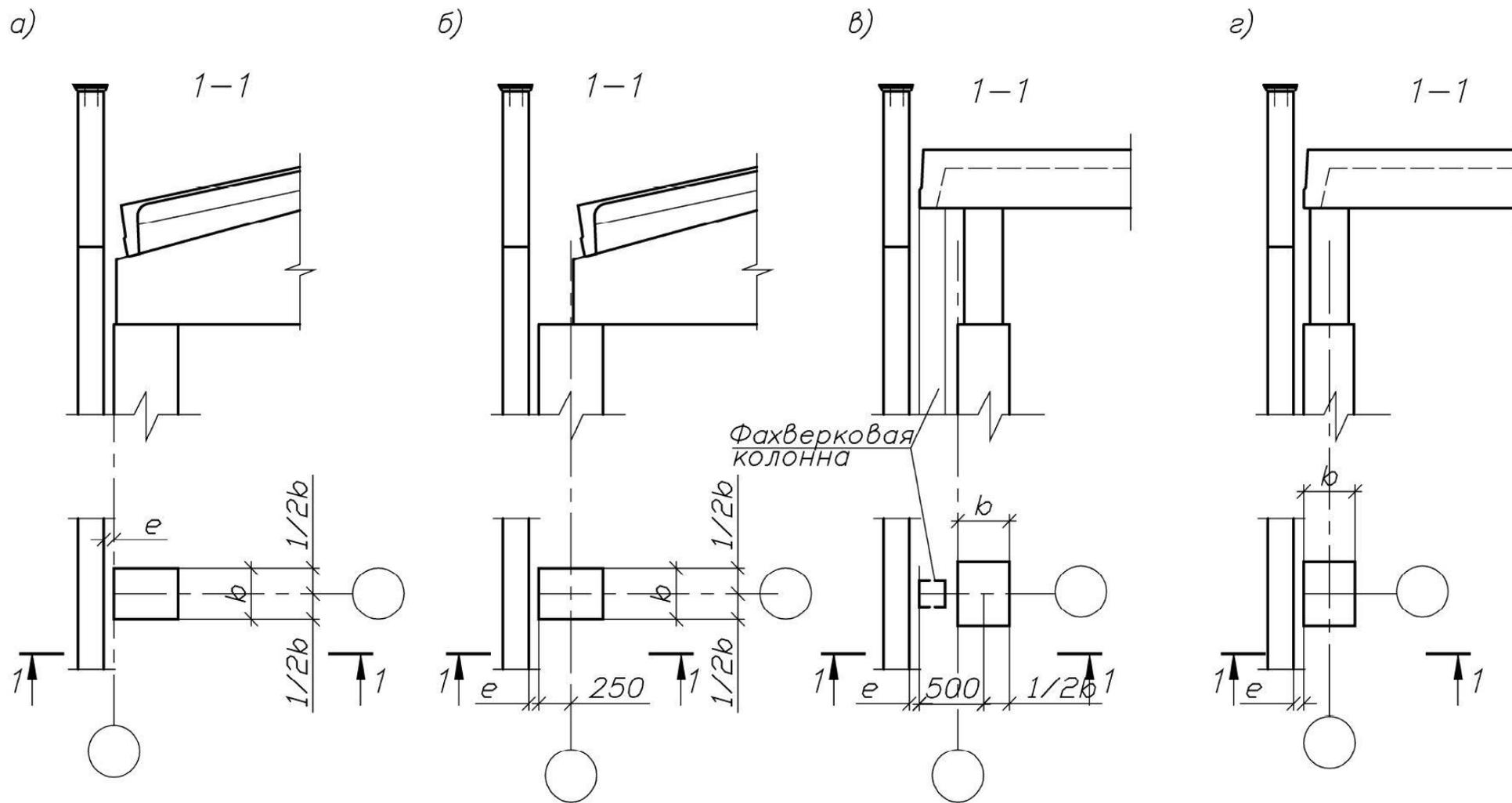
Для зданий, оборудованных мостовыми электрическими опорными кранами общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т, унифицированные габаритные схемы разработаны при одноярусном расположении кранов, с шириной пролетов от 18 до 36 м, шагами колонн 6 и 12 м, высотами колонн от 8,4 до 18 м. При этом габаритные схемы допускают использование любых сочетаний основных параметров зданий (установленных с заданным модулем в обозначенных выше пределах), за некоторым исключением. Так, для зданий высотой до 10,8 м не рекомендовано применение пролетов 30 и 36 м, а для зданий высотой более 14,4 м — пролетов менее 24 м. Следует иметь в виду, что рекомендуемые унифицированные габаритные схемы, предназначены для удобства проектирования типовых конструкций (зданий), но мировая тенденция развития строительной отрасли свидетельствует, что проектировщики все чаще отступают от унифицированных схем, модульных размеров и т.д., так как это позволяет максимально уменьшить неиспользуемый объем здания, снизить вес конструкций, потребление энергии и т.д.

В соответствии с ГОСТ 23838-79 «Здания промышленных предприятий. Параметры», принимается установленная привязка элементов конструкций к координационным осям зданий и размеры вставок в местах температурных швов, примыканий взаимно перпендикулярных пролетов и перепадов высот. Наиболее распространенные типы привязок для зданий простых габаритных схем (без перепадов высот, без продольных деформационных швов и т.д.) даны на рисунках 5.3 и 5.4. Величина привязки крайних колонн к продольным разбивочным осям принимается 250 мм или 0 мм и зависит от высоты сечения надкрановой части колонн, которая должна назначаться так, чтобы при принятой привязке был обеспечен зазор  $\Delta > 60$  мм между внутренней гранью колонны и торцом крана (рис. 5.5). Это легко проверить зная установленные техническими условиями на краны значения  $L_{кр}$  и  $b_1$ .

При высоких зданиях, больших пролетах и грузоподъемности крана и при шаге колонн 12 м в колоннах возникают значительные усилия и, при назначении оптимальных значений армирования и класса бетона, размеры сечения как надкрановой, так и подкрановой части могут быть достаточно большие, что требует необходимость принятия привязки 250 мм.

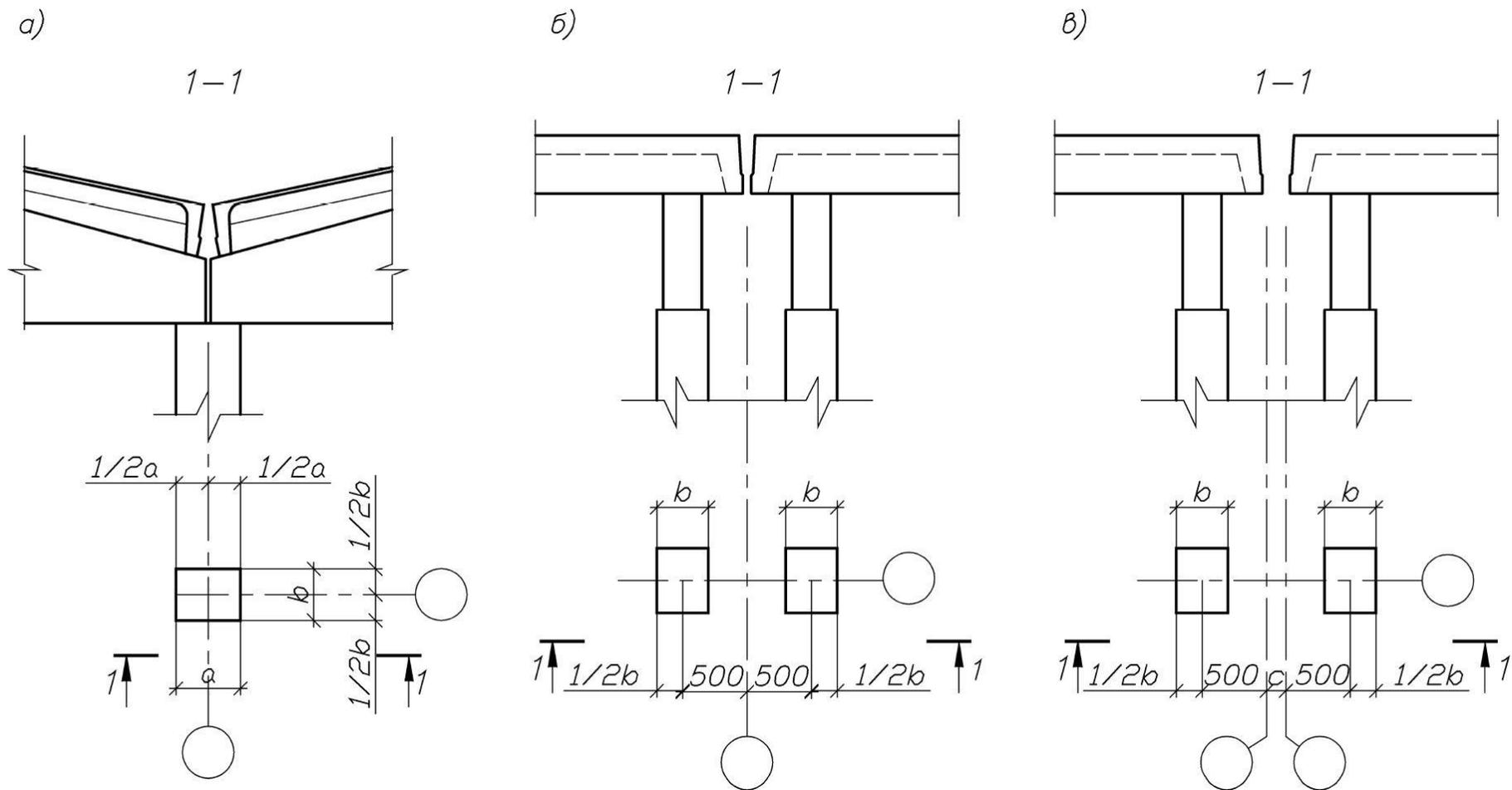
В настоящее время мостовые краны изготавливаются на заводах разных отраслей промышленности по техническим условиям, отражающим особенности конкретных производств, (например ТУ 24.09.568-82 или ТУ 24.09.650-86 и т.д), поэтому одинаковые по грузоподъемности краны имеют зачастую разные параметры (например весовые характеристики и значения  $b_1$ , меньшие чем в ГОСТ 25711-83). При проектировании конструкций крановый габарит здания определяется по крану с максимальной высотой.

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40 °С, назначаемые без расчета конструкций (с ненапрягаемой арматурой и



*a* и *б* — в крайних продольных рядах здания; *в* и *г* — в торцах здания

Рисунок 5.3. Привязки колонн крайних рядов



*a* — привязка колонн средних рядов; *б* — основная привязка парных колонн в поперечных температурных швах;  
*в* — допускаемая привязка парных колонн в поперечных температурных швах

Рисунок 5.4 — Привязки колонн средних рядов

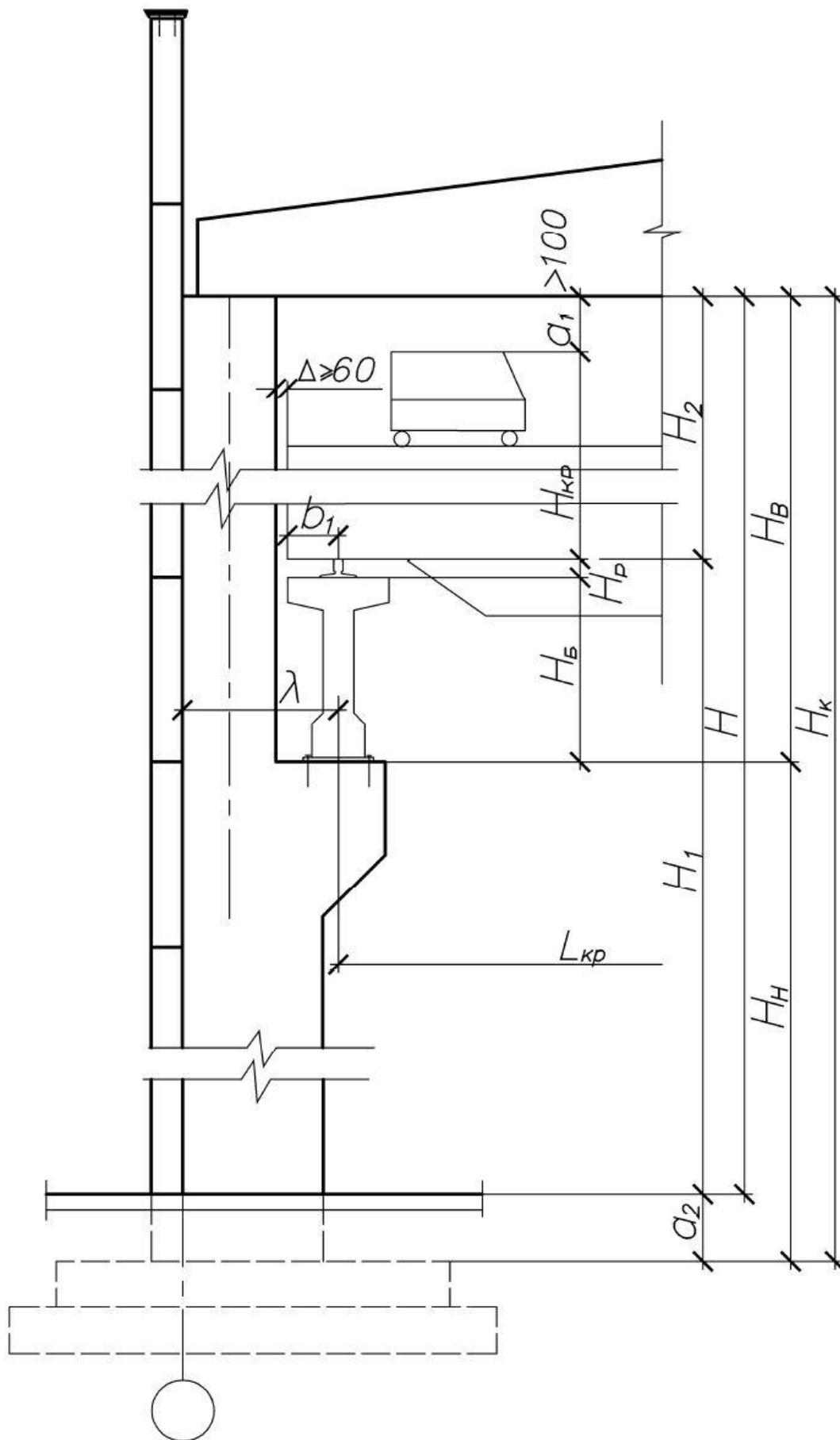


Рисунок 5.5. Компонировка поперечной рамы

преднапряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории) на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

— для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона — 72 м;

— для неотапливаемых зданий того же типа — 48 м.

Во всех остальных случаях расстояния между температурно-усадочными швами определяется расчетом. Для обеспечения жесткости здания в целом, а также жесткости его элементов (покрытия, торцевых стен) в конструктивной схеме предусматривается система вертикальных и горизонтальных связей.

Вертикальные стальные связи по колоннам обеспечивают пространственную жесткость здания в продольном направлении (в зданиях с электрическими мостовыми кранами они устраиваются всегда, а при ручных кранах — при  $H > 7,2$  м). Устанавливаются эти связи примерно в середине каждого температурного отсека, в пределах одного шага колонн, на высоту от пола до низа подкрановых балок. Вертикальные связи по продольным рядам колонн могут быть крестообразными или порталными, последние устанавливают преимущественно в средних рядах колонн.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением колонн в фундаментах и соответствующими размерами сечений колонн.

При высоте стропильных конструкций на опоре не более 900 мм, вертикальных связей и распорок на уровне их опорных частей не делают. Последнее замечание относится также к конструктивным схемам с подстропильными элементами. Жесткость диска покрытия (здания с мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы) в горизонтальной плоскости обеспечивается за счет применения крупноразмерных железобетонных плит. Каких-либо дополнительных горизонтальных связей в этом случае не требуется.

### 5.1.2. Компоновка поперечной рамы

Поперечная рама каркасного одноэтажного здания из сборных железобетонных элементов состоит из стоек, защемленных в фундаментах, и ригелей, соединенных со стойками (в подавляющем большинстве случаев) шарнирно. Ригели при статическом расчете рамы принимаются абсолютно жесткими.

При компоновке поперечной рамы определяют:

— размеры колонн по высоте;

— типы колонн и размеры сечений их элементов;

— привязку колонн к разбивочным осям здания;

— расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями ( $\lambda$ );

— принципиальную схему вертикальных ограждающих конструкций.

Размеры колонн по высоте обычно вычисляются исходя из заданной отметки верха подкранового рельса (рисунок 5.5).

Полная высота колонны  $H_K$  должна быть не меньше суммы ( $H_B + H_H$ ) и такой, чтобы габаритный размер здания  $H$  (см. рис. 5.5) был кратен модулю 1,2 м.

*Тип колонн.* Колонны могут быть приняты сплошными (прямоугольного и двутаврового сечения) или сквозными (подкрановая часть двухветвевая).

Сплошные колонны в типовых сериях применяются в зданиях пролетами до 24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при высоте от пола до низа стропильных конструкций — 14,4 м.

Двухветвевые колонны рациональны при пролетах 30 м и более, а также при мостовых кранах грузоподъемностью более 30 т. За рубежом двухветвевые колонны практически не применяются из-за высокой трудоемкости изготовления. В последнее десятилетие аналогичная тенденция наблюдается и в республике Беларусь.

*Размеры сечений колонн.* Ширина сечения колонн ( $b_K$ ), несущих крановые нагрузки, должна быть:

- не менее 400 мм — при шаге колонн 6 м,
- не менее 500 мм — при шаге колонн 12 м.

Кроме того, величина  $b_K$  (для зданий с мостовыми кранами, при наличии вертикальных связей по колоннам) должна назначаться не менее  $(^{1/20} \dots ^{1/25})H$ .

Высота сечения надкрановых частей ( $h_B$ ) крайних колонн делается не менее 300 мм (обычно не менее 380 мм), промежуточных колонн рамы — не менее 500 мм (обычно не менее 600 мм). Высота сечения подкрановых частей колонн ( $h_H$ ) принимается равной не менее  $(^{1/10} \dots ^{1/14})H_H$ . Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям может быть «нулевой» — обычно при шаге колонн 6 м, грузоподъемности кранов до 30 т включительно. В более нагруженных колоннах, для обеспечения достаточно большой высоты сечения надкрановой части  $h_B$  с учетом необходимости соблюдения достаточного зазора  $\Delta$  (рис. 5.5), может оказаться необходимым использование привязки 250 мм (внутри колонны).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких вариантов сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям и отличающихся размерами, классом бетона и количеством арматуры. При проектировании размеры сечений колонн с отличающимися расчетными усилиями обычно унифицируются. При этом сечения колонн принимаются одинаковыми, если возможно их изготовление в одной опалубочной форме и при этом для восприятия расчетных усилий достаточно изменения армирования от 0,5% до 3% и класса бетона на одну — две ступени. В противном случае устанавливается оптимальный ряд сечений. При назначении опалубочных размеров нетиповых колонн максимально используются формы типовых колонн.

При назначении размеров колонн должна быть обеспечена возможность опирания несущих конструкций покрытия, подкрановых балок и т.п. с учетом

допусков на изготовление и монтаж. Размер сечения оголовка колонны в плоскости несущей конструкции покрытия принимается не менее 300 мм при опирании одного конструктивного элемента и не менее 500 мм при опирании двух конструктивных элементов.

На стадии компоновки поперечной рамы следует выбрать тип продольных панельных стен (навесные, самонесущие — только в отапливаемых зданиях), тип стеновых панелей, показать на поперечном разрезе схему расположения стеновых панелей и полос остекления по высоте здания, назначить высоту полос остекления и высоту стен. При этом следует руководствоваться указаниями [8, 16].

### **5.1.3. Общие положения по статическому расчету каркаса здания**

Конструктивная схема каркаса здания определяет его расчетную схему, которая принимается в виде системы колонн, жестко заземленных понизу и шарнирно соединенных поверху диском покрытия, а при наличии мостовых кранов, дополнительно связанных вдоль рядов колонн ригелями из подкрановых балок. Для удобства расчета эта система условно расчленяется по рядам колонн в пределах температурного блока на плоские поперечные и продольные рамы, а пространственная ее работа учитывается в зависимости от характера нагрузок и жесткости диска покрытия.

Такие расчетные схемы рам в определенной степени идеализированы. Так, заземление колонн из-за возможного поворота фундамента может оказаться неполным. Однако оценить этот поворот весьма затруднительно, поскольку он зависит не только от деформаций грунта основания под подошвой фундамента, но и от реакций грунта по боковым поверхностям фундамента, от реакции бетонного основания пола и других факторов, которые могут иногда полностью исключить поворот или в значительной степени его ограничить. По этим соображениям податливость фундамента обычно не учитывается.

Сопряжения с несущими железобетонными конструкциями покрытия, особенно с подстропильными, обладают некоторой жесткостью. Принимая их шарнирными, в одних случаях усилия в колоннах получаем заниженными (например от температурных деформаций), а в других — завышенными (от ветровых нагрузок). Таким образом, принимаемая условность не в полной мере соответствует действительной картине распределения усилий в системе, однако это не приводит к сколько-нибудь существенным отклонениям в расчетных условиях, определяющих размеры сечений и армирование колонн.

Размеры пролетов рам принимаются равными расстоянию между геометрическими осями колонн, т.е. осями, проходящими через центры тяжести сечений. Для ступенчатых колонн крайних рядов учитывается сдвиг оси в уровне консоли. Высота колонн принимается при расчете поперечных рам равной расстоянию от верха стакана фундамента до низа стропильных конструкций (независимо от наличия подстропильных конструкций). Ригели, образуемые стропильными и подстропильными конструкциями,

подкрановыми балками и т.п., считаются примыкающими в уровне их опирания. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания.

При расчете поперечных рам учитывается пространственная работа каркаса в пределах температурного блока, обусловленная жесткостью диска покрытия, которая зависит от конструктивной схемы покрытия (конструкции элементов покрытия и их крепления, наличия горизонтальных связей и т.д.). При покрытии из крупноразмерных железобетонных плит с замоноличенными швами, приваренных к несущим конструкциям, диск покрытия бескрановых зданий, а также с мостовыми кранами грузоподъемностью не более 50 т считается бесконечно жестким.

Каркас здания — нелинейно деформируемая статически неопределимая система, находящаяся под воздействием постоянных и переменных нагрузок. Нелинейность работы этой системы обусловлена геометрическими факторами, т.е. наличием продольного изгиба колонн, и физическими факторами, т.е. влиянием на жесткость колонн трещин и неупругих деформаций бетона, зависящих от величины усилий и длительности действия нагрузки. Статический расчет рам, образующих эту систему, правильнее всего производить по деформированной схеме с непосредственным учетом продольного изгиба, влияния трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость колонн. Упрощенно, используя стандартные программы типа «Лира» и т.п., статический расчет рам на все воздействия, за исключением вынужденных перемещений, производится по недеформированной схеме как упругой линейно-деформируемой системы без учета влияния трещин на жесткость колонн. При этом влияние продольного изгиба колонн учитывается при подборе сечений с помощью коэффициента  $\eta$  в соответствии с [32].

Если уклон стропильной конструкции (ригеля рамы) не превышает  $1/12$ , то в расчетной схеме ригели считают горизонтальными. Геометрические оси ригелей принимаются соединяющими места их опирания, а жесткость бесконечной. В такой системе расчет ригелей можно выполнять независимо от расчета поперечной рамы. Поперечные рамы одноэтажных промышленных зданий являются статически неопределимыми системами и рассчитываются, как правило, с использованием специальных программных комплексов. Допускается использование инженерных расчетов, основанных на методе сил и перемещений.

Цель статического расчета — определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы. Для расчета вначале принимают расчетную схему, величины нагрузок и места их приложения. При действии общих для всего здания нагрузок (собственного веса, снега, ветра) пространственный характер работы каркаса при симметричных рамах не проявляется, т.к. все поперечные рамы находятся в одинаковых условиях и испытывают одинаковые горизонтальные смещения верха колонн. В этом случае каждую раму можно рассматривать как отдельную плоскую систему.

При загрузке местной, например крановой нагрузкой, приложенной к одной – двум рамам, остальные рамы этого температурного блока тоже включаются в работу (за счет жесткого диска покрытия) и уменьшают горизонтальные перемещения верха загруженной рамы, а следовательно, и усилия в ее стойках. В этом и проявляется пространственный характер работы каркаса. В расчетах пространственный характер работы каркаса или поддерживающее влияние смежных рам при действии крановых нагрузок учитывается приближенно путем эквивалентного увеличения жесткости верхней опоры стоек загруженной рассматриваемой рамы, или вообще не учитывается (в запас несущей способности).

Поперечные рамы рассчитывают на воздействие постоянных (масса покрытия, каркаса, навесных стен и т.п.) и переменных (длительных и кратковременных) нагрузок. Переменной считают нагрузку от воздействия кранов, ветра, снега.

#### **5.1.4. Колонны. Типы поперечных сечений. Особенности расчета двухветвевых колонн. Проектирование консолей колонны.**

Для одноэтажных производственных зданий, как правило, применяют унифицированные сборные колонны (рис. 5.6). Их изготавливают из бетона классов С16/20...С50/60.

Для зданий без мостовых кранов применяют в основном сплошные колонны прямоугольного сечения размерами 300×300 ... 500×700 (рис. 5.6, а). Колонны двутаврового сечения (рис. 5.6, д) экономичнее колонн прямоугольного сечения, однако более трудоемки в изготовлении.

Колонны из центрифугированного бетона (рис. 5.6, в, г) обеспечивают снижение расхода стали и бетона в среднем до 30%. Это объясняется рациональной формой поперечного сечения колонн и повышением прочности бетона в среднем в 1,5 раза вследствие уплотнения бетонной смеси центробежными силами. Следует отметить, что способ центрифугирования дает возможность механизировать и автоматизировать технологический процесс изготовления колонн, что является дополнительным достоинством таких изделий.

Колонны швеллерного сечения также дают возможность наиболее полно использовать свойства высокопрочного бетона и арматуры (рис. 5.6, е). Опыты показывают, что использование высокопрочных бетонов в сочетании с ненапрягаемой высокопрочной арматурой приводит к экономии бетона и стали до 30%

Для зданий с мостовыми кранами применяют сплошные и двухветвевые колонны с консолями (рис. 5.6, б). Размеры поперечного сечения колонн в надкрановой части назначают из условия размещения кранового оборудования. Высота сечения составляет 380 и 500 мм для крайних сплошных колонн и 600 – для средних. Для подкрановой части сплошных колонн высота сечения увеличивается соответственно до 600 и 800 мм.

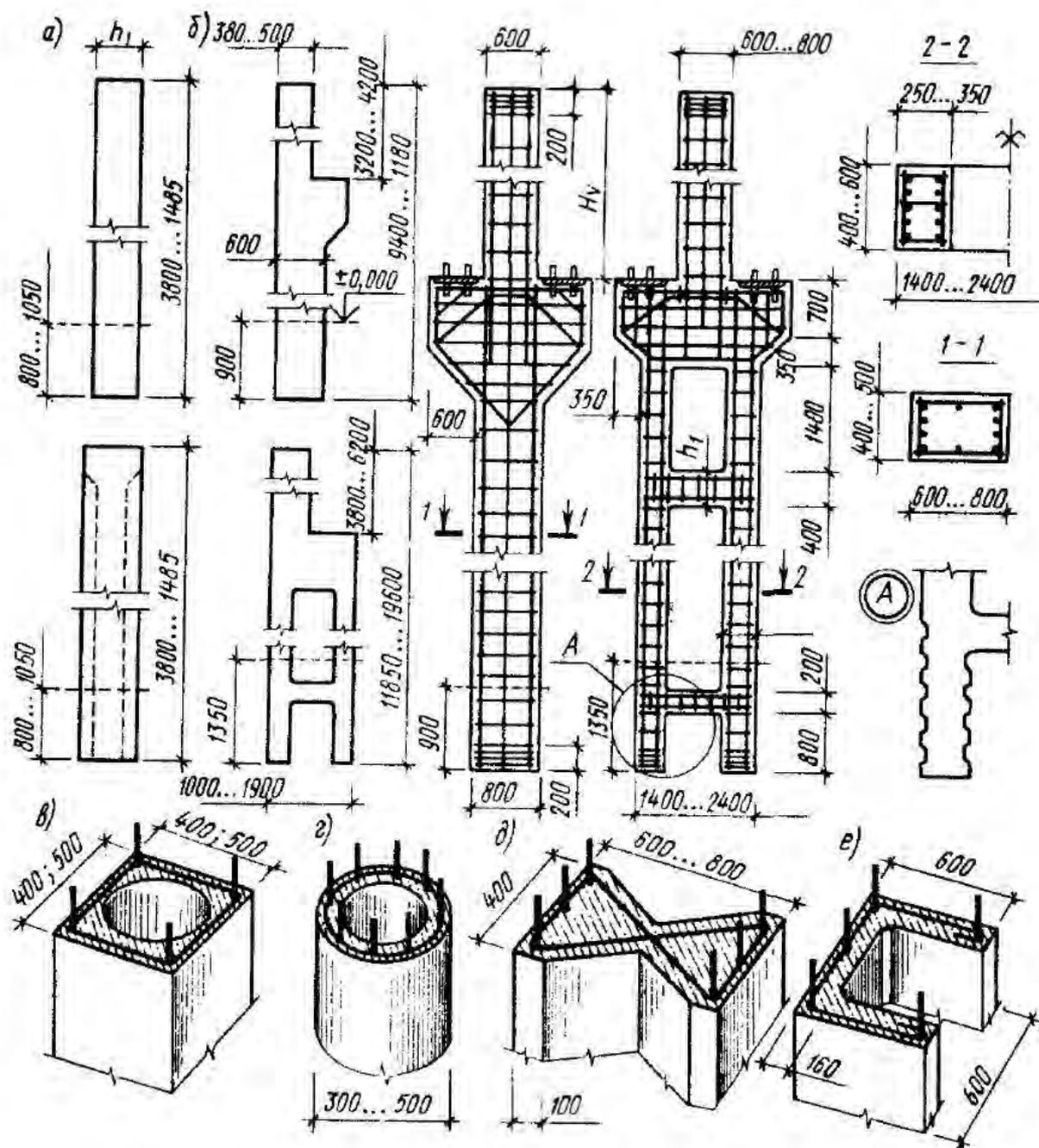


Рисунок 5.6. Колонны для зданий без мостовых кранов (а) и с мостовыми кранами (б), а также фрагменты колонн из центрифугированного (в, з) и вибрированного (д, е) бетонов.

Ширина сечения колонн 400 и 500 мм (большие размеры соответствуют шагу колонн 12 м). Двухветвевые колонны применяют при их высоте более 10,8 м. Подкрановая часть колонн состоит из двух стоек-ветвей, соединенных между собой поперечными распорками. Расстояние между распорками составляет  $s=(8 \dots 10)h_w$ , где  $h_w = 250$  и  $300$  мм – высота сечения ветви. Высоту сечения распорки принимают равной  $h=(1,5 \dots 2)h_w$ . Расстояние между ветвями снаружи принимают в зависимости от грузоподъемности мостового крана. Оно составляет 1,0...1,9 м для крайних колонн и 1,4...2,4 м – для

средних. Поперечное сечение надкрановой части колонн прямоугольное размером 500 x 600 мм.

Центрифугированные колонны с консолями изготавливают сборно-монолитной конструкции. Они состоят из верхнего и нижнего (или двух нижних) стволов, соединенных между собой консолью из монолитного бетона классов С20/25 ... С35/45.

Колонны всех типов армируют сварными каркасами, продольные стержни которых из стали класса S500 диаметром не менее 16 мм, а поперечные – из стали класса S240. Опытами установлено, что гибкие колонны целесообразно изготавливать с напрягаемой арматурой классов S540 или S800. Предварительное напряжение повышает жесткость и трещиностойкость колонн и улучшает условия транспортирования длинных колонн. Кроме того, оно позволяет уменьшить поперечное армирование и механизировать арматурные работы. Поэтому по сравнению с колоннами из обычного железобетона расход стали в таких колоннах снижается до 40% и стоимость на 10%.

Колонны могут быть изготовлены с арматурой, подвергнутой предварительному сжатию, а не натяжению. После изготовления колонны бетон получает предварительные растягивающие напряжения, что ведет к повышению ее несущей способности при сжатии.

Расчет колонн на внецентренное сжатие производят на усилия, полученные из расчета рамы при невыгодных комбинациях временных нагрузок (см. подраздел 5.1.3). Весьма часто рациональным армированием колонн является симметричное. Расчетная длина колонн одноэтажных зданий зависит от наличия связей и мостовых кранов, конструкции подкрановых балок и числа пролетов рамы.

Усилия в двухветвевых колоннах определяют упрощенным способом. Продольные силы в ветвях колонны

$$N_w = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed} \cdot \varphi}{c}$$

где  $N_{Ed}$  и  $M_{Ed}$  – расчетные усилия по оси двухветвевой колонны;

$\varphi = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr}}$  – коэффициент продольного изгиба колонны;

$c$  – расстояние между центрами ветвей.

Нулевая точка эпюры изгибающих моментов находится в середине расстояния между распорками колонны. Поэтому изгибающий момент ветвей

$$M_w = 0,25 \cdot V_{Ed} \cdot s,$$

где  $V_{Ed}$  – поперечная сила в подкрановой части колонны;

$s$  – расстояние между центрами распорок.

Изгибающий момент распорки равен сумме моментов ветвей в узле и составляет

$$M_{w, str} = 0,5 \cdot V_{Ed, str} \cdot s.$$

Поперечная сила распорки

$$V_{Ed, str} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{c}.$$

Если одна из ветвей окажется растянутой при  $N_w < 0$ , то изгибающие моменты в сжатой ветви и распорке увеличиваются в два раза, так как поперечную силу  $V_{Ed}$  колонны воспринимает лишь сжатая ветвь.

Консоли в колоннах, которые служат для поддержки ферм, подкрановых и обвязочных балок, прогонов и ригелей, бывают односторонние и двусторонние. Габариты консолей проверяют расчетом, а назначают исходя из необходимой высоты консоли в опорном сечении (должна быть не менее 250 мм), а также исходя из необходимой высоты свободного края консолей, несущих сборные подкрановые балки. Высота свободного края консоли колонны принимается в зависимости от расчетной грузоподъемности крана. Ширина консоли всегда назначается равной ширине колонны.

В данном разделе рассмотрен расчет и конструирование консоли колонны крайнего ряда, расположенной в производственном здании, оборудованном мостовым краном.

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 тяжелой-распорок. Роль тяжелой в модели выполняет основная продольная арматура  $A_{S, main}$ , а роль распорки выполняет сжатый бетонный подкос (см. рис. 5.7, 5.8).

Угол  $\theta$ , как правило, необходимо ограничивать. Рекомендуемые предельные значения равны:

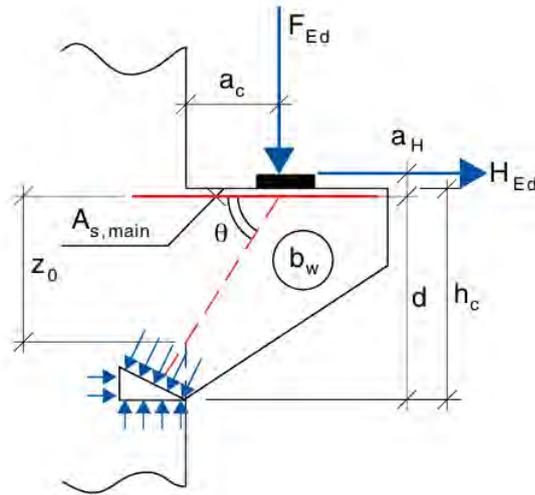
$$1 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 2,5 \quad \text{или} \quad 45^\circ \leq \theta \leq 68^\circ$$

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Условия равновесия будут выглядеть следующим образом:

$$M_B^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot (a_n + z_0) = F_s \cdot z_0$$

$$M_A^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot a_n = F_c \cdot a_c \cdot \sin \theta$$



$\theta$  – 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  $z = 0,9d$ .

Рисунок 5.7. Система тяжей-распорок в расчете коротких консолей

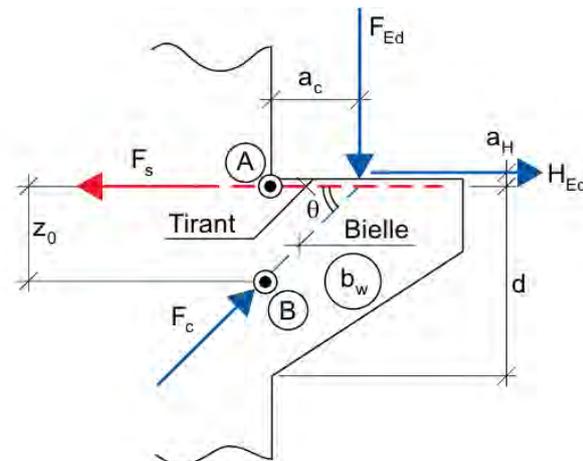


Рисунок 5.8. Схема усилий, действующих в консоли

Из условий равновесия можно определить усилия в растянутой арматуре консоли и сжатом подкосе:

$$F_s = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left( 1 + \frac{a_n}{z_0} \right),$$

$$F_c = \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{\sin \theta}$$

При этом напряжение в бетоне следует ограничивать значениями:

$$\sigma_{Rd,max} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Значение угла наклона сжатого бетонного подкоса можно определить из рисунка 5.9:

$$\cos \theta = \frac{a/2}{d-z_0},$$

$$f_c = \frac{F_c}{a \cdot b_w} \leq \sigma_{Rd,max}.$$

Следовательно,

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max}}.$$

Для обеспечения прочности должны соблюдаться условия:

$$a_h = a \cdot \sin \theta \leq t,$$

$$z_0 = d - \frac{a/2}{\cos \theta} > a_c.$$

Последнее условие относится к определению коротких консолей ( $z_0 > a_c$ ).

Подставляя в последнее выражение значение для  $a$ , определенное выше, получаем:

$$d - \frac{F_c}{2 \cdot b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos \theta} > a_c,$$

$$d - \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{2 \cdot b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta} = d - \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \sin 2\theta} > a_c,$$

$$d - a_c > \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \sin 2\theta}.$$



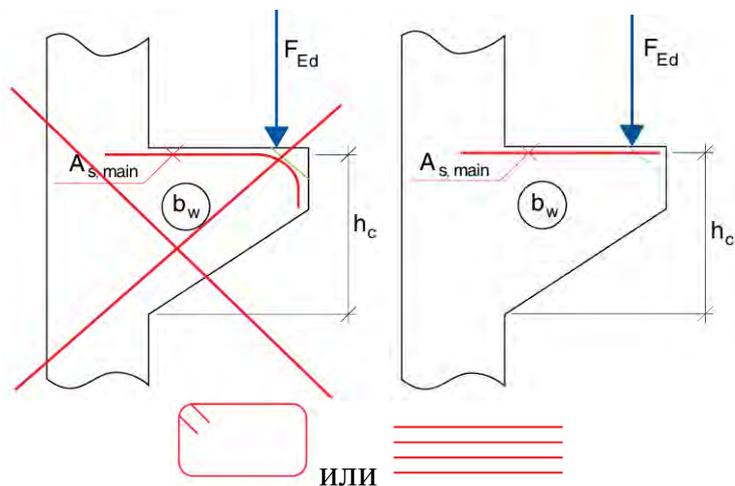


Рисунок 5.10. Армирование консоли колонны

Условия анкеровки главной растянутой арматуры коротких консолей согласно СНБ 5.03.01 [18] изложены в п.11.2.41. В ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32], но в отличие от СНБ 5.03.01 [18], данные условия не оговариваются.

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной 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) выполняется исходя из следующего соотношения:

Если  $a_c < 0,5 \cdot h_c$ , 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  $k_1 = 0,25$ .

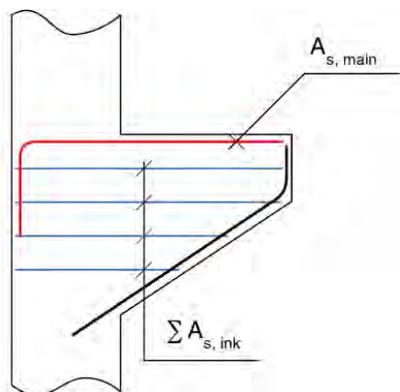


Рисунок 5.11. К конструированию горизонтальных хомутов консоли

В случае если  $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$ , определяют расчетное значение сопротивления поперечной силе.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d, \text{ но не менее}$$

$$V_{Rd,c} \cdot (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w d,$$

где  $f_{ck}$  - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d \leq 0.02;$$

Здесь  $A_{sl}$  - площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на  $l_{bd} + d$  за рассматриваемое сечение.

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Причем, для элементов конструкций, у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны:

$0,5d \leq a_v \leq 2d$  от края опоры (рис. 5.12), вклад данной нагрузки в поперечном усилии  $F_{Ed}$  учитывается умножением на коэффициент  $\beta = a_v/2d$ . Для  $a_v \leq 0,5d$ , как правило, необходимо использовать значение  $a_v = 0,5d$ . Это правило понижения действительно только в тех случаях, когда продольная арматура полностью надежно заанкерена на опоре.

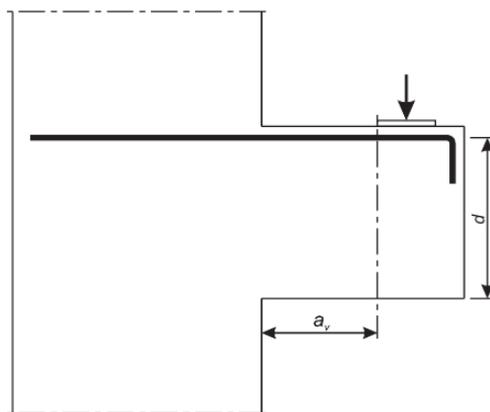


Рисунок 5.12. К определению расчетного значения сопротивления поперечной силе

Если  $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$  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. 5.13) 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.

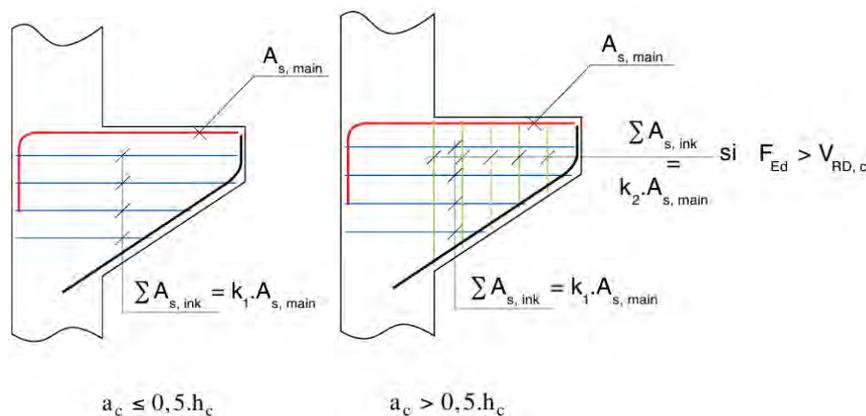


Рис. 5.13 - К расчету армирования консоли вертикальными хомутами

### 5.1.5. Балки и фермы покрытия

Балки пролетами 6 и 9 м армируют ненапрягаемой арматурой. Для пакетов продольных стержней применяют арматуру класса S500. Ребро и полку таврового сечения армируют гнутыми сетками из арматуры класса S240. Балки изготавливают из тяжелого бетона классов C12/15...C35/45 или бетона на пористых заполнителях классов LC16/18...LC35/38. Балки могут быть одно- и двускатными. У опор балок устраивают ребра жесткости.

Балки пролетом 12, 18 и 24 м применяют с напрягаемой продольной арматурой. Они могут быть двутаврового сечения (рис. 5.14) или решетчатыми (рис. 5.15). Высота балок на опоре 790 или 890 мм, а в середине пролета зависит от уклона верхнего пояса. По эксплуатационным условиям рациональный уклон 1/12. Однако при создании малоуклонного покрытия, позволяющего механизировать кровельные работы, принимают уклон 1/5.

Толщину стенки 60 ... 100 мм балки двутаврового сечения назначают главным образом из условий удобства размещения арматурных каркасов, укладки и уплотнения бетона. Балки выполняют из бетона классов C20/25 ... C35/45 при уклоне верхнего пояса 1/12 и из бетона C30/37 ... C50/60 при уклоне 1/5. В качестве продольной напрягаемой арматуры применяют канаты классов

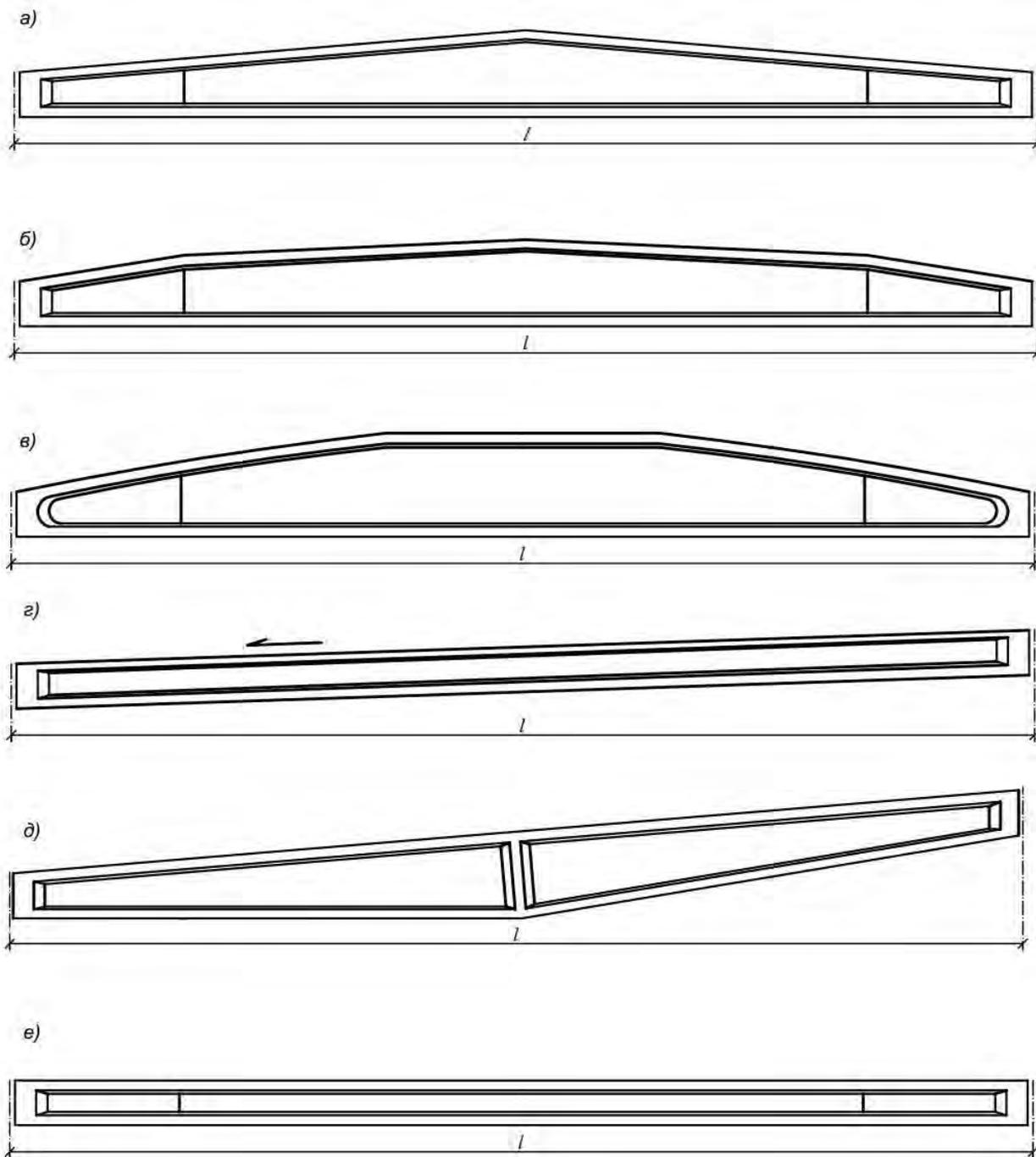


Рисунок 5.14. Конструктивные схемы балок покрытий:  
*a* – с трапециевидным очертанием верхнего пояса (с постоянным уклоном) при двускатном покрытии; *б* – с ломаным очертанием верхнего пояса при двускатном покрытии; *в* – с криволинейным очертанием верхнего пояса при двускатном покрытии; *г* – с параллельными поясами при односкатном покрытии; *д* – с ломаным нижним поясом при односкатном покрытии; *е* – с параллельными поясами при плоском покрытии.

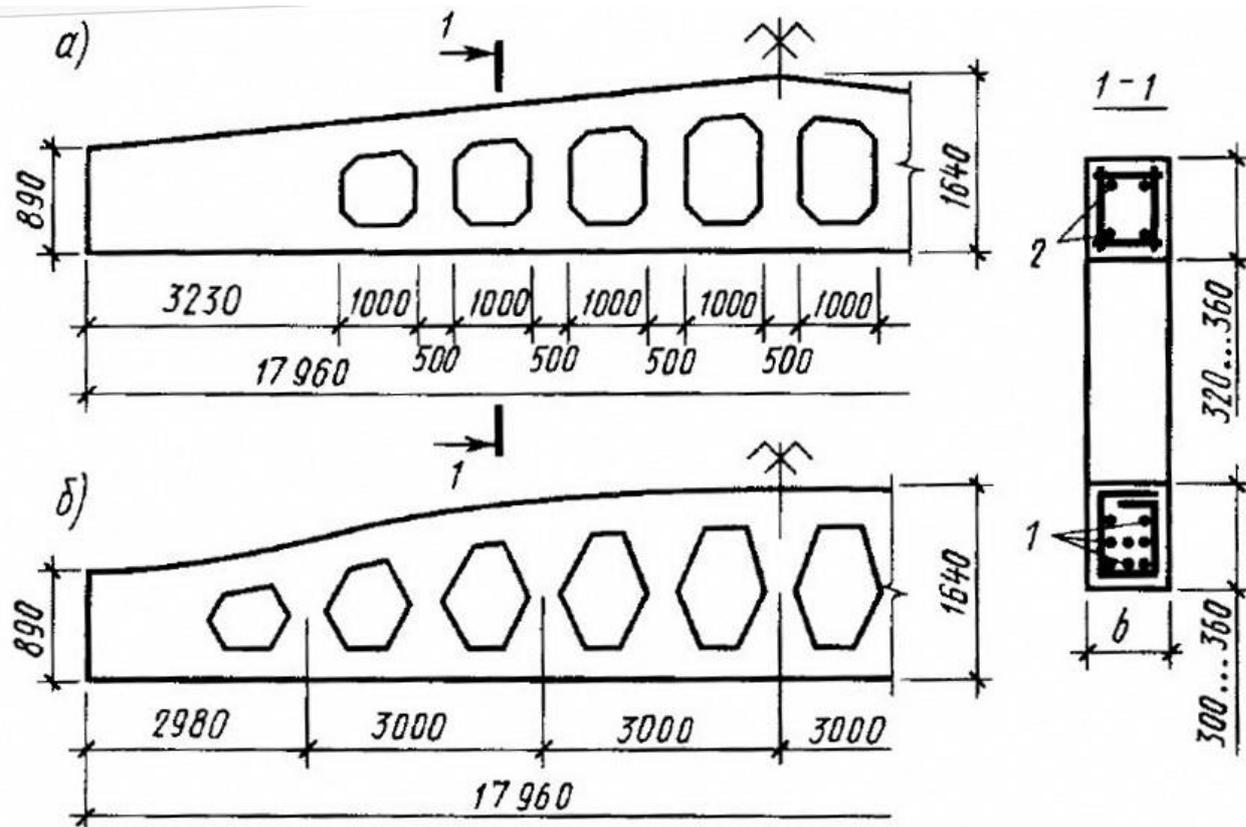


Рисунок 5.15. Двускатные предварительно напряженные решетчатые балки с прямым (а) и полигональным (б) очертанием:  
1 – напрягаемая арматура; 2 – ненапрягаемая арматура

Y1770S7, Y1860S7, Y1960S7, Y2060S7, стержневую арматуру классов S800, S1200. Поперечные стержни стенки и хомуты нижней полки, а также продольные стержни верхней полки выполняют из арматуры класса S500.

Решетчатые балки имеют прямоугольное поперечное сечение шириной  $b=200 \dots 280$  мм (рис. 5.15). Балки армируют продольной напрягаемой канатной, стержневой или проволочной арматурой. Одно- и двускатные балки с отверстиями позволяют снижать трудоемкость изготовления и расход материалов. Применение решетчатых балок с полигональным (арочным) очертанием верхнего пояса (рис. 5.15, б) создает более благоприятное распределение усилий. Производство решетчатых балок взамен балок двутаврового сечения экономически целесообразно, так как дает возможность в большей степени сократить расход бетона.

Расчет стропильных балок производят с учетом особенности их конструктивного решения. Однако расчет продольной рабочей арматуры решетчатых балок можно выполнять как конструкции сплошного сечения. При этом следует иметь в виду, что в двускатных балках опасное нормальное сечение находится не в середине пролета, а на некотором расстоянии  $z_1$  от опоры (рис. 5.16).

Расчетное нормальное сечение определяют из расчета экстремума композиционной функции  $(M_{Rd,x} - M_{Ed,x})_{\min}$ , где  $M_{Rd,x}$  – несущая способность

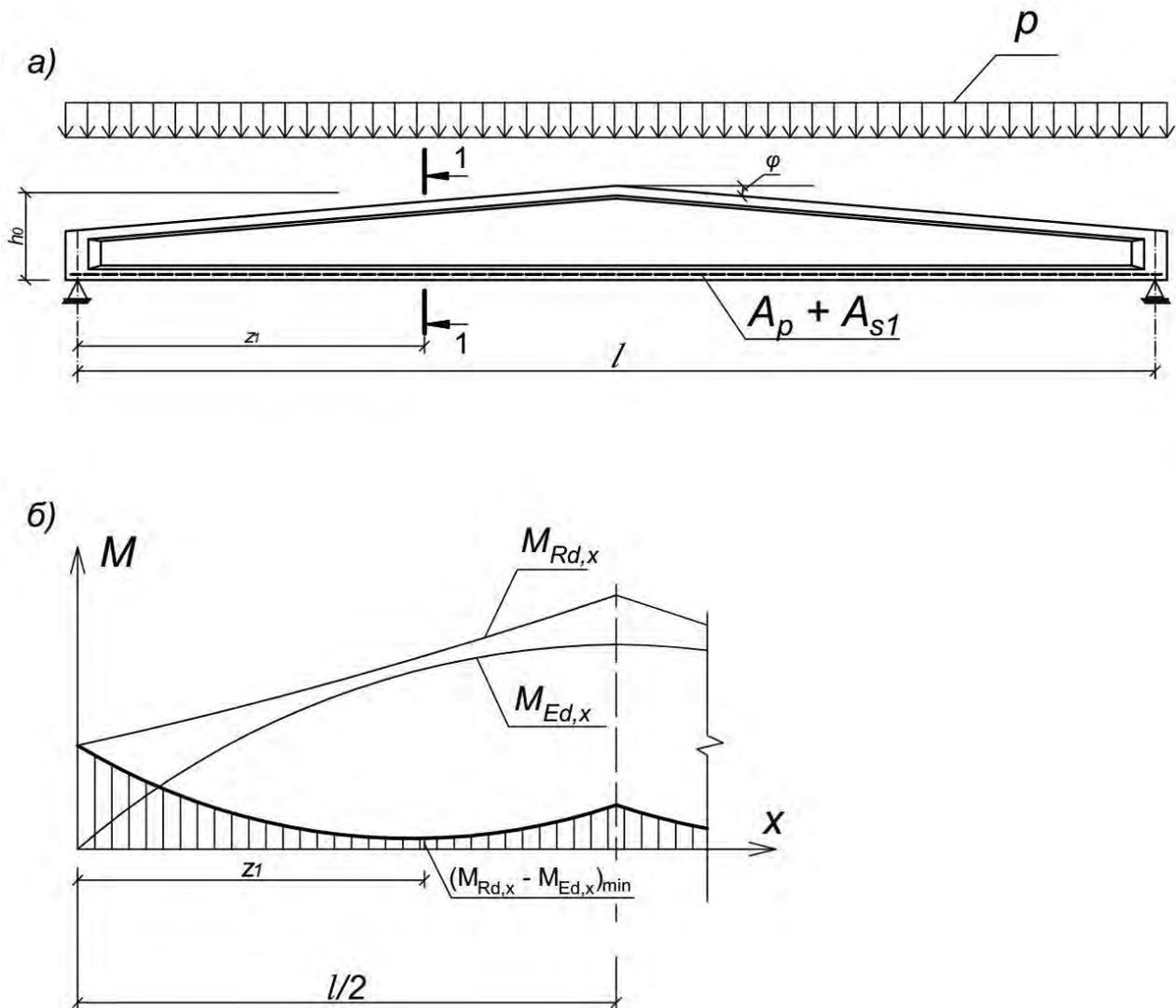


Рисунок 5.16. К определению расчетного сечения балки (а) с учетом изменений несущей способности ее нормального сечения и действующих изгибающих моментов (б)

нормальных сечений балки,  $M_{Ed,x}$  – расчетный изгибающий момент в нормальном сечении по длине балки. Для балок, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, расчетное сечение  $I-I$  находится на расстоянии

$$z_1 \approx 0,5l - (f_{pd} \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_{s1}) \cdot g \varphi / p,$$

где  $\varphi$  – угол наклона верхней полки;  $p$  – интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Для двускатных балок с трапециевидным очертанием верхнего пояса расчетными сечениями являются сечения  $I-I$  –  $VI-VI$  с месторасположением в соответствии с таблицей 5.1

Геометрические характеристики сечения при обеспеченном сцеплении ненапрягаемой арматуры с бетоном следует определять по правилам сопротивления материалов с учетом площади ненапрягаемой арматуры с использованием коэффициента приведения, равного отношению модуля упругости ненапрягаемой арматуры к модулю упругости бетона.

Типовое расположение расчетных сечений в двускатных балках с трапециевидным очертанием верхнего пояса

№ сечения	Места расположения сечений
I-I	по грани опоры
II-II	в месте перехода опорного вута в стенку
III-III	в месте установки первой монтажной петли
IV-IV	в месте перехода к постоянной толщине стенки
V-V	опасное сечение при расчете балки на расстоянии 0,37 расчетного пролета (при уклоне верхнего пояса 1:12)
VI-VI	в середине пролета

Пример расчета и конструирования железобетонной предварительно напряженной двускатной балки покрытия по ТКП EN 1992-1-1-2009\* приведен в [9].

Очертание поясов и решетки железобетонной стропильной фермы определяют с учетом требований, предъявляемых к скатным, малоуклонным и плоским покрытиям. Фермы подразделяют на полигональные (рис. 5.17, а, б, в, г, д, е) и треугольные (рис. 5.17, ж, з, и).

К основным типам ферм относят: сегментные с верхним поясом ломаного (рис. 5.17, а) или криволинейного (рис. 5.17, г) очертания; полигональные с параллельными поясами раскосные (рис. 5.17, б) или безраскосные (рис. 5.17, в); арочные раскосные с редкой решеткой (рис. 5.17, д) или безраскосные с жесткими узлами (рис. 5.17, е); треугольные раскосные (рис. 5.17, ж, з) или безраскосные (рис. 5.17, и).

Железобетонные фермы пролетами 18; 24 и 30 м изготавливают с напрягаемой канатной или стержневой арматурой. Как правило, арматуру натягивают на упоры. Принцип конструирования поясов, элементов решетки и узлов приведен на рисунке 5.17.

Сегментные фермы экономичны по расходу бетона и арматурной стали. Однако вследствие значительной суммарной длины элементов решетки и сложных узлов изготовление сегментных ферм является трудоемким. Аналогичные достоинства и недостатки относятся также и к арочным фермам. Безраскосные фермы (стропильные рамы) весьма удобны для изготовления не только в горизонтальном, но и в вертикальном положениях. Поэтому их все чаще применяют для покрытий зданий как со скатной, так и малоуклонной или плоской кровлей. Кроме того, безраскосные фермы позволяют удобно использовать межферменное пространство для технических этажей и коммуникаций. Треугольные фермы используют в сельскохозяйственном

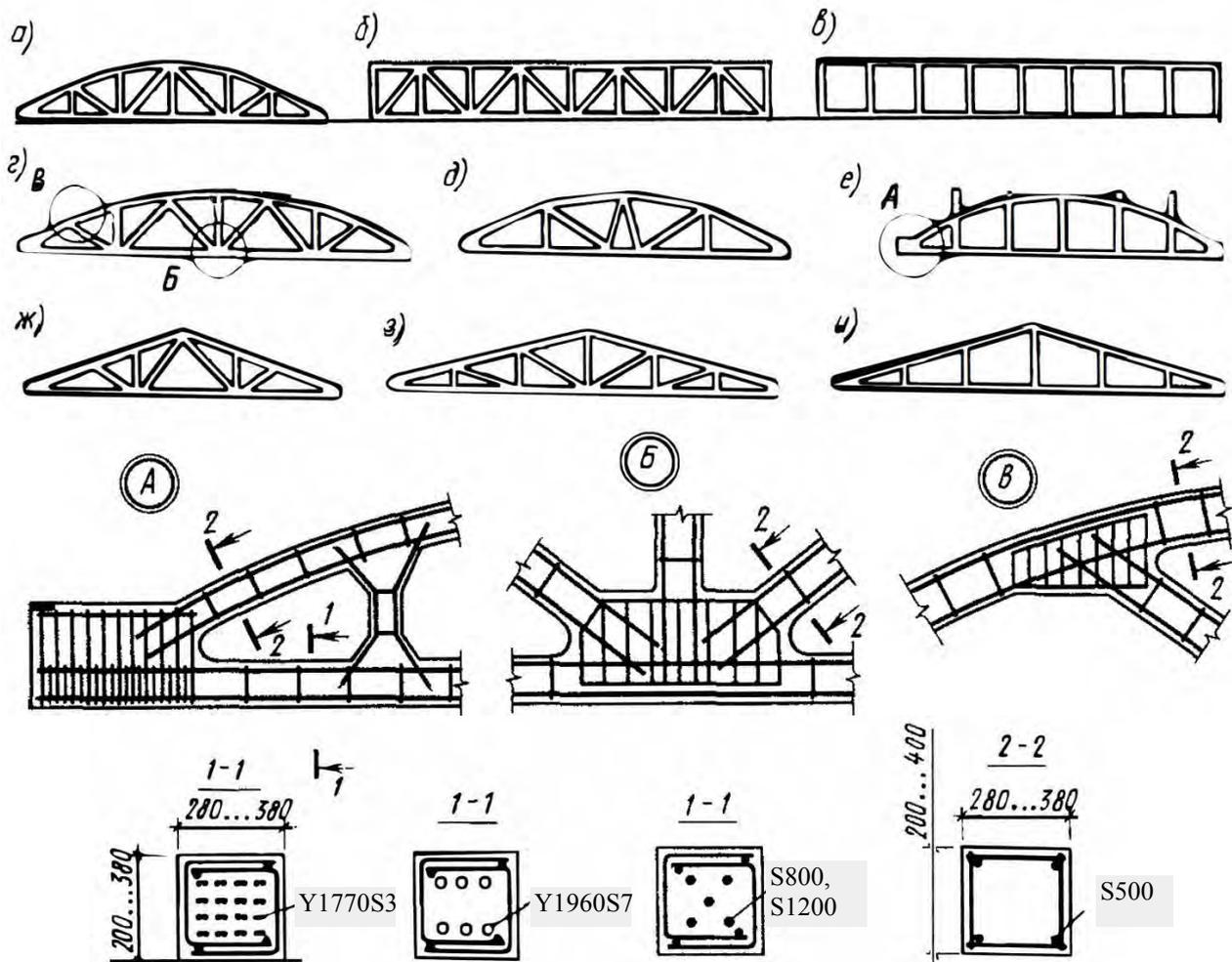


Рисунок 5.17. Полигональные раскосные (а, б, г, д) и безраскосные (в, е), а также треугольные раскосные (ж, з) и безраскосные (и) стропильные схемы

строительстве при применении кровли из асбестоцементных или металлических волнистых листов. Для обеспечения устойчивости ферм используют стальные вертикальные связи.

Панели верхнего пояса ферм, за исключением арочных раскосных, имеют длину 3 м, чтобы нагрузка от плит покрытия передавалась в узлы ферм. Как известно, в данном случае не возникает местного изгиба верхнего пояса фермы. Наиболее благоприятное по статической работе очертание верхнего пояса имеют арочные и сегментные фермы. Благодаря эксцентриситету продольной силы в данном поясе возникает изгибающий момент, обратный по знаку моменту от внеузлового нагружения.

Ширина и высота сечения верхнего пояса составляет  $(1/80 \dots 1/70) l$ , где  $l$  – пролет фермы. Такая же ширина сечения нижнего пояса. Высота данного сечения зависит от условий размещения напрягаемой арматуры.

Фермы изготовляют из бетона классов С25/30 ... С50/60. Верхний пояс, раскосы и стойки решетки армируют сварными каркасами из стержней класса S500. Нижний пояс ферм кроме продольной напрягаемой арматуры имеет конструктивные замкнутые хомуты через каждые 500 мм. Арматуру элементов решетки объединяют в узлах с арматурой поясов ферм путем

применения дополнительных сеток, состоящих из окаймляющих и поперечных стержней. Опорные узлы армируют не только сетками, но и дополнительной ненапрягаемой продольной и поперечной арматурой. Последняя предохраняет бетон от возникновения трещин вдоль напрягаемой арматуры при отпуске ее натяжных приспособлений.

Расчет усилий ферм производят с учетом невыгодных для элементов решетки загрузений одной половины фермы снегом, подвесным транспортом и коммуникациями. При расчете усилий раскосной фермы принимают шарнирное соединение элементов в узлах. Испытания ферм свидетельствуют, что жесткость узлов таких ферм мало влияет на усилия в элементах поясов и решетки. Однако при расчете безраскосных ферм учитывают жесткое соединение этих элементов. Изгибающие моменты верхнего пояса от внеузловой нагрузки рассчитывают как для неразрезной балки.

Верхний пояс рассчитывают как сжатый элемент со случайным или расчетным эксцентриситетом. Внецентренно сжатыми являются также сжатые элементы решетки и стойки безраскосных ферм. Расчетная длина сжатых элементов составляет  $(0,8 \dots 0,9) l$ , где  $l$  - расстояние между центрами смежных закрепленных узлов.

Нижний пояс раскосных ферм при отсутствии внеузловых нагрузок рассчитывают как центрально растянутый элемент. При внеузловой нагрузке и для безраскосных ферм нижний пояс рассчитывают как внецентренно растянутый элемент.

Пример расчета и конструирования железобетонной преднапряженной фермы покрытия приведен в [13].

### 5.1.6. Арки покрытия

Арки работают под нагрузкой преимущественно на сжатие, а их затяжки – на осевое растяжение. Поэтому при пролете свыше 30 м сборные железобетонные арки становятся экономичнее ферм.

В качестве стропильной конструкции наибольшее распространение получили двухшарнирные пологие арки со стрелой подъема  $f = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{16}\right) \cdot l$  (рис. 5.18). При больших пролетах применяют трехшарнирные арки. Исходя из условия совпадения оси арки с кривой давления наиболее рациональным является очертание оси арки, соответствующее квадратной параболе

$$y = 4fz(1 - z/l)/l$$

Поскольку имеют место одностороннее нагружение арок временной нагрузкой, процессы усадки и ползучести бетона, избежать изгибающих моментов в арке невозможно. В связи с этим трубуется принимать такое очертание арки, при котором изгибающие моменты будут невелики, а изготов-

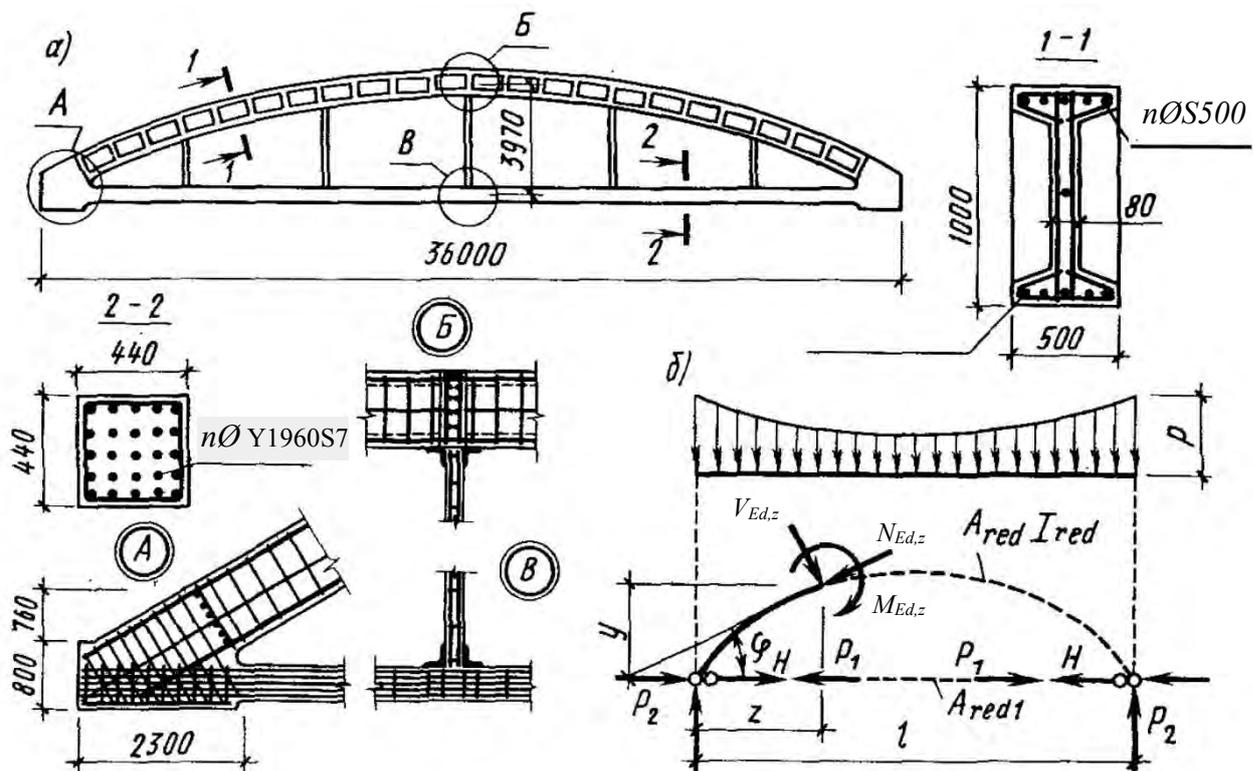


Рисунок 5.18. Конструкция (а) и расчетная схема (б), двухшарнирной арки

ление конструкции не представит затруднений. Очертание пологих двухшарнирных арок обычно принимают по окружности. Такие арки имеют высоту двутаврового поперечного сечения  $h = (1/50 \dots 1/30)/l$  и ширину  $b = (0,4 \dots 0,5)/l$

Арки собирают из отдельных блоков, соединенных сваркой закладных деталей. После этого бетонируют затяжку и опорные узлы арки. Для изготовления арок применяют бетон классов С25/30 ... С50/60. Арки армируют каркасами из стали класса S500. В качестве хомутов применяют также арматуру классов S240, поскольку поперечные силы в арках незначительны.

Затяжки арок выполняют с напрягаемой канатной арматурой классов Y1860S7, Y1960S7, Y1860S7G. Для небольших арок затяжки могут быть стальными гибкими. С целью уменьшения провисания затяжки через каждые 6 м устраивают железобетонные или стальные подвески. Их используют также для передачи нагрузки от подвесного транспорта.

Расчет распора арок производят с учетом деформаций элементов конструкций, которые характеризуются коэффициентом

$$\chi = 1 / \left[ 1 + \frac{15}{8f^2} \left( \frac{I_{red}}{A_{red}} \rho + \frac{E_c I_{red}}{E_{c1} A_{red1}} \right) \right] < 1$$

где  $f$  – стрела подъема арки;

$I_{red}$  и  $A_{red}$  – соответственно момент инерции и площадь приведенного сечения арки;

$A_{red1}$  – площадь приведенного сечения затяжки арки;

$\rho$  – коэффициент, позволяющий учитывать влияние пологости арки на ее деформативность ( $\rho=0,67; 0,78; 0,84; 0,91; 0,94; \text{ и } 0,95$  при отношении  $f/l=1/3; 1/4; 1/5; 1/6; 1/7; 1/8; 1/9$  и  $1/10$ ).

После образования трещин в затяжке ее жесткость при растяжении  $E_{c1}A_{red1}$  можно заменить величиной  $E_s A_s$ , где  $A_s$  – площадь сечения продольной арматуры затяжки.

Для арки без затяжки, выражение для определения коэффициента  $\chi$  принимает вид

$$\chi = 1 / \left[ 1 + \frac{15}{8f^2} \frac{I_{red}}{A_{red}} \rho \right].$$

При равномерно распределенной нагрузке  $p$  на всем пролете, распор двухшарнирной арки равен

$$H = 0,125 \chi p l^2 / f .$$

Если нагрузка  $p$  находится на одной половине арки, то ее распор

$$H = 0,0625 \chi p l^2 / f .$$

Если нагрузка распределяется по параболе до интенсивности  $p$  к пятам, то распор арки

$$H = 0,024 \chi p l^2 / f .$$

При сосредоточенной нагрузке  $F$  распор арки

$$H = 0,0625 \chi F \left( a/l - 2(a/l)^3 + (a/l)^4 \right) \cdot l / f ,$$

где  $a$  – расстояние силы от линии действия силы  $F$  до опоры.

Распор трехшарнирной арки не зависит от деформации ее элементов и составляет

$$H = M_{max} / f ,$$

где  $M_{max}$  – изгибающий момент в середине арки, как свободно опертой балки. В предварительно напряженных арках доля силы обжатия  $P$ , воспринимаемая затяжкой, составляет

$$P_1 = P / \left[ 1 + \frac{15}{4f^2} \frac{E_c I_{red}}{E_{c1} A_{red1}} \right].$$

Тогда на арку совместно с распором действует силы обжатия  $P_2 = P - P_1$ . Согласно расчетной схеме (см. рис. 5.18, б) в сечениях арки действуют усилия

$$\begin{aligned} M_{Ed,z} &= M_{Ed} - (H + P_2)y, \\ N_{Ed,z} &= V_{Ed} \sin \varphi + (H + P_2) \cos \varphi, \\ V_{Ed,z} &= V_{Ed} \cos \varphi + (H + P_2) \sin \varphi, \end{aligned}$$

где  $M_{Ed}$  и  $V_{Ed}$  – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в свободно опертой балке;  $\varphi$  – угол между касательной к оси арки и горизонтальной прямой в рассматриваемом сечении.

Расчет сопротивления арки рекомендуется выполнять с учетом усилий  $M_{Ed,z}$ ,  $N_{Ed,z}$ ,  $V_{Ed,z}$  дважды: при отсутствии погашения предварительных напряжений в растянутой арматуре, т.е. при учете коэффициентов надежности по нагрузке  $\gamma_F=1$ , и при отсутствии силы  $P_2$  вследствие погашения предварительных напряжений, т.е. при коэффициентах надежности по нагрузке  $\gamma_F>1$ . Расчетную длину трехшарнирных, двухшарнирных и бесшарнирных арок принимают соответственно  $0,58s$ ;  $0,54s$  и  $0,36s$ , где  $s$  – длина ее дуги.

Площадь сечения арматуры затяжки подбирают как для растянутого элемента из расчета предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.

### 5.1.7. Подкрановые, фундаментные и обвязочные балки. Общие сведения.

Сборные железобетонные подкрановые балки пролетами 6 и 12 м применяют при кранах среднего и легкого режимов работы грузоподъемностью до 30 т. Балки выполняют, как правило, разрезными и монтажными стыками на колоннах (рис. 5.19, а). Для смягчения ударов, передаваемых на подкрановую балку при движении мостовых кранов, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругие прокладки.

Рациональной формой поперечного сечения подкрановых балок является двутавровая. Развитая верхняя полка обеспечивает простоту монтажа и эксплуатации крановых путей, а также жесткость балки в горизонтальном направлении. Нижняя полка сечения необходима, как и в других предварительно напряженных конструкциях, для обеспечения сопротивления балки в стадиях изготовления, транспортировки и монтажа.

Высота сечения балки  $h = (1/10 \dots 1/8)l$ , толщина верхней полки  $h'_j = (1/7 \dots 1/8)h$ , ширина верхней полки  $b'_j = (1/20 \dots 1/10)l$ , но не менее 500...650

мм

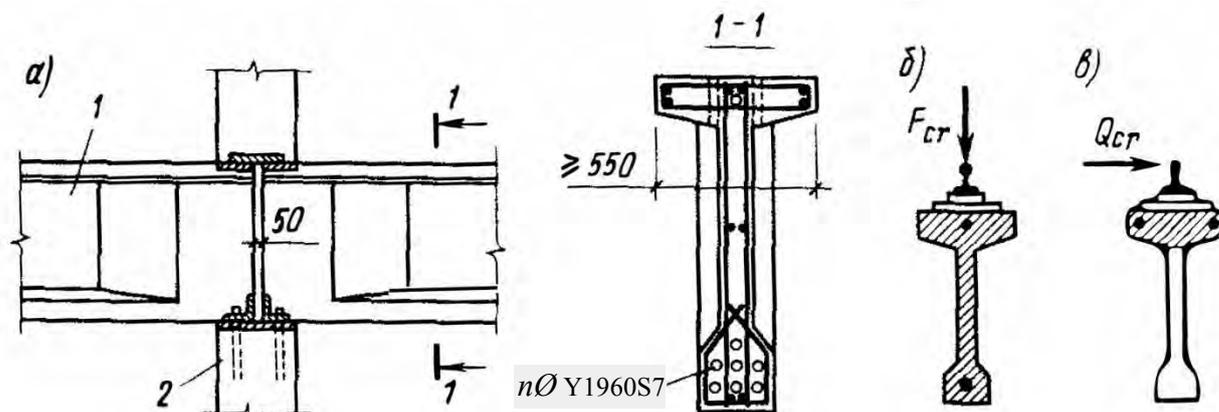


Рисунок 5.19. Конструкция (а) и расчетная схема (б, в), подкрановой балки:  
1 – балка; 2 – колонна

по условиям врезления и рихтовки крановых путей.

Балки изготавливают из бетона классов С25/30 ... С40/50. В качестве напрягаемой арматуры используют высокопрочную канатную, стержневую арматуру. В связи с динамическими нагрузками, действующими на балку, арматурные каркасы выполняют вязаными. На опорах балки усиливают ребрами и дополнительной поперечной арматурой. Следует отметить, что трудоемкость изготовления железобетонных подкрановых балок в 2...3 раза больше, чем стальных.

Расчет балок по предельным состояниям ведут на воздействия от двух сближенных мостовых кранов одинаковой грузоподъемности с учетом коэффициентов сочетаний согласно СНБ 5.03.01-02 [18], ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32], а также коэффициента динамичности, равного 1,1...1,2. Расчет балок на выносливость производят на нагрузку от одного мостового крана, составляющую 60% от характеристической. В результате расчетов определяют площадь сечения напрягаемой арматуры  $A_p$ . (рис. 5.19, б). Площадь сечения напрягаемой арматуры  $A_p'$  проверяют из условия обеспечения сопротивления верхней полки при действии горизонтальных воздействий от поперечного торможения кранов (рис. 5.19, в).

Фундаментные балки применяют при отдельно стоящих фундаментах под самонесущие и висячие наружные и внутренние стены. Длина балок зависит от шага колонн, размеров и глубины заложения фундаментов. Верх балок принимают на 30 мм ниже нулевой амплитуды (рис. 5.20, а), поскольку между стенами и балками устраивают гидроизоляционный слой цементного раствора. Тем самым обеспечивается модульная разбивка стеновых панелей по высоте здания.

Обвязочные балки висячих стен, как и фундаментные балки при глубоком заложении фундаментов, опирают на консоли колонн (рис. 5.20, б).

Верхняя ширина поперечного сечения балок зависит от толщины стены. При шаге колонн 6 м высота сечения балок для стен из навесных панелей сос-

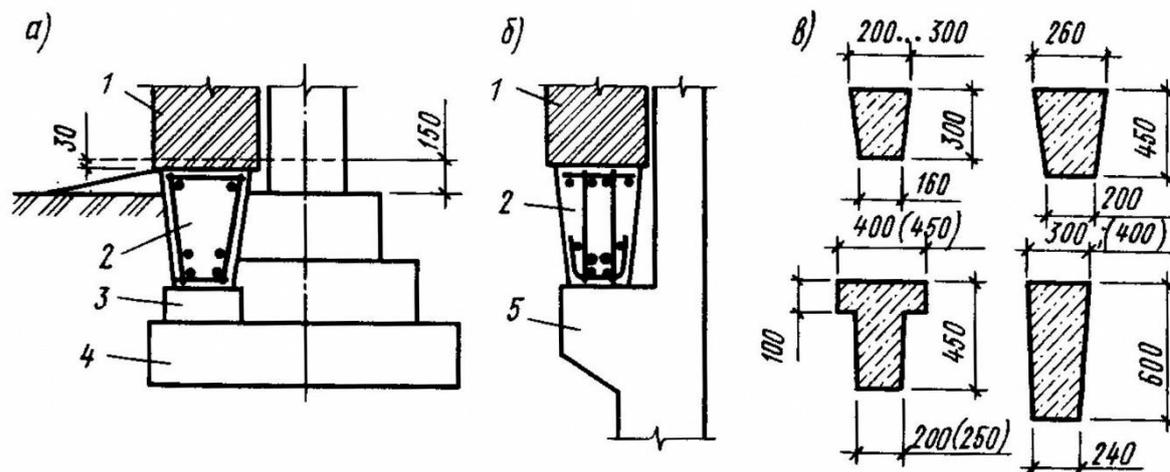


Рисунок 5.20. Опираие фундаментной (а) и обвязочной (б) балок, а также типовые их поперечные сечения (в):

1 – стена; 2 – балка; 3 – бетонный столбки; 4 – фундамент; 5 - колонна

тавляет 300 мм, для самонесущих стен – 450 мм. При шаге колонн 12 м высота сечения балок – 600 мм (рис. 5.20, в).

Блаки длиной до 6 м изготавливают из бетона классов С12/15 ... С20/25 и армируют продольными стержнями класса S500 и хомутами из стали класса S240. Более длинные балки изготавливают из бетона класса С30/37 и армируют сварными каркасами и напрягаемой стержневой арматурой.

При расчете балок рпссматривают три случая их загрузки: в период возведения стен летов, в период возведения стен зимой методом замораживания и в эксплуатационной стадии. Расчетная высота неотвердевшей летней кладки составляет 1/3 пролета. В случае раннего замораживания раствора каменной кладки и последующего оттаивания в естественных условиях учитывают, что высота сплошных стен не превышает 10 м, а стен с проемами – 8 м.

Определение воздействий на железобетонные балки от самонесущих стен имеет свои особенности. В расчетах учитывают совместную работу балки и стены. Нелинейность деформаций бетона и каменной кладки учитывают путем снижения начальных модулей упругости до соответствующих величин. Более подробно о расчетах такого типа можно ознакомиться в специальной научной и учебной литературе [7].

### 5.1.8. Здания ТЭС. Объемно-планировочные и конструктивные решения. Общие сведения.

Здания современных ТЭС выполняются с каркасом, который воспринимает нагрузки от оборудования, атмосферных воздействий и собственной массы конструкций. При этом стены выполняют только функции ограждения и обеспечивают требуемый температурный режим. Каркасы главных корпусов

и других зданий могут выполняться в железобетоне или в металле. Железобетонные каркасы обычно проектируются сборными.

Каркас состоит из колонн, ригелей и ферм, образующих в поперечном направлении раму с жесткими или шарнирными узлами. При наиболее распространенной схеме поперечника главного корпуса (рис. 5.21) рама бункерно-деаэрационного отделения в осях Б-В имеет жесткие узлы, а стойки машинного отделения по оси А и котельного отделения по оси Г присоединяются к ней шарнирно через фермы. Такая схема применяется как для железобетонного, так и для металлического каркаса. Продольная жесткость главного корпуса при железобетонном каркасе обычно обеспечивается с помощью распорок, жестко присоединяемых к колоннам. Для металлического каркаса применяются шарнирные распорки со связями. При выборе той или иной схемы следует иметь в виду, что в схеме со связями колонны, примыкающие к ним, несут большую нагрузку за счет передачи на связи усилий от продольного торможения крана, ветра, действующего на торец, и других нагрузок. Кроме того, примыкающие к колоннам связи требуют дополнительных закладных деталей или других крепежных элементов, практически создающих новую марку колонн, отличную от рядовых.

При схеме с жесткими распорками все колонны воспринимают одинаковые нагрузки и не отличаются по закладным деталям.

По условиям технологической компоновки оборудования и коммуникаций связи в ряде случаев усложняют прокладку коробов и трубопроводов. В то же время существенным фактором в пользу решения со связями является уменьшение изгибающего момента в рядовых колоннах в продольном направлении путем исключения горизонтальных нагрузок, которые воспринимаются связями.

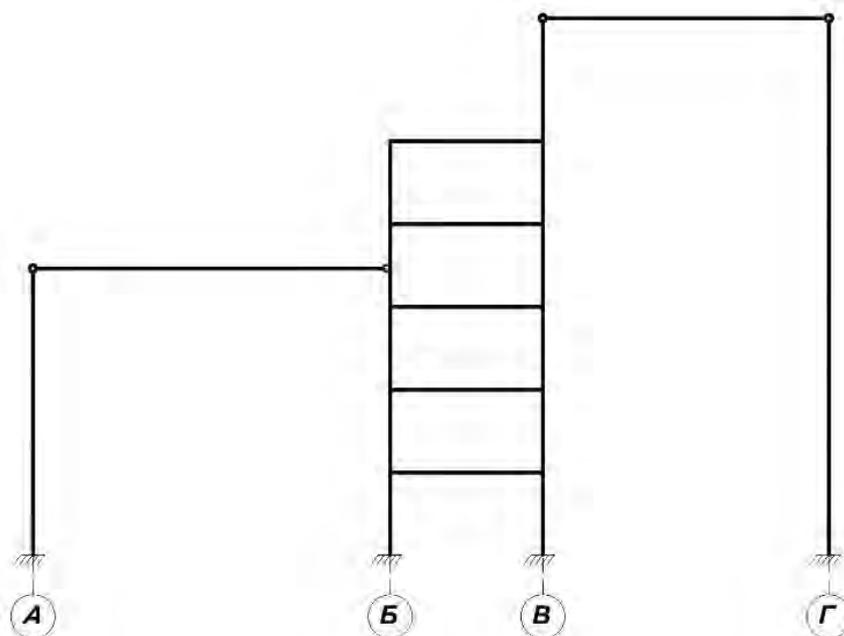


Рисунок 5.21. Схема поперечной рамы главного корпуса ТЭС

Каркас здания в продольном направлении разделяется на температурные секции. Длина секции зависит от расположения основного оборудования. При сборном железобетонном каркасе при длине секции, превышающей 60 м., должны быть проведены расчеты на температурные усилия, определяемые обычно при перепаде температуры в 40-60 °С. При металлическом каркасе длина секции принимается 150-200 м и более. Связевые пролеты располагаются в центре блока, что обеспечивает свободу температурных деформаций.

Для обеспечения продольной жесткости каркаса главного корпуса целесообразно решение, принятое в универсальном проекте КЭС, где у постоянного торца выполняется короткая температурная секция 3×12 м, в которой располагаются связи, в остальных секциях предусматриваются жесткие крепления распорок. Такая конструкция позволила облегчить каркас за счет принятия ветровой нагрузки с постоянного торца на связи и обеспечить жесткий в продольном направлении устой каркаса, к которому можно присоединять последующие колонны без немедленного замоноличивания узлов.

Во вспомогательных зданиях (ГРУ, щит управления, дробильный корпус, служебный корпус и др.) каркас в поперечном направлении обычно имеет шарнирное присоединение кровельного ригеля и жесткое присоединение ригелей междуэтажных перекрытий. В продольном направлении при высоте здания до 8-10 м распорки могут присоединяться шарнирно. При большей высоте, а также при больших горизонтальных нагрузках (например, при мостовых кранах) могут устанавливаться связи или выполняться жесткие крепления распорок к колоннам аналогично каркасу главного корпуса.

Конструктивные элементы железобетонных каркасов зданий ТЭС достаточно подробно рассмотрены в специальной литературе [2], поэтому в рамках данного курса отдельно разбираться не будут. Следует, однако, отметить, что особенность несущих элементов здания главного корпуса большинства реализуемых в настоящее время ТЭС заключается в относительно больших геометрических размерах их сечений в силу высокого уровня воздействий от оборудования, мостовых кранов. Данный факт нужно обязательно учитывать на начальной стадии проектирования, при назначении классов бетона и арматуры.

### **5.1.9. Здания АЭС. Объемно-планировочные и конструктивные решения. Общие сведения.**

Развитие атомной энергетики в Республике Беларусь после распада СССР шло достаточно медленно и с этой точки зрения строительство Белорусской АЭС под Островцом - явление в определенной степени уникальное. Проект БелАЭС отвечает всем современным нормам безопасности и осуществляется на базе типового проекта АЭС-2006 с двумя реакторами ВВЭР-1200 (рис. 5.22).

Компоновка сооружений атомных электростанций должна обеспечивать условия для безопасной и удобной работы обслуживающего персонала в соот-



Рисунок 5.22. Строительство главных корпусов и реакторных отделений Белорусской АЭС

ветствии с требованиями норм строительного проектирования атомных электростанций, норм технологического проектирования, санитарных норм и правил, правил устройств электроустановок и действующих ТНПА.

*Санитарные требования.* Компоновка сооружений АЭС, связанных с эксплуатацией оборудования радиоактивного контура, должна исключать возможность вредного влияния радиоактивности на персонал, обслуживающий АЭС, окружающую среду и население, проживающее в районе размещения электростанции.

В связи с указанным вся территория АЭС, помещения и объемы должны быть разделены на три зоны: контролируемую, санитарно-защитную и наблюдаемую.

Контролируемая зона – объемы, помещения, здания или территории предприятия, организации, лаборатории, хранилища, где возможно получение свыше 0,3 годовой дозы, допустимой для персонала (категория А). В контролируемой зоне производится обязательный индивидуальный дозиметрический контроль.

Санитарно-защитная зона – территория вокруг предприятия, на которой запрещается размещение жилых зданий, детских учреждений, а также подсобных учреждений, не относящихся к предприятию, для которого установлена санитарно-защитная зона. В санитарно-защитной зоне должен производиться контроль радиационной обстановки.

Наблюдаемая зона - территория, где дозы облучения проживающего населения могут превысить установленные для него пределы. В наблюдаемой зоне проводится контроль радиационной обстановки. Использование земель этой зоны для сельскохозяйственных целей ограничено.

*Требования к строительным конструкциям.* При компоновке сооружений АЭС необходимо соблюдать унификацию зданий и сооружений, принятую в действующих нормах для производственных предприятий.

Для возможности использования унифицированных элементов покрытий и перекрытий размеры пролетов зданий АЭС следует принимать кратными 3 м, шаг колонн каркасов зданий должен быть равен 6 или 12 м.

Высоту одноэтажных зданий до низа несущих конструкций покрытий и высоту этажа многоэтажных производственных зданий АЭС следует принимать кратными 0,6 м. Отступления от этого правила допускаются при компоновке помещений и конструкций подземной части зданий и сооружений АЭС.

Внутренние размеры помещений радиоактивного контура должны быть кратными 100 мм.

Требования к компоновке помещений электрической части. При компоновке главного корпуса помещения электрической части АЭС (помещения распределительных устройств, щитов управления, аккумуляторных батарей, кабельные полуэтажи и пр.) следует проектировать с учетом требований Правил устройства электроустановок.

Размеры помещения центрального щита управления АЭС принимаются исходя из полной мощности электростанции. Это помещение должно иметь не менее двух выходов (при площади пола более 200 м<sup>2</sup>). Допускается устройство одного из выходов на площадку пожарной лестницы.

Помещения распределительных устройств, размещаемые в здании главного корпуса, выполняются без окон, с искусственным освещением и должны быть надежно защищены от попадания в них влаги и пыли.

При компоновке машинного зала необходимо обеспечить возможность сборки и ремонта трансформаторов в нем с использованием мостовых кранов.

В помещениях аккумуляторных батарей возможно выделение водорода и образование взрывоопасных смесей, поэтому вход в такие помещения необходимо предусматривать через тамбур с двумя дверями. Полы и потолки должны быть строго горизонтальными и гладкими. При применении крупнопанельного настила в его ребрах выполняются отверстия для свободного прохода воздуха к вытяжным устройствам, с тем чтобы избежать скопления в помещении аккумуляторной взрывоопасной смеси.

*Противопожарные требования.* Компоновка сооружений АЭС должна быть выполнена с учетом обеспечения возможности безопасной эвакуации персонала через эвакуационные выходы в случае возникновения пожара. В соответствии с ТНПА выходы считаются эвакуационными, если они ведут: из помещений первого этажа наружу непосредственно или через коридор, вестибюль, лестничную клетку; из помещений любого этажа, кроме первого, в коридор или проход, ведущий к лестничной клетке, или непосредственно на лестничную клетку, имеющую самостоятельный выход наружу или через вестибюль; из одного помещения в соседние на том же этаже, обеспеченные перечисленными выходами.

Ширина эвакуационных дверей должна быть не менее 800 мм, высота дверей и проходов на путях эвакуации – не менее 2 м. Для эвакуационных проходов из подвальных и цокольных этажей эта высота может быть уменьшена

до 1,9 м, а для выходов на чердаки – до 1,5 м. В здании должно быть предусмотрено не менее двух эвакуационных выходов, расположенных рассредоточенно.

*АЭС по унифицированному проекту (на примере АЭС с реактором ВВЭР-1000).*

Главный корпус (рис. 5.23, 5.24) включает реакторное отделение, машинный зал, деаэрационную этажерку и примыкающую к машинному залу этажерку электротехнических устройств.

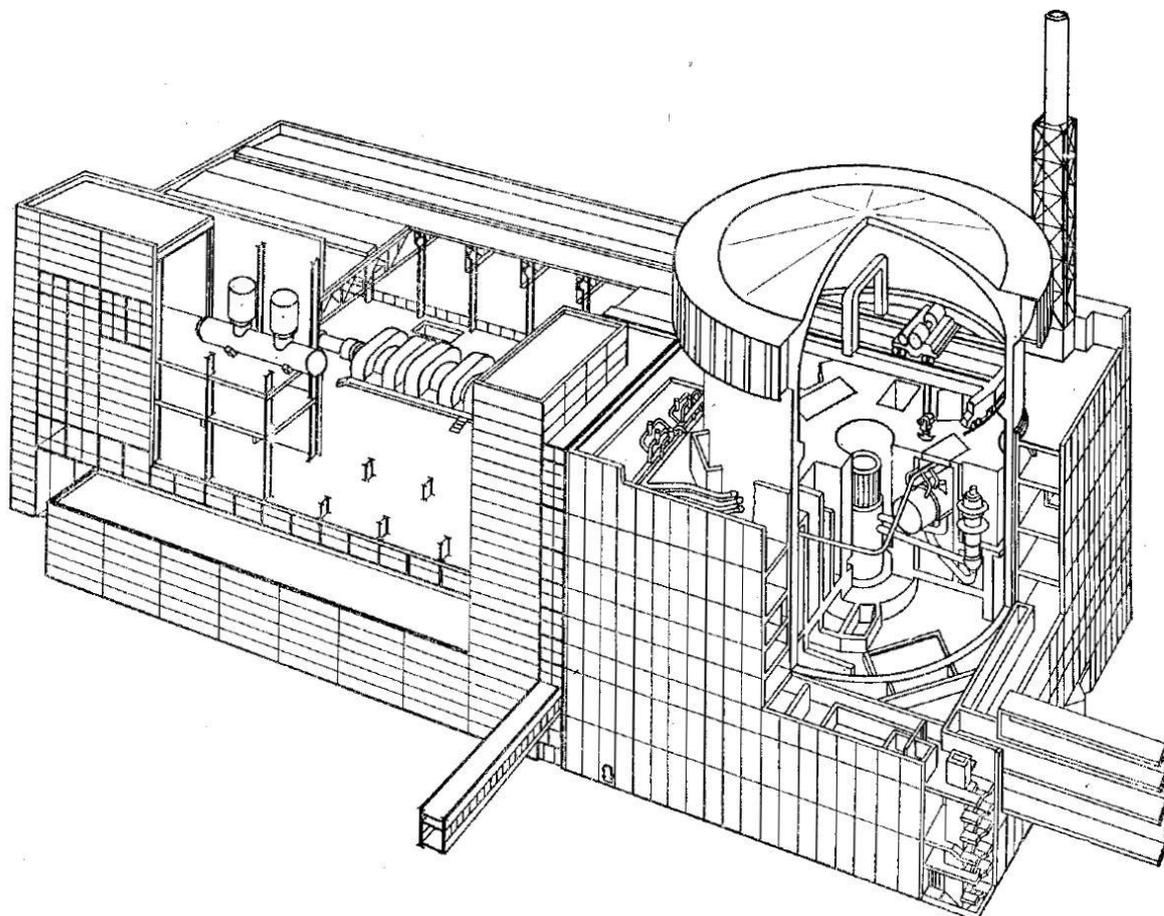


Рисунок 5.23. Главный корпус унифицированной АЭС с реактором ВВЭР-1000

Реакторное отделение состоит из герметичной части – оболочки и негерметичной - обстройки.

Защитная герметичная оболочка выполняется в виде цилиндра внутренним диаметром 45 м с куполообразным верхом. Отметка купола – 66,55 м. Оболочка представляет собой предварительно напряженную монолитную железобетонную конструкцию с металлической облицовкой изнутри (рис. 5.25). В защитной оболочке размещены системы, оборудование и трубопроводы с высокопотенциальным (давление до 18 МПа и температура до 350 °С) радиоактивным теплоносителем первого контура:

– реакторная установка, в состав которой входят реактор, парогенераторы, главные циркуляционные насосы (ГЦН), компенсатор объема, емкости системы аварийного охлаждения зоны (САОЗ) и трубопроводы связи;

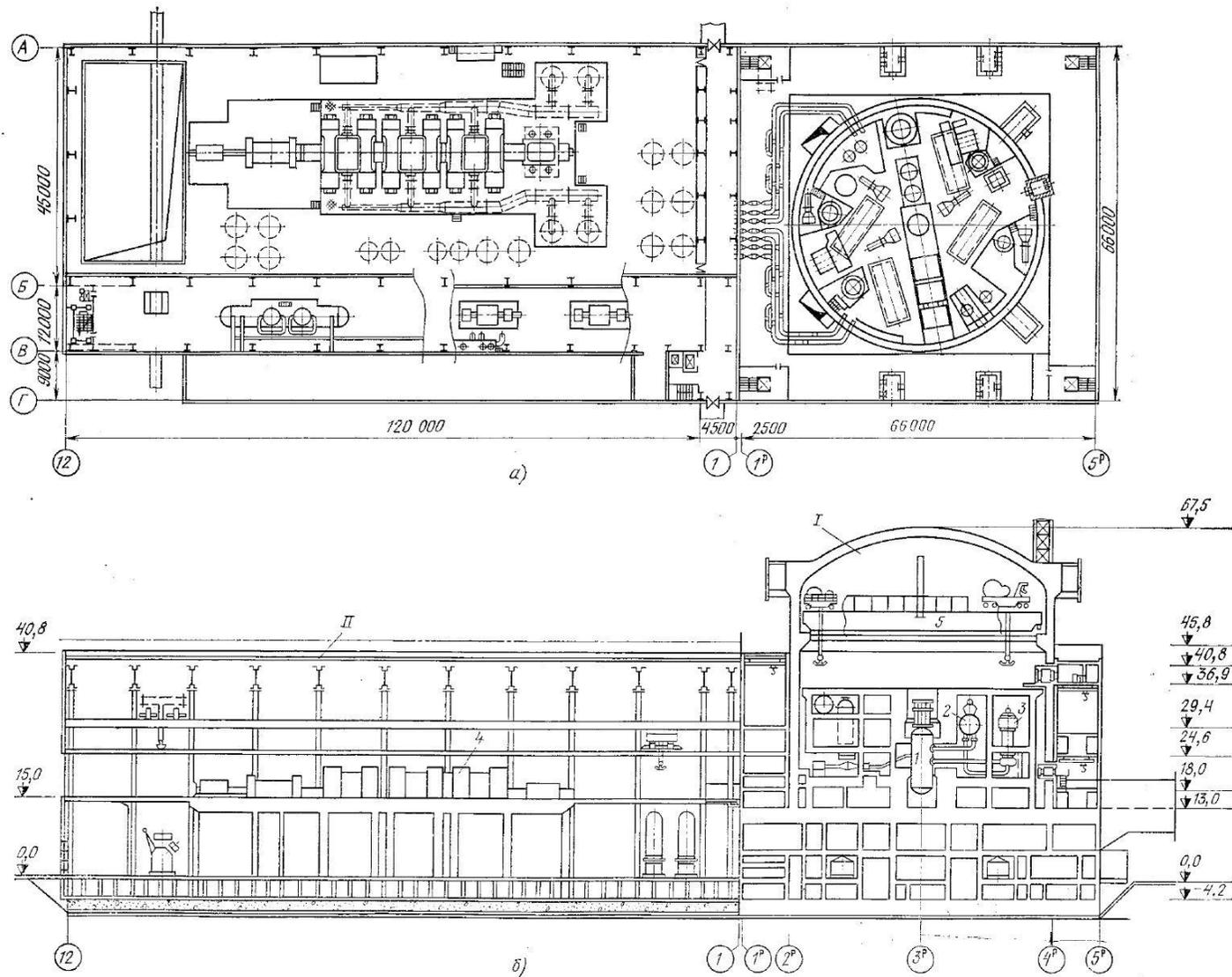


Рисунок 5.24. Главный корпус АЭС по унифицированному проекту с реактором ВВЭР-1000:  
 а – план; б – разрез; I – реакторное отделение; II – машинный зал; 1 – реактор; 2 – парогенератор; 3 – главный циркуляционный насос; 4 – турбоагрегат; 5 – круговой кран

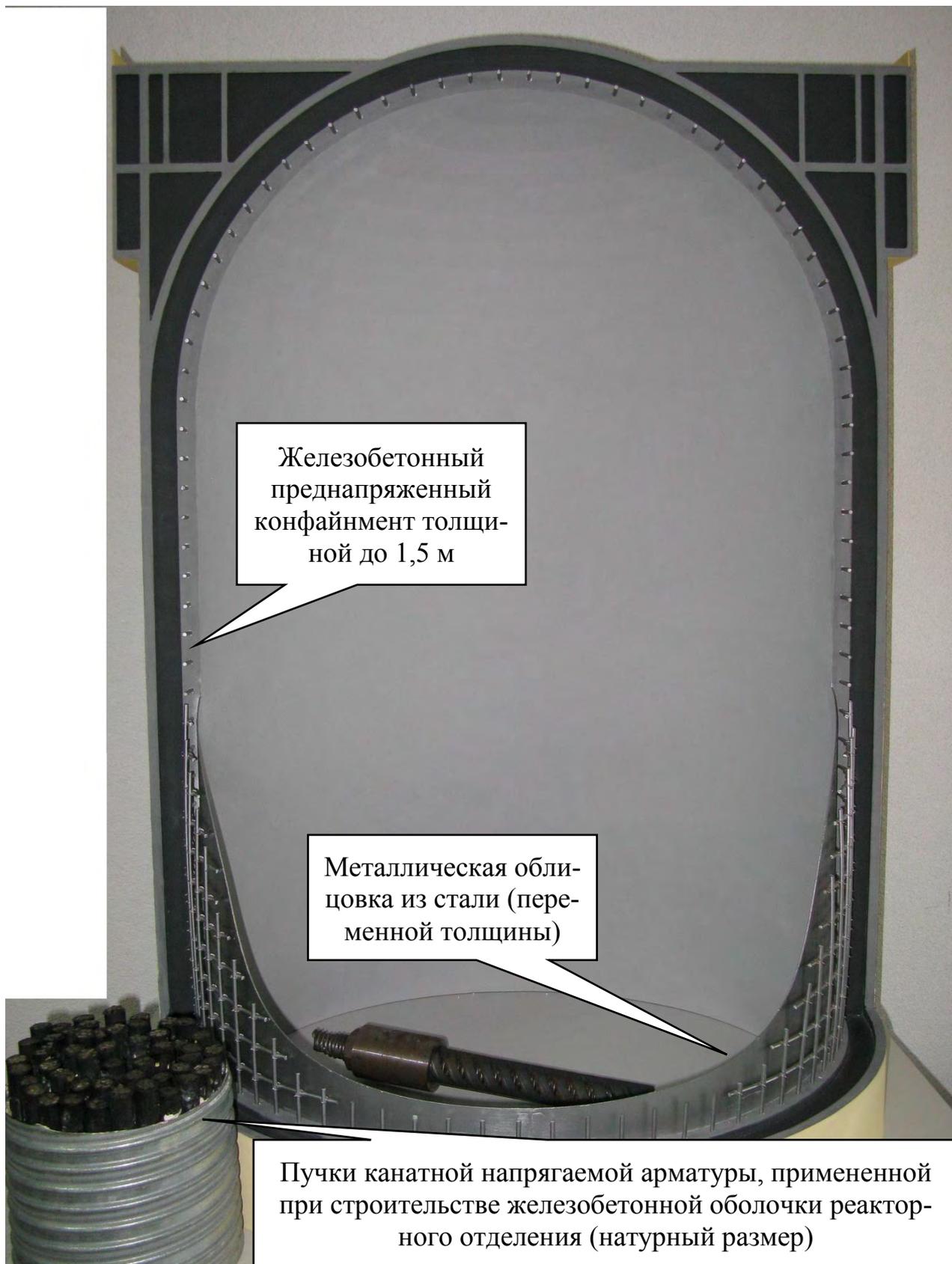


Рисунок 5.25. – Макет железобетонной предварительно напряженной оболочки (на примере Белорусской АЭС)

– система неохлаждаемой байпасной очистки теплоносителя (СВО-1), состоящая из высокотемпературных механических фильтров и трубопроводов;

- система продувки-подпитки первого контура, включающая регенеративный теплообменник продувки, доохладитель продувки и трубопроводы;
- система организованных протечек первого контура – охладитель протечек и трубопроводы.

При проектировании железобетонной предварительно напряженной оболочки (конфайнмента) АЭС с реакторами ВВЭР обычно применяют бетоны классов С35/45 ... С50/60, в ряде случаев с использованием самоуплотняющихся бетонных смесей (СУБС была применена и на Белорусской АЭС). Армирование оболочки производят напряженными пучками из канатной арматуры класса Y1860S7, Y1960S7, Y2060S7, проложенными в специальных трубах (полиэтиленовых или с применением алюминиевого сплава) диаметром до 225 мм. Напряжение пучков осуществляется специальными домкратами усилием 8 ... 15 МН. Для предотвращения коррозии пучки канатной арматуры обычно покрываются специальными смазочными составами.

Предварительное напряжение определяется исходя из возможных потерь напряжения в течение длительной эксплуатации, но несмотря на это обычно предусматривается возможность контроля напряженности арматуры в эксплуатационный период и подтяжка пучков в случае необходимости. Кроме напрягаемых пучков оболочка армируется ненапрягаемой конструктивной арматурой для восприятия температурных деформаций и местных концентраций напряжений.

Конструктивные решения остальных частей главного корпуса – машинного зала, деаэрационной этажерки и примыкающей к машинному залу этажерки электротехнических устройств подробно рассмотрены в научно-технической литературе [3, 4], поэтому дополнительно останавливаться на них нет необходимости.

Более подробно остановимся на основных факторах, учитываемых при расчете защитных железобетонных оболочек.

Безопасность оболочки наряду с конструктивными решениями гарантируется также принятыми расчетными положениями, частными коэффициентами по материалам и коэффициентами надежности по нагрузке.

Серьезные трудности возникают при расчете напряженного состояния оболочки от воздействия усилий предварительного обжатия, внутреннего давления, температуры, различных динамических (включая сейсмические) воздействий. Использование для стенки оболочки материалов с различными физико-механическими свойствами, разные конструктивные решения, например устройство отверстий и элементов жесткости, вызывающих концентрацию напряжений, учет действительной работы материалов, претерпевших наряду с упругими и пластические деформации и испытывающих силовые воздействия по трем осям, делают задачу чрезвычайно сложной. Проведенные еще в СССР исследования показали резкое отличие от принятой расчетной схемы фактической работы оболочки с пилястрами, устраиваемыми для анкерования горизонтальной напрягаемой арматуры.

В местах перехода от пилястры к гладкой оболочке в кольцевом направлении возникают изгибающие моменты, которые вызывают резкое возрастание

кольцевых напряжений в сечении оболочки на  $1/4$  расстояния от пилыстры. В сечении между пилыстрами влияние кольцевых напряжений оболочки несколько снижается, оставаясь все же существенным.

Эпюры кольцевых напряжений свидетельствуют о смещении в экспериментальных защитных оболочках с пилыстрами максимальных напряжений к наружному волокну в зоне между пилыстрами и к внутреннему – в створе пилыстр, что является следствием действия изгибающих моментов. При этом наличие пилыстр изменило не только напряженное состояние конструкции, но и определило опасное сечение в зоне примыкания оболочки к пилыстрам, где при испытании и наблюдалось разрушение конструкции.

Значительное влияние на работу оболочки оказывают фундаментная конструкция и жесткость основания.

При расчете защитной оболочки АЭС на воздействие внутреннего давления самым напряженным является сечение в зоне сопряжения ее с днищем, где действуют значительные краевые усилия. В зоне сопряжения принимаются две расчетные схемы: жесткое защемление и шарнирное закрепление нижнего края оболочки.

В случае шарнирного закрепления усилия краевого эффекта вызывают незначительное повышение меридиональных напряжений на наружном волокне оболочки от места закрепления до уровня кольцевых напряжений.

При жестком защемлении максимальные напряжения возникают во внутренних продольных волокнах оболочки на ее краях. В этом случае значение максимальных меридиональных напряжений более чем в 2 раза превосходит значения кольцевых напряжений в безмоментных сечениях оболочки.

Для оценки влияния жесткости заделки на усилия краевого эффекта были проведены экспериментальные исследования по определению напряженного состояния нижнего края оболочки при различных модулях упругости основания. При этом были испытаны три одинаковые модели с модулем упругости материала равным 2400 МПа.

Материал основания подбирался по условию обеспечения соотношения модулей упругости материалов оболочки и основания соответственно 0,1; 1; 3.

В результате проведенных экспериментов установлено, что изменением жесткости основания можно регулировать напряжения в нижней части цилиндрической оболочки. При этом следует учитывать, что элементы опорной части защитной оболочки работают как на восприятие нагрузок от оболочки, так и на воздействия от внутреннего давления на днище. Прогиб днища под действием внутреннего давления может вызвать увеличение моментов в месте сопряжения оболочки с днищем.

В связи с тем, что опорная часть защитной оболочки АЭС, как правило, представляет собой сложную пространственную конструкцию, при определении податливости нижнего края цилиндрической оболочки следует учитывать его совместную работу с нижерасположенной частью сооружения.

Одной из важнейших проблем, возникающих при создании железобетонных защитных оболочек АЭС, является обеспечение надежной работы герметичной металлической облицовки, что является гарантией безопасности атомной электростанции.

Требования к восприятию нагрузок облицовкой как составной частью несущей предварительно напряженной железобетонной конструкции зависят от условий работы сооружения. Прежде всего необходимо обеспечить совместное деформирование облицовки и железобетонной части конструкции и исключить возможность выпучивания вследствие потери устойчивости при действии сил предварительного обжатия. Опасность выпучивания увеличивается при температурных воздействиях в эксплуатационный и аварийный периоды, приводящих к возникновению дополнительных сжимающих усилий со стороны облицовки в отдельных сечениях железобетонной конструкции. Потеря устойчивости и как следствие – выпучивание облицовки опасны по двум основным соображениям.

Во-первых, при потере устойчивости происходит резкое возрастание напряжений (рис. 5.26, а). Например, если имеется элемент длиной  $l=250$  мм, критическое усилие для которого  $N_{crit}=1400$  Н (чему соответствует напряжение изгиба  $\sigma=43,8$  МПа), то при потере устойчивости этого элемента уже при нагрузке  $P=1410$  Н его прогиб составит  $y=18,8$  мм, при этом напряжение изгиба возрастет до  $\sigma_{lim}=620$  МПа.

Во-вторых, потерявшие устойчивость части облицовки при воздействии внутреннего давления будут воспринимать на себя полную нагрузку (рис. 5.26, б). При этом несущая способность облицовки не может быть гарантирована, особенно при наличии швов.

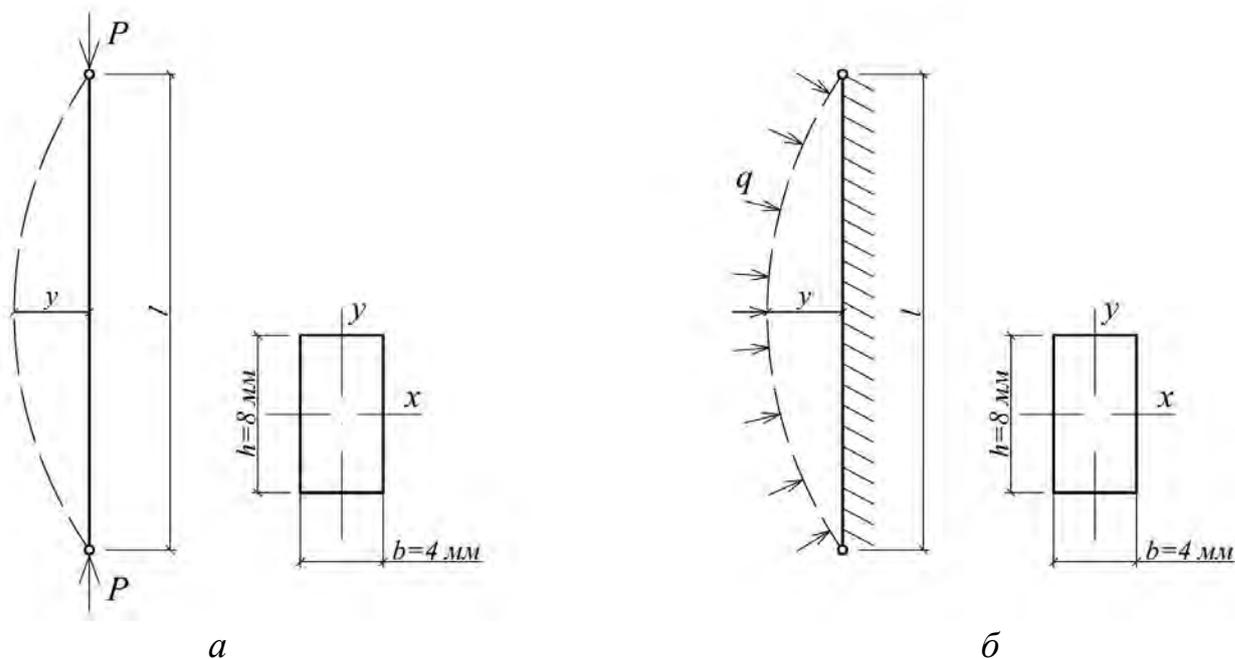


Рисунок 5.26. Схема местной потери устойчивости элемента облицовки

На защитную железобетонную оболочку могут действовать нагрузки различного характера.

Нагрузки, подлежащие обязательному учету при расчете оболочки:

- собственный вес конструкций и оборудования;
- крановая нагрузка;
- климатические воздействия (температура наружного воздуха, ветер, снег);

Особые нагрузки:

- сейсмическое воздействие от проектного землетрясения;
- то же от максимального расчетного землетрясения;
- ветровая нагрузка при урагане;
- нагрузка от ударной волны при взрыве;
- нагрузка от падения высокоскоростного габаритного (до 5 тн) внешнего предмета.

Нагрузки, вызываемые нарушениями технологического процесса, временной неисправностью оборудования:

- избыточное давление при разрыве трубопровода в режиме малой или большой аварии;
- температурное воздействие в режиме малой или большой аварии;
- местное аварийное температурное воздействие;
- местное усилие от струй и реакции оборудования и трубопроводов в режиме аварии;
- ударное воздействие от летящих элементов оборудования в режиме аварии.

Защитная оболочка рассматривается как на раздельное воздействие различных нагрузок, так и на их сочетание.

Защитная оболочка должна быть рассчитана по предельным состояниям несущей способности и предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

В конструкции, рассчитанной по предельным состояниям несущей способности, не должно произойти:

- разрушения хрупкого, вязкого или иного характера;
- нарушения совместности работы облицовки с бетоном (потери устойчивости облицовки);
- разрушения от совместных воздействий силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (воздействия агрессивной среды, температуры, радиационного облучения и т. п.).

В конструкции, рассчитанной по предельным состояниям эксплуатационной пригодности, не должно быть длительного раскрытия трещин и значительных перемещений (прогибов, углов поворота и т. п.).

Расчет по предельным состояниям обеих групп оболочки в целом, а также отдельных ее элементов должен производиться для всех стадий ее работы: изготовления, транспортировки, монтажа, испытаний перед сдачей в эксплуатацию и в период эксплуатации, аварии и т. д.

При расчете защитной оболочки принимаются категории II и III трещиностойкости:

категория II – при особых сочетаниях нагрузок, допускается кратковременное раскрытие трещин с наружной стороны: для предварительно напряженных железобетонных конструкций – до 0,7 мм, для обычных железобетонных конструкций – до 0,5 мм;

категория III – при основных сочетаниях нагрузок, допускается длительное раскрытие трещин до 0,3 мм.

При расчете по предельным состояниям усилия в защитной оболочке, возникающие от нагрузок и вынужденных перемещений, следует, как правило, определять с учетом неупругих деформаций бетона и наличия в нем трещин (работа во второй стадии напряженно-деформированного состояния).

Усилия предварительного напряжения в защитной оболочке назначаются из условия полного погашения осевых растягивающих усилий, возникающих в элементах сооружения при действии на них максимального расчетного избыточного внутреннего давления.

Для расчета защитной оболочки по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности рекомендуется общая деформационная модель железобетонных конструкций с использованием метода конечных элементов, приближенная моментная теория с использованием методов строительной механики (в случае расчетов с 1-м уровнем аппроксимации). Рекомендуется проводить расчеты с помощью программных комплексов, например FEMAP на базе решателей Nastran, ANSYS и др..

## Тема 5.2. Расчет и конструирование складок и оболочек

### 5.2.1. Классификация оболочек, области их применения. Общие положения по расчету оболочек.

Пространственная конструкция, ограниченная двумя криволинейными поверхностями, расстояние между которыми небольшое по сравнению с другими ее размерами, называется оболочкой (рис. 5.27, *a, б, в, д, e*). Оболочка, образованная по призматической поверхности, называется складкой (рис. 5.27, *з*).

Поверхность, делящая толщину оболочки пополам, называется срединной (рис. 5.27, *и, к*). Форма оболочки обуславливается формой срединной поверхности. Оболочки, срединная поверхность которых образуется поступательным перемещением плоской кривой по некоторой другой плоской кривой, называют оболочками переноса. Если срединная поверхность образована вращением плоской кривой вокруг неподвижной прямой, то такие конструкции называют оболочками вращения.

Срединная поверхность имеет кривизну в одном или двух направлениях. В любой точке она обладает взаимно перпендикулярными кривыми, имеющими главные радиусы кривизны: максимальный  $\varphi_{\max} = 1/r_{\max}$  и минимальный  $\varphi_{\min} = 1/r_{\min}$ . Произведение главных кривизн называют гауссовой кривизной  $\varphi = \varphi_{\max} \times \varphi_{\min}$ .

Если соотношение радиуса кривизны  $r_{\min}$  к толщине  $t$  оболочки больше 20, то такие оболочки называют тонкостенными оболочками. Оболочка, ограниченная лишь двумя поверхностями, является замкнутой. Незамкнутая оболочка имеет окаймляющий опорный контур в виде диафрагм, бортовых элементов и опорных колец (рис. 5.27).

Благодаря пространственной работе оболочки под нагрузкой, хорошо используются прочностные свойства материалов, поэтому пролеты зданий и сооружений, таких, как ангары, рынки, спортивные и концертные залы, выставочные павильоны, склады и т. п., могут превышать 100 м. Поскольку при этом уменьшается расход материалов, пространственные конструкции весьма часто оказываются рациональными и экономичными. Основным недостатком оболочек является большая трудоемкость, возникающая при изготовлении и возведении конструкций.

К прямоугольным в плане оболочкам и складкам относятся:

- оболочки двоякой положительной гауссовой кривизны (рис. 5.27, *a*), которые характеризуются тем, что центры кривизн дуг всех нормальных сечений, проведенных через любую точку срединной поверхности, лежат по одну ее сторону, чему соответствует кривизна  $\varphi > 0$ ;

- оболочки отрицательной гауссовой кривизны (рис. 5.27, *б*), в которых эти центры расположены с обеих сторон срединной поверхности, чему соответствует кривизна  $\varphi < 0$ ;

- цилиндрические оболочки (рис. 5.27, *в*) и своды в которых один из главных радиусов равен бесконечности, в поскольку кривизна  $\varphi = 0$ , то их называют пространственными конструкциями нулевой гауссовой кривизны;

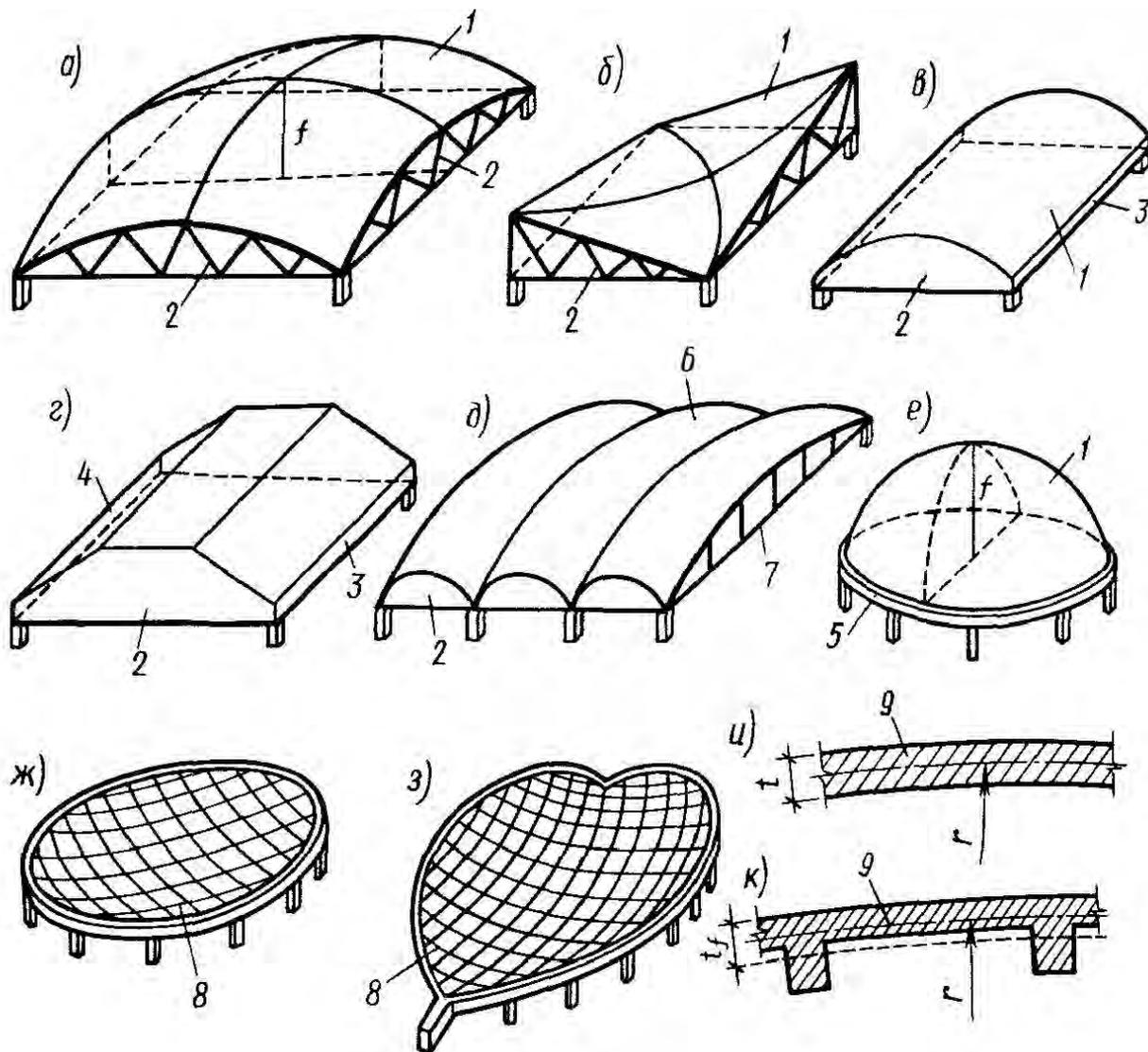


Рисунок 5.27. Схемы тонкостенных пространственных железобетонных конструкций с оболочкой двоякой положительной (а) и отрицательной (б) гауссовой кривизны, с цилиндрической (нулевой кривизны) оболочкой (в), с призматической складкой (г), с волнистыми сводами (д), с оболочкой, имеющей вертикальную ось вращения (е), висячего типа с поверхностью однозначной (ж) и разнзначной (з) кривизны, а также элементы гладкой (и) и ребристой (к) оболочки: 1 – оболочка; 2 – диафрагма; 3 – бортовой элемент; 4 – элемент складки; 5 – опорное кольцо; 6 – волна свода; 7 – затяжка; 8 – ванты (канаты); 9 – срединная поверхность

- призматические складки (рис. 5.27, г), в которых кривизна срединной поверхности сосредоточена в местах сопряжения граней, тогда как в остальных точках она равна нулю;

- волнистые своды (рис. 5.27, д), к которым относятся многоволновые и многоскладчатые покрытия в виде сводов и складок с небольшими размерами волны по сравнению с длиной пролета.

Оболочки двоякой гауссовой кривизны по контуру опирают на диафрагмы. Цилиндрические оболочки и складки, а также волнистые своды по очертанию волны опирают на поперечные диафрагмы. Их выполняют в виде ферм, арок

или брусьев с изогнутой верхней полкой. Прямолинейный контур цилиндрических оболочек и складок опирают на бортовой элемент – балку. Для обеспечения надежной работы пространственных конструкций диафрагмы и бортовые элементы должны быть достаточно жесткими в своей плоскости.

Из криволинейных в плане оболочек наиболее распространенными являются оболочки вращения или купола (рис. 5.27, е). В куполах тонкостенная оболочка опирается на опорное кольцо.

Висячие покрытия имеют поверхность однозначной (рис. 5.27, д) или разнзначной (рис. 5.27, з) кривизны. Они состоят из одиночной или двойной системы вант и имеют любое очертание в плане, однако чаще всего опорный контур бывает прямоугольной, круглой и овальной форм.

Тип пространственных конструкций обосновывается с учетом технико-экономических показателей и архитектурной выразительности зданий. В строительстве обычно применяют пологие тонкие оболочки. Оболочка является полой, если угол между плоскостью ее основания и плоскостью, касательной к ее срединной поверхности, во всех точках не превышает  $18^\circ$ . Прямоугольные в плане оболочки являются пологими, если наибольшая стрела подъема  $f$  не превышает  $1/5$  меньшей стороны основания.

Классическая теория расчета оболочек основана на двух гипотезах: линейный элемент, нормальный к срединной поверхности оболочки, остается прямым и нормальным к данной поверхности после деформации конструкции; напряжения на площадках, параллельных срединной поверхности, не учитываются.

Применение данных гипотез приводит к расчетным дифференциальным уравнениям высокого порядка относительно неизвестных функций. Уравнения получают в частных производных по двум переменным координатам точек срединной поверхности. Поскольку расчет является сложным, принимают дополнительные допущения. Например, оболочки положительной гауссовой кривизны рассчитывают по безмоментной теории, при расчете пологих оболочек криволинейные координаты точек срединной поверхности заменяют прямолинейными координатами проекций этих точек на плоскость основания и т. д.

Теоретические и экспериментальные исследования свидетельствуют, что железобетонные пространственные конструкции могут работать под нагрузкой в упругом и упругопластическом состоянии, а также в стадии предельного равновесия, связанном с развитием трещин в бетоне и пластических деформаций в растянутой арматуре.

В общем случае в нормальных сечениях оболочек возникают нормальные силы  $N_x$  и  $N_y$ , сдвигающие силы  $Q_{xy}$ ,  $Q_{yx}$  изгибающие моменты  $M_{Ed,x}$ ,  $M_{Ed,y}$ , поперечные силы  $V_x$  и  $V_y$ , а также крутящие моменты  $T_{Ed,x}$  и  $T_{Ed,y}$ . Все эти усилия относятся к единице длины сечения (рис. 5.28, а, б).

Расчет оболочек начинают с составления статических уравнений, т. е. уравнений равновесия. К ним добавляют геометрические уравнения, связывающие линейные и угловые деформации также кривизны срединной поверхности оболочек с их перемещениями. Связь между статическими и геометрическими уравнениями выражают физическими уравнениями, которые являются обоб-

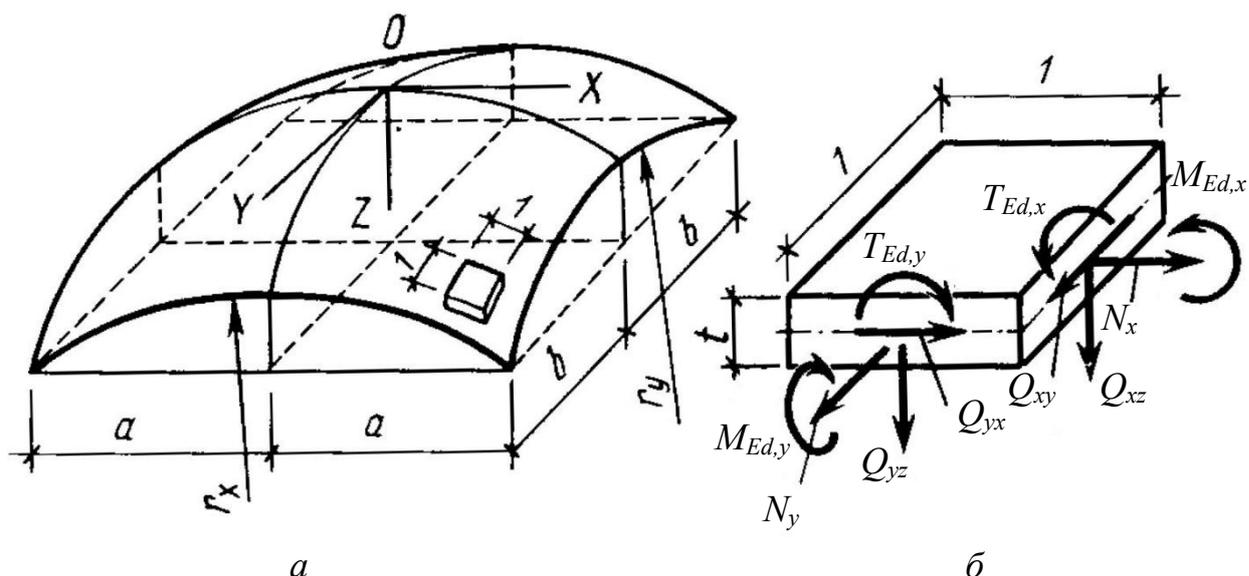


Рисунок 5.28. К анализу усилий, действующих в тонких оболочках

ценным законом Гука для объемного напряженного состояния материалов. Наличие трещин в бетоне оценивают системой физических уравнений, основанных на теории Н.И. Карпенко.

Статический расчет тонкостенных пространственных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности оболочки является сложным, поэтому такой расчет оболочек производят с использованием численного моделирования в специальных программных комплексах путем реализации метода конечных элементов и других численных методов.

Одним из методов расчета является расчет оболочек по безмоментной теории.

Суть этого метода заключается в следующем. Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб по сравнению с их жесткостью против действия нормальных и сдвигающих усилий, поэтому в большей области оболочки имеет место безмоментное напряженное состояние. Изгибающие и крутящие моменты оказывают ощутимое влияние на напряженное состояние оболочек лишь в тех зонах, где происходит заметное искривление их срединной поверхности. Такими зонами являются места примыкания оболочки к контурным элементам, резкого изменения кривизны ее поверхности и приложения местных воздействий.

При изгибающих моментах  $M_{Ed,x} = M_{Ed,y} = 0$  и крутящих моментах  $T_{Ed,x} = T_{Ed,y} = 0$ , статический расчет оболочек значительно упрощается. Неизвестные усилия  $N_x$  и  $N_y$  и  $Q_{xy} = Q_{yx}$  могут быть вычислены в виде бесконечных рядов. В расчетах вводят функцию напряжений  $\Phi(x,y)$ . Она связана с внутренними усилиями оболочки зависимостями

$$N_x = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2},$$

$$N_y = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2},$$

$$Q_{xy} = \partial\Phi / \partial x \partial y.$$

Тогда безмоментное напряженное состояние оболочек описывают уравнением равновесия на вертикальную ось внешней нагрузки  $q$  и внутренних усилий по вышеуказанным формулам. Данное уравнение имеет вид

$$\varphi_x \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \varphi_y \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} - 2\varphi_{xy} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} + q = 0,$$

где  $\varphi_x = \partial^2 z / \partial x^2$ ,  $\varphi_y = \partial^2 z / \partial y^2$  - кривизны срединной поверхности оболочки в направлении осей  $x$  и  $y$ ,  $\varphi_{xy} = \partial^2 z / \partial x \partial y$  - кривизна кручения поверхности.

Прогиб срединной поверхности оболочки  $a_k$  в зонах местного изгиба зависит только от одной координаты  $x$  или  $y$ , поэтому безмоментное напряженное состояние оболочки может быть описано приближенным выражением

$$\varphi_x N_x + \varphi_y N_y - 2\varphi_{xy} Q_{xy} - D \frac{\partial^4 a_k}{\partial x^4} + q = 0.$$

Здесь цилиндрическая жесткость оболочки при изгибе  $D = E_{cm} \cdot t^3 / 12$ , где  $t$  - толщина оболочки.

### 5.2.2. Основные принципы конструирования тонких оболочек.

Монолитные оболочки выполняют, как правило, гладкими. Минимальная толщина оболочки 50 мм. Если главные растягивающие напряжения бетона более  $2f_{ctd}$ , где  $f_{ctd}$  - расчетная прочность бетона при осевом растяжении, то рекомендуется в этих местах повышать жесткость оболочки путем ее утолщения.

Оболочки и другие элементы пространственных конструкций возводят из монолитного тяжелого бетона класса не ниже С12/15 и легкого - не ниже LC 16/18. Сборные элементы изготавливают из бетона класса не ниже С16/20. Если применяют напрягаемую арматуру, то бетон сборных элементов должен быть не менее класса С25/30, а монолитных - не менее С16/20.

Оболочки армируют сварными сетками из арматуры класса S500. Рабочая арматура воспринимает напряжения, вызываемые главными растягивающими усилиями и изгибающими моментами. Конструктивную арматуру диаметром 5 ... 8 мм и площадью сечения не менее 0,2% площади бетона ставят с шагом стержней 200 ... 250 мм. При толщине оболочки более 70 ... 80 мм применяют двойные арматурные сетки. В местах действия сосредоточенных нагрузок поверх основной арматуры укладывают дополнительные сетки. В ребрах сборных элементов ставят плоские каркасы.

Стыки сборных элементов оболочки тщательно заполняют бетоном. С этой целью ширину шва назначают не менее 30 мм, если толщина стыкуемых элементов не превышает 100 мм, и не менее 50 мм в других случаях.

Если через стыки сборных элементов передают сжимающие усилия, то выпуски арматурных стержней соединяют внахлестку. При наличии в стыках растягивающих или сдвигающих усилий выпуски арматуры соединяют сваркой. Арматура элементов может быть соединена также с помощью закладных деталей, которые при монтаже оболочки соединяют между собой сварными накладками. Большие сдвигающие усилия в стыках передают с одного сборного элемента на другой через бетонные шпонки, создаваемые бетоном замоноличивания.

Большие пространственные конструкции целесообразно подвергать предварительному напряжению. Напрягаемая арматура позволяет эффективно использовать высокопрочную сталь, уменьшать массу конструкции, повышать жесткость и трещиностойкость покрытия, а также служит средством сопряжения сборных элементов.

Напрягаемую арматуру располагают в растянутых зонах оболочек и в растянутых элементах (опорные кольца куполов затяжки диафрагм и т. п.). Допускается размещение напрягаемой арматуры в открытых сверху лотках, а также в швах между сборными элементами. В местах наличия напрягаемой арматуры требуется предусмотреть ребра и утолщения, способные воспринимать сосредоточенные силы предварительного обжатия.

### **Тема 5.3. Расчет и конструирование железобетонных куполов.**

Тонкостенные оболочки вращения применяют для покрытий круглых в плане зданий и сооружений диаметром до 100 м, например, цирков, выставочных залов, резервуаров и т. п. (рис. 5.29).

Купольные покрытия состоят из двух конструктивных элементов: оболочки и опорного кольца. Если требуется верхнее естественное освещение, то в куполе устраивают второе – фонарное кольцо. По расходу материалов купола являются более экономичными, чем другие оболочки.

Срединная поверхность оболочки вращения описывается уравнениями второго порядка. Форму очертания поверхности диктуют архитектурные и технологические требования. Однако рациональная ее форма получается при стреле подъема купола  $f = (1/5 \dots 1/3) D$ . Чаще всего в строительстве применяют сферические оболочки, образованные вращением дуги круга.

Монолитные купола имеют, как правило, гладкую оболочку вращения (рис. 5.29, а). Ее толщина  $t \geq 50$  мм и не менее  $r/600$ , где  $r$  – радиус кривизны купола. Для оболочки кругового очертания радиус  $r = (D^2 + 4f^2) / 8f$ . Оболочка утолщается у места примыкания ее к опорному кольцу.

Оболочка монолитного купола, за исключением приопорных зон, является сжатой, поэтому ее армируют конструктивно одиночной сеткой. При толщине

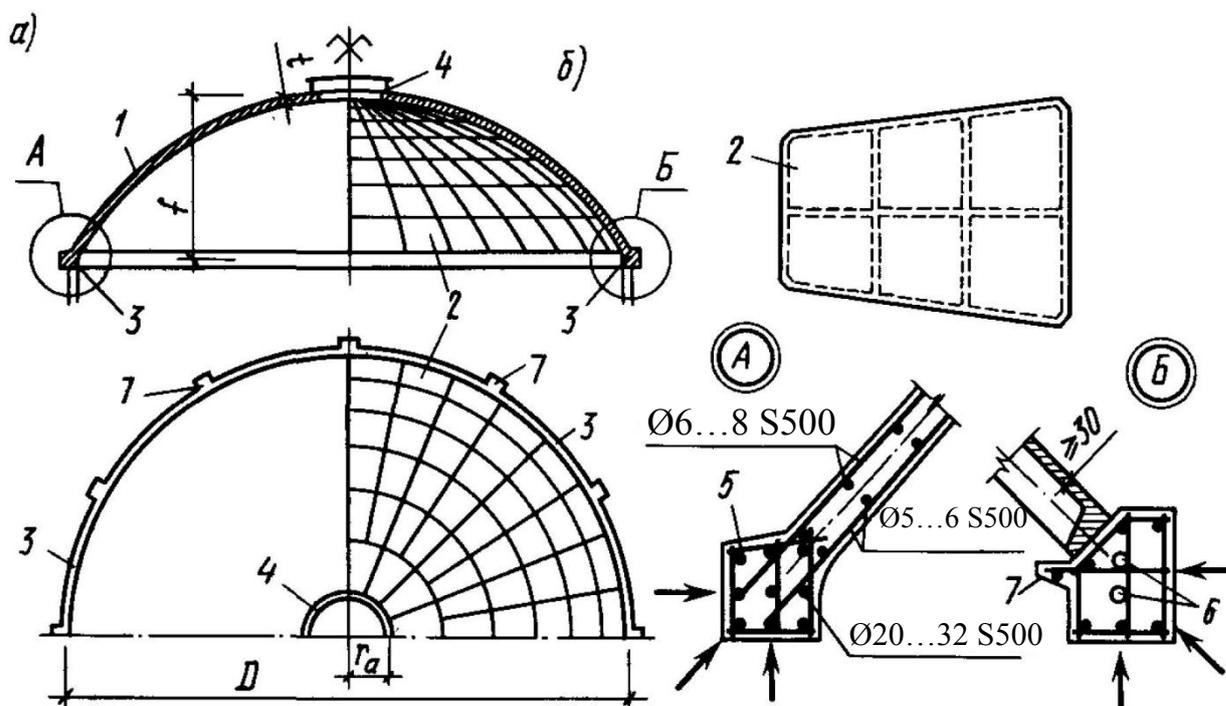


Рисунок 5.29. Конструкция монолитного (а) и сборного (б) купола:

1 – монолитная оболочка купола; 2 – сборная плита купола; 3 – опорное кольцо; 4 – фонарное кольцо; 5 – рабочая ненапрягаемая арматура; 6 – канатная арматура; 7 – выступ опорного кольца.

оболочки  $t \geq 80$  мм устанавливают двойную сетку. Вблизи опорного кольца оболочку утолщают. Здесь ставят дополнительные сетки с рабочими стержнями в меридиальном и кольцевом направлениях для восприятия растягивающих напряжений.

В настоящее время в строительстве применяют в основном куполы с сборными оболочками (рис. 5.29, б). Разрезка оболочки на сборные элементы может быть радиальной (для небольших куполов) или радиально-кольцевой. В обоих случаях сборные элементы являются ребристыми. Контурные ребра позволяют выполнять надежные сопряжения элементов между собой, а также с опорным и фонарным кольцами. Сборные элементы оболочки имеют трапециевидную форму в плане. При радиальной разрезке оболочки элементы являются криволинейными, а при радиально-кольцевой разрезке – как криволинейными, так и плоскими (чаще всего).

Опорное кольцо, которое воспринимает распор оболочки, может быть сборным или монолитным. В обоих случаях с целью повышения трещиностойкости и жесткости оболочки кольцо рекомендуют выполнять с напрягаемой арматурой. Интенсивность предварительного обжатия опорного кольца следует подбирать из расчета обеспечения безмоментного состояния оболочки при действии максимальной эксплуатационной нагрузки.

Напрягаемая арматура опорного кольца анкеруется на его выступах, расположенных по периметру в четырех, восьми и более местах в зависимости от диаметра кольца (рис. 5.29).

### Расчет куполов

В осесимметричной оболочке вращения можно пренебречь кольцевыми изгибающими моментами  $M_2$ . Поэтому тонкостенная оболочка с непрерывным по контуру шарнирно подвижным оттиранием, совпадающим по направлению с касательной к оболочке, может быть рассчитана по безмоментной теории (рис. 5.30, а).

Элемент оболочки, ограниченный двумя меридиональными и двумя кольцевыми сечениями, находится под воздействием усилия  $N_1$ ,  $N_2$  и  $Q_{12}$ . При осесимметричной нагрузке усилие  $Q_{12} = 0$ .

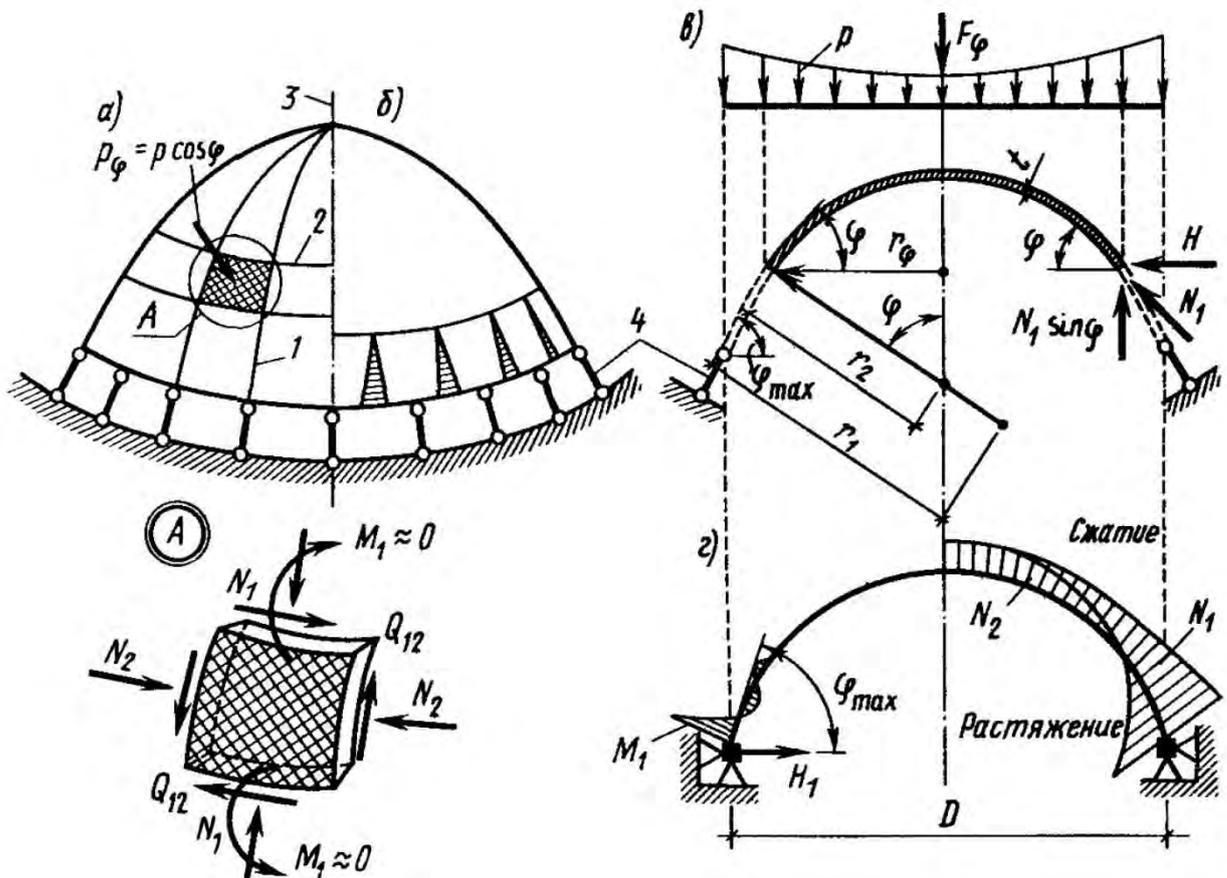


Рисунок 5.30. К расчету усилий в куполе по упругой стадии (а) и методу предельного равновесия (б), схема расчета (в) и эпюры усилий (з):

1 – меридиональное сечение; 2 – кольцевое сечение; 3 – ось вращения; 4 – тангенциальная опора

Согласно расчетной схеме, приведенной на рис. 5.30, в, из условия равновесия сегмента купола можем записать

$$N_1 \sin \varphi = \frac{F_\varphi}{2\pi r_\varphi},$$

где  $N$  – меридиональное усилие, отнесенное к единице длины сечения;  $F_\varphi$  – нагрузка на сегмент купола, ограниченный углом  $\varphi$ .

Из последнего выражения, меридиональное усилие равно

$$N_1 = \frac{F_\varphi}{(2\pi r_\varphi \sin \varphi)}.$$

Тогда распор оболочки или горизонтальная проекция силы  $N_1$  составляет

$$H = N_1 \cos \varphi = \frac{F_\varphi \operatorname{ctg} \varphi}{(2\pi r_\varphi)}.$$

Для оболочки купола можно записать уравнение Лапласа

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} = q_\varphi,$$

где  $r_1$  – радиус кривизны оболочки по меридиональному сечению;  $r_2$  – то же по кольцевому;  $q_\varphi$  – составляющая нагрузки, нормальная к поверхности купола (рис. 5.30, а). Зная усилие  $N_1$ , можно определить кольцевое усилие

$$N_2 = \left( q_\varphi - \frac{N_1}{r_1} \right) r_2.$$

Из того, что  $N_1 = \frac{F_\varphi}{(2\pi r_\varphi \sin \varphi)}$  видно, что в меридиональном направлении оболочка вращения во всех точках испытывает сжатие. Так как соотношение  $\frac{N_1}{r_1}$  может быть как меньше, так и больше составляющей нагрузки  $q_\varphi$ , то из последнего выражения вытекает, что в кольцевом направлении оболочка в верхней зоне испытывает сжатие, а в нижней – растяжение (рис. 5.30, з).

Для сферических оболочек радиусы  $r_1 = r_2 = r$  и  $r_\varphi = r \cdot \sin \varphi$ . Поэтому для таких куполов усилия

$$N_1 = \frac{F_\varphi}{(2\pi r_\varphi \sin^2 \varphi)}.$$

$$N_2 = q_\varphi r - N_1,$$

$$H = \frac{F_\varphi \operatorname{ctg} \varphi}{(2\pi r_\varphi \sin \varphi)}.$$

В реальных конструкциях оболочка купола упруго закреплена в опорном кольце, поэтому вблизи опорного контура в оболочке возникают меридиональный изгибающий момент  $M_1$  и дополнительный радиальный распор  $H_1$ . Как видно из рис. 5.30, з, по мере удаления от опорного кольца изгибающий момент уменьшается, меняет знак и затухает.

Значения момента  $M_1$  и усилия  $H_1$  определяют из условия совместности деформаций оболочки и опорного кольца купола, т.е. из совместного решения уравнений

$$a_{11}M_1 + a_{12}H_1 = a_{10},$$

$$a_{21}M_1 + a_{22}H_1 = a_{20}.$$

Здесь  $a_{11}$ ,  $a_{12}$  и  $a_{10}$  – взаимные углы поворота краев оболочки и опорного кольца по линии их контакта от действия соответственно  $M_1=1$ ,  $H_1=1$  и внешней нагрузки  $q$ ;  $a_{12}$ ,  $a_{22}$  и  $a_{20}$  – взаимные горизонтальные смещения краев от этих же воздействий. Для сферических оболочек  $a_{11}=s$ ;  $a_{12}=0,5s^2 \cdot \sin\varphi_{\max}$ ;  $a_{22}=0,5s^3 \cdot \sin^2\varphi_{\max}$ , и  $a_{20} = 0,25qs^4 [\cos\varphi_{\max} + 1/(1 - \cos\varphi_{\max})] \sin\varphi_{\max}/r$ , где  $s = 0,76\sqrt{rt}$  – упругая характеристика оболочки толщиной  $t$ ;  $r = r_1 = r_2$  – радиус кривизны оболочки.

Максимальный распор оболочки находится на уровне опорного кольца и составляет

$$H_{\max} = H - H_1,$$

Растягивающее усилие  $N$  и изгибающий момент  $M$  в опорном кольце от действия распора и оболочки составляют соответственно

$$N=0,5H_{\max}D \text{ и } M=0,5M_1D,$$

где  $D$  – диаметр купола.

При наличии фонарного кольца сжимающее усилие в нем составляет

$$N_a = f_a r_a \cos\varphi_a,$$

где  $f_a$  – нагрузка на один погонный метр кольца;  $r_a$  – радиус кольца;  $\varphi_a$  – угол распора для фонаря.

Если оболочка нагружена осесимметричной нагрузкой, равномерно распределенной по ее горизонтальной проекции, а несущая способность купола исчерпывается вследствие текучески растянутой арматуры, то его рекомендуется рассчитывать методом предельного равновесия. В предельном состоянии схемой разрушения учитывают сквозные меридиональные трещины, идущие от опорного кольца до кольцевой линии излома (рис. 5.30, б).

### Перечень контрольных вопросов к 5-му разделу.

1. Какие бывают конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий?
2. Что из себя представляет каркас одноэтажного производственного здания?

3. Для чего нужен строительный размерный модуль?
4. Что такое беспрогонное покрытие одноэтажного производственного здания? Как выполняется покрытия здания по прогонам?
5. Какими назначаются наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании?
6. Зачем нужны вертикальные связи по колоннам здания? Где они устанавливаются?
7. Что определяют при компоновке поперечной рамы одноэтажного производственного здания?
8. В чем заключается статический расчет одноэтажного производственного здания (общие положения)?
9. Какие бывают типы поперечных сечений колонн одноэтажных производственных зданий?
10. Конструирование и расчет консолей колонн производственных зданий. Общие положения, основные расчетные формулы.
11. Конструирование балок и ферм покрытия. Где обычно располагаются расчетные сечения в двускатных балках с трапециевидным очертанием верхнего пояса?
12. Типы ферм покрытия.
13. Конструирование ферм покрытия.
14. Арки покрытия. Основные положения по расчету и конструированию.
15. Для чего нужны подкрановые, фундаментные и обвязочные балки?
16. Объемно-планировочные и конструктивные решения зданий ТЭС.
17. Как обеспечивается продольная жесткость главного корпуса ТЭС при железобетонном каркасе здания?
18. Как выглядит типовая схема поперечной рамы главного корпуса ТЭС? Нарисовать схему.
19. В чем особенность несущих элементов здания главного корпуса ТЭС, в отличие от обычных элементов железобетонных конструкций, используемых в типовых производственных зданиях и сооружениях?
20. Какие предъявляются требования к строительным конструкциям АЭС?
21. Какие здания включает в себя главный корпус АЭС?
22. Конструкции защитной герметичной оболочки.
23. Какая арматура, бетон какого класса используются при проектировании железобетонного преднапряженного конфаймента реакторного отделения?
24. Какие факторы должны быть обязательно учтены при расчете железобетонных оболочек по предельным состояниям?
25. Какие типы особых нагрузок учитываются при расчете железобетонных оболочек реакторного отделения АЭС?
26. Можно ли проводить расчеты железобетонных оболочек с использованием программных комплексов? Если можно, то приведите пример таких программных комплексов.
27. Классификация складок и оболочек.
28. В чем заключается безмоментная теория расчета железобетонных оболочек?

29. Принципы конструирования тонких железобетонных оболочек.
30. Что из себя представляют железобетонные купольные покрытия?
31. Какие конструктивные элементы присутствуют в составе купольного покрытия?
32. Основные положения по конструированию куполов.
33. Общие положения расчета железобетонных куполов.

## Содержание практических занятий к разделам 3-5:

**ТЕМА. Виды конструктивных схем зданий. Компоновка конструктивной схемы. Определение нагрузок на элементы зданий. Характеристическое и расчетное значение нагрузки. Определение усилий в элементах здания**

### Занятие 1.

**Цель занятия:** *Знакомство с компоновками конструктивных схем зданий и сооружений. Рассмотрение примера разбивки сетки колонн на примере многоэтажного здания с заданными габаритными размерами.*

На практических занятиях по данной теме рассматриваются вышеперечисленные вопросы на примере расчета монолитного ребристого перекрытия многоэтажного производственного здания.

### КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Для многоэтажных производственных зданий принимаются унифицированные расстояния между колоннами, кратные модулю 3000 мм и равные 6, 9 и 12 м и унифицированные высоты этажей, кратные модулю 600 мм и равные 3,6; 4,2; 4,8; 6,0 и 7,2 м.

По методическим соображениям для курсового проектирования размеры здания в плане и высоты этажей задаются, как правило, неунифицированными. Несмотря на это, все габаритные размеры должны подчиняться единой модульной системе на базе модуля 100 мм. Для обеспечения возможности выполнения статического расчета с применением готовых формул и таблиц элементы перекрытия рекомендуется назначать с равными пролетами или пролетами, не отличающимися более чем на 20% для плит и не более чем на 10% для балок. Обычно крайние пролеты плиты, второстепенных и главных балок выполняют меньшего размера, чем средние пролеты. В этом случае изгибающие моменты и поперечные силы в крайних пролетах приближаются по величине к расчетным усилиям в средних пролетах.

Задание предусматривает разработку нескольких вариантов конструктивных схем перекрытий и сравнение их технико-экономических показателей.

Железобетонные ребристые перекрытия могут быть с балочными плитами и плитами, опертыми по контуру. Балочные плиты имеют отношение длинной стороны к короткой  $l_1/l_2 \geq 2$ , а плиты, опертые по контуру –  $l_1/l_2 < 2$ . В пособии даны основные принципы проектирования ребристых перекрытий с балочными плитами.

В многопролетных зданиях ребристые перекрытия с балочными плитами представляют собой конструкцию, состоящую из главных и второстепенных балок, расположенных по взаимно перпендикулярным направлениям, и плиты, монолитно связанной с балками в одно целое. Второстепенные балки служат опорами плиты, главные балки – опорами второстепенных балок и плиты, а стены и колонны - опорами главных балок. На стену также опираются второстепенные балки и плита (рис. 1.2 и 1.3).

Расположение главных балок по продольному или поперечному направлениям здания принимается в зависимости от архитектурных, конструктивных и технологических требований. В курсовом проекте можно ограничиться выбором конструктивной схемы перекрытия на основе сравнения нескольких вариантов перекрытия по расходу бетона, а по соответствующей литературе изучить другие требования, на основе которых обосновать выбор схемы перекрытия [1].

Крайние разбивочные оси в производственных зданиях располагаются по внутренним граням стен («нулевая привязка») или со смещением внутрь стены на 200 мм. Указанные в задании размеры здания в плане следует рассматривать как размеры между крайними осями с «нулевой» привязкой.

При равномерно распределенной нагрузке и отсутствии отверстий в перекрытии рекомендуется назначать равнопролетные плиты и балки. Если на перекрытии имеется значительная сосредоточенная нагрузка, то балки целесообразно располагать непосредственно под этой нагрузкой.

Добавление нескольких второстепенных балок меньше сказывается на общем расходе бетона на перекрытие, чем увеличение толщины плиты. Исходя из этих соображений, пролет плиты выбирают, как правило, в пределах 1,7–2,7 м.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плиты, в зависимости от ее пролета и нагрузки, можно принимать по табл. 1.1. Кроме того, по конструктивным требованиям, толщину плиты необходимо назначать не менее 70 мм (для защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и т. д.). Следует иметь в виду, что с увеличением степени агрессивности среды, величина защитного слоя бетона увеличивается, поэтому при использовании табл. 1.1 большую толщину плиты следует принимать для конструкций, эксплуатирующихся в более агрессивных средах. Окончательная толщина монолитных плит принимается кратно 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

Ширину сечения балок назначают равной 180, 200, 220, 250 и далее кратно 50 мм.

При наружных стенах из кирпичной кладки длину опирания плиты на стену принимают равной 120 мм, второстепенной балки – 250 мм и главной балки – 380 мм.

Таким образом, выполнение проекта следует начинать с выбора сетки колонн, привязки наружных стен к крайним разбивочным осям и компоновки конструктивных схем междуэтажного перекрытия.

Рекомендуемые пролеты элементов перекрытия и размеры их поперечных сечений приведены в табл. 1.2.

В целях унификации высоту балок принимают кратной 50 мм при высоте сечения до 600 мм и кратной 100 мм при больших размерах.

Таблица 1.1

Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит междуэтажных перекрытий, мм

$q_n$ , кПа \ $L$ , м	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
3,5								
4,0								
4,5								
5,0		70–80						
6,0							90–100	
7,0				80–90				
8,0								
9,0								100–120
10,0								
11,0								
12,0								
13,0								

Таблица 1.2

Рекомендуемые размеры (близкие к оптимальным) элементов перекрытия

Наименование элемента	Пролет, м	Размеры сечения элемента	
		высота	ширина
Плита	1,7...2,7	70...100 мм	1000 мм (условно)
Второстепенная балка	$L_{ВБ} = 5...7$	$h_{ВБ} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}\right) \cdot L_{ВБ}$	$b_{ВБ} = (0,3...0,5) \cdot h_{ВБ}$

Окончание таблицы 1.2

Главная балка	$L_{ГБ} = 6...9$	$h_{ГБ} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15}\right) \cdot L_{ГБ}$	$b_{ГБ} = (0,3...0,5) \cdot h_{ГБ}$
---------------	------------------	---	-------------------------------------

**Пример 1.1.** Разработать конструктивную схему перекрытия при следующих исходных данных: размеры здания в плане 24,6×31 м; высота этажа – 4,5 м; наружные стены – кирпичные несущие; нормативная полезная нагрузка на перекрытие  $q_k = 10$  кПа (рис. 1.1).

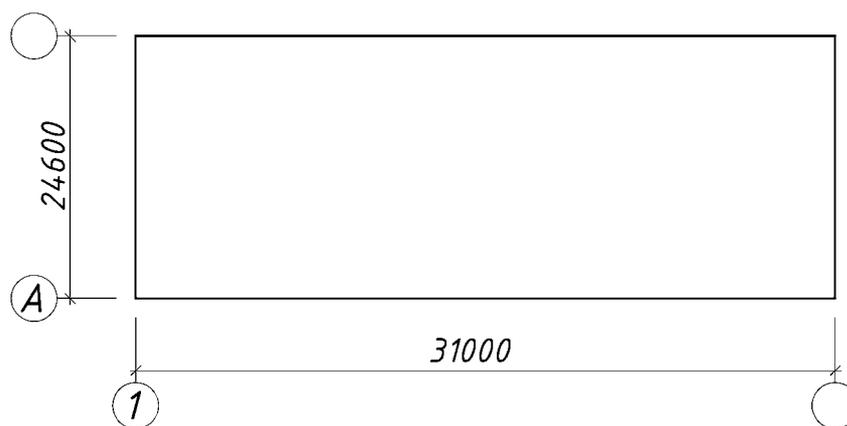


Рисунок 1.1. Размеры здания в плане

**Вариант 1** (рис. 1.2). На основании требований и рекомендаций принимаем:

– четыре пролета главных балок с размерами: 6,0; 6,3; 6,3; 6,0 м.

– шесть пролетов второстепенных балок с размерами 5,1 и 5,2 м.

Исходя из этого ширина плит принимается равной 1,8 и 2,1 м, что удовлетворяет требованиям табл. 1.2.

$$L_{ВБ} = (5...7 \text{ м}) = 5,1; 5,2 \text{ м}; \quad \Delta L_{ВБ} = 2\% < 10\%;$$

$$L_{ГБ} = (6...9 \text{ м}) = 6,0; 6,3 \text{ м}; \quad \Delta L_{ГБ} = 5\% < 10\%;$$

$$l_1 = (1,6...3,4 \text{ м}) = 1,8 \text{ м}; \quad l_2 = (1,6...2,4 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \frac{5200}{2100} = 2,48 > 2 \text{ – балочная плита.}$$

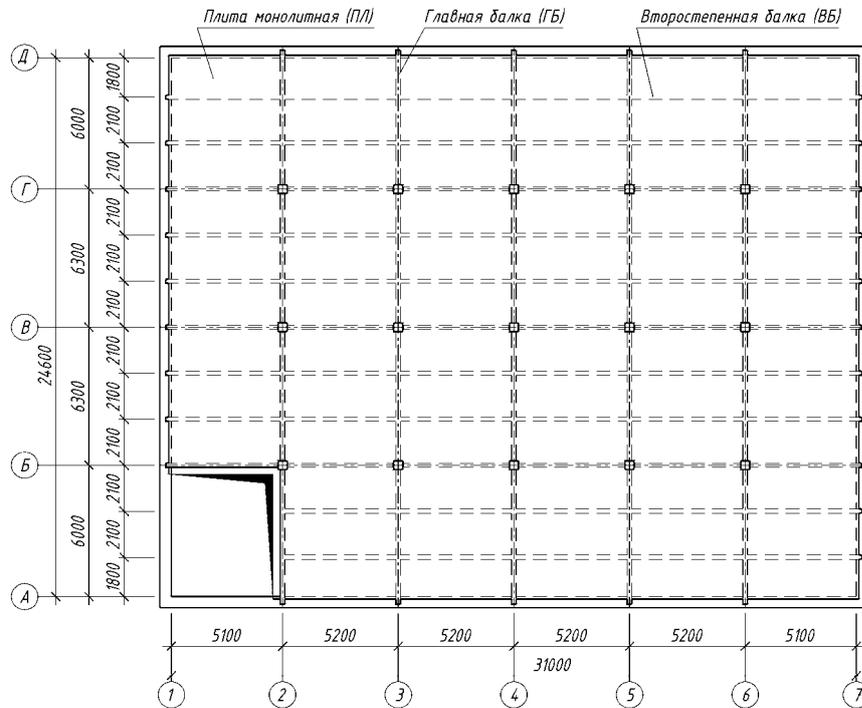


Рисунок 1.2. Конструктивная схема перекрытия – вариант 1

Принимаем следующие размеры несущих конструкций:

- толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа –  $h_{ПЛ} = 80$  мм;
- ширина и высота главной балки  $b_{ГБ} \times h_{ГБ} = 0,3 \times 0,6$  м;
- ширина и высота второстепенной балки  $b_{ВБ} \times h_{ВБ} = 0,18 \times 0,35$  м;
- поперечное сечение колонны  $400 \times 400$  мм.

**Вариант 2** (рис. 1.3). На основании требований и рекомендаций принимаем:

- четыре пролета главных балок с размерами: 6,0; 6,3; 6,3; 6,0 м.
- пять пролетов второстепенных балок с размерами 6,2 м.

Исходя из этого ширина ячеек плиты перекрытия принимается равной 1,8 и 2,1 м, что удовлетворяет требованиям табл. 1.2.

$$L_{ВБ} = (5 \dots 7 \text{ м}) = 6,2 \text{ м}; \quad \Delta L_{ВБ} = 0\% < 10\%;$$

$$L_{ГБ} = (6 \dots 9 \text{ м}) = 6,0; 6,3 \text{ м}; \quad \Delta L_{ГБ} = 5\% < 10\%;$$

$$l_1 = (1,6 \dots 3,4 \text{ м}) = 1,8 \text{ м}; \quad l_2 = (1,6 \dots 2,4 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \frac{6200}{2100} = 2,95 > 2 \text{ – балочная плита.}$$

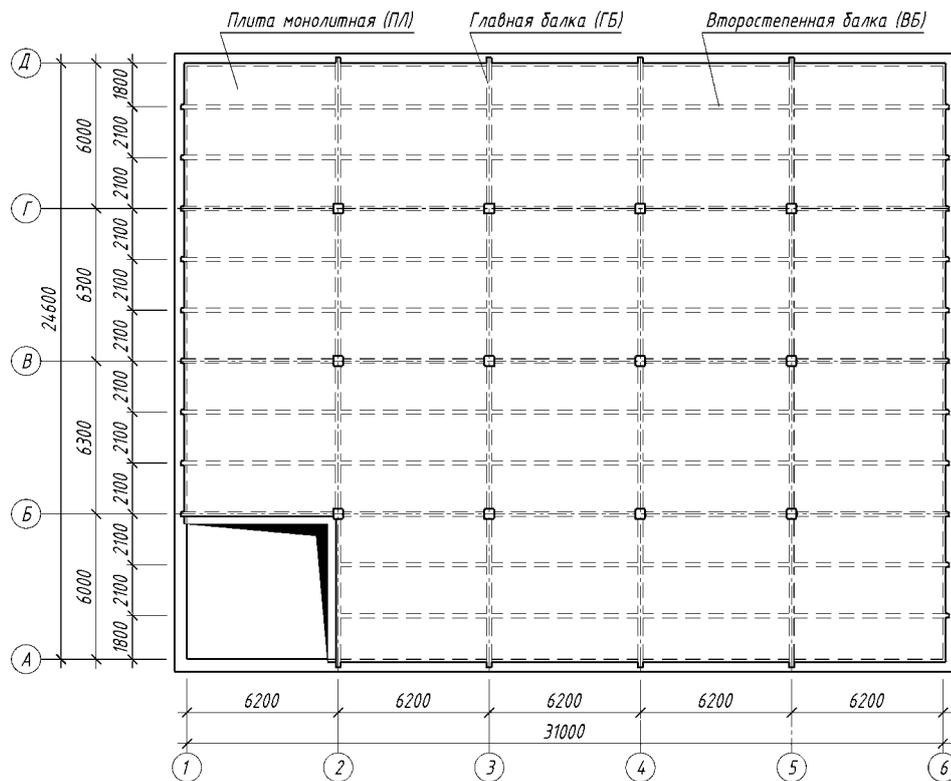


Рисунок 1.3. Конструктивная схема перекрытия – вариант 2

Принимаем следующие размеры сечения несущих конструкций:

- толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа –  $h_{ПЛ} = 80$  мм;
- ширина и высота главной балки  $b_{ГБ} \times h_{ГБ} = 0,3 \times 0,6$  м;
- ширина и высота второстепенной балки  $b_{ВБ} \times h_{ВБ} = 0,2 \times 0,4$  м (ширина второстепенной балки принята равной 200 мм из условия удобства размещения продольной арматуры);
- поперечное сечение колонны  $400 \times 400$  мм.

При заданной полезной нагрузке  $q_n = 10$  кПа и пролете плиты  $l_{ПЛ} = 2100$  мм толщину плиты принимаем 80 мм (табл. 1.1). Размеры поперечных сечений балок ориентировочно назначаем исходя из величины их пролетов (см. табл. 1.2).

После определения размеров элементов определяем расход бетона на перекрытие (см. табл. 1.3).

Таблица 1.3

Сравнение вариантов

Наименование элемента	Сечение элементов	Расход бетона, м <sup>3</sup>
Вариант 1		
Плита	$h = 80$ мм	61,01
Второстепенные балки	$h = 350$ мм, $b = 80$ мм, $n = 11$	16,57
Главные балки	$h = 600$ мм, $b = 300$ мм, $n = 5$	19,19
		<i>Итого 96,77</i>

Окончание таблицы 1.3

Вариант 2		
Плита	$h = 80 \text{ мм}$	61,01
Второстепенные балки	$h = 400 \text{ мм}, b = 200 \text{ мм}, n = 11$	21,82
Главные балки	$h = 600 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм}, n = 4$	15,35
		<i>Итого</i> 98,18

$$V_{\text{ребра ГБ}} = (h_{\text{ГБ}} - h_{\text{ПЛ}}) \cdot b_{\text{ГБ}} \cdot L_{\text{ГБ}} \cdot n_{\text{ГБ}};$$

$$V_{\text{ребра ВБ}} = (h_{\text{ВБ}} - h_{\text{ПЛ}}) \cdot b_{\text{ВБ}} \cdot L_{\text{ВБ}} \cdot n_{\text{ВБ}};$$

$$V_{\text{плиты}} = h_{\text{ПЛ}} \cdot L \cdot B$$

Хотя расход бетона оказался в 1-м и 2-м вариантах близким, для дальнейшего расчета принимаем Вариант 2.

## Занятие 2.

**Цель занятия:** *Ознакомление с методикой определения нагрузок на элементы зданий. Рассмотрение понятий «характеристическое» и «расчетное» значение нагрузки. Методика определения усилий в элементах здания.*

### РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств.

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 обеспечиваться при минимальном классе прочности бетона.

#### *Защитный слой бетона*

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

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;

$c_{\min,dur}$  – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$  – дополнительный элемент надежности, [32, п. 4.4.1.2];

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

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

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее  $c_{min,b}$  (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Минимальная толщина слоя  $c_{min,b}$  и требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $c_{min,b}$ <sup>1</sup>
Отдельный стержень	Диаметр стержня $\varnothing$
Соединенные вместе стержни <sup>2</sup>	Эквивалентный диаметр $\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt{n} \leq 55$ мм
<sup>1</sup> Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	
<sup>2</sup> $n$ – количество стержней	

Элементы железобетонного монолитного ребристого перекрытия (плиту, второстепенную и главную балку) рассчитывают отдельно. Расчет элементов производится в соответствии с указаниями ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32].

Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие при проектировании монолитных ребристых перекрытий принимается по табл. 2.2 в зависимости от класса условий эксплуатации конструкции (табл. 4.1, 4.3N, 4.4N [32]).

Минимальный защитный слой для арматурной стали в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкций, определяется значением  $c_{min,dur}$ , которое приведено в табл. 2.2 в зависимости от класса условий эксплуатации. В таблице приведены индикативные (рекомендуемые) классы прочности бетона и значения  $c_{min,dur}$  для класса конструкций S4, соответствующего сроку эксплуатации здания 50 лет (таблица составлена на основании таблиц 4.1, 4.3N, 4.4N [32]).

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

Монолитные плиту и балки проектируют из бетона одного класса. Класс арматуры принимают преимущественно S500.

Подсчет нагрузок на отдельные элементы перекрытия, несмотря на его монолитность, ведется как для разрезных конструкций.

Для балочных плит повышение несущей способности, обусловленное опиранием по коротким сторонам, относительно невелико. Поэтому для расчета ба-

лочной плиты на равномерно распределенную нагрузку из нее условно выделяется полоса шириной 1 м, опертая на второстепенные балки. Принимается, что такая полоса работает как отдельная неразрезная балка и изгибается в одном направлении.

Таблица 2.2

Классы условий эксплуатации конструкций, индикативные (рекомендуемые) классы бетона и минимальная толщина защитного слоя бетона

Класс	Описание окружающей среды. Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации	Индикативный класс бетона по прочности на сжатие	Миним. толщина защитного слоя из условия обеспечения долговечности $c_{min,dur}$ , ММ
<b>Отсутствие риска коррозии и химического воздействия.</b>			
X0	<p>Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением замораживания-оттаивания, износа (истирания) или химического воздействия.</p> <p>Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо.</p> <p><i>(Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха.)</i></p>	$C^{12/15}$	10
<b>Коррозия, вызванная карбонизацией</b>			
XC1	Сухо или постоянно влажно. <i>(Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно погруженный в воду.)</i>	$C^{20/25}$	15
XC2	Влажно, редко сухо. <i>(Поверхности бетона, длительное время смоченные водой. Большинство фундаментов.)</i>	$C^{25/30}$	25
XC3	Средняя влажность. <i>(Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе.)</i>	$C^{30/37}$	25
XC4	Попеременно влажно и сухое. <i>(Поверхности бетона, смоченные водой, которые не вошли в класс XC2)</i>	$C^{30/37}$	30

## Определение нагрузок

Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> плиты перекрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса плиты и заданной конструкции пола) и переменной (функциональной), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок частные коэффициенты по нагрузке определяются по ТКП EN 1990-2011\* Еврокод «Основы проектирования несущих конструкций» [29] и EN 1991 Еврокод 1 «Воздействия на конструкции» [30, 31]:

– от собственного веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке –  $\gamma_F = 1,35$ ;

– для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (функциональных) и снеговой нагрузки –  $\gamma_F = 1,5$ .

При расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок (п. 6.4.3 и приложение A1 [29]):

– первое основное сочетание

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

– второе основное сочетание

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

где  $G_{k,j}$  – характеристические значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$  – характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$  – характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\gamma_{G,j}$  – частный коэффициент для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$  – то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}$  – коэффициент сочетаний переменных нагрузок, принимаемый по таблице A1.1 [29];

$\xi = 0,85$  – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

**Пример 2.1.** Определение нагрузок на 1 м<sup>2</sup> перекрытия приведено в табл. 2.3. Состав перекрытия показан на рис. 2.1.

Принимая  $\sum_j (\gamma_{Gj} \cdot G_{k,j}) = g = 4,982 \text{ кН/м}^2$  (постоянная нагрузка) и

$\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}) = q = 15,75 \text{ кН/м}^2$  (переменная нагрузка) составляем основные сочетания нагрузок на плиту:

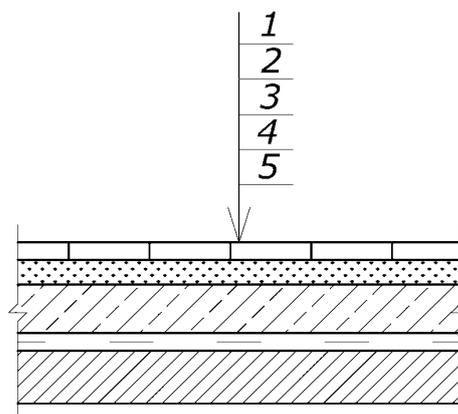


Рисунок 2.1. Состав перекрытия

Таблица 2.3

Характеристические и расчетные нагрузки на перекрытие

Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная нагрузка			
Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ( $\gamma = 20$ кН/м <sup>3</sup> )	0,24	1,35	0,324
Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ( $\gamma = 21$ кН/м <sup>3</sup> )	0,74	1,35	0,999
Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ( $\gamma = 12$ кН/м <sup>3</sup> )	0,66	1,35	0,891
Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,05	1,35	0,068
Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм, ( $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup> )	2,00	1,35	2,70
<i>Итого :</i>			$g = 4,982$
Переменная нагрузка			
Функциональная нагрузка	10,5	1,5	15,75
<i>Итого :</i>			$q = 15,75$

– первое основное сочетание

$$p_1 = 4,982 + 0,7 \cdot 15,75 = 16,01 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = 0,85 \cdot 4,982 + 15,75 = 19,99 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным для плиты будет **второе** сочетание нагрузок при  $p = p_2 = 19,99 \text{ кН/м}^2$ .

Для выполнения расчета принимаем полосу плиты шириной, равной 1 м. Нагрузка на один погонный метр полосы будет равна нагрузке  $p_2$ , приходящейся на  $1 \text{ м}^2$  плиты и полученной при расчете второго основного сочетания.

### Определение расчетных усилий

Плита рассматривается как неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. В неразрезных балочных плитах с равными пролетами или с пролетами, отличающимися не более чем на 20%, изгибающие моменты определяют с учетом перераспределения усилий (изгибающих моментов) вследствие пластических деформаций бетона по готовым формулам.

На работу участков плиты, защемленных по четырем сторонам, в местах сопряжения с второстепенными и главными балками, благоприятное влияние оказывает распор. Поэтому для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, значения изгибающих моментов следует уменьшить в сечениях промежуточных пролетов и промежуточных опор на 20%.

Расчет следует выполнить для двух полос, условно вырезанных у торцевой стены (участки плиты защемлены по трем сторонам и свободно оперты одной стороной на стену – полоса I) и в средней части перекрытия (участки плиты защемлены по четырем сторонам – полоса II) (рис. 2.2).

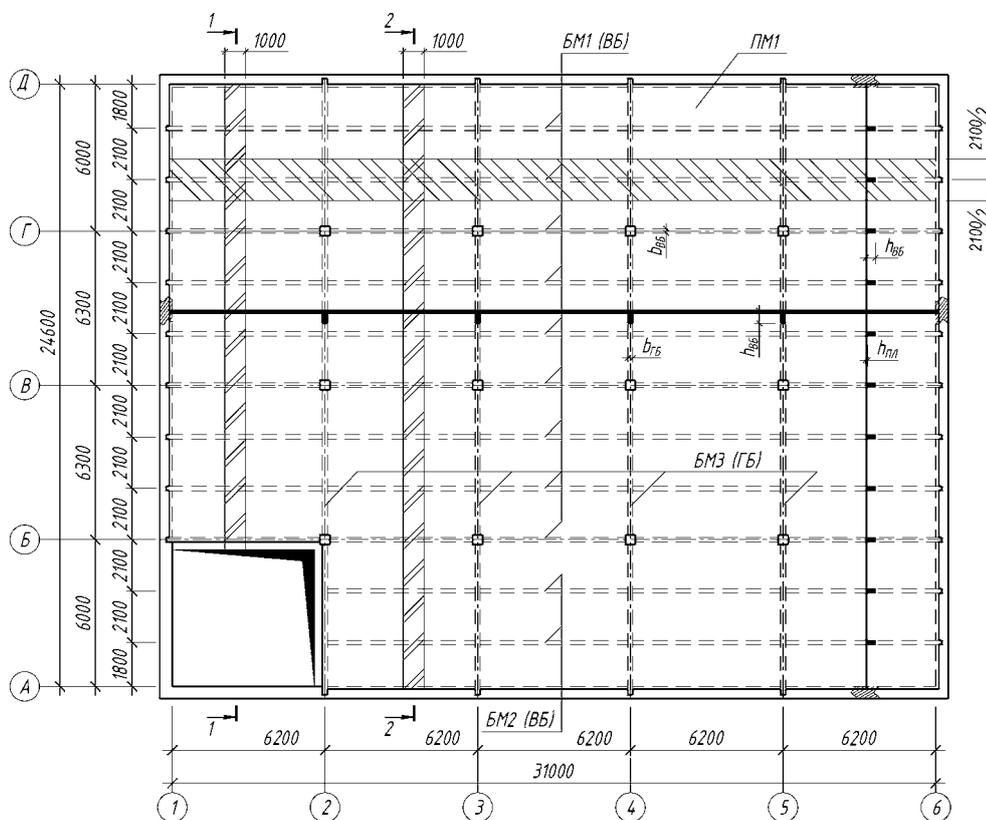


Рисунок 2.2. План монолитного перекрытия

Эффективный расчетный пролет плиты  $l_{eff}$  определяется по формуле [32, п. 5.3.2.2]:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2,$$

где  $l_n$  – расстояние в свету между краями опор.

Значения  $a_1$  и  $a_2$  для обоих концов пролета определяются в соответствии с рисунком 2.3, где  $t$  – ширина опоры,  $h$  – толщина плиты.

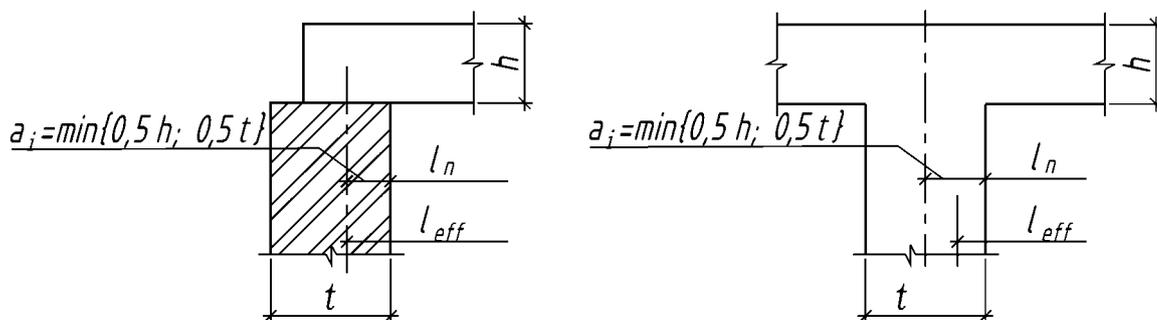


Рисунок 2.3. Эффективный пролет  $l_{eff}$  для различных условий опирания

Длина участка опирания плиты на кирпичную наружную стену принимается равной 120 мм (рис. 2.4).

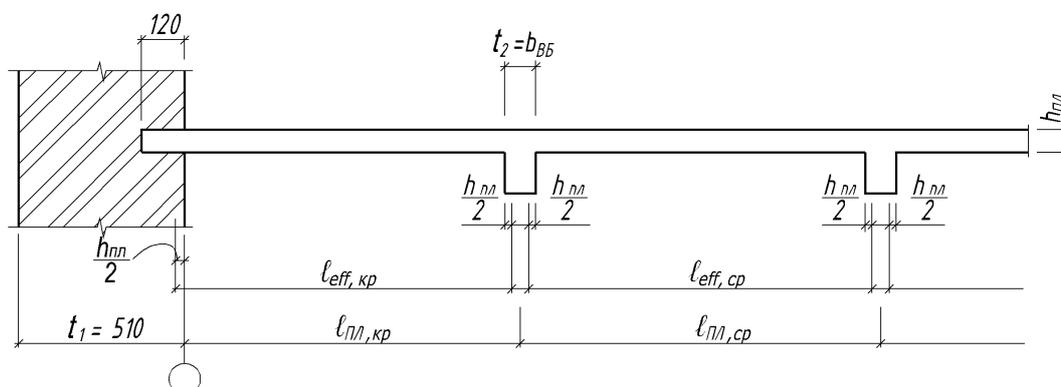


Рисунок 2.4. Расчетные пролеты плиты перекрытия

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:

1) в первом пролете

$$M_{Ed,кр} = \frac{p \cdot l_{eff,кр}^2}{11};$$

2) в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{Ed,сп} = -M_{Ed,C,D} = \frac{p \cdot l_{eff,сп}^2}{16};$$

- 3) на первой промежуточной опоре  
– при непрерывном армировании рулонными сетками

$$M_{Ed,B} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{11};$$

- при раздельном армировании

$$M_{Ed,B} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{14};$$

здесь  $l_{eff}$  – равен большему из пролетов  $l_{eff,кр}$  и  $l_{eff,сп}$ ;

- 4) в средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками

$$M_{Ed,2} = -M_{Ed,C} = \frac{0,8 \cdot p \cdot l_{eff,сп}^2}{16}.$$

Наибольшая поперечная сила возникает на первой промежуточной опоре слева:

$$V_{Ed,B}^{лев} = 0,6 \cdot p_2 \cdot l_{eff,кр}.$$

**Пример 2.2.** Определить расчетные усилия в плите перекрытия, приведенного на рис. 2.2 по данным примера 2.1.

Расчетные пролеты плиты равны:

- средний:

$$l_{eff,сп} = l_{ПЛ,сп} - 2 \cdot \frac{b_{ВБ}}{2} + \frac{1}{2}h + \frac{1}{2}h = 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} + \frac{80}{2} + \frac{80}{2} = 1980 \text{ мм};$$

- крайний:

$$l_{eff,кр} = l_{ПЛ,кр} + \frac{h}{2} - \frac{b_{ВБ}}{2} + \frac{h}{2} = 1800 + \frac{80}{2} - \frac{200}{2} + \frac{80}{2} = 1780 \text{ мм}.$$

Определение расчетных усилий выполняем для двух условно выделенных полос (рис. 2.2):

- полоса I – между осями 1–2 у торцевых стен (участки плиты защемлены по трем сторонам);
- полоса II – между осями 2–3 (участки плиты защемлены по четырем сторонам).

Расчетная схема плиты и эпюры изгибающих моментов (для полос I и II) и поперечных сил приведены на рис. 2.5.

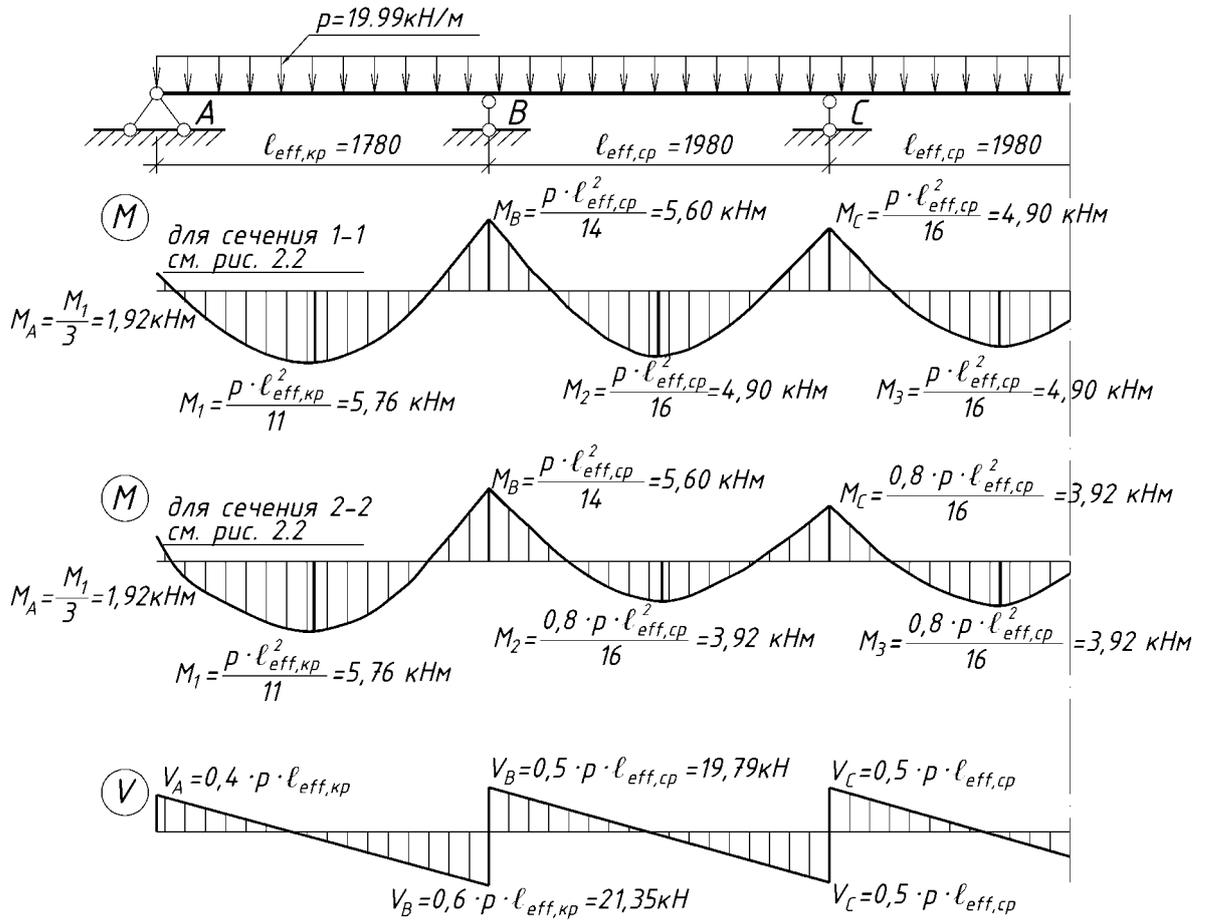


Рисунок 2.5. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

### Занятие 3.

**Цель занятия:** Уточнение геометрических характеристик железобетонных элементов. Расчет предельных состояний несущей способности изгибаемых элементов. Подбор армирования, конструирование монолитной плиты перекрытия.

#### Определение высоты сечения плиты

Толщину плиты, предварительно принятую для вычисления ее веса, необходимо уточнить по наибольшим расчетным усилиям.

Основные расчетные формулы:

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m \\ f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \\ \xi \leq \xi_{lim} \end{cases}$$

где  $M_{Ed}$  – изгибающий момент, действующий в рассматриваемом сечении;  
 $\alpha_m$  – относительный момент сжатой зоны сечения:

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi);$$

$\xi$  – относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d};$$

$f_{cd}$  – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C};$$

$f_{ck}$  – характеристическая прочность бетона на осевое сжатие;

$\gamma_C$  – частный коэффициент для бетона. Принимают равным 1,5;

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S};$$

где  $f_{yk}$  – характеристическое значение предела текучести арматуры;

$\gamma_S$  – частный коэффициент для арматуры. Принимают равным 1,15;

$d$  – полезная (эффективная) высота сечения:

$$d = h - c = h - (c_{nom} + 0,5 \cdot \emptyset),$$

где  $c_{nom}$  – защитный слой бетона, принимаемый по табл. 2.2 [32, табл. 4.1, 4.4N, 4.5N] в зависимости от класса условий эксплуатации.

Расчетное значение предела прочности бетона при осевом растяжении:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c};$$

где  $f_{ctk,0,05}$  – характеристическая прочность бетона на растяжение.

Класс бетона  $C^{f_{ck}} / f_{ck,cube}$  принимается по табл. 2.2 (табл. 4.1, 4.4N, 4.5N [32])

в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации.

Исходя из оптимального для плит значения относительной высоты сжатой зоны высоту плиты определяют при

$$\xi_{opt} = \frac{x_{eff}}{d} = 0,1 \dots 0,2.$$

Определение толщины плиты производим в соответствии со структурой 1 (рис. 3.1).

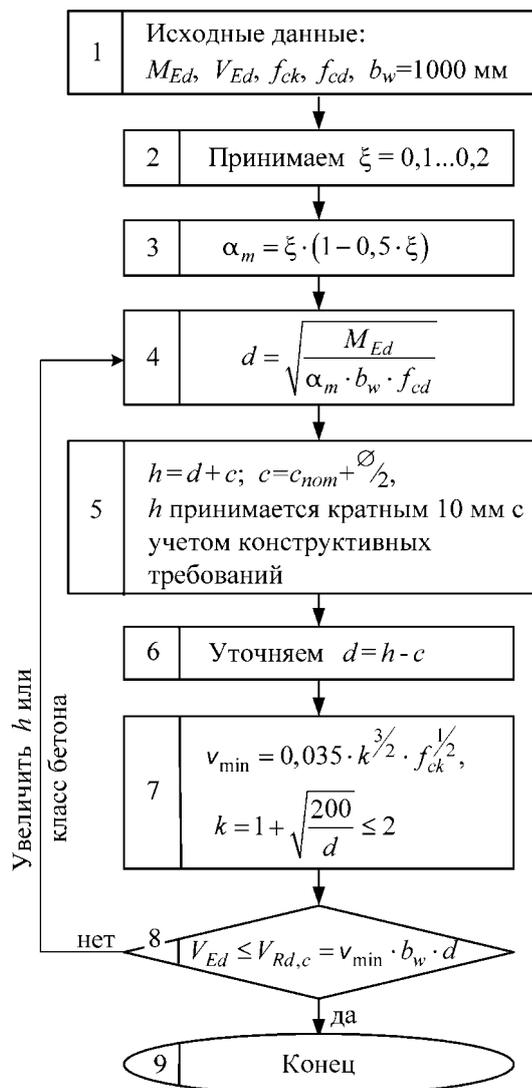


Рисунок 3.1. Структура 1. Определение высоты сечения плиты

**Пример 3.1.** Определение высоты сечения плиты.

1. Исходные данные (по данным примера 2.2):

– класс условий эксплуатации ХС1;

–  $M_{Ed} = 5,76$  кНм;  $V_{Ed} = 21,35$  кН;

–  $b_w = 1000$  мм;

Принимаем бетон класса С<sup>20</sup>/<sub>25</sub>:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа};$$

2. Принимаем  $\xi_{opt} = 0,2$ ;

3. Относительный момент сжатой зоны сечения

$$\alpha_{m,opt} = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,2(1 - 0,5 \cdot 0,2) = 0,180;$$

4. Полезная высота сечения плиты

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\xi(1 - 0,5 \cdot \xi) \cdot b_w \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{5,76 \cdot 10^6}{0,180 \cdot 1000 \cdot 13,33}} = 49 \text{ мм.}$$

5. Полная высота плиты

$$h = d + c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 49 + 25 + \frac{10}{2} = 79 \text{ мм,}$$

где  $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$  мм – защитный слой,

$\varnothing = 10$  мм – предполагаемый диаметр рабочей арматуры.

Принимаем толщину плиты 80 мм.

6. Уточняем значение полезной высоты

$$d = 80 - 30 = 50 \text{ мм.}$$

7. Проверяем условие сопротивления плиты действию поперечной силы

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

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

здесь  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2$ , принимаем  $k = 2$ .

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,443 \text{ МПа,}$$

$$V_{Rd,c} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,443 \cdot 1000 \cdot 50 = 22136 \text{ Н.}$$

Так как  $V_{Rd,c} = 22,14 \text{ кН} > V_{Ed} = 21,35 \text{ кН}$ , сопротивление сечения плиты действию поперечной силы обеспечено, постановка поперечной арматуры не требуется.

### Подбор сечения арматуры

Армирование плиты может производиться в виде отдельных стержней, сварных рулонных или плоских сеток. Подбор рабочей продольной арматуры в каждом сечении плиты выполняется по соответствующим изгибающим моментам, как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Подбор сечений арматуры производится в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 2.4, и структурой 2 (рис. 3.2).

Допускается в запас расчета применять данный алгоритм в случае соответствия значений  $\alpha_m$  области деформирования 1а и 1б.

**Пример 3.2.** Рассчитать количество рабочей продольной арматуры в плите перекрытия при ее армировании индивидуальными плоскими сетками. Исходные данные (по примерам 2.2 и 3.1): бетон класса  $C^{20}/_{25}$ :  $f_{cd} = 13,33 \text{ МПа}$ ,  $f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$  (таблица 3.1 [32]). Арматура класса S500:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа}$ .

По таблице 3.1 [32] для бетона  $C^{20}/_{25}$  находим предельные относительные деформации бетона при сжатии  $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ , по таблице НД.6.3 [32] – коэффициент полноты эпюры напряжений  $\omega_c = 17/_{21}$ . Принимаем коэффициент  $k_2 = 99/_{238}$ .

Первый пролет:  $M_{Ed} = 5,76 \text{ кНм}$ .

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,173.$$

Полученное значение  $\alpha_m$  соответствует области деформирования 1б.

Для арматуры класса S500 при  $E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ МПа}$  относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Тогда граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны бетона

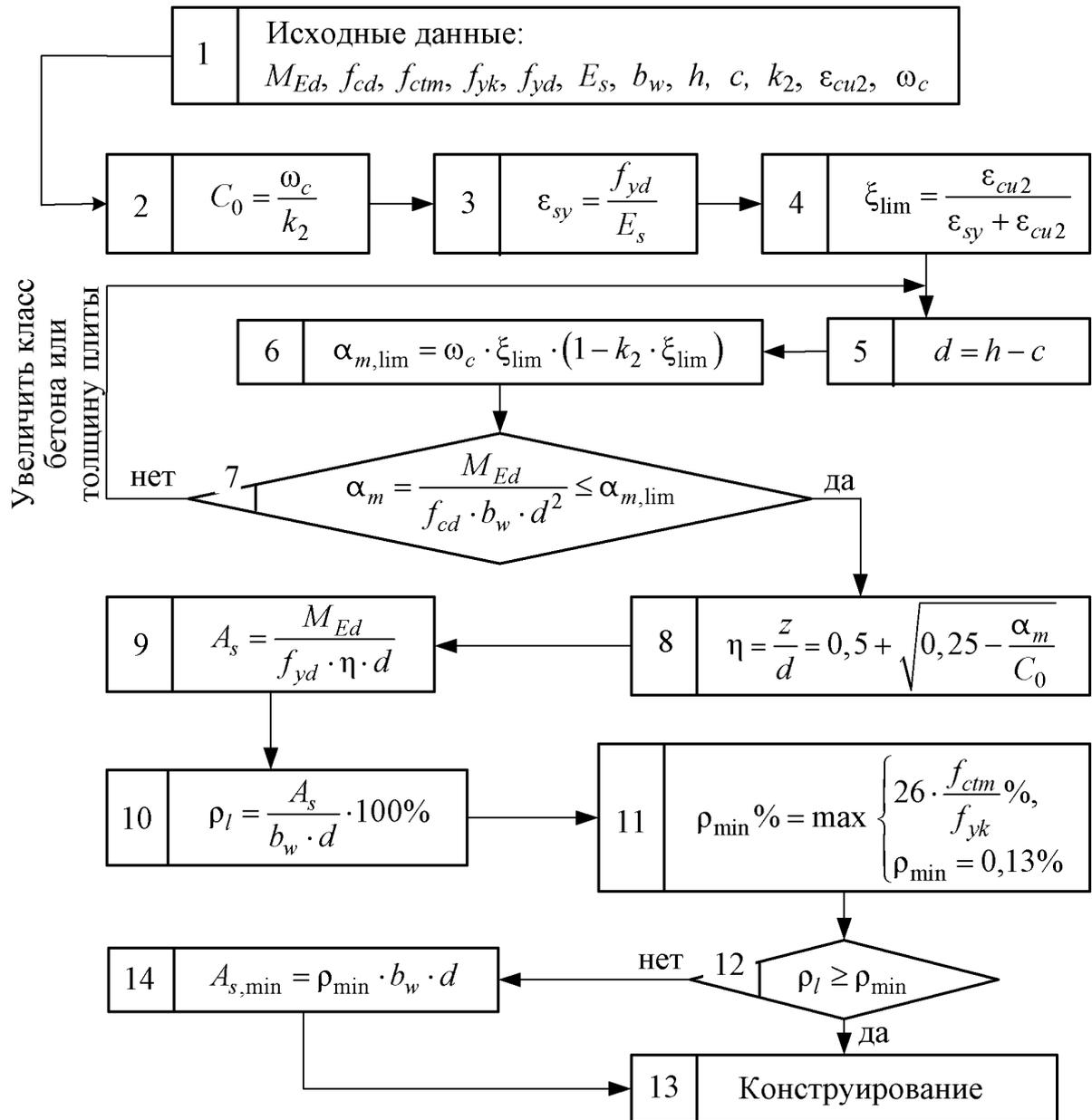


Рисунок 3.2. Структура 2. Подбор площади сечения арматуры для изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночным армированием (область деформирования 2)

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617.$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = \frac{17}{21} \cdot 0,617 \left( 1 - \frac{99}{238} \cdot 0,617 \right) = 0,371.$$

Поскольку выполняется условие  $\alpha_m = 0,173 < \alpha_{m,lim} = 0,371$ , растянутая арматура достигла предельных деформаций.

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:

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,173 \cdot 297}{578}} = 0,901.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,901 \cdot 50} = 293,4 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{293,4}{1000 \cdot 50} \cdot 100\% = 0,587\%.$$

Минимальный процент армирования

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,2}{500} = 0,114\%, \\ 0,13\%. \end{array} \right.$$

Второй пролет и вторая промежуточная опора:  $M_{Ed} = 4,9 \text{ кНм}$ .

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,9 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,147 < \alpha_{m,\lim} = 0,371.$$

Полученное значение  $\alpha_m$  соответствует области деформирования 1б.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,147 \cdot 297}{578}} = 0,918.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{4,9 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,918 \cdot 50} = 245,4 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{245,4}{1000 \cdot 50} \cdot 100\% = 0,491\% > \rho_{\min} \% = 0,13\%.$$

Первая промежуточная опора:  $M_{Ed} = 5,6 \text{ кНм}$ .

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,6 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,168 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Полученное значение  $\alpha_m$  соответствует области деформирования 1б.  
Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,168 \cdot 297}{578}} = 0,905.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{5,62 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,905 \cdot 50} = 284,5 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{284,5}{1000 \cdot 50} \cdot 100\% = 0,569\% > \rho_{min} \% = 0,13\%.$$

*Второй пролет и опоры полосы 2:*  $M_{Ed} = 3,92 \text{ кНм}$ .

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,118 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Полученное значение  $\alpha_m$  соответствует области деформирования 1б.  
Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,118 \cdot 297}{578}} = 0,935.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{3,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,935 \cdot 50} = 192,8 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{192,8}{1000 \cdot 50} \cdot 100\% = 0,386\% > \rho_{min} \% = 0,13\%.$$

*Крайняя опора:*  $M_{Ed} = 1,92 \text{ кНм}$ .

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,058 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Полученное значение  $\alpha_m$  соответствует области деформирования 1б.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,058 \cdot 297}{578}} = 0,969.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{1,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,969 \cdot 50} = 91,1 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{91,1}{1000 \cdot 50} \cdot 100\% = 0,182\% > \rho_{min} \% = 0,13\%.$$

Окончательно площадь сечения арматуры, принятая по расчету для расчетных полос I и II плиты, приведена на рис. 3.3.

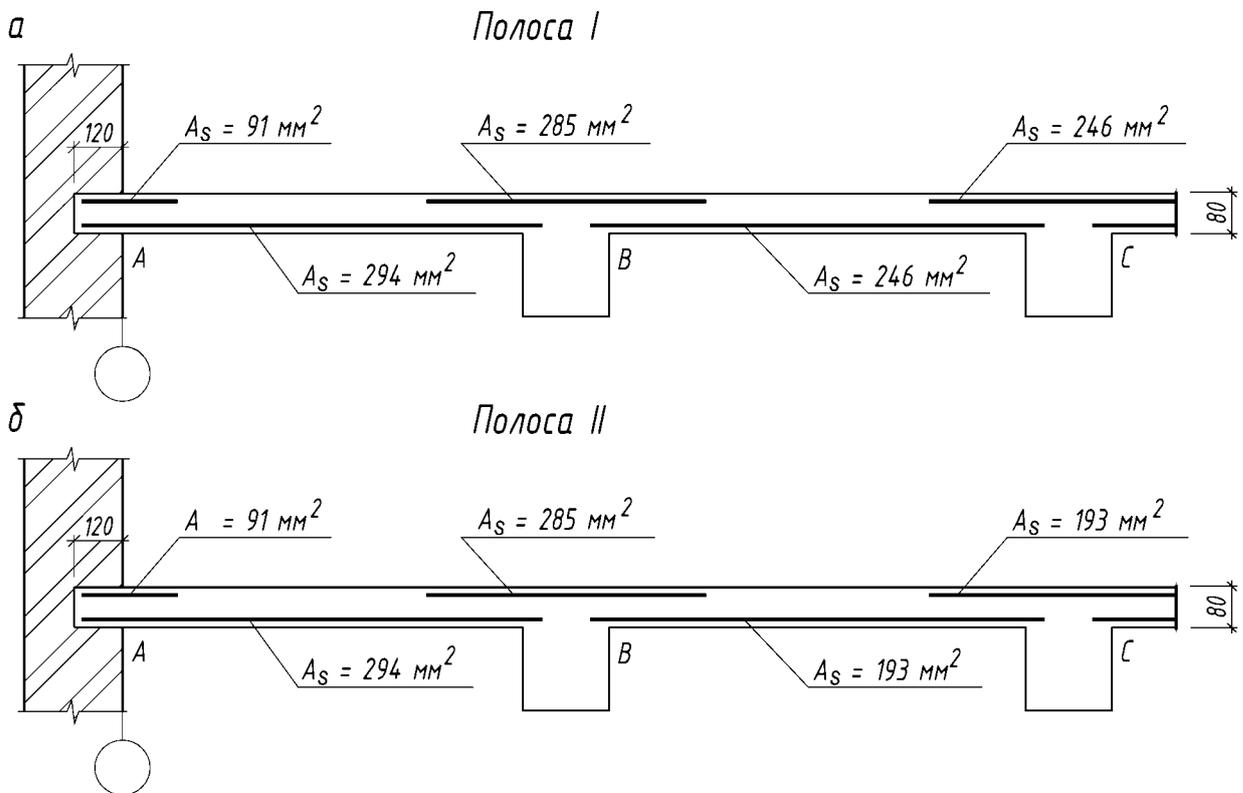


Рисунок 3.3. Площадь арматуры плиты, требуемая по расчету

## Конструирование плиты

По рассчитанной площади арматуры  $A_s$  подбирают рабочую и распределительную арматуру исходя из следующих конструктивных требований [32, п. 9.3.1.1 ]:

1. В зоне действия максимальных моментов расстояния не должны превышать:

– между рабочими стержнями:

$$s_{\max,slabs} \leq \begin{cases} 2h \\ 250 \text{ мм;} \end{cases}$$

– между распределительными:

$$s_{\max,slabs} \leq \begin{cases} 3h \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

Не менее 50% площади сечения арматуры в пролете, определенной расчетом по наибольшему максимальному моменту, заводятся на опоры на длину анкеровки  $l_{bd} \geq 10\varnothing$ .

2. Расстояния между стержнями, заводимыми на опору, должны быть не более:

– для рабочей арматуры:

$$s_{\max,slabs} \leq \begin{cases} 3h \\ 400 \text{ мм;} \end{cases}$$

– для распределительной арматуры:

$$s_{\max,slabs} \leq \begin{cases} 3,5h \\ 400 \text{ мм,} \end{cases}$$

где  $h$  – толщина плиты, мм.

Выбранное расстояние  $s_{\max,slabs}$  округляется в меньшую сторону до числа кратности 50 мм.

Распределительная арматура должна составлять не менее 20% площади сечения рабочей арматуры.

**Пример 3.3.** По данным 3.2 подобрать плоские сварные сетки из арматуры класса S500 для монолитной плиты толщиной  $h = 80$  мм. Для расчета условно была принята полоса шириной  $b = 1000$  мм.

По конструктивными требованиям расстояние между рабочими стержнями не должно превышать  $2h = 160$  и 250 мм.

*Первый пролет.* Площадь сечения арматуры –  $A_s = 294 \text{ мм}^2$ .

Принимаем шаг рабочих стержней  $s_{\max,slabs} = 150$  мм.

Требуемое количество стержней на участке  $b = 1000$  мм:

$$n = \frac{1000}{150} = 6,67.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{294}{6,67} = 44,07 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту [19] принимаем стержни  $\varnothing 8$  класса S500 ( $A_s = 335 \text{ мм}^2$ ).

Принимаем шаг рабочих стержней  $s = 100 \text{ мм}$ .

Требуемое количество стержней на участке  $b = 1000 \text{ мм}$ :

$$n = \frac{1000}{100} = 10.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{294}{10} = 29,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 8$  ( $A_s = 503 \text{ мм}^2$ ).

Окончательно принимаем  $\varnothing 8$  класса S500 с шагом  $s = 150 \text{ мм}$ .

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 294 = 58,8 \text{ мм}^2.$$

По конструктивными требованиям расстояние между распределительными стержнями не должно превышать  $3h = 240$  и  $400 \text{ мм}$ . Принимаем шаг стержней  $s_{\max,slabs} = 200 \text{ мм}$ .

Требуемое количество стержней на участке  $b = 1000 \text{ мм}$ :

$$n = \frac{1000}{200} = 5.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{58,8}{5} = 11,76 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде  $\varnothing 4$  класса S500 с шагом  $200 \text{ мм}$ .

*Второй пролет.* Площадь сечения арматуры –  $A_s = 246 \text{ мм}^2$ .

Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 150 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{246}{6,67} = 36,88 \text{ мм}^2.$$

По таблице принимаем стержни  $\varnothing 8$  ( $A_s = 335 \text{ мм}^2$ ).  
Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 100 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{246}{10} = 24,6 \text{ мм}^2.$$

По таблице принимаем стержни  $\varnothing 6$  ( $A_s = 283 \text{ мм}^2$ ).  
Окончательно принимаем  $\varnothing 6$  класса S500 с шагом  $s = 100 \text{ мм}$ .  
Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 246 = 49,2 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{49,2}{5} = 9,84 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде  $\varnothing 4$  с шагом  $200 \text{ мм}$ .  
*Первая промежуточная опора.* Площадь сечения арматуры –  $A_s = 285 \text{ мм}^2$ .  
Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 150 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{285}{6,67} = 42,73 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 8$  ( $A_s = 335 \text{ мм}^2$ ).  
Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 100 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{285}{10} = 28,5 \text{ мм}^2.$$

По таблице принимаем стержни  $\varnothing 8$  ( $A_s = 503 \text{ мм}^2$ ).  
Окончательно принимаем  $\varnothing 8$  класса S500 с шагом  $s = 150 \text{ мм}$ .  
Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 285 = 57,0 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{57,0}{5} = 11,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде  $\varnothing 4$  с шагом  $200 \text{ мм}$ .

*Второй пролет полосы II.* Площадь сечения арматуры –  $A_s = 193 \text{ мм}^2$ .  
Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 150 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{193}{6,67} = 28,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 8$  ( $A_s = 335 \text{ мм}^2$ ).

Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 100 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{193}{10} = 19,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 6$  ( $A_s = 283 \text{ мм}^2$ ).

Окончательно принимаем  $\varnothing 6$  класса S500 с шагом  $s = 100 \text{ мм}$ .

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 193 = 38,6 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{38,6}{5} = 7,72 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде  $\varnothing 4$  с шагом  $200 \text{ мм}$ .

*Крайняя опора.* Площадь сечения арматуры –  $A_s = 91 \text{ мм}^2$ .

Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 150 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{91}{6,67} = 13,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 5$  класса S500 ( $A_s = 131 \text{ мм}^2$ ).

Площадь сечения одного стержня при шаге  $s = 100 \text{ мм}$ :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{91}{10} = 9,1 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 4$  ( $A_s = 126 \text{ мм}^2$ ).

Окончательно принимаем  $\varnothing 5$  класса S500 с шагом  $s = 150 \text{ мм}$ .

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 91 = 18,2 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{18}{5} = 3,64 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде  $\varnothing 4$  с шагом 200 мм.

**Пример 3.4.** По данным примеров 2.2 и 3.3 проверить сопротивление наклонного сечения плиты перекрытия. Толщина плиты  $h = 80$  мм. Класс бетона плиты –  $C^{20}/_{25}$ . Поперечная сила от внешней нагрузки  $V_{Ed} = 21,35$  кН. Плита армирована плоскими сварными сетками из арматуры  $\varnothing 8$  класса S500 с шагом 150 мм. Расчет выполняется для условной полосы шириной  $b = 1000$  мм.

Проверка сопротивления действию поперечной силы выполняется по формуле [32, п. 6.2.2 ]:

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

где  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$ ;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2, \text{ принимаем } k = 2;$$

$\rho_l$  – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d},$$

здесь  $A_{sl}$  – площадь сечения растянутой арматуры;  
 $b_w$  – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны;  
 $d$  – полезная высота сечения.

Тогда

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{335}{1000 \cdot 50} = 0,0067 \leq 0,02;$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = \\ &= 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0067 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 50 = 28502 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Так как  $V_{Rd,c} = 28,502 \text{ кН} > V_{Ed} = 21,35 \text{ кН}$ , сопротивление наклонного сечения обеспечено.

#### *Армирование плиты рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней*

Наиболее экономичным является армирование плит сварными сетками заводского изготовления.

Непрерывное армирование рулонными сетками с продольной рабочей арматурой рекомендуется при требуемом диаметре рабочей арматуры до 6 мм

включительно. Армирование многопролетных балочных плит (с равными или отличающимися не более чем на 20% пролетами) сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней производится путем раскатки рулона на опалубке поперек второстепенных балок (рис. 3.4).

Сечение рабочей арматуры принимается одинаковым на всех средних пролетах и на всех промежуточных опорах (исключая первую промежуточную опору). Требуемая по расчету дополнительная арматура в крайних пролетах принимается в виде дополнительной сетки, укладываемой на основную сетку.

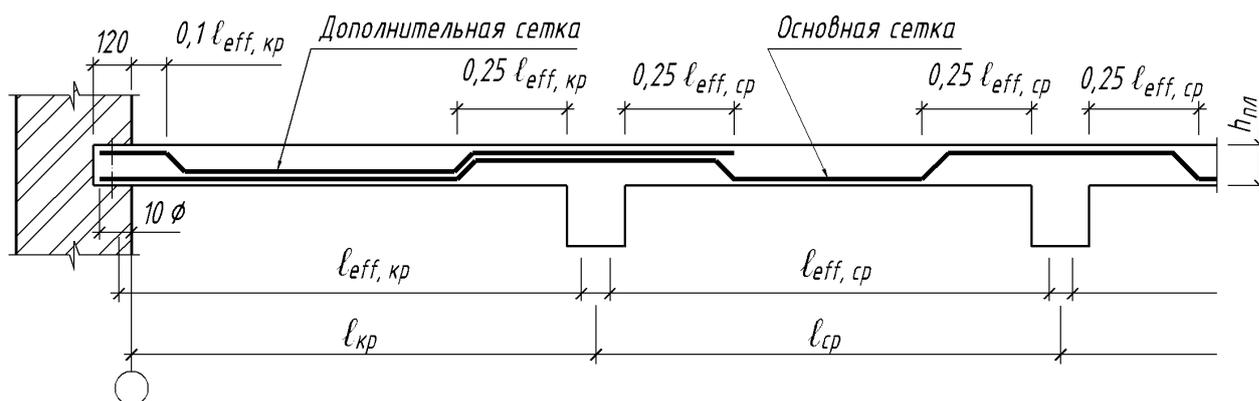


Рисунок 3.4. Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

#### Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней

Для армирования плиты используют сварные сетки, рабочие стержни в которых принимают из арматуры класса S500 диаметром 6 мм и более, распределительные – из арматуры класса S500 диаметром 4 и 5 мм.

В пролетах и на опорах плиты устанавливается по одной сетке. На первой промежуточной опоре может быть установлено две раздвинутые сетки. Длину рабочих стержней последних устанавливают из условия, чтобы их длина в одну сторону от грани балки составляла  $\frac{1}{4}$  пролета, в другую –  $\frac{1}{8}$  пролета.

В местах заделки плиты в стене устанавливают верхние сетки, площадь сечения рабочих стержней которых должна составлять не менее 25% площади сечения пролетной арматуры. Рабочие стержни принимают  $\varnothing 5$  класса S500, распределительные –  $\varnothing 4$  класса S500. Длина рабочих стержней назначается из условия, что расстояние от стены до края сетки должно составлять  $\frac{1}{10}$  пролета плиты (см. рис. 3.4).

Над главными балками устанавливают сетки с таким же количеством и диаметрами рабочих стержней (не менее  $\frac{1}{3}$  площади сечения арматуры пролета

плиты), но длина их в каждую сторону от грани балки принимается равной  $\frac{1}{4}$  пролета плиты.

Для армирования плит в первую очередь следует использовать сварные сетки по ГОСТ 23279–2012 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий» [17].

Условное обозначение марки сетки

$$xС \frac{d-v}{d_1-u} b \times l \frac{a_1+a_2}{a},$$

где  $x$  – обозначение типа сетки (4 – легкая сетка);

$С$  – буквенное обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса «р» – Ср);

$d, d_1$  – диаметр соответственно продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали;

$v, u$  – шаг соответственно продольных и поперечных стержней;

$b, l$  – соответственно ширина и длина сетки в сантиметрах;

$a_1, a_2$  – значения выпусков продольных стержней в миллиметрах;

$a$  – значения выпусков поперечных стержней в миллиметрах.

Если  $a_1 = a_2$ , то в обозначении марки сетки следует указывать только значения  $a_1$  и  $a$ , при  $a_1 = a_2 = a$ , следует указывать только  $a_1$ , при  $a_1 = a_2 = a = 25$  мм значение  $a_1$  опускается.

При проектировании сеток в первую очередь рекомендуется применять товарные сетки с параметрами по действующим стандартам.

При отсутствии в сортаменте нужных арматурных изделий или при нецелесообразности их использования арматурные сетки следует проектировать как заводскую продукцию, пригодную для изготовления на современном высокопроизводительном сварочном оборудовании (многоэлектродные точечные машины) при соблюдении следующих требований:

- ширина сетки не должна быть более 3800 мм;
- длина плоских сеток не должна быть более 9000 мм;
- диаметр продольных и поперечных стержней для плоских сеток должен быть не менее 4 мм и не более 10 мм;
- шаг продольных стержней должен быть кратным 100 мм и может быть 100, 200, 300, 400, 500 мм, а в месте реза сеток – 50 мм;
- шаг поперечных стержней должен быть кратным 50 мм и может быть 100, 150, 200, 250, 300, 400 мм и не менее 50 мм;
- допускается применение доборного шага продольных стержней у края сетки с размерами от 50 мм до размера основного шага, кратного 10 мм;
- доборный шаг поперечных стержней принимают от 50 до 250 мм, кратным 10 мм;
- длины выпусков продольных стержней допускается принимать от 25 до 200 мм, кратными 5 мм;
- длину выпусков поперечных стержней допускается принимать равной 15, 20 и 30 мм, а также от 25 до 100 мм, кратной 25 мм.

**Пример 3.5.** Требуется произвести армирование сварными сетками плиты перекрытия (рис. 2.2) в соответствии с требуемыми по расчету площадями сечения арматуры (примеры 3.2 и 3.3) в соответствии со схемой, указанной на рисунке 3.5.

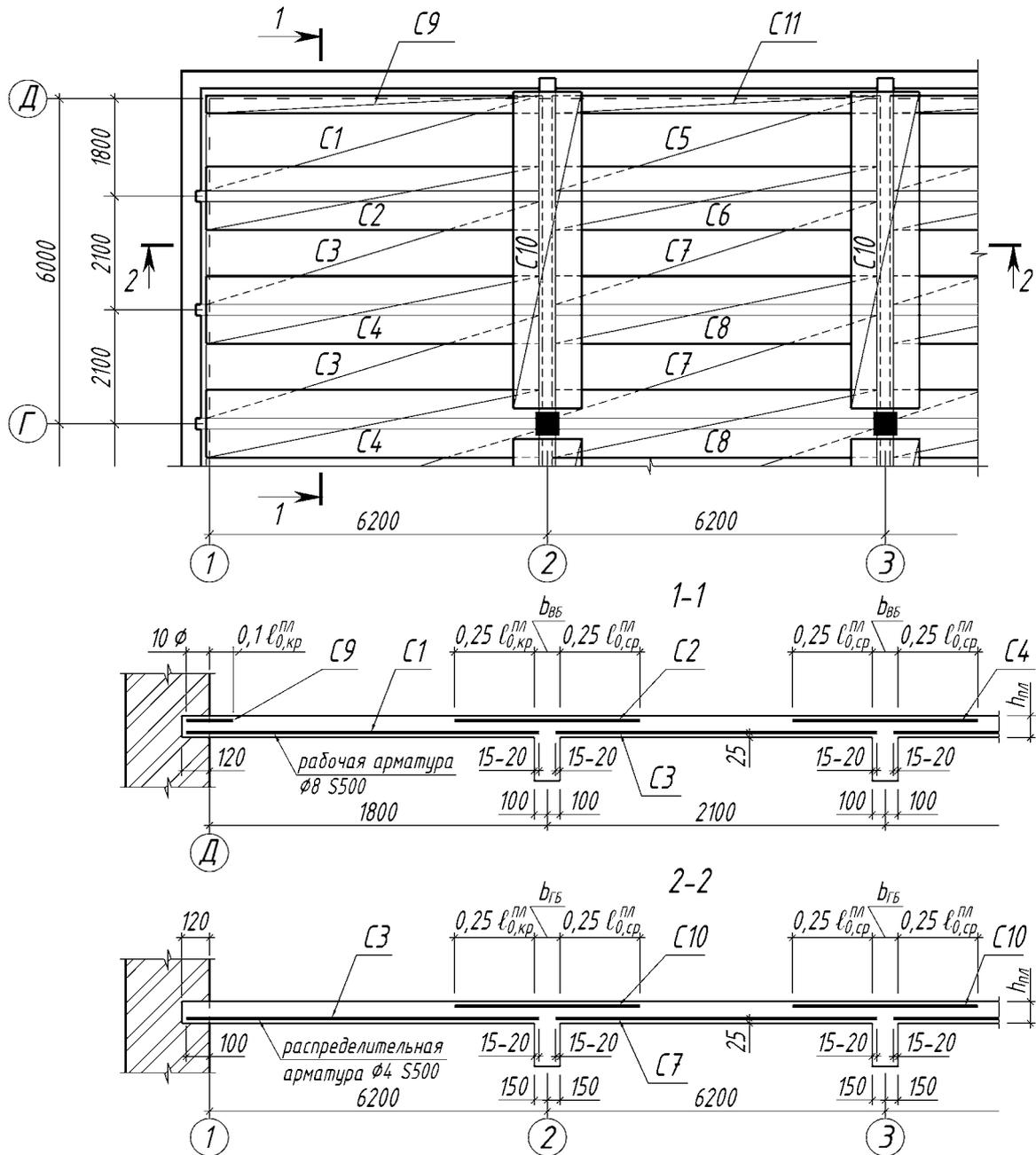


Рисунок 3.5. Схема принятой арматуры для плиты

В местах заделки плиты в стену устанавливаются верхние сетки (С9, С11). Они предназначены для восприятия опорного изгибающего момента и предотвращения образования в стадии эксплуатации трещин, параллельных стенам на верхней поверхности плиты. Площадь сечения рабочих стержней этих сеток должна составлять не менее 1/3 площади рабочей арматуры крайнего пролета (сетки С1). Над главными балками укладываются сетки с таким же количеством

рабочих стержней (сетка С10), но длину рабочих стержней в каждую сторону от балки принимают равной 1/4 пролета плиты (шага второстепенных балок).

Определение габаритных размеров сеток (рис. 3.5):

– длина сеток С1, С2, С3, С4, С9:

$$l_{c1} = 6200 - \frac{b_{ГБ}}{2} + 100 + 20 = 6200 - \frac{300}{2} + 100 + 20 = 6170 \text{ мм};$$

– длина сеток С5, С6, С7, С8, С11:

$$l_{c5} = 6200 - 2 \cdot \frac{b_{ГБ}}{2} + 2 \cdot 20 = 6200 - 2 \cdot \frac{300}{2} + 2 \cdot 20 = 5940 \text{ мм};$$

– длина сетки С10:

$$l_{c10} = 6000 - \frac{h_{col}}{2} + 100 = 6100 - \frac{400}{2} + 100 = 5900 \text{ мм};$$

– ширина сеток С1 и С5:

$$b_{c1} = 1800 + 100 - \frac{b_{ВБ}}{2} + 20 = 1800 + 100 - \frac{200}{2} + 20 = 1820 \text{ мм};$$

– ширина сеток С2, С6 и С10:

$$b_{c2} = b_{ВБ} + \frac{l_{кр}^{ПЛ}}{4} + \frac{l_{ср}^{ПЛ}}{4} = 200 + \frac{1800}{4} + \frac{2100}{4} = 1175 \approx 1180 \text{ мм};$$

– ширина сеток С3 и С7:

$$b_{c3} = 2100 - 2 \cdot \frac{b_{ВБ}}{2} + 2 \cdot 20 = 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} + 2 \cdot 20 = 1940 \text{ мм};$$

– ширина сеток С4 и С8:

$$b_{c4} = b_{ВБ} + 2 \cdot \frac{l_{ср}^{ПЛ}}{4} = 200 + 2 \cdot \frac{2100}{4} = 1250 \text{ мм};$$

– ширина сеток С9 и С11:

$$b_{c9} = 10\varnothing + 0,1 \cdot l_{кр}^{ПЛ} = 10 \cdot 5 + 0,1 \cdot 1800 = 230 \text{ мм}.$$

Параметры и условное обозначение сеток согласно [17] приведены на рисунках 3.6 и 3.7.

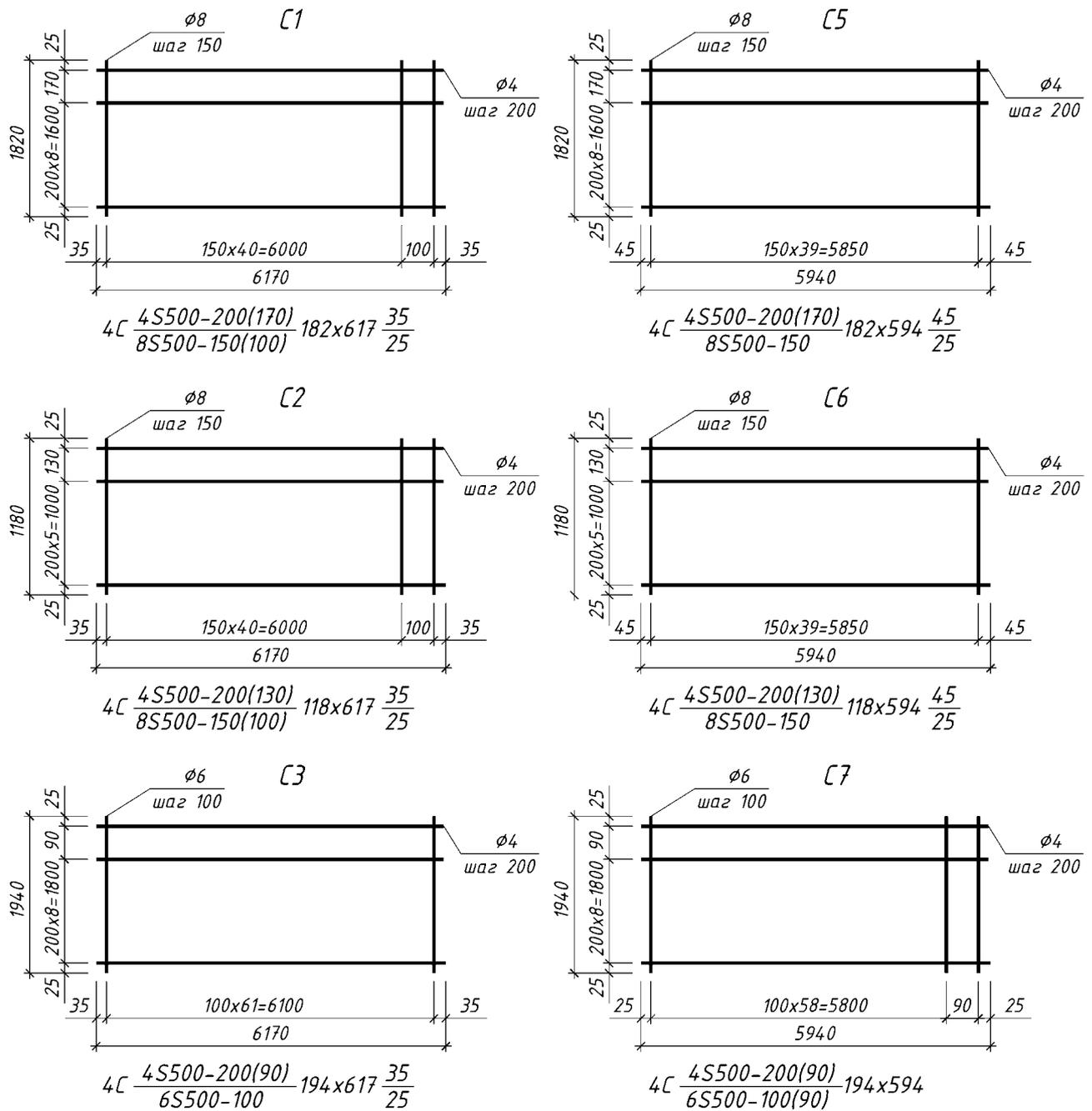


Рисунок 3.6. Сетки для армирования перекрытия

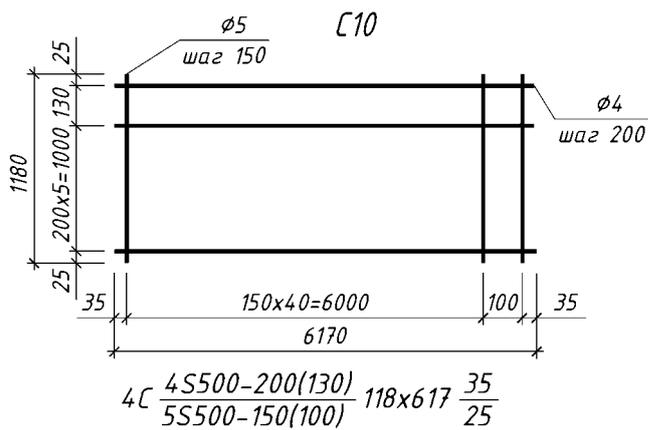
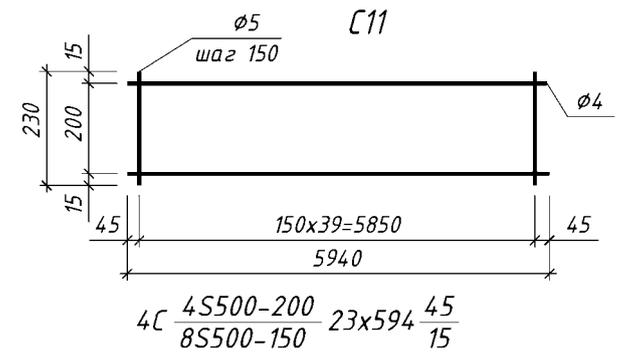
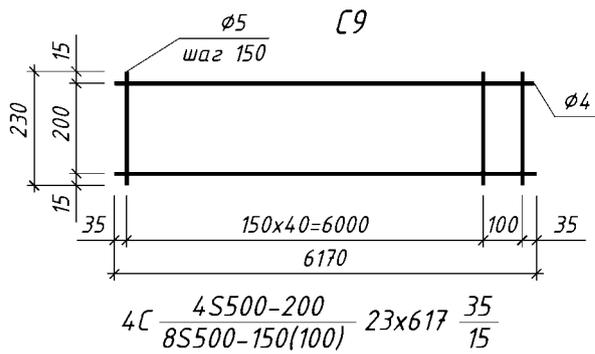
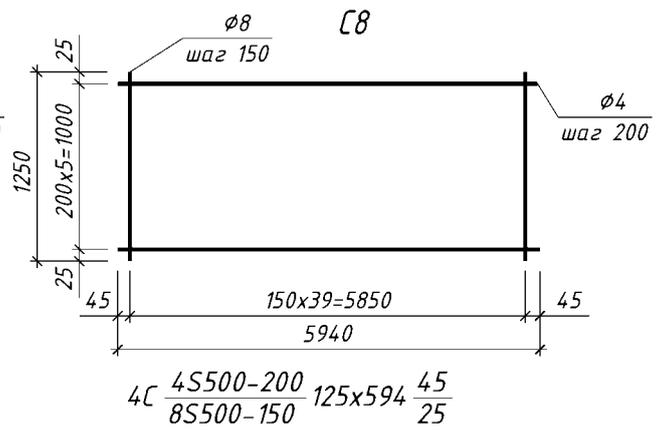
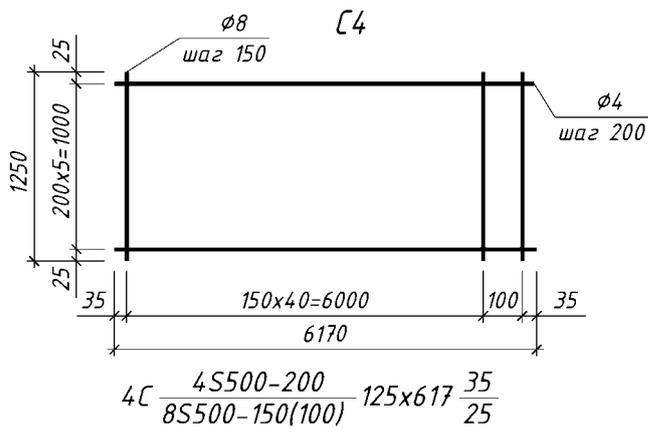


Рисунок 3.7. Сетки для армирования перекрытия (окончание)

## Занятия 4-6.

**Цель занятия:** Расчет предельных состояний несущей способности изгибаемых элементов с использованием упрощенной деформационной модели. Подбор армирования, конструирование неразрезного многопролетного ригеля. Расчет с учетом перераспределения усилий. Построение эпюры материалов

### РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

#### Определение нагрузок

Второстепенная балка перекрытия рассматривается как многопролетная статически неопределимая балка, свободно лежащая на опорах. Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, прикладываются с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок (см. рис. 2.2).

Расчетные пролеты  $l_{eff}$  второстепенной балки определяются по формулам [32, п. 5.3.2.2 ] (рис. 4.1)

– для крайних пролетов:

$$l_{eff,кр} = l_n + a_1 + a_2;$$

– для средних:

$$l_{eff,ср} = l_n + 2a_1,$$

где  $l_n$  – расстояние в свету между краями опор.

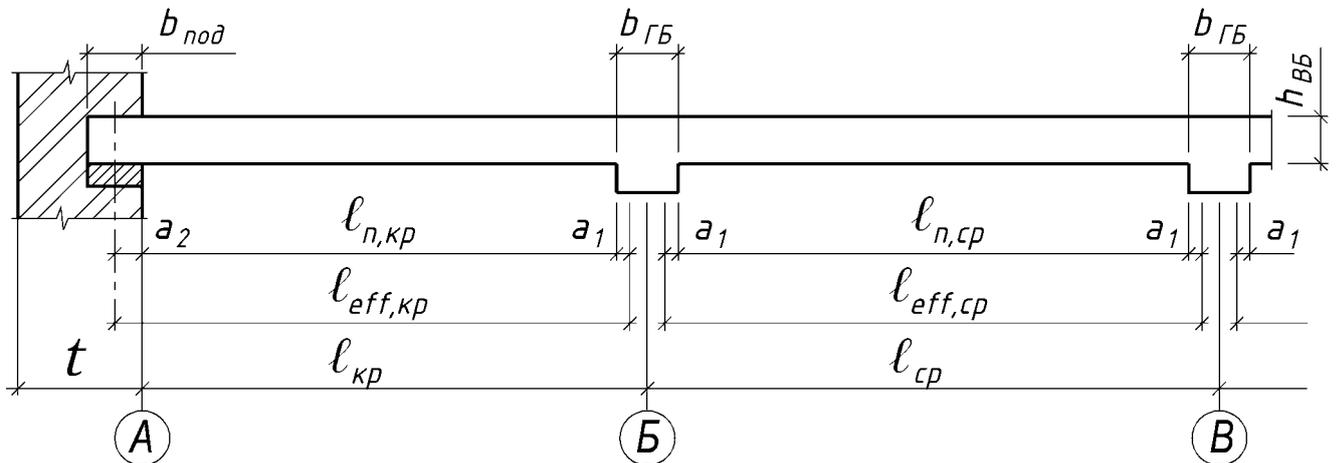


Рисунок 4.1. К определению расчетных пролетов второстепенной балки

Значения  $a_1$  и  $a_2$  для обоих концов пролета определяются в соответствии с рис. 2.3, где  $t$  – ширина опоры,  $h$  – высота балки.

$$a_2 = \min \begin{cases} 0,5b_{\text{под}}, \\ 0,5h_{\text{ВБ}} \end{cases}$$

где:  $b_{\text{под}}$  – ширина железобетонной опорной подушки, через которую опирается на стену второстепенная балка.

$$a_1 = \min \begin{cases} 0,5h_{\text{ВБ}}, \\ 0,5b_{\text{ГБ}} \end{cases}$$

где  $h_{\text{ВБ}}$  – высота второстепенной балки;

$b_{\text{ГБ}}$  – ширина главной балки.

Для средних пролетов (рис. 3.2):

$$l_{\text{eff,ср}} = 6200 - 2 \cdot \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + 2 \cdot \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} = 6200 - 2 \cdot \frac{300}{2} + 2 \cdot \frac{300}{2} = 6200 \text{ мм.}$$

Для крайних пролетов:

$$l_{\text{eff,кр}} = 6200 - \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + \frac{b_{\text{под}}}{2} = 6200 - \frac{300}{2} + \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 6325 \text{ мм}$$

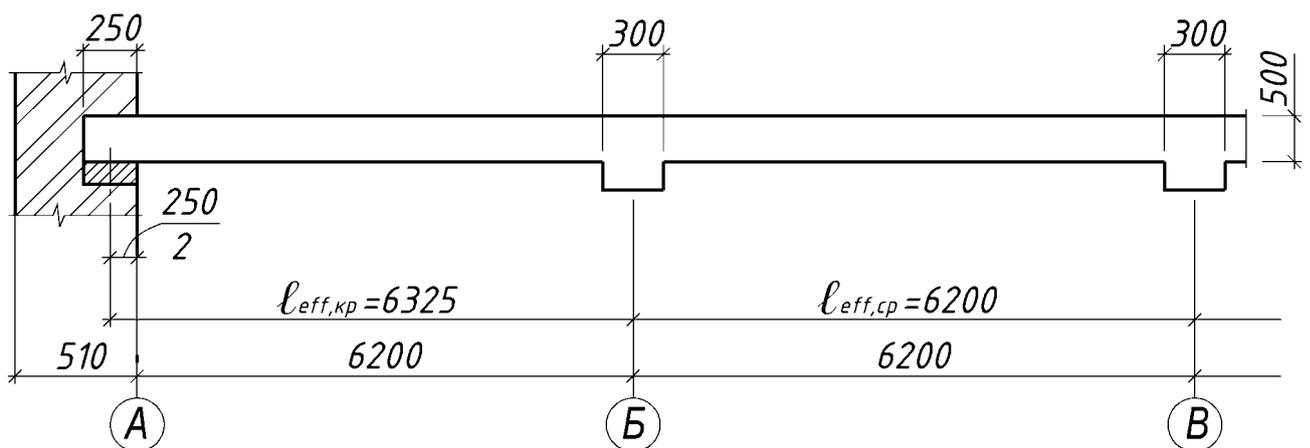


Рисунок 4.2. Расчетные пролеты второстепенной балки

Пример определения постоянной  $G_k \cdot \gamma_G$  и временной  $Q_k \cdot \gamma_Q$  нагрузок приведены в табл. 4.1, состав перекрытия – на рис. 2.1.

Таблица 4.1

Характеристические и расчетные значения нагрузок на 1 м.п. второстепенной балки (при шаге второстепенных балок 2,1 м)

	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м
<b>Постоянная нагрузка</b>				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ( $\gamma = 20$ кН/м <sup>3</sup> )	0,50	1,35	0,68
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ( $\gamma = 21$ кН/м <sup>3</sup> )	1,54	1,35	2,08
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ( $\gamma = 12$ кН/м <sup>3</sup> )	1,39	1,35	1,87
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,11	1,35	0,14
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ( $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup> )	4,20	1,35	5,67
6	Собственный вес ребра балки $b \times h = 200 \times (500 - 80)$ ; ( $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup> )	2,10	1,35	2,84
<i>Итого:</i> $\gamma_G \cdot G_k = 13,28$				
<b>Переменная нагрузка</b>				
	Функциональная нагрузка $10,5 \times 2,1$	22,05	1,5	33,08
<i>Итого:</i> $\gamma_Q \cdot Q_k = 33,08$				

Первое основное сочетание:

$$p_{1,Б} = \gamma_G \cdot G_k + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k = 13,28 + 0,7 \cdot 33,08 = 36,44 \text{ кН/м.}$$

Второе основное сочетание:

$$p_{2,Б} = \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 0,85 \cdot 13,28 + 33,08 = 44,37 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов балки принимаем второе сочетание как наиболее неблагоприятное при  $p = p_{2,Б} = 44,37$  кН/м.

Определение расчетных усилий

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32] многопролетные статически неопределимые балки, к которым относятся и второстепенные балки, рассчитываются линейно-упругим методом с ограниченным перераспределением моментов.

Величины поперечных сил у опоры определяются по формулам:

– у опоры А:

$$V_{Ed,A} = 0,4 \cdot p_{2,B} \cdot l_{eff,кр} = 0,4 \cdot 44,37 \cdot 6,325 = 112,256 \text{ кН};$$

– у опоры В слева:

$$V_{Ed,B}^{лев} = 0,6 \cdot p_{2,B} \cdot l_{eff,кр} = 0,6 \cdot 44,37 \cdot 6,325 = 168,384 \text{ кН};$$

– у опоры В справа и у остальных опор:

$$V_{Ed,B}^{прав} = V_{Ed,C} = 0,5 \cdot p_{2,B} \cdot l_{eff,сп} = 0,5 \cdot 44,37 \cdot 6,2 = 137,547 \text{ кН}.$$

Величины изгибающих моментов приведены в табл. 4.2. Окончательные огибающие эпюры моментов и поперечных сил приведены на рис. 4.3.

Таблица 4.2

Ординаты огибающей эпюры моментов

№ пр-та	№ точки	Доля пролета	$\beta$		$p_{2,B} \cdot l_{eff}^2$ кНм	M, кНм	
			+	-		+	-
I	0	0			1775,05		
	1	$0,2 \cdot l_{eff,кр}$	0,065			115,38	
	2	$0,4 \cdot l_{eff,кр}$	0,090			159,75	
	2'	$0,425 \cdot l_{eff,кр}$	0,091			161,53	
	3	$0,6 \cdot l_{eff,кр}$	0,075			133,13	
	4	$0,8 \cdot l_{eff,кр}$	0,020			35,50	
	5	$l_{eff,кр}$		0,0715			
II	5	0		0,0715	1705,58		121,95
	6	$0,2 \cdot l_{eff,сп}$	0,018	0,033		30,70	56,28
	7	$0,4 \cdot l_{eff,сп}$	0,058	0,012		98,92	20,47
	7'	$0,5 \cdot l_{eff,сп}$	0,0625			106,6	
	8	$0,6 \cdot l_{eff,сп}$	0,058	0,009		98,92	15,35
	9	$0,8 \cdot l_{eff,сп}$	0,018	0,027		30,70	46,05
	10	$l_{eff,сп}$		0,0625			
III	10	0		0,0625	1705,58		106,60
	11	$0,2 \cdot l_{eff,сп}$	0,018	0,025		30,70	42,64
	12	$0,4 \cdot l_{eff,сп}$	0,058	0,006		98,92	10,23
	12'	$0,5 \cdot l_{eff,сп}$	0,0625			106,6	
	13	$0,6 \cdot l_{eff,сп}$	0,058	0,006		98,92	10,23
	14	$0,8 \cdot l_{eff,сп}$	0,018	0,025		30,70	42,64
	15	$l_{eff,сп}$		0,0625			

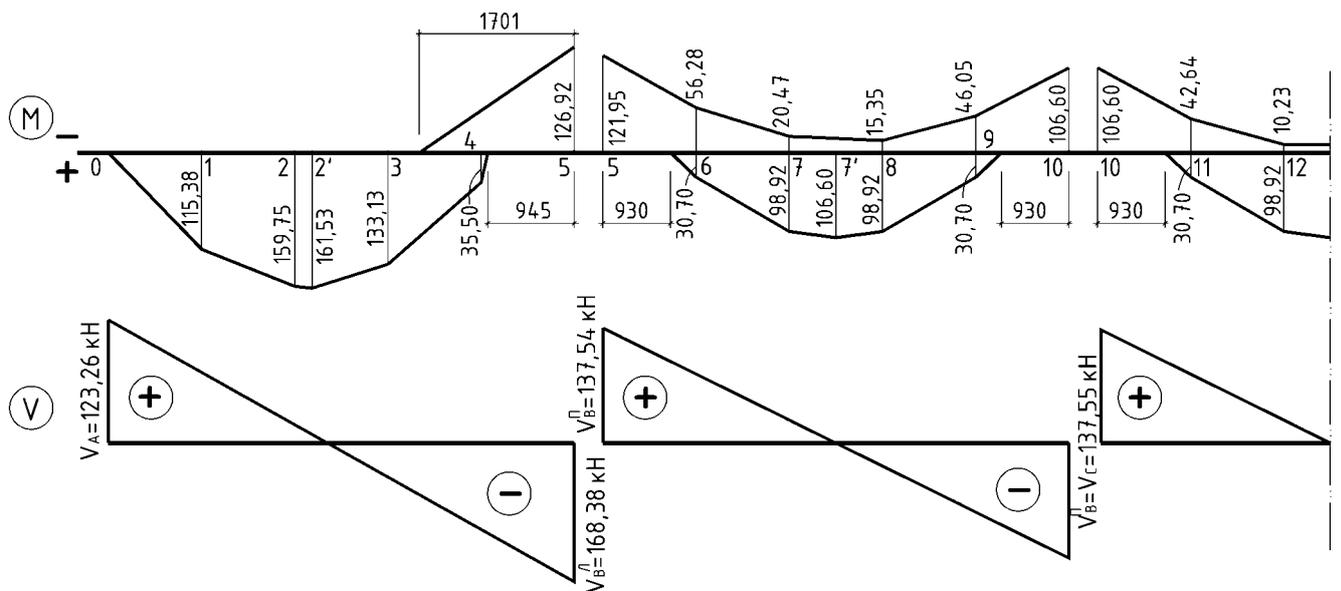


Рисунок 4.3. Огибающая эпюра поперечных сил

### Определение размеров сечения второстепенной балки

Второстепенная балка имеет тавровое сечение. Если полка тавра расположена в растянутой зоне, то она при расчете не учитывается, и в этом случае расчет тавровой балки ничем не отличается от расчета прямоугольной балки с шириной сечения, равной ширине ребра. В этом случае размеры сечения второстепенной балки определяют по наибольшему опорному моменту  $M_{Ed}$ .

Как известно, при проценте армирования, равном или большем предельного, изгибаемые элементы разрушаются хрупко по сжатой зоне бетона без развития значительных пластических деформаций. В этом случае в статически неопределимых конструкциях к моменту разрушения перераспределение усилий полностью не реализуется, и несущая способность конструкции не может быть оценена расчетом по методу предельного равновесия.

В связи с этим при подборе сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует принимать значение  $\xi = 0,25$ . Согласно «Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» [14] необходимо проектировать конструкции так, чтобы причиной разрушения не могли быть срез сжатой зоны или (особенно в элементах двутаврового и таврового сечения) раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений. Рекомендуется применять для армирования конструкций стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах. Высота балки определяется по структуре 3 (рис. 4.4).

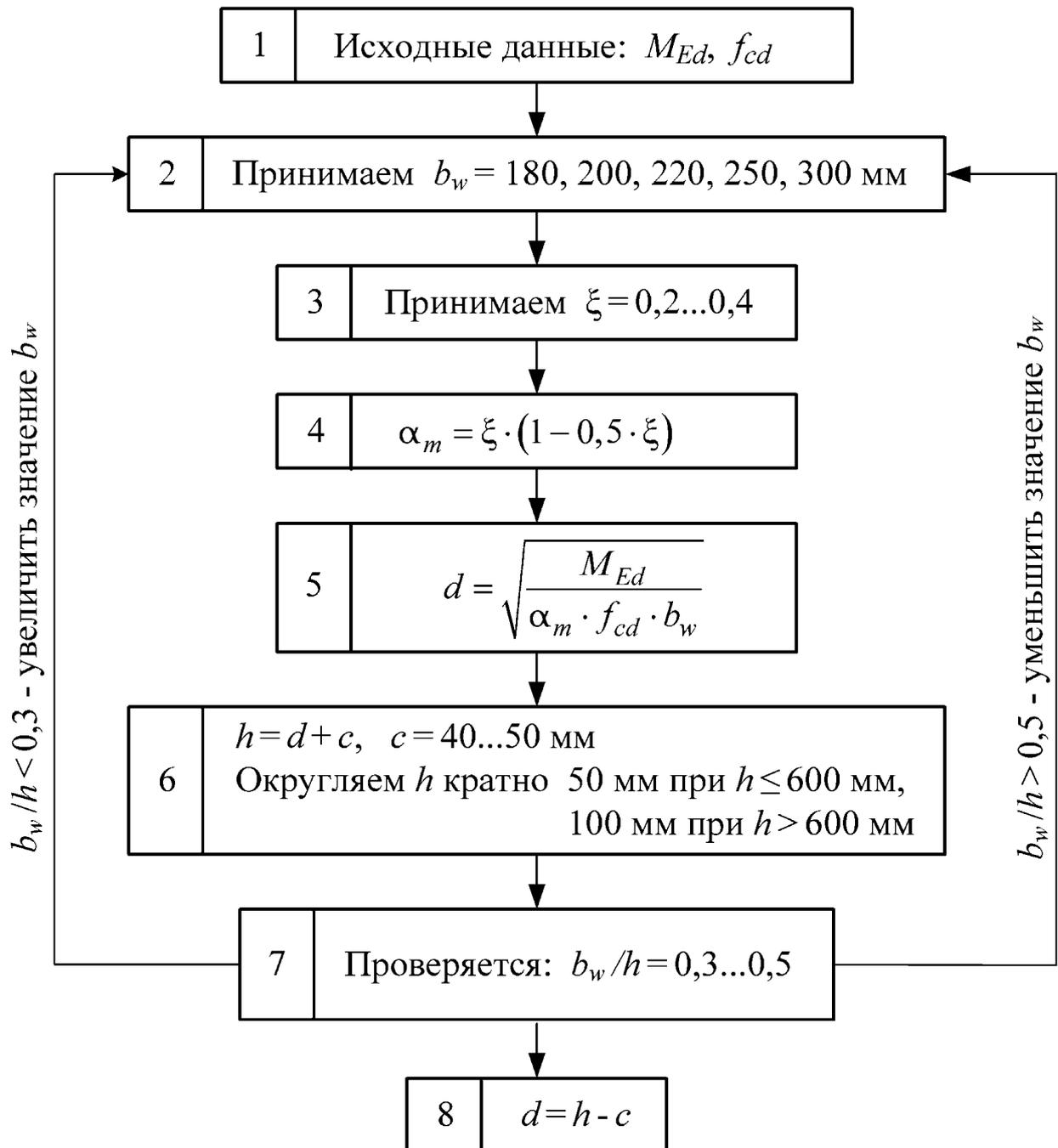


Рисунок. 4.4. Структура 3. Определение размеров сечения балки

**Пример 4.1.** Определить высоту второстепенной балки по данным табл. 4.2. Класс условий эксплуатации – ХС1.

Принимаем бетон класса С<sup>20/25</sup>.

Предполагаемый диаметр рабочей арматуры – 20 мм.

Принимаем  $c_{\min,b} = 20$  мм;  $c_{\min,dur} = 15$  мм:

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 20 \text{ мм}, \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

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

Национальное приложение рекомендует принимать  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

Следовательно,  $c_{nom} = 20 + 10 = 30$  мм.

В качестве расчетного принимается изгибающий момент на первой промежуточной опоре  $M_{Ed,max} = 126,92$  кНм.

Назначаем ширину ребра второстепенной балки  $b_w = 200$  мм.

По оптимальному значению  $\xi_{opt} = 0,2 \dots 0,4$  определяется  $\alpha_m$ .

Принимаем  $\xi_{opt} = 0,25$ , тогда относительный момент сжатой зоны сечения составит:

$$\alpha_m = \xi_{opt} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{opt}) = 0,25 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,25) = 0,219.$$

Расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии составит:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа.}$$

Полезная высота сечения балки

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed,max}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{126,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 0,302}} = 397 \text{ мм.}$$

Полная высота балки

$$h = d + c = 397 + 45 = 442 \text{ мм,}$$

где  $c = 45$  мм – расстояние от верхней грани балки до центра тяжести рабочей арматуры на опоре (на опорах балки продольная арматура может располагаться в два ряда).

Принимаем  $h = 450$  мм, так как высота балки должна быть кратна 50 мм. Тогда размеры сечения второстепенной балки:

$$b \times h = 200 \times 450 \text{ мм,}$$

$b/h = 200/450 = 0,44 < 0,5$  – условие выполняется. Окончательно принимаем размеры сечения второстепенной балки  $b \times h = 200 \times 450$  мм.

Тогда новое значение полезной высоты второстепенной балки в пролете составит:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 450 - 30 - \frac{20}{2} = 410 \text{ мм.}$$

## Подбор сечения арматуры

В зависимости от направления действия изгибающего момента сжатая зона второстепенной балки таврового сечения расположена в верхней или нижней части сечения.

При подборе продольной арматуры в пролетах второстепенной балки от действия положительных изгибающих моментов сечение балки рассчитывается как тавровое с шириной полки  $b_{eff}$ .

При определении сечения рабочей продольной арматуры на промежуточных опорах и в средних пролетах при действии отрицательного изгибающего момента в расчет вводится только ширина ребра балки  $b_w$ .

Максимальная расчетная ширина полки  $b_{eff}$  ограничивается определенными пределами, так как ее совместная работа с ребром в предельной стадии может быть не обеспечена вследствие местной потери устойчивости полки и ее чрезмерного прогиба.

Согласно п. 5.3.2.1 ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32] значение  $b_{eff}$  (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния  $l_0$  между точками нулевых моментов (рис. 4.5).

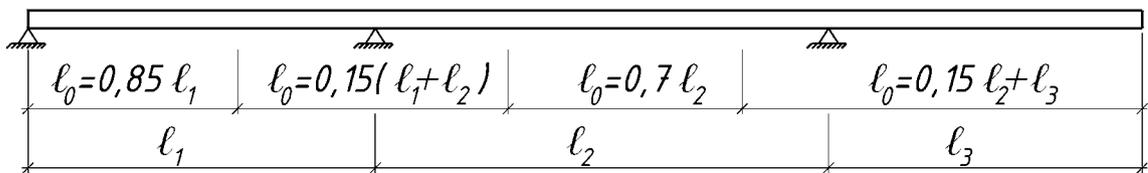


Рисунок 4.5. Определение  $l_0$  для расчета эффективной ширины полки

Эффективная ширина полки  $b_{eff}$  для тавровых балок определяется из уравнения (рис. 3.6):

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

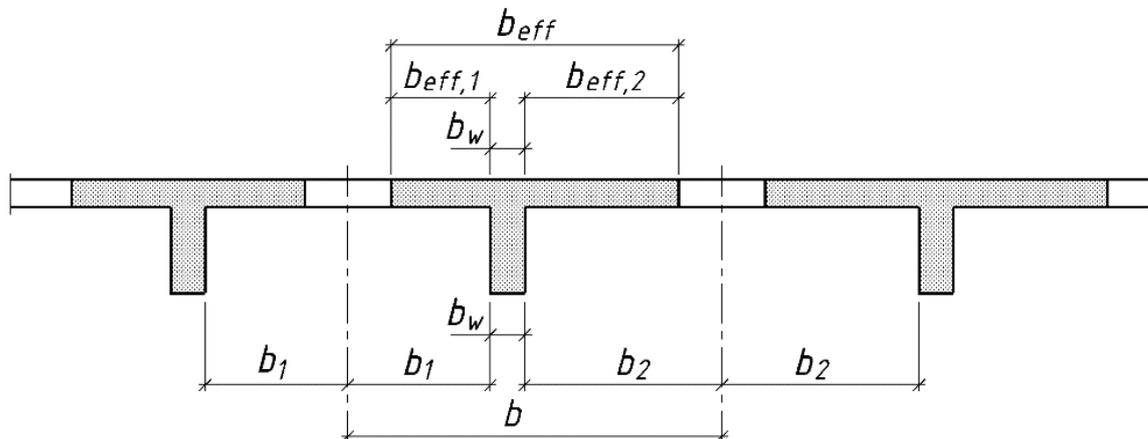


Рисунок 4.6. Параметры эффективной ширины полки

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).

В первом (крайнем) пролете второстепенной балки:

– расчетный пролет –  $l_1 = 6,325$  м;

– шаг второстепенных балок в осях –  $2,1$  м;

– ширина ребра второстепенной балки  $b_w = 0,2$  м.

Расстояние между точками нулевых моментов (рис. 4.5):

$$l_0 = 0,85 \cdot l_{eff,кп} = 0,85 \cdot 6,325 = 5,376 \text{ м.}$$

При равномерном расположении второстепенных балок

$$b_1 = b_2 = b_{1,2} = \frac{2,1 - 0,2}{2} = 0,95 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 5,376 = 0,728 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 5,376 = 1,075 \text{ м,} \\ b_1 = b_2 = 0,5 \cdot b = 0,95 \text{ м} \end{cases}$$

Так как выполняется условие  $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м} \leq b_{1,2} = 0,95 \text{ м}$ , принимаем  $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м}$ .

Тогда эффективная ширина полки плиты составит

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,728 + 0,2 = 1,656 \text{ м} \leq b = 2,1 - 2 \cdot \frac{0,2}{2} = 1,9 \text{ м.}$$

В средних пролетах (втором, третьем):

– расчетный пролет –  $l_2 = 6,2$  м;

– шаг второстепенных балок в осях –  $2,1$  м;

– ширина ребра второстепенной балки  $b_w = 0,2$  м.

Расстояние между точками нулевых моментов (см. рис. 4.4):

$$l_0 = 0,7 \cdot l_{eff,ср} = 0,7 \cdot 6,2 = 4,34 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 4,34 = 0,624 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 4,434 = 0,887 \text{ м} \\ b_1 = b_2 = 0,5 \cdot b = 0,95 \text{ м.} \end{cases}$$

Так как выполняется условие  $b_{eff,1,2} = 0,624 \text{ м} \leq 0,2l_0 = 0,887 \text{ м}$ , принимаем  $b_{eff,i} = 0,624 \text{ м}$ .

Тогда эффективная ширина полки плиты составит

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,624 + 0,2 = 1,448 \text{ м} \leq b = 1,9 \text{ м.}$$

Таким образом, в расчетах балок крайних пролетов принимаем  $b_{eff} = 1,656 \text{ м}$ , а в средних –  $b_{eff} = 1,448 \text{ м}$ .

В качестве рабочей арматуры монолитных железобетонных конструкций следует применять арматуру преимущественно класса S500 (min  $\varnothing \geq 12 \text{ мм}$ ).

Определение площади сечения рабочей арматуры во второстепенной балке производится согласно структуре 4 (рис. 4.7).

При расчете железобетонных конструкций, выполненных из бетона класса не выше  $C^{50}/60$ , по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, следует использовать уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие  $\eta f_{cd}$ , где  $\eta$  принимается согласно указаниям ТКП EN 1992-1-1\* [32, 3.1.7(3)].

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть не более граничной ( $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$ ), где  $\xi_{lim}$  определяется по формуле

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

Значение коэффициента  $\lambda$ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента  $\eta$  для определения эффективной прочности принимают:

- для  $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$  –  $\lambda = 0,8$ ;
- для  $50 < f_{ck} < 90 \text{ МПа}$  –  $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ ;
- для  $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$  –  $\eta = 1,0$ ;
- для  $50 < f_{ck} < 90 \text{ МПа}$  –  $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$ .

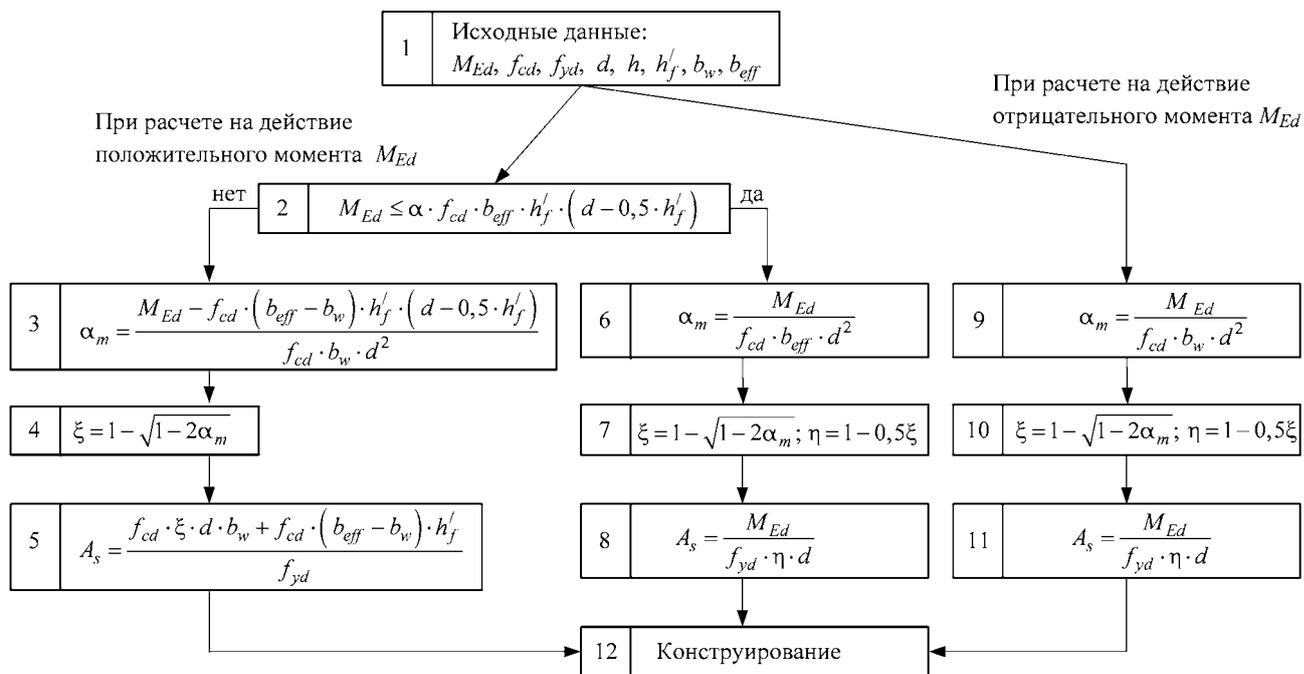


Рис. 4.7. Структура 4. Определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля

**Пример 3.2.** Определение площади сечения продольной арматуры второстепенной балки по данным примера 4.1 и табл. 4.2.

Исходные данные (рис. 4.8):

$$M_{Ed} = M_{Ed1, \max} = 161,53 \text{ кНм}; b_w = 200 \text{ мм}; h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1656 \text{ мм}; d = h - c = 450 - 40 = 410 \text{ мм}.$$

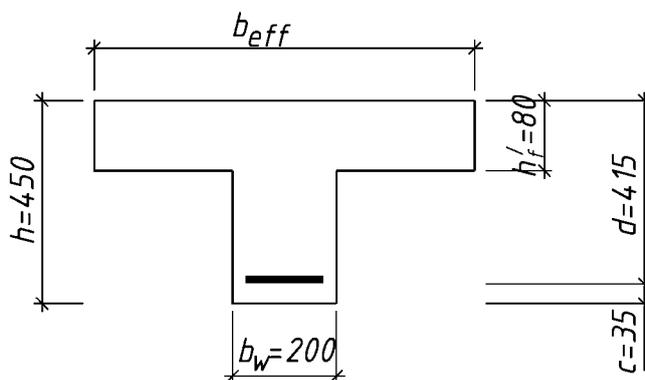


Рис. 4.8. Сечение второстепенной балки.

Класс условий эксплуатации – ХС1. Принимаем бетон класса С<sup>20</sup>/<sub>25</sub>. Расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии составит:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа}.$$

Принимаем арматурные стержни класса S500 с расчетным значением предела текучести:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа.}$$

Для арматуры класса S500 при  $E_s = 200 \cdot 10^3$  МПа относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493,$$

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$\begin{aligned} M_{Rd,f} &= f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot \left( d - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= 13,33 \cdot 1656 \cdot 80 \cdot \left( 410 - \frac{80}{2} \right) = 653,4 \cdot 10^6 \text{ Нмм.} \end{aligned}$$

Так как  $M_{Rd,f} = 653,4 \text{ кНм} > M_{Ed} = 161,53 \text{ кНм}$ , нейтральная ось проходит в пределах полки.

Сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b_{eff}$ .

Подбор площади сечения продольной арматуры в *первом* пролете по положительному моменту.

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{161,53 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1656 \cdot 410^2} = 0,044 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044} = 0,046.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,046 = 0,978.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{161,53 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,978} = 926,1 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры во *втором* пролете по положительному моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2,max} = 106,6 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1,448 \text{ мм}; \quad d = 410 \text{ мм};$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1448 \cdot 410^2} = 0,033 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033} = 0,033.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,033 = 0,983.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,983} = 608 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры на *опоре В*:

$M_{Ed} = -126,92 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм},$  т. к. сжатая зона находится в ребре в нижней части балки.

$d = h - c_{\text{опорн}} = 450 - 50 = 400 \text{ мм},$  т.к. арматура может быть установлена в два ряда.

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{126,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,298 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,298} = 0,364.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,364 = 0,818.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed,B}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{126,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot 0,818} = 891,7 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры на *опоре С*:

$$M_{Ed} = -106,6 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 400 \text{ мм};$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,25 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,25} = 0,292.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,292 = 0,854.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot 0,854} = 717,4 \text{ мм}^2.$$

5. Подбор площади сечения продольной арматуры во *втором* пролете по *отрицательному* моменту.

$$M_{Ed} = M_{Ed2,\text{min}} = -20,47 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 410 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{20,47 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 410^2} = 0,046 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,046} = 0,047.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,046 = 0,977.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{20,47 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,977} = 117,5 \text{ мм}^2$$

Требуемая по расчету площадь сечения продольной рабочей арматуры приведена на рис. 4.9.

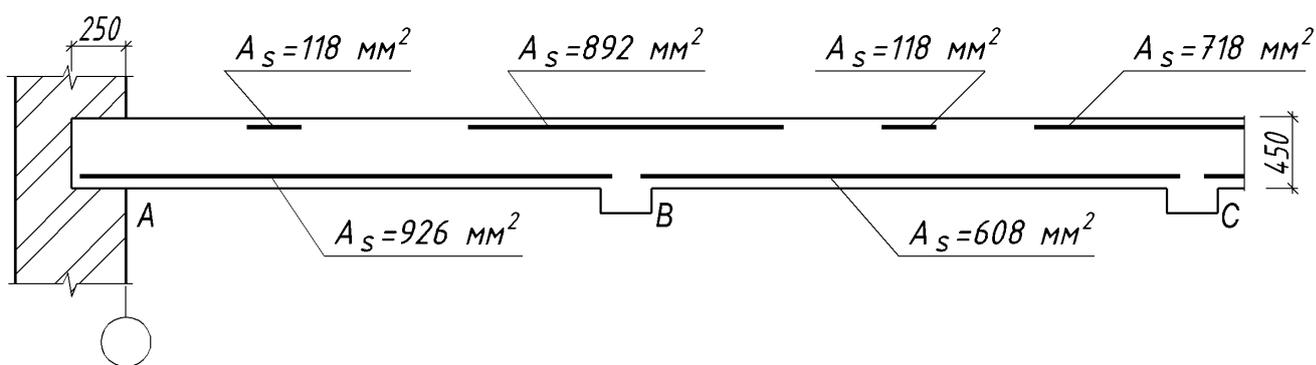


Рис. 4.9. Площадь сечения арматуры балки, требуемая по расчету

Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры

Определив необходимое сечение рабочей арматуры в пролетах и на опорах балки, переходят к назначению количества и диаметра стержней. Сначала подбирают арматуру во всех пролетах. При этом руководствуются следующими положениями:

1. Количество стержней желательно назначить таким, чтобы арматура поместилась в одном ряду (но не менее 3 стержней). Диаметр рабочих стержней рекомендуется принимать от 12 до 25 мм.

2. Число стержней в пролете следует согласовать с требуемым по расчету сечением отогнутой арматуры и с количеством отогнутых стержней, которое требуется, чтобы перекрыть на опоре участок огибающей эпюры поперечных сил.

3. Всю отогнутую арматуру следует получить посредством отгиба нижних продольных стержней. Количество плоскостей отгибов и площадь отогнутых стержней в каждой плоскости должны быть не меньше требуемых по расчету. Угол наклона отгибов к оси балки при  $h \leq 800$  мм принимается равным  $45^\circ$ , а при  $h > 800$  мм –  $60^\circ$ .

4. Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры. Разница в диаметрах рабочей арматуры должна быть не менее 4 мм.

5. Из продольных стержней балки не менее чем два стержня ( $\geq 0,5 \cdot A_s$ ) должны быть заведены на опору балки (при  $b \geq 150$  мм).

6. Подбор количества и диаметра стержней должен быть осуществлен таким образом, чтобы разность расчетной площади сечения арматуры и суммарной площади уложенных в пролетах стержней была минимальной (не более  $\pm 5\%$ ).

7. Расстояние между стержнями должно обеспечивать качественную укладку и уплотнение бетона и обеспечивать достаточное сцепление. 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 [32, п. 8.2]). Толщина защитного слоя у нижней и верхней граней принимается не менее величины, указанной в табл. 2.2 и не менее максимального размера зерна крупного заполнителя. Толщина защитного слоя у боковых граней хомутов должна быть не менее 15 мм. Над опорой зазоры между стержнями в ряду увеличиваются для удобства бетонирования (рис. 4.10). По технологическим соображениям расстояние между осями стержней по вертикали принимается равным 50 мм.

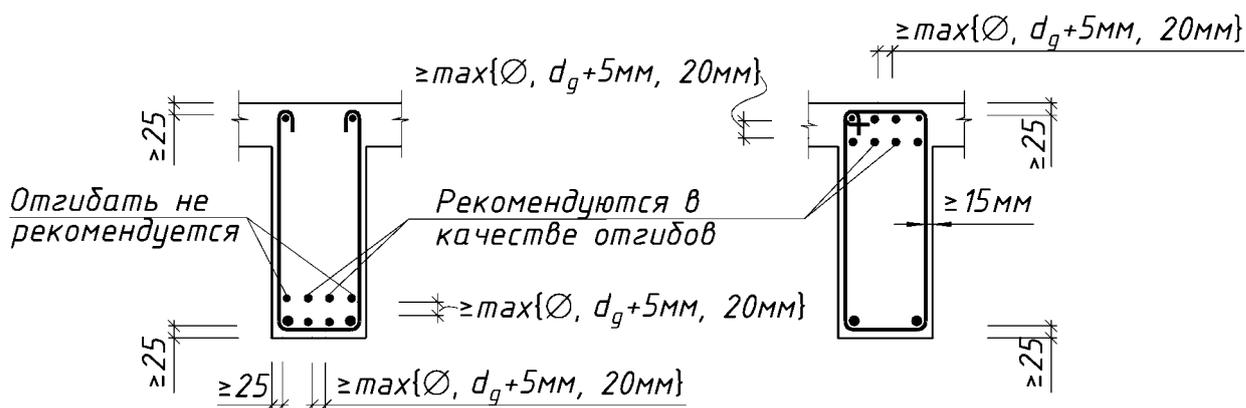


Рисунок 4.10. Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

8. В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, два крайних стержня надлежит довести до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины, предусмотрев на опорах перевод (отгиб) стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю зону. Требуемая на опорах по расчету на действие изгибающего момента продольная рабочая арматура должна быть получена за счет пролетной отогнутой арматуры и арматуры, принятой по величине отрицательного изгибающего момента в соседних пролетах и укладываемой на крайние свободные места с тем, чтобы они являлись одновременно и монтажными стержнями.

9. Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее  $2\varnothing$  от боковых граней элемента, где  $\varnothing$  – диаметр отгибаемого стержня.

10. Соединение монтажных стержней выполняется внахлестку. Расчетная длина нахлеста определяется по формуле (8.10) ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32, п. 8.7.3] и должна быть не менее, чем  $15\varnothing$  или 200 мм.

**Пример 4.3.** По результатам расчета балки (пример 4.2) подобрать сечение продольной арматуры (количество и диаметр стержней).

Подбирать диаметр и количество стержней рекомендуется одновременно в двух (крайнем и первом среднем) пролетах, имея в виду, что один или два стержня из каждого пролета будут отогнуты и переведены в верхнюю зону для восприятия опорных (отрицательных) моментов.

В каждом пролете подбирается три или четыре стержня таким образом, чтобы два стержня большего диаметра заводились на опоры, а остальные – были отогнуты. Общая площадь сечения всех стержней должна быть близкой к требуемой по расчету.

По данным примера 4.2 для армирования первого пролета балки необходимо сечение арматуры, равное  $926 \text{ мм}^2$ . Это сечение можно получить приняв армирование  $2\varnothing 20 + 2\varnothing 16$ , что обеспечивает площадь  $A_s = 628 + 308 = 1030 \text{ мм}^2$ . Во втором пролете по расчету требуется арматура с площадью  $A_s = 608 \text{ мм}^2$ , что достигается постановкой  $2\varnothing 16 + 2\varnothing 12$  с площадью сечения  $A_s = 402 + 226 = 628 \text{ мм}^2$  или  $4\varnothing 14$  с площадью  $A_s = 616 \text{ мм}^2$  или  $3\varnothing 16$  с площадью  $A_s = 603 \text{ мм}^2$ .

В верхней зоне балки устанавливаются монтажные стержни  $2\varnothing 12$ , которые проходят через опоры и стыкуются внахлест в середине второго пролета.

На первой промежуточной опоре (опоре «В») для восприятия отрицательного опорного момента требуется площадь сечения арматуры  $A_s = 892 \text{ мм}^2$ , которую обеспечивают два монтажных стержня ( $2\varnothing 12$ ) с площадью  $A_s = 226 \text{ мм}^2$ , два отгибаемых стержня первого пролета ( $2\varnothing 16$ ) с площадью  $A_s = 402 \text{ мм}^2$  и два стержня  $\varnothing 14$  с площадью  $A_s = 308 \text{ мм}^2$ , отгибаемых из второго пролета.

Таким образом, в первом пролете устанавливается  $2\varnothing 20$  класса S500 и  $2\varnothing 16$  класса S500 с общей площадью  $A_s = 1030 \text{ мм}^2$ , во втором пролете –  $4\varnothing 14$  класса S500 с площадью  $A_s = 616 \text{ мм}^2$ . В курсовом проекте допускается принимать в пролете балки армирование из стержней с разницей диаметров 2 мм. Аналогично подбирается количество и диаметр стержней в третьем и других средних пролетах и на опорах (табл. 4.4).

#### Расчет наклонных сечений

В соответствии с требованиями ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32, п. 6.2.2], расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы  $V_{Ed}$ , действующей в рассматриваемом сечении.

Расчетное значение сопротивления бетона поперечной силе без учета поперечной арматуры при отсутствии продольного усилия:

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

но не менее

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

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

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

$f_{ck}$  – принимается в МПа;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

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

При расчете поперечной арматуры балка представляется раскосную ферму с параллельными поясами. Предполагается, что восходящие раскосы совпадают с направлениями главных сжимающих напряжений, образующих усилия, действующие между наклонными трещинами. Нисходящие раскосы совпадают с направлением главных растягивающих напряжений, которые должны восприниматься поперечными стержнями и отгибами.

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

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу  $V_{Rd}$  принимается как меньшее из значений  $V_{Rd,s}$  и  $V_{Rd,max}$  [32, 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 хомутами;

$f_{ywd} \leq 0,8f_{yk}$  – 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:

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

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле [32, п. 9.2.2]

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

**Пример 4.4.** Определить методом ферменной аналогии площадь и шаг поперечной арматуры монолитной второстепенной балки при следующих данных: класс бетона  $C^{20}/25$ , класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура –  $2\varnothing 20$  класса S500, ширина ребра сечения балки  $b_w = 200$  мм, полезная высота сечения  $d = 410$  мм, максимальная поперечная сила –  $V_{Ed,\max} = 168,38$  кН.

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, вычисляется по формуле:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d;$$

но не менее

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

где  $\rho_l$  – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{628}{200 \cdot 410} = 0,0077 \leq 0,02;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{410}} = 1,698 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,698;$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,698^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,346 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,698 \cdot (100 \cdot 0,0077 \cdot 20)^{1/3} \cdot 200 \cdot 410 = 41569 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,346 \cdot 200 \cdot 410 = 28399 \text{ Н}.$$

Так как  $V_{Rd,c} = 41,569 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 168,38 \text{ кН}$ , необходим расчет поперечной арматуры.

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рис. 4.11).

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{168,38 - 41,569}{44,37} = 2,858 \text{ м.}$$

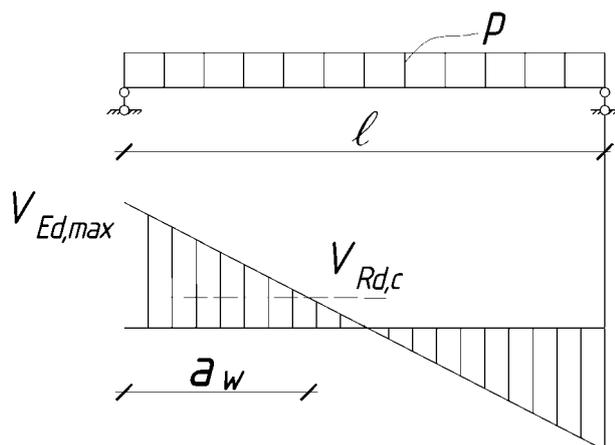


Рисунок 4.11. К расчету наклонных сечений

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32, 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

$$z_1 = d = 410 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 168,38 - 44,37 \cdot 0,410 = 150,188 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали  $\theta = 40^\circ$ .

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s}, V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max},$$

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.

$$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 410 = 369 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры (п. 9.2.1.5(6) [32])

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 410 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 307,5 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры  $s = 100$  мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{150,188 \cdot 10^3 \cdot 100}{369 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 98 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту СТБ 1704-2012 [19],  $2\text{Ø}8$  ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры (п. 6.2.3 [32]):

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

где:  $v_1$  - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552.$$

Тогда

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 348}{200 \cdot 100} = 1,757 \text{ МПа,}$$

$$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,33 = 3,679 \text{ МПа,}$$

Так как  $1,757 < 3,679$  – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,552 \cdot 13,33 \cdot 200 \cdot 369}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 267,38 \text{ кН};$$

Так как  $V_{Ed,max} = 168,38 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 267,38 \text{ кН}$  – условие выполняется.

Расстояние от опоры до *второго* расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 410 + 369 \cdot \cot 40^\circ = 849,8 \approx 850 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 168,38 - 44,37 \cdot 0,85 = 130,67 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{369 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{130,67 \cdot 10^3} = 118,3 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 410 + 2 \cdot 369 \cdot \cot 40^\circ = 1289,5 \approx 1290 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 168,38 - 44,37 \cdot 1,29 = 111,143 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{369 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{1110,143 \cdot 10^3} = 139,1 \text{ мм.}$$

Коэффициент поперечного армирования [32, п. 9.2.2(5)]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0051.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{20}}{500} = 0,0007.$$

Так как  $\rho_{sw} = 0,005 > \rho_{sw,min} = 0,0007$ , окончательно принимаем поперечное армирование второстепенной балки в виде  $2\varnothing 8$  класса S500 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

Аналогично определяется шаг поперечных стержней по всей длине расчетного участка  $a_w$ . Результаты расчетов сведены в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Результаты расчета поперечной арматуры

Расстояние от опоры до расчетного сечения		Наименьшее значение поперечной силы в сечении $V_{Ed}$ , кН	Шаг поперечных стержней по расчету, мм	Допустимый шаг, мм
$z_i$	мм			
$d$	410	150,188	100	100
$d + z \cdot \cot \theta$	850	130,670	118,3	
$d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta$	1290	111,143	139,1	
$d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta$	1729	91,660	168,6	150
$d + 4 \cdot z \cdot \cot \theta$	2169	72,141	214,3	200
$d + 5 \cdot z \cdot \cot \theta$	2609	52,619	293,7	250
$d + 6 \cdot z \cdot \cot \theta$	3049	33,096	467	300

Построение эпюры материалов

Несущая способность балки должна быть обеспечена по всей ее длине, однако не следует забывать и экономическую сторону проектирования. Площади сечения арматуры найдены по усилиям в наиболее загруженных сечениях балки и, естественно, по мере уменьшения изгибающих моментов по длине балки часть стержней обрывают. При помощи построения эпюры материалов определяются места обрывов и уточняются места начала отгибов стержней.

Эпюра материалов представляет собой графическое изображение значений моментов, которые могут быть восприняты балкой в любом сечении. Сопоставляя эпюру материалов с огибающей эпюрой моментов, можно проверить сопротивление сечения балки в любой точки по ее длине.

В любом сечении балки момент внешних сил не должен быть больше того момента, который может быть воспринят бетоном и арматурой в этом сечении, т. е. эпюра материалов должна везде перекрывать эпюру моментов. Чем ближе на всем протяжении балки эпюра материалов подходит к огибающей эпюре моментов, тем экономичнее запроектирована балка.

К началу построения эпюры материалов балка должна быть заармирована. Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры  $A_s$  в середине пролета и на опоре согласно структуре 5 (рис. 4.12) определяют момент  $M_{Rd}$ , воспринимаемый арматурой  $A_s$ .

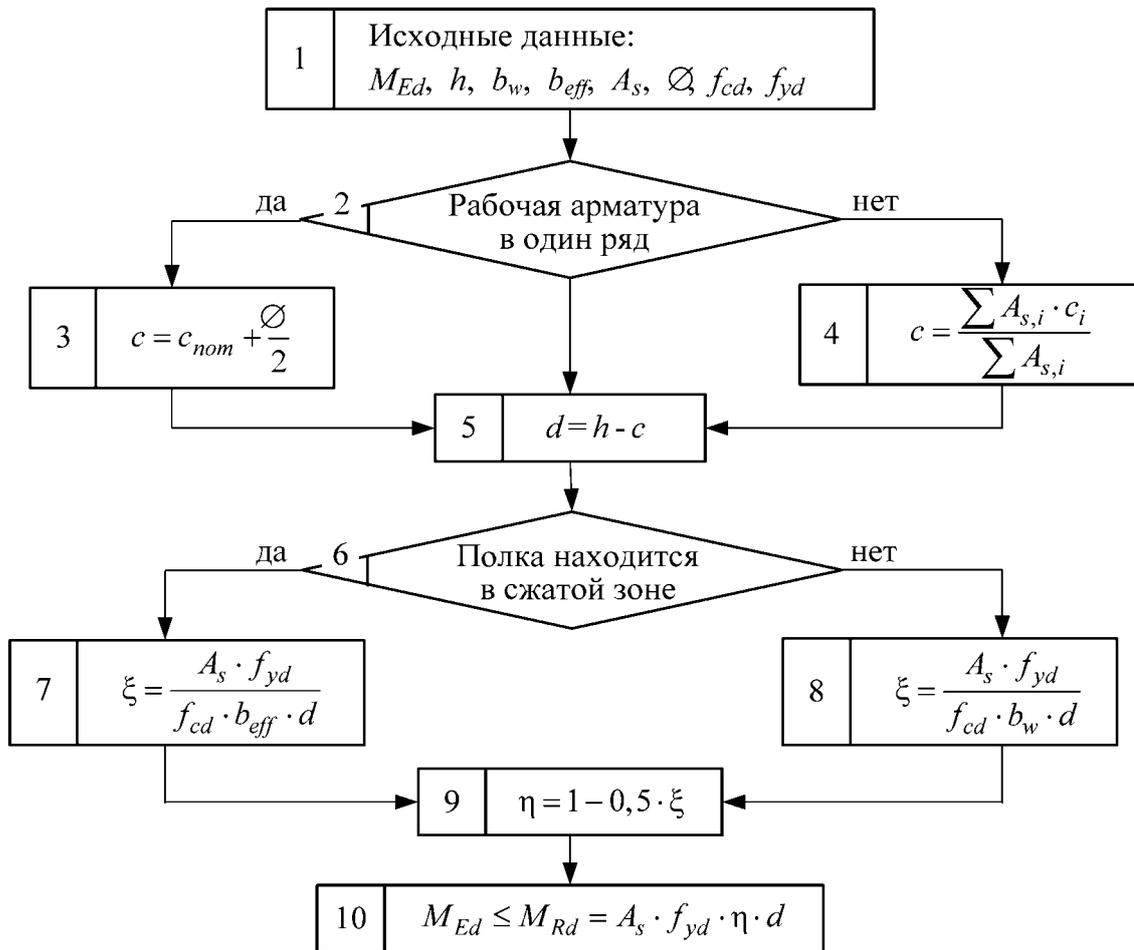


Рисунок 4.12. Структура 5. Расчет ординат эпюры материалов

В масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (рис. 4.13, 4.14), проводят горизонтальную линию, соответствующую  $M_{Rd}$ .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов от нулевой линии, что показывает, насколько фактическая площадь арматуры  $A_{s,prov}$  близка к расчетной  $A_{s,req}$ . Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о недостаточном количестве арматуры  $A_s$  или об ошибке в вычислениях.

Затем подсчитывают момент  $M_{Rd}$  для доводимых до опоры стержней и снова проводят горизонтальную линию на эпюре изгибающих моментов. Точка пересечения этой линии с эпюрой моментов и будет точкой теоретического обрыва стержней арматуры.

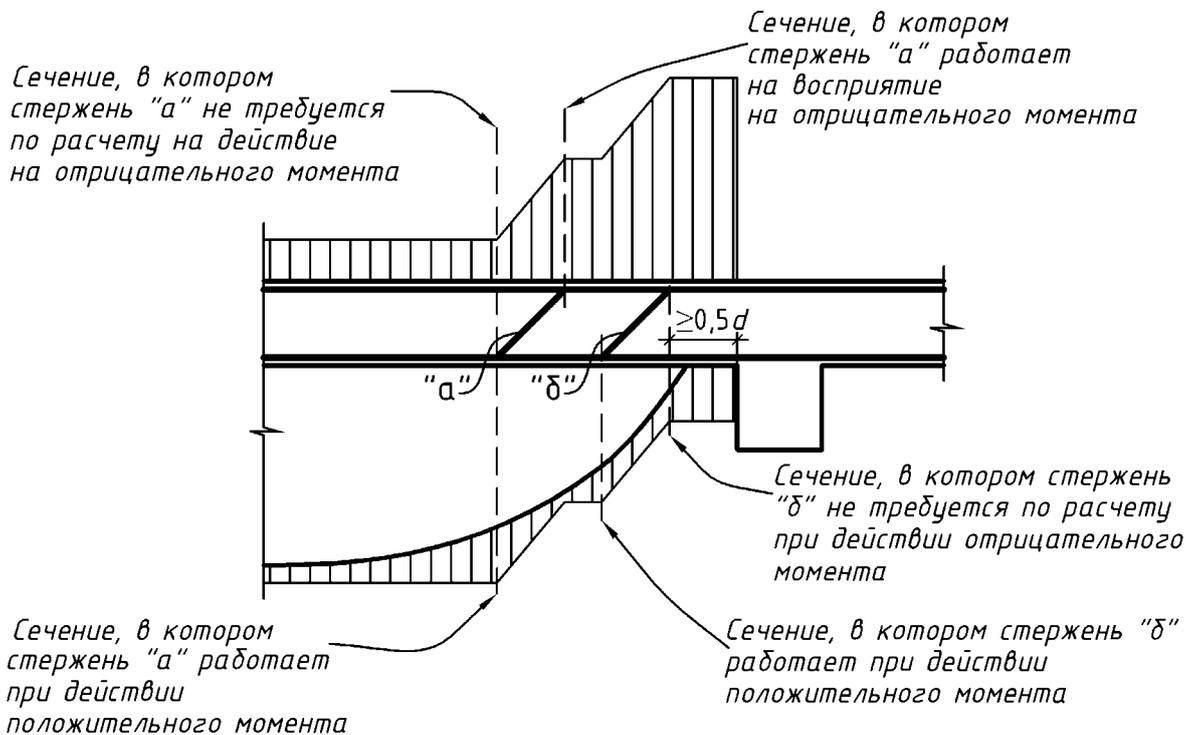


Рисунок 4.13. Схема расположения отгибов

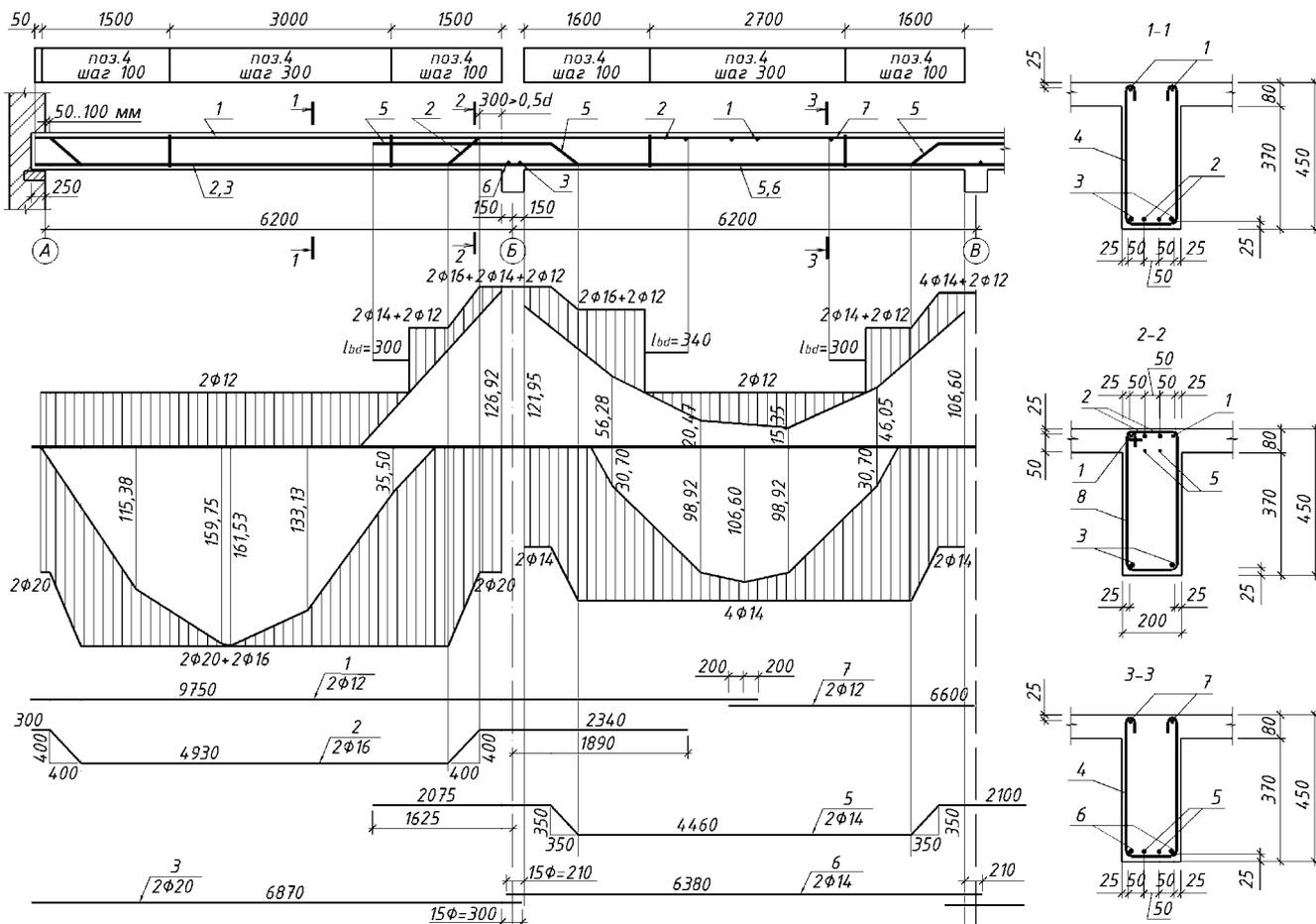


Рисунок 4.14. Эпюра материалов второстепенной балки

Из точек теоретического обрыва (т. т. о.) проводят перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями  $M_{Rd}$  и окончательно строят эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид в местах теоретического обрыва стержней.

С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на опоре в стене, в первом пролете арматуру не обрывают, а отгибают на крайнюю опору. Начало отгиба располагают на расстоянии 50 – 100 мм от внутренней грани стены.

Не следует забывать, что сечения балки при расчете сопротивления действию отрицательных изгибающих моментов рассматриваются как прямоугольные с шириной, равной ширине ребра, а при расчете на действие положительных моментов – как тавровые с шириной полки  $b_{eff}$  (для монолитных ребристых перекрытий тавровые сечения имеют развитую полку, нейтральная ось, как правило, проходит в полке, т.е.  $x_{eff} < h'_f$ , и тавровое сечение рассчитывается, как прямоугольное с шириной равной  $b_{eff}$ ).

Для обрывааемых стержней места их теоретического обрыва определяют по точке пересечения прямых эпюры материалов с ветвями огибающей эпюры моментов.

В местах обрыва стержней эпюра материалов состоит из горизонтальных прямых с вертикальными уступами. Высота этих уступов пропорциональна сечению включающихся и выключающихся из работы стержней.

Расстояния от граней опор до точек теоретического обрыва определяются аналитически из подобия треугольников, образованных ординатами огибающей эпюры моментов и эпюры материалов. При построении эпюры материалов на чертеже в достаточно крупном масштабе (например, 1:20) можно допустить определение вышеуказанных расстояний путем их измерения.

Для обеспечения сопротивления наклонных сечений действию изгибающего момента в элементах постоянной высоты продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т.е., за сечение, нормальное к продольной оси балки, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету) на длину анкеровки  $l_{bd}$ , тем самым определяется место фактического обрыва стержней.

**Пример 4.5.** По данным табл. 4.2 и результатам расчета балки (пример 4.3) построить эпюру материалов.

Построение эпюры материалов начинается с вычисления ординат эпюры и выполняется согласно структуре 5 (см. рис. 4.12).

В первом пролете вычисляется величина  $M_{Rd,20}$  – момента, который может воспринять сечение балки, армированное  $2\varnothing 20$  класса S500, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов. Затем вычисляется  $M_{Rd,20+16}$  – момент, воспринимаемый балкой, армированной  $2\varnothing 20+2\varnothing 16$  класса S500, и также откладывается на огибающей эпюре моментов (табл. 4.4).

Вычисляется  $M_{Rd,12}$  – отрицательный изгибающий момент, воспринимаемый балкой, армированной двумя монтажными стержнями  $2\varnothing 12$  класса S500,

установленными в верхней зоне. Величина  $M_{Rd,12}$  изображается прямой, проведенной выше «нулевой» линии. Точка ее пересечения с наклонной линией эпюры моментов крайнего пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней  $\varnothing 14$ , отогнутых во втором пролете и заведенных в крайний пролет. Во втором пролете точка пересечения прямой  $M_{Rd,16}$  с наклонной линией эпюры моментов второго пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней  $\varnothing 16$ , отогнутых в крайнем пролете и заведенных во второй пролет.

Для первого пролета вычисляется ордината эпюры  $M_{Rd}$  для  $2\varnothing 12 + 2\varnothing 14$ , для второго пролета –  $M_{Rd}$  для  $2\varnothing 12 + 2\varnothing 16$  и на эпюре над первой промежуточной опорой проводятся две прямые. На расстоянии, большем, чем  $0,5 \cdot d$  от грани опоры (главной балки), начинаются отгибы стержней  $2\varnothing 16$  для крайнего пролета и  $2\varnothing 14$  для второго пролета. Аналогично строится эпюра материалов и для других пролетов (рис. 4.15).

Фактические точки обрыва отогнутых стержней вычисляются согласно алгоритма, описанного ниже.

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, можно определить, накладывая огибающую эпюру моментов на эпюру материалов. Точки пересечения обеих эпюр определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рис. 4.15).

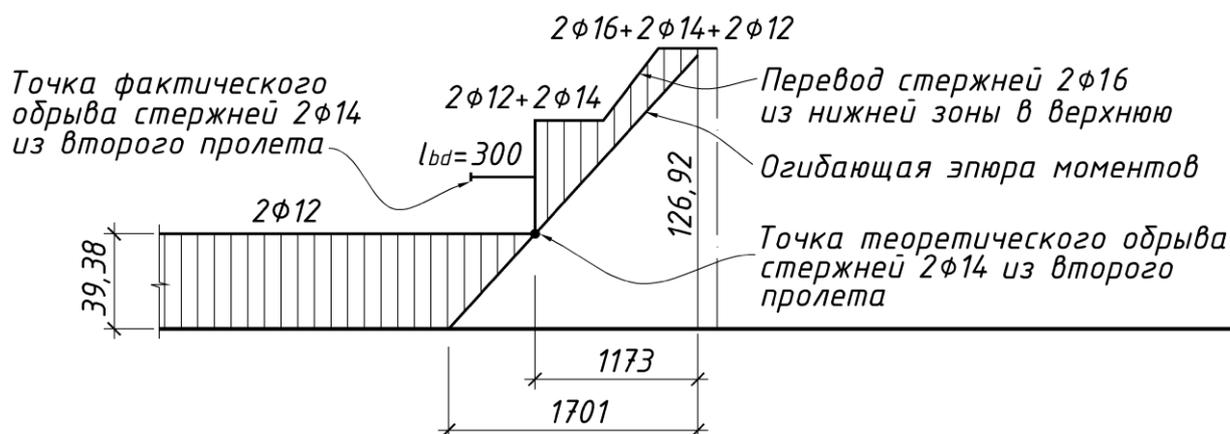


Рисунок 4.15. Фрагмент эпюры материалов (выделено из рис. 4.14)

#### Определение длины анкеровки обрываемых стержней

В соответствии с требованиями ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32, п. 8.4.4] обрываемые в пролете стержни следует заводить за точку теоретического обрыва на расстояние не менее

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max \{ 0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \},$$

где  $\varnothing$  – диаметр обрываемого стержня;

$l_{b,rqd}$  – требуемая базовая длина анкеровки [32, п. 8.4.3]:

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

где  $\sigma_{yd}$  – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка, принимается равным расчетному значению предела текучести арматуры  $f_{yd}$ ;

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

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

где  $\eta_1 = 0,7$  – коэффициент, учитывающий качество сцепления и положения стержней при бетонировании;

$\eta_2$  – коэффициент, учитывающий диаметр стержня. При  $\varnothing \leq 32$  мм  $\eta_2 = 1,0$ ;

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

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5}.$$

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры (кирпичной стены), минимальная длина анкеровки для элементов, где поперечная арматура устанавливается по расчету, должна быть не менее 100 мм и не менее  $10\varnothing$  (п. 8.4.4(1) [32]). На крайнюю опору заводится не менее 25% площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете [32, п. 9.2.1.4].

Длина анкеровки нижней арматуры на промежуточных опорах для прямых стержней должна быть не менее  $10\varnothing$  и не менее 100 мм [32, п. 9.2.1.5].

**Пример 4.6.** По результатам расчета балки (пример 4.5) рассчитать длину анкеровки отгибаемых стержней.

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max \{ 0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \},$$

где  $\varnothing$  – диаметр обрываемого стержня;

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} - \text{базовая длина анкеровки};$$

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

Расчетное значение предела прочности бетона при растяжении

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа.}$$

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 = 1,575 \text{ МПа};$$

Базовая длина анкеровки для стержней  $\varnothing 16$  мм

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 1104,8 \approx 1105 \text{ мм};$$

Минимальная длина анкеровки для стержней  $\varnothing 16$  мм

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1105 = 331,4 \text{ мм}; \\ 10\varnothing = 10 \cdot 16 = 160 \text{ мм}; \\ 100 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем для отгибаемых стержней  $\varnothing 16$  мм расчетную длину анкеровки  $l_{bd} = 340$  мм.

Базовая длина анкеровки для стержней  $\varnothing 14$  мм

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 966,7 \approx 967 \text{ мм};$$

Минимальная длина анкеровки для стержней  $\varnothing 14$  мм

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 967 = 290 \text{ мм}; \\ 10\varnothing = 10 \cdot 14 = 140 \text{ мм}; \\ 100 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем для отгибаемых стержней  $\varnothing 14$  мм расчетную длину анкеровки  $l_{bd} = 300$  мм.

Таблица 4.4

Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Количество и диаметр стержней	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	$c$ , мм	$d = h - c$ , мм	$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	$\eta = 1 - \frac{\xi}{2}$	$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \eta$ , кНм
1	2	3	4	5	6	7
Первый пролет						
2 $\varnothing 20$	628	25 + 10 = 35	415	$\xi = \frac{435 \cdot 628}{13,33 \cdot 1696 \cdot 415} = 0,029$	0,985	111,72
2 $\varnothing 20$ + 2 $\varnothing 16$	1030	34	416	$\xi = \frac{435 \cdot 1030}{13,33 \cdot 1696 \cdot 416} = 0,048$	0,976	181,95

Окончание таблицы 4.4

Второй пролет						
2Ø14	308	$\frac{25+7}{32}$	418	$\xi = \frac{435 \cdot 308}{13,33 \cdot 1488 \cdot 418} = 0,016$	0,992	55,56
4Ø14	616	32	418	$\xi = \frac{435 \cdot 616}{13,33 \cdot 1488 \cdot 418} = 0,032$	0,984	110,22
Опора В слева						
2Ø12	226	31	419	$\xi = \frac{435 \cdot 226}{13,33 \cdot 200 \cdot 419} = 0,088$	0,956	39,38
Опора В слева						
2Ø12 + 2Ø14	534	60,4 <sup>(1)</sup>	389,6	$\xi = \frac{435 \cdot 534}{13,33 \cdot 200 \cdot 389,6} = 0,224$	0,888	80,38
2Ø12 + 2Ø14 + 2Ø16	936	48,6 <sup>(2)</sup>	401,4	$\xi = \frac{435 \cdot 226}{13,33 \cdot 200 \cdot 401,4} = 0,38$	0,81	132,38
Опора В справа						
2Ø12	226	31	419	0,088	0,956	39,38
2Ø12 + 2Ø16	628	32,3 <sup>(3)</sup>	417,7	$\xi = \frac{435 \cdot 628}{13,33 \cdot 200 \cdot 417,7} = 0,245$	0,877	100,07
2Ø12 + 2Ø14 + 2Ø16	936	48,6	401,4	0,38	0,81	132,38
Опора С слева						
2Ø12	226	31	419	0,088	0,956	39,38
2Ø12 + 2Ø14	534	31,6 <sup>(4)</sup>	418,4	$\xi = \frac{435 \cdot 534}{13,33 \cdot 200 \cdot 418,4} = 0,208$	0,896	87,08
2Ø12 + 4Ø14	842	39,4 <sup>(5)</sup>	410,6	$\xi = \frac{435 \cdot 842}{13,33 \cdot 200 \cdot 410,6} = 0,335$	0,833	125,23
Опора С справа						
2Ø12	26	31	419	0,088	0,956	39,38
2Ø12 + 2Ø14	34	60,4	389,6	0,224	0,888	80,38
2Ø12 + 4Ø14	42	39,4 <sup>(6)</sup>	410,6	0,335	0,833	125,23
Примечание: (1) $c = \frac{226 \cdot (25+6) + 308 \cdot (25+50+7)}{226+308} = 60,4 \text{ мм};$						
(2) $c = \frac{226 \cdot (25+6) + 402 \cdot (25+8) + 308 \cdot (25+50+7)}{936} = 48,6 \text{ мм};$						
(3) $c = \frac{226 \cdot (25+6) + 402 \cdot (25+8)}{628} = 32,3 \text{ мм};$						
(4) $c = \frac{226 \cdot (25+6) + 308 \cdot (25+7)}{534} = 31,6 \text{ мм};$						
(5) $c = \frac{226 \cdot (25+6) + 308 \cdot (25+7) + 308 \cdot (25+50+7)}{842} = 39,4 \text{ мм};$						

## Занятия 7-8.

**Цель занятия:** Расчет предельных состояний несущей способности сжатых элементов с использованием упрощенной деформационной модели. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий. Подбор армирования, конструирование колонны многоэтажного здания.

### РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

#### Конструктивные особенности сжатых элементов

Колонны и стойки назначают обычно квадратного сечения, иногда прямоугольного. В целях стандартизации размеры сечения колонн назначают кратными 50 мм. 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 (см. табл. 2.2), но не ниже  $C^{20}/_{25}$ . 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 [32, 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;

6) 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 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 действующих нагрузок и усилий.

Нагрузки на колонну складываются из постоянной (от собственной массы колонны, конструкций покрытия и перекрытий) и переменной (снеговой и полезной) нагрузки.

Вычисляется действующая на  $1 \text{ м}^2$  постоянная (длительная) нагрузка на покрытие  $g_{\text{покр}}$ , переменная (снеговая) –  $q_{\text{покр}}$ , постоянная нагрузка на перекрытие –  $g_{\text{перекр}}$  и переменная нагрузка (полезная) на перекрытие –  $q_{\text{перекр}}$ .

Снеговые нагрузки рассматриваются как переменные воздействия, действующие вертикально и направленные к горизонтальной проекции поверхности покрытия.

Согласно ТКП EN 1991-1-3-2009 [31] снеговая нагрузка на покрытие определяется по формуле:

$$q_{\text{покр}} = s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

где  $\mu_i$  – коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия  $\alpha \leq 30^\circ$  принимается  $\mu_i = 0,8$ );

$C_t$  – температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей.

$C_e$  – коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 4.1;

$s_k$  – характеристическое (нормативное) значение снеговых нагрузок на грунт.

Величина характеристической (нормативной) нагрузки для различных районов Республики Беларусь приведена в изменении №2 к ТКП EN 1991-1-3-2009 [31].

Таблица 4.1

Рекомендуемые значения коэффициента  $C_e$   
для различных условий местности

Условия местности	$C_e$
Не защищенные от ветра <sup>a)</sup>	0,8*
Обычные <sup>b)</sup>	1,0
Закрытые <sup>c)</sup>	1,0

<sup>a)</sup> Не защищенные от ветра: Плоские, открытые со всех сторон территории или поверхности, которые незначительно защищены, а также высокие здания или деревья.

<sup>b)</sup> Обычные: Территории, на которых не наблюдается существенного перемещения по покрытию сооружения снега при действии ветра, а также с других зданий, сооружений или деревьев.

<sup>c)</sup> Закрытые: Территории, на которых рассматриваемые сооружения значительно ниже окружающей местности, или конструкции, окруженные высокими деревьями и/или другими высокими сооружениями.

\* Для покрытий с наименьшим горизонтальным размером, превышающим 50 м, коэффициент  $C_e = 1$ .

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент  $C_t = 0,8$ . В остальных случаях  $C_t = 1,0$ . При этом нагрузка  $s_k$  должна составлять минимум 0,5 кПа.

### Нагрузки на колонну

Нагрузка на колонну собирается с грузовой площадки  $A_{\text{груз}} = l_{\text{ВБ}} \times l_{\text{ГБ}}$  ( $l_{\text{ВБ}}$  и  $l_{\text{ГБ}}$  – расстояние между осями второстепенных и главных балок соответственно).

Колонна первого этажа (на уровне обреза фундамента) рассчитывается на действие следующих усилий:

– от постоянных нагрузок

$$G_1 = G_{\text{покp}} + (n - 1) \cdot G_{\text{перекр}} + n \cdot G_{\text{колонны}} ;$$

– от переменных нагрузок

$$Q_1 = (n - 1) \cdot Q_{\text{перекр}},$$

$$Q_2 = Q_{\text{покр}},$$

$$G_{\text{покр}} = g_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

$$G_{\text{перекр}} = g_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot K_{F1},$$

$$Q_{\text{покр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

$$Q_{\text{перекр}} = q_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

где  $n$  – количество этажей,

$b, h$  – размеры поперечного сечения колонны, м,

$H_{\text{эт}}$  – высота этажа, м.

В расчетах по методу предельных состояний кроме постоянных нагрузок учитываются переменные нагрузки, одновременное появление которых маловероятно. Поэтому учитываются только наиболее неблагоприятное для данной расчетной ситуации приложение нескольких независимых переменных нагрузок или части их.

Согласно ТКП EN 1990-2011\* [29] при проверке предельных состояний несущей способности следует принимать следующие сочетания нагрузок при постоянных и переходных ситуациях:

– первое основное сочетание

$$N_{Ed} = \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

– второе основное сочетание

$$N_{Ed} = \xi \cdot \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где  $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$  – расчетное значение постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$  – расчетное значение доминирующей переменной нагрузки;

$\gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$  – расчетные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}$  – коэффициент сочетания для  $i$ -й нагрузки [29, табл. А.1];

$\xi = 0,85$  – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

Полное усилие в колонне первого этажа допускается представить как

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum_{i=1} \psi_0 \cdot Q,$$

$$N_{Ed,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum_{i>1} \psi_0 \cdot Q,$$

где  $G_1$  – постоянная нагрузка;

$Q_d$  – доминирующая переменная нагрузка;

$Q$  – сопутствующая переменная нагрузка.

В качестве доминирующего переменного воздействия следует рассматривать не обязательно воздействие, большее по величине, а воздействие, характеризующееся большей продолжительностью действия нагрузки в процессе эксплуатации. В случае расчета многоэтажного здания доминирующим воздействием, очевидно, будет полезная нагрузка, а сопутствующим – снеговая, как меньшая по величине и продолжительности действия.

Часть переменной нагрузки при практически постоянном сочетании нагрузок (длительнодействующая часть) определяется путем умножения полной переменной нагрузки на коэффициенты сочетания  $\psi_2$  (для снеговой нагрузки  $\psi_2 = 0$ ; для полезной –  $\psi_2 = 0,5$  – кабинеты, лаборатории и т.д.), которые определяются по ТКП EN 1990-2011\* [29, табл. А.1].

Полезная нагрузка:

$$Q_{1,\ell} = Q_1 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,5.$$

Снеговая нагрузка:

$$Q_{2,\ell} = Q_2 \cdot \psi_2 = Q_2 \cdot 0 = 0 -$$

Практически постоянная часть полной нагрузки

$$N_{Ed,\ell t} = G_1 + Q_{1,\ell}$$

Таким образом, усилия, действующие в колонне первого этажа:

– от полной нагрузки

$$N_{Ed} = \max\{N_{Ed,1}, N_{Ed,2}\};$$

– от действия практически постоянного сочетания нагрузок  $N_{Ed,\ell t}$ .

### Расчет эффектов второго порядка

Согласно п.5.8 ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32] 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) [32] 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).

Эффекты второго порядка могут не учитываться, если для гибкости выполняется условие [32, 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  $C = 0,7$ );

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$  – относительное продольное усилие;

Если  $\lambda > \lambda_{\text{lim}}$ , то необходимо учитывать эффекты второго порядка.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле [32, п. 5.8.3.2(3)]:

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)},$$

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.

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где  $i$  – радиус инерции сечения колонны:  $i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_c}}$

Номинальная жесткость колонны:

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где:  $E_{cd}$  – расчетное значение модуля упругости бетона;

$I_c$  – момент инерции поперечного сечения бетона;

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа – модуль упругости арматуры;

$I_s$  – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения.

При  $\rho \geq 0,002$ :

$$k_s = 1;$$

$$k_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})};$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}};$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Критическая сила определяется по формуле

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

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:  $\beta$  – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядков;

$M_{0Ed}$  – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

Упрощенно может принято  $\beta = 1$  и общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, может быть рассчитан по формуле

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}},$$

### Определение длины анкеровки рабочих стержней

Стык колонны с фундаментом выполняется на уровне обреза подколонника. Для обеспечения совместной работы колонны и фундамента необходимо выпуски арматуры из подколонника завести в бетон колонны на

длину анкеровки  $l_{bd}$ . Кроме того, выпуски арматуры должны быть заделаны в тело фундаментной плиты на глубину не менее, чем на  $l_{bd}$ .

Согласно [32, п. 8.4.4] расчетная длина анкеровки стержней рассчитывается по формуле

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

где  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 = 1$  – коэффициенты условий анкеровки (табл. 8.2);

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} - \text{требуемая базовая длина анкеровки (п. 8.4.3);}$$

$\varnothing$  – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

$\sigma_{yd}$  – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка, принимается равным  $f_{yd}$ ;

$f_{bd}$  – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [32, п. 8.4.2]:

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

где  $\eta_1 = 0,7$  – учитывает влияние условий сцепления и положения стержней при бетонировании;

$\eta_2$  – учитывает влияние диаметра стержня, при  $\varnothing \leq 32$  мм принимается  $\eta_2 = 1,0$ ;

$l_{b,min}$  – минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней

$$l_{b,min} = \max \{ 0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \}.$$

Выпуски арматуры, заведенные из подколонника в колонну рассчитываются по классу бетона колонны, а выпуски, заведенные в фундаментную плиту – по классу бетона фундаментной плиты.

Расчет диаметра и шага поперечной арматуры будет выполнен после расчета площади продольной арматуры, когда будет известен ее диаметр и количество стержней.

В месте стыка выпусков из фундамента и продольной рабочей арматуры колонны без сварки шаг хомутов должен быть уменьшен путем умножения на коэффициент 0,6, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.

*Пример 5.1.* Запроектировать колонну первого этажа при следующих данных: сетка колонн  $6,2 \times 6,3$  м (рис 5.1); составы покрытия и перекрытий приведены на рисунке 4.2; количество этажей  $n = 5$ ; высота этажа  $H_{эт} = 4,5$  м; высота сечения главной балки  $h_{ГБ} = 600$  мм; обрез фундамента на отм.  $-0,05$  м; бетон класса  $C^{20/25}$ , рабочая арматура класса S500; сечение колонны

400 × 400 мм. Предполагаемый район строительства здания – г. Минск. Высота местности над курувнем моря  $A = 235$  м.

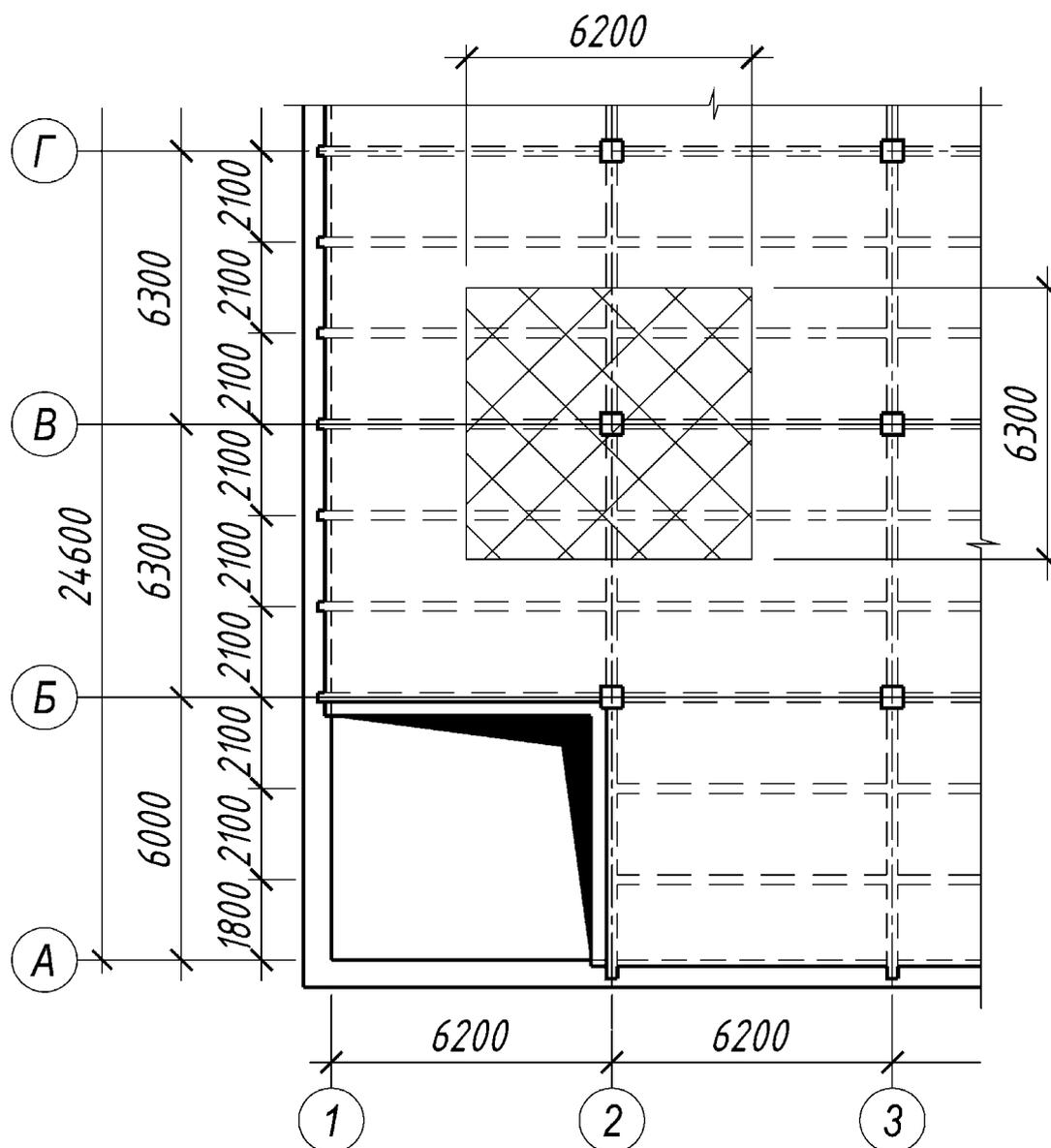
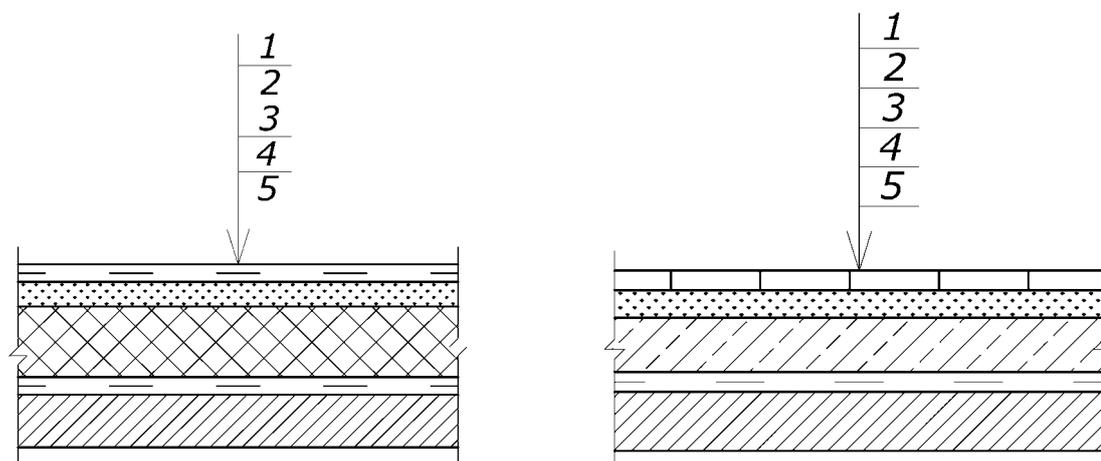


Рисунок 5.1 Грузовая площадь колонны



а

б

Рис. 5.2. Состав: а – покрытия; б – перекрытия  
 Расчет нагрузок от перекрытия  $g_{\text{перекр}}$  и  $q_{\text{перекр}}$  приведен в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Характеристические и расчетные значения нагрузок на колонну,  
 передаваемых от перекрытия

Наименование нагрузки	Характеристическое значение кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная нагрузка			
Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ( $\gamma = 20$ кН/м <sup>3</sup> )	0,24	1,35	0,32
Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ( $\gamma = 21$ кН/м <sup>3</sup> )	0,74	1,35	1,00
Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ( $\gamma = 12$ кН/м <sup>3</sup> )	0,66	1,35	0,89
1 слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,05	1,35	0,07
Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ( $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup> )	2,00	1,35	2,70
Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,45 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	0,95	1,35	1,29
Главная балка $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,63	1,35	0,85
<i>Итого:</i>	$g_{k,\text{перекр}} = 5,32$		$g_{d,\text{перекр}} = 7,12$
Переменная нагрузка			
Функциональная нагрузка	10,5	1,5	15,75
<i>Итого:</i>	$q_{k,\text{перекр}} = 10,5$		$q_{d,\text{перекр}} = 15,75$

Условия местности обычные ( $C_e = 1$ ). Наклон покрытия  $\alpha \leq 30^\circ$ . Согласно ТКП EN 1991-1-3-2009 [31, п. 5.3.2] коэффициент формы снеговых нагрузок принят  $\mu_1 = 0,8$ .

Согласно карты снеговых районов, приведенной на рисунке П.2 Приложения [31, рис. НП.1] г. Минск расположен в снеговом районе 2в.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле таблицы П.9 Приложения [31, табл. НП.1.1]

$$s_k = 1,45 + \frac{0,6(A-210)}{100} = 1,45 + \frac{0,6(235-210)}{100} = 1,6 \text{ кН/м}^2.$$

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 = 1,28 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет нагрузок от покрытия  $g_{\text{покр}}$  и  $q_{\text{покр}}$  приведен в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Характеристические и расчетные значения нагрузок, передаваемых на колонну от покрытия

Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
<b>Постоянная нагрузка</b>			
Двуслойная кровля «Техноэласт»	0,15	1,35	0,20
Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30 \text{ мм}$ ( $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$ )	0,54	1,35	0,73
Утеплитель – пенополистирол $\delta = 120 \text{ мм}$ ( $\gamma = 0,35 \text{ кН/м}^3$ )	0,04	1,35	0,05
Пароизоляция	0,07	1,35	0,09
Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80 \text{ мм}$ ( $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ )	2,00	1,35	2,70
Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,45 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	0,95	1,35	1,29
Главная балка $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,63	1,35	0,85
<i>Итого:</i>	$g_{k,\text{покр}} = 4,43$		$g_{d,\text{покр}} = 5,91$
<b>Переменная нагрузка</b>			
снеговая (г. Минск)	1,28	1,5	1,92
<i>Итого:</i>	$s_{k,\text{покр}} = 1,28$		$s_{d,\text{покр}} = 1,92$

При расчете по несущей способности ( $\gamma_F > 1$ ) нагрузка на один квадратный метр перекрытия от собственного веса перекрытия составляет – 7,18 кПа; покрытия – 5,97 кПа. Переменная (функциональная) нагрузка на перекрытие составляет 15,75 кПа; переменная (снеговая) нагрузка на покрытие – 1,92 кПа.

Грузовая площадь колонны (см. рис. 5.1)

$$A_{\text{груз}} = 6,2 \times 6,3 = 39,06 \text{ м}^2.$$

При расчете по несущей способности ( $\gamma_F > 1$ ) сосредоточенные нагрузки на колонну составляют:

$$G_{d,\text{покрыт}} = 5,91 \cdot 39,06 = 231 \text{ кН};$$

$$Q_{d,\text{покрыт}} = 1,92 \cdot 39,06 = 75 \text{ кН};$$

$$G_{d,\text{перекр}} = 7,12 \cdot 39,06 = 278 \text{ кН};$$

$$Q_{d,\text{перекр}} = 15,75 \cdot 39,06 = 615 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны в пределах первого этажа при расчете по несущей способности:

$$G_{d,\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,35 = 23,4 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны в пределах первого этажа при расчете по эксплуатационной пригодности:

$$G_{k,\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,0 = 18 \text{ кН}.$$

Согласно п. 6.2.1(4) [29] функциональные нагрузки одной категории могут быть снижены с учетом площади, поддерживаемой соответствующим конструктивным элементом, с помощью понижающего коэффициента  $\alpha_A$  согласно 6.3.1.2(10) [1].

В соответствии с 6.2.1(4), понижающий коэффициент  $\alpha_A$  может быть применен к значению функциональной нагрузки на перекрытие  $q_k$  [30, табл. 6.2 и §§ 8, 9].

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента  $\alpha_A$  для категорий А – D определяют следующим образом:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A}{A_0} \leq 1,$$

где  $\psi_0$  – коэффициент согласно ТКП EN 1990-2011\* [29] (таблица А.1.1, приложение А.1);

$$A_0 = 10,0 \text{ м}^2;$$

$A$  – площадь нагружения.

Для категорий С и D вводится ограничение:  $\alpha_A > 0,6$ .

Для функциональной нагрузки на перекрытие  $q_k$  значение понижающего коэффициента  $\alpha_A$  составит

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot 0,7 + \frac{10}{39,06} = 0,76.$$

В соответствии с ТКП EN 1991-1-1 [30, п. 6.2.2(2)] и при условии, что площадь классифицируется в соответствии с табл. 6.1 [30] по категориям использования от  $A$  до  $D$ , для колонн и стен общее значение функциональной нагрузки от нескольких этажей может быть умножено на понижающий коэффициент  $\alpha_n$ .

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n},$$

где  $\psi_0$  — коэффициент согласно А.1 [29, табл. А.1.1];

$n$  — количество этажей ( $n > 2$ ), расположенных выше несущего конструктивного элемента с площадью той же категории использования;

Для колонны первого этажа пятиэтажного здания ( $n = 4$ )

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} = \frac{2 + (4 - 2) \cdot 0,7}{4} = 0,85.$$

Усилие в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} G_{d,1} &= G_{d,\text{покрыт}} + (n - 1) \cdot G_{d,\text{перекр}} + n \cdot G_{d,\text{колонны}} = \\ &= 231 + (5 - 1) \cdot 278 + 5 \cdot 24,3 = 1464,5 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– от переменных при расчете по несущей способности:

$$Q_{d,1} = (n - 1) \cdot \alpha_A \cdot \alpha_n \cdot Q_{d,\text{перекр}} = (5 - 1) \cdot 0,76 \cdot 0,85 \cdot 615 = 1589 \text{ кН},$$

$$Q_{d,2} = Q_{d,\text{покрыт}} = 75 \text{ кН}.$$

Расчетные сочетания усилий:

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1464,5 + 0,7 \cdot 1589 + 0,6 \cdot 75 = 2126,8 \text{ кН};$$

$$N_{Ed,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0,85 \cdot 1464,5 + 1589 + 0,6 \cdot 75 = 2878,9 \text{ кН}.$$

где:  $Q_d$  — доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным при расчете по несущей способности является второе сочетание —  $N_{Ed,2} = 2878,9$  кН.

Практически постоянную часть усилия от переменной нагрузки при расчете по несущей способности определим путем умножения полного значения переменной нагрузки на коэффициент сочетания  $\psi_2$  (зависит от вида нагрузки), определяемый по ТКП EN 1990-2011\* [29, табл. А.1]:

– полезная нагрузка:

$$Q_{d\ell,1} = Q_{d,1} \cdot \psi_2 = 1589 \cdot 0,6 = 953 \text{ кН};$$

– снеговая нагрузка:

$$Q_{d\ell,2} = Q_{d,2} \cdot \psi_2 = 75 \cdot 0 = 0 \text{ кН};$$

Выберем часть продольной силы при практически постоянном сочетании нагрузок для второй комбинации:

$$N_{Ed,\ell} = 0,85 \cdot 1464,5 + 953 + 0 = 2197,8 \text{ кН}.$$

Таким образом, при расчете по несущей способности:

$$N_{Ed} = 2878,5 \text{ кН} \text{ – полное усилие в колонне первого этажа,}$$

$N_{Ed,\ell} = 2197,8 \text{ кН}$  – усилие при практически постоянном сочетании нагрузок в колонне первого этажа.

Согласно ТКП EN 1992-1-1 [30, п.5.5(6)] для расчета колонн необходимо применять упругие моменты из расчета рам без перераспределения.

Неполный каркас здания при опирании главных балок на несущие наружные стены без защемления приближенно рассчитывают только на вертикальные нагрузки. При этом принято, что горизонтальные нагрузки и нагрузки от геометрических несовершенств передаются на систему несущих каменных стен.

При использовании приближенного метода расчет многоэтажной железобетонной рамы, имеющей примерно равные пролеты и одинаковую высоту этажей, раму расчленяют на ряд одноэтажных рам. Членение рамы назначают в колоннах по середине высоты каждого этажа, кроме первого, в соответствии с приближенным расположением нулевых точек эпюры изгибающих моментов.

Расчетная схема трехпролетной рамы для определения изгибающих моментов в колоннах первого этажа приведена на рис. 5.3

Максимальные изгибающие моменты в средней колонне первого этажа возникают при отсутствии переменных нагрузок в пределах среднего пролета.

Изгибающий момент в сечении верха колонны первого этажа определяется по формуле

$$M_t = \frac{\Delta M}{1 + \frac{3 \cdot H_1}{4 \cdot H_2}};$$

где  $H_1$  – длина колонны первого этажа;

-  $H_2$  – полудлина колонны второго этажа;

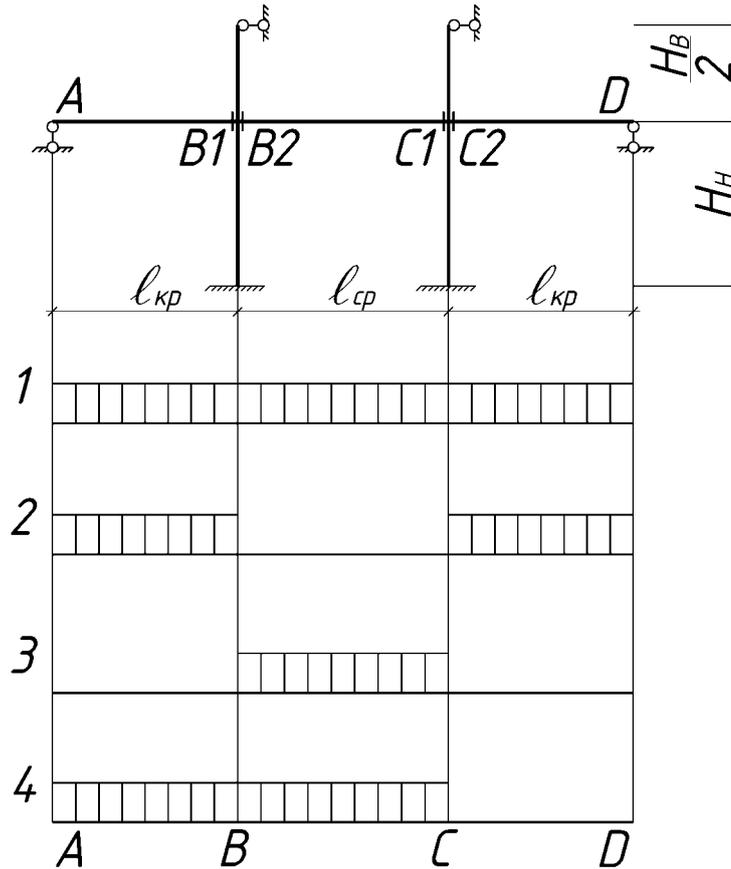


Рисунок 5.3. Расчетная схема рамы и варианты приложения нагрузок

-  $\Delta M$  – разность изгибающих моментов в опорном сечении крайнего и среднего ригелей;

Разность изгибающих моментов в опорном сечении крайнего и среднего ригелей  $\Delta M$  определяется по формуле

$$\Delta M = (\chi_1 \cdot q_d + \chi_2 \cdot q_d) \cdot l^2,$$

где коэффициенты  $\chi_1$  и  $\chi_2$  определяются по таблице:

Схема нагрузки	$\chi_n$	$\chi_n$ при $\lambda$				
		0,25	0,5	1	2	5
1	$\chi_1$	0,0094	0,0151	0,0211	0,0250	0,0279
2	$\chi_2$	0,0215	0,0357	0,0517	0,0709	0,0902

Коэффициент  $\lambda$  определяется по формуле

$$\lambda = \frac{E_{cc} \cdot I_c \cdot \left( \frac{4}{3H_1} + \frac{1}{H_2} \right) \cdot l}{E_{cb} \cdot I_b}$$

где  $E_{cc}$  и  $E_{cb}$  – модуль упругости бетона колонны и ригеля соответственно. Для условий примера  $H_1 = 4,25$  м;  $H_2 = 2,25$  м.

Момент инерции колонны

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Модуль упругости для бетона колонны класса  $C^{25}/_{30}$  равен

$$E_c = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left( \frac{33}{10} \right)^{0,3} = 31,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

Момент инерции главной балки

$$I_b = \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12} = 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Модуль упругости для бетона главной балки класса  $C^{20}/_{25}$  равен

$$E_c = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left( \frac{28}{10} \right)^{0,3} = 30,0 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

Тогда значение коэффициента  $\lambda$  равно

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{E_{cc} \cdot I_c \cdot \left( \frac{4}{3H_1} + \frac{1}{H_2} \right) \cdot l}{E_{cb} \cdot I_b} = \\ &= \frac{31,5 \cdot 10^3 \cdot 2,133 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{4}{3 \cdot 4,25} + \frac{1}{2,25} \right) \cdot 6,3}{30 \cdot 10^3 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3}} = 1,94. \end{aligned}$$

Определяем по таблице значения коэффициентов  $\chi_1 = 0,0248$  и  $\chi_2 = 0,0698$ .

Разность изгибающих моментов в опорном сечении крайнего и среднего ригелей  $\Delta M$  равна

$$\begin{aligned} \Delta M &= (\chi_1 \cdot g_d + \chi_2 \cdot q_d) \cdot l^2 = \\ &= (0,0248 \cdot 7,12 + 0,0698 \cdot 15,75) \cdot 6,3^2 = 50,64 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Тогда изгибающий момент в сечении верха колонны первого этажа определяется по формуле

$$M_t = \frac{\Delta M}{1 + \frac{3 \cdot H_1}{4 \cdot H_2}} = \frac{50,64}{1 + \frac{3 \cdot 4,25}{4 \cdot 2,25}} = 20,95 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в сечении низа колонны первого этажа определяется по формуле

$$M_b = -0,5M_t = -0,5 \cdot 20,95 = -10,48 \text{ КНм.}$$

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_{0,Ed} = \frac{M_t}{N} = \frac{20,95}{2878,9} = 7,28 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 7,28 \text{ мм.}$$

Определяем расчетную длину колонны первого этажа.

Для нижнего конца колонны принимаем  $k_1 = 0,1$ .

К верхнему узлу колонны первого этажа примыкают два ригеля и колонна второго этажа.

$$k_2 = \frac{\frac{2 \cdot E_{cm} \cdot I_{col}}{l_{col}}}{(3+4) \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_b}{l_b}} = \frac{\frac{2 \cdot 31,5 \cdot 10^3 \cdot 2,133 \cdot 10^{-3}}{4,5}}{\frac{7 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3}}{6,3}} = 0,166;$$

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = \\ = 0,5 \cdot 4,25 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,166}{0,45 + 0,166}\right)} = 2,60 \text{ м.}$$

Определяем гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{2,6 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 22,5$$

Принимаем  $A = 0,7$ ;  $B = 1,1$ ;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = \frac{-10,48}{20,95} = -0,5;$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2878,9 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,7} = 1,077.$$

Определяем

$$\lambda_{lim} = \frac{20A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{1,077}} = 32,6.$$

Поскольку условие  $\lambda < \lambda_{lim}$  выполняется, учет влияния продольного изгиба не требуется.

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа, полученный из статического расчета составляет 7,19 мм.

Дополнительный эксцентриситет от геометрических несовершенств

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2600}{400} = 6,5 \text{ мм.}$$

Тогда эксцентриситет продольного усилия, учитывающий эффекты первого порядка, равен

$$e_{0,Ed} = 7,28 + 6,5 = 13,78 \text{ мм.}$$

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [32, 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

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0,Ed} = 13,78 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения  $e_0 = 20$  мм.

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_0 + 0,5h - c) = \\ &= 2878,9 \cdot (0,02 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05) = 489,41 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{489,41 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 400 \cdot 350^2} = 0,598.$$

Поскольку  $\alpha_m > 0,5$ , можно сделать вывод о том, что сечение колонны полностью сжато и находится в области деформирования 4.

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d} = \frac{400}{350} = 1,143;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left( \frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} =$$

$$= \frac{489,41 \cdot 10^6 - 1,143 \cdot \left( \frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot 1,143 \right) \cdot 16,7 \cdot 400 \cdot 350^2}{1,0 \cdot 435 \cdot (350 - 50)} = 707 \text{ мм}^2.$$

Минимальная площадь продольной арматуры, установленная нормами, равна

$$A_{s,\min} \geq \max \begin{cases} 0,1 \cdot N_{Ed} = \frac{0,1 \cdot 2878,9 \cdot 10^3}{435} = 662 \text{ мм}^2, \\ 0,002 A_c = 0,002 \cdot 400^2 = 320 \text{ мм}^2. \end{cases}$$

Принимаем армирование сжатой и растянутой зон одинаковым, устанавливаем  $2\varnothing 25$  класс S500 ( $A_{s1} = A_{s2} = 982 \text{ мм}^2$ ).

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  $\xi > \beta_h$ , находим, что условие равновесия выполняются при  $\xi = 1,33$ .

При этом

$$p_4 = \left( \frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,33 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 0,604,$$

$$k_{s1} = \frac{14 \cdot (\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \cdot (1,33 - 1)}{7 \cdot 1,33 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,361,$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left( \xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \left( 1,33 - \frac{50}{350} \right)}{7 \cdot 1,33 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 1,299 > 1.$$

Принимаем  $k_{s2} = 1$ .

Далее проверяем условие

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[ 1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left( \frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1).$$

Вычисляем значение момента  $M_{Rd1}$ :

$$\begin{aligned} M_{Rd1} &= \beta_h \left[ 1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left( \frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \\ &+ A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1) = \\ &= 1,143 \cdot \left[ 1 - \frac{1,143}{2} - 0,604 \cdot \left( \frac{4}{21} - 1,143 \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot 16,7 \cdot 400 \cdot 350^2 + \\ &+ 982 \cdot 1 \cdot 435 \cdot (350 - 50) = 526,7 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Поскольку условие  $M_{Ed} = 489,41 \text{ кНм} < M_{Rd1} = 526,76 \text{ кНм}$  выполняется, сопротивление сечения действию момента обеспечено.

### Конструирование поперечной арматуры колонны

Колонна армируется вязаным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней принят равным 25 мм (рис. 5.4).

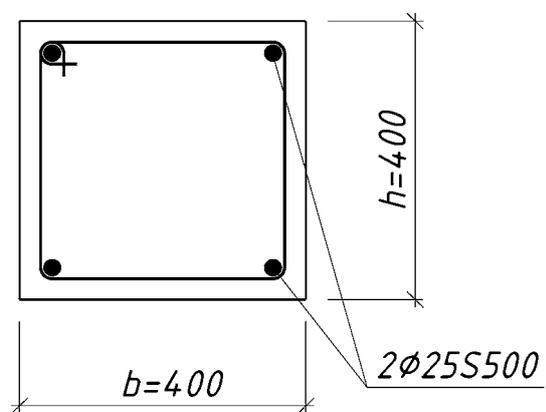


Рис. 5.4. Размещение продольной арматуры в поперечном сечении колонны

Диаметр стержней поперечной арматуры в каркасах должен быть не менее  $0,25\varnothing = 0,25 \cdot 25 = 6,3$  мм и не менее 6 мм.

Определим шаг поперечных стержней [32, п. 9.5.3(3)]:

$$s \leq \min \begin{cases} 20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм,} \\ \min(b, h) = 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

где  $\varnothing = 25$  мм – диаметр продольной рабочей арматуры.

Шаг хомутов принимается кратным 50 мм и не больше поперечного размера колонны  $h$ .

Принимаем поперечную арматуру  $\varnothing 8$  класса S500 с шагом  $s = 400$  мм.

### Определение длины анкеровки рабочих стержней

Расчетная длина анкеровки стержней колонны в фундаменте рассчитывается по формуле [32, п. 8.4.4]:

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

где  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 1$  – коэффициенты условий анкеровки (табл. 8.2 [32]);

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [32, п. 8.4.2];

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 \text{ МПа,}$$

здесь  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2$  МПа – расчетное значение предела прочности бетона на растяжение (табл. 3.1 [32]).

Требуемая базовая длина анкеровки определяется при  $\sigma_{sd} = f_{yd}$  [32, п. 8.4.3]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{1,89} = 1438,5 \text{ мм.}$$

где  $\varnothing = 25$  мм – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

$f_{yd} = 435$  мм – расчетное значение предела текучести рабочей арматуры колонны.

Минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1439 = 864 \text{ мм,} \\ 10\varnothing = 10 \cdot 25 = 250 \text{ мм,} \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Расчетная длина анкеровки рабочих стержней

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1438,5 = 1438,5 \text{ мм.}$$

Принимаем расчетную длину анкеровки продольной арматуры колонны  
 $l_{bd} = 1440 \text{ мм.}$

## **Лабораторные работы**

Проведение лабораторных работ осуществляется в соответствии с методическими указаниями к выполнению лабораторных работ по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», разработанными для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» [15].

## Перечень контрольных вопросов к зачету

1. Область применения строительных конструкций, достоинства и недостатки.
2. Метод расчета конструкций по предельным состояниям. Расчетные условия.
3. Нагрузки и воздействия. Классификация. Характеристическое и расчетное значение.
4. Сбор нагрузок на конструкцию. Постоянные и переменные нагрузки. Основные сочетания нагрузок.
5. Характеристические и расчетные характеристики материалов.
6. Кубиковая и цилиндрическая (призменная) прочность бетона. Нормальная кривая распределения.
7. Сущность железобетона. Совместная работа арматуры и бетона.
8. Предварительно напряженные конструкции. Методы изготовления. Способы натяжения арматуры.
9. Сущность предварительно напряженных элементов.
10. Потери преднапряжения.
11. Бетон. Физические свойства и классификация.
12. Марки и классы бетона.
13. Основные деформативные характеристики бетона.
14. Диаграмма деформирования бетона при кратковременном загрузении.
15. Арматура. Требования, предъявляемые к арматуре. Классификация.
16. Прочностные и деформативные характеристики арматуры.
17. Арматура. Диаграмма  $\sigma$ - $\epsilon$  для твердых и мягких сталей.
18. Три стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов.
19. 3-я стадия НДС. Два случая разрушения ЖБК.
20. Полезная высота сечения  $d$ ,  $c_{\min}$ , классы среды по условиям эксплуатации.
21. Расчетная схема усилий и уравнения метода расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) с использованием прямоугольной эпюры напряжений.
22. Расчетная схема усилий и уравнения метода расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона.
23. Расчетная схема усилий и уравнения метода расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) с использованием билинейной диаграммы деформирования бетона.
24. Два случая расчета тавровых сечений. Расчетная схема усилий и уравнения метода расчета изгибаемых элементов таврового сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) с использованием прямоугольной эпюры напряжений.

25. Определение положения нейтральной оси в элементе таврового сечения..
26. Конструирование железобетонных изгибаемых элементов.
27. Расчет сопротивления железобетонных элементов на действие поперечной силы.
28. Четыре формы разрушения по наклонным сечениям.
29. Расчет наклонных сечений по методу ферменной аналогии.
30. Расчет предельных состояний несущей способности внецентренно сжатых элементов.
32. Учет влияния продольного изгиба в сжатых элементах. Эффекты второго порядка

## Перечень контрольных вопросов к экзамену

1. Сущность железобетона. Достоинство и недостатки железобетонных конструкций.
2. Методы расчёта железобетонных конструкций  
Прочностные характеристики бетона. Классы и марки бетона.
3. Как определяются значения  $E_{cm}$ ,  $f_{cd}$ ,  $f_{ctd}$ ,  $f_{yd}$ .
4. Характеристическое (нормативное) и расчётное значения прочности бетона.
5. Классификация бетонов. Состав и структура бетона.
6. Деформации бетона.
7. Классы арматурных сталей, виды изделий из арматуры.
8. Диаграммы испытания мягкой и высокопрочной стали на растяжение, параметрические точки на диаграмме. Что такое условный предел текучести арматурной стали?
9. Сущность предварительного напряжения железобетона, способы и методы натяжения арматуры.
10. Потери преднапряжения и их расчет
11. Стадии напряжённо-деформированного состояния железобетонного элемента при изгибе. Два случая разрушения.
12. Расчёт сопротивления нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой (расчётные схемы, расчётные формулы).
13. Расчёт сопротивления нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой (расчётная схема, расчётные формулы).
14. Расчёт сопротивления нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения с одиночной арматурой (расчётные схемы, расчётные формулы).
15. Расчёт сопротивления нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения с двойной арматурой (расчётная схема, расчётные формулы).
16. Расчёт сопротивления наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов по моменту ( $M_{Ed}$ ) (расчётная схема, условия сопротивления).
17. Расчёт сопротивления наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов по поперечной силе ( $V_{Ed}$ ) (расчётная схема, расчётные формулы, расчёт поперечной арматуры, проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами).
18. Расчёт сопротивления наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов методом ферменной аналогии (суть метода и основные расчётные формулы).
19. Внецентренно сжатые железобетонные элементы прямоугольного сечения.
20. Эпюра материалов (последовательность построения, места теоретического обрыва продольных стержней, определение длины заводки стержней за точку теоретического обрыва).

21. Нагрузки, действующие на строительные конструкции. Характеристические (нормативные) и расчётные нагрузки.
22. Факторы, обеспечивающие совместную работу арматуры и бетона, сцепление арматуры с бетоном.
23. Сжатые железобетонные элементы, виды поперечного сечения. Величины случайных эксцентриситетов. Расчёт условно центрально-сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом.
24. Как учитывается гибкость при расчёте гибких железобетонных колонн.
25. Расчёт центрально и внецентренно растянутых железобетонных элементов (расчётные схемы, вывод формул).
26. Задачи расчёта строительных конструкций. Расчёт конструкций по предельным состояниям. Что такое предельное состояние конструкции.
27. Расчёт изгибаемых и растянутых железобетонных элементов по трещиностойкости.
28. Определение ширины раскрытия трещин.
29. Типы фундаментов. Расчет высоты центрально нагруженного фундамента под железобетонную колонну.
30. Определение напряжений под подошвой центрально нагруженного фундамента.
31. Определение размеров подошвы центрально нагруженного фундамента.
32. Определение требуемой площади арматуры для подошвы центрально нагруженного фундамента.
33. Расчет фундамента на продавливание.
34. Виды потерь в напрягаемой арматуре в железобетонном преднапряженном элементе.
35. Построение эпюры материалов для монолитной многопролетной балки перекрытия.
36. Конструктивные схемы многоэтажных зданий.
37. Классы высокопрочной арматурной стали, используемые в преднапряженных конструкциях. Как назначается  $\sigma_{0,max}$ .
38. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента. Соппротивление железобетонного элемента раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.  $M_{cr}$ .
39. Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин.
40. Предельно допустимые прогибы.
41. Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам (по виду, количеству пролетов, типу кровли, крановому оборудованию и т. д.)
42. Конструктивные схемы зданий. Компоновка конструктивной схемы здания, привязка элементов к разбивочным осям. Устройство ТДШ. Размеры температурного блока.
43. Поперечные рамы здания. Состав поперечной рамы каркаса: стропильные конструкции, колонны, фундаменты. Продольные рамы. Обеспечение пространственной жесткости каркасного здания.

44. Колонны. Типы поперечных сечений колонн.
45. Определение величины момента трещинообразования в изгибаемых железобетонных элементах с обычной и напрягаемой арматурой.
46. Расчёт сопротивления нормальных сечений тавровой формы изгибаемых железобетонных элементов (вывод формул, нейтральная ось проходит в полке).
47. Расчёт сопротивления нормальных сечений тавровой формы изгибаемых железобетонных элементов (вывод формул, нейтральная ось проходит в ребре).
48. Расчёт изгибаемых железобетонных элементов на действие поперечной силы методом наклонных сечений (схема усилий, основные расчетные формулы).
49. Записать условие проверки несущей способности железобетонной балки по наклонной полосе.
50. Расчёт внецентренно сжатых железобетонных элементов с большими эксцентриситетами (схема, условие проверки несущей способности).
51. Расчёт внецентренно сжатых железобетонных элементов с малыми эксцентриситетами (схема, условие проверки несущей способности).
52. Расчёт внецентренно растянутых железобетонных элементов работающих с большими эксцентриситетами (схема, условие проверки несущей способности).
53. Расчёт внецентренно растянутых железобетонных элементов работающих с малыми эксцентриситетами (схема, условие проверки несущей способности).
54. Определение площади подошвы фундаментов и площади рабочей арматуры для сетки подошвы фундамента.
55. Определение кривизны оси и жёсткости изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов на участках без трещин и с трещинами.
56. Тонкостенные пространственные покрытия. Классификация и области применения.
57. Материалы для каменных конструкций. Природные и искусственные камни. Растворы. Сопротивление кладки при растяжении и сжатии. Факторы, влияющие на сопротивление кладки.
58. Деформативность каменной кладки. Стадии работы кладки под кратковременной сжимающей нагрузкой.
59. Определение характеристических значений прочности каменной кладки при сжатии и при срезе.
60. Определение значений эффективной высоты и толщины стены из каменной кладки.
61. Расчет балок из армированной каменной кладки (схема напряженного состояния, определение эффективного пролета балок, расчетные формулы).
62. Расчет элементов железобетонных конструкций при осевом местном сжатии.
63. Какие типы особых нагрузок учитываются при расчете железобетонных оболочек реакторного отделения АЭС? Какая арматура, бетон какого класса используются при проектировании железобетонного преднапряженного конфаймента реакторного отделения?

## ЛИТЕРАТУРА

### Основная литература:

1. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования// Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. Проф. Т.М. Пецоляда и проф. В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003 – 380 с., с илл.
2. Купцов. И.П., Иоффе Ю.Р. Проектирование и строительство тепловых электростанций – 3-е изд., перераб. и доп. – М: Энергоатомиздат, 1985. – 408 с., ил.
3. Строительство атомных электростанций: Учебник для вузов/ В.Б. Дубровский, А.П. Кириллов, В.С. Конвиз и др.; Под ред. В.Б. Дубровского. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Энергоатомиздат, 1987. – 248 с.: ил.
4. Строительство тепловых и атомных электростанций. В 2-х т. Т I/Н.Я. Турчин, Г.С. Агеев, И.А. Алексеев и др.; Под ред. П.С. Непорожного. – 3-е изд., перераб. И доп. – М.: Стройиздат, 1985. – 572 с, ил. – (Справочник строителя).

### Дополнительная литература;

5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебник для вузов. -5-е изд., доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
6. 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.
7. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит. спец. вузов. В 2-х частях. Ч. 2. Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 1989. – 264 с.
8. Кутухтин Е.Г., Коробков В.А. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений. – М., Стройиздат, 1995. – 272 с.
9. Латыш В.В., Рак Н.А. Расчет и конструирование железобетонной предварительно напряженной двускатной балки покрытия по ТКП EN 1992-1-1-2009\*: Учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта №2 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». – Учебное электронное издание. – Минск: БНТУ, 2017. – 74 с.
10. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М: Машстройиздат, 1940.
11. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции (под ред. П.Л. Пастернака). – М.: Госстройиздат, 1962 – 651 с.

12. 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.
13. Расчет и конструирование безраскосной фермы покрытия: учебно-методическое пособие по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / В.В. Гринев [и др.]. – Минск: БНТУ, 2013. – 45 с.
14. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1975. – 193 с.
15. Хотько, А.А., Зверев, В.Ф., Пецольт, Т.М., Рак, Н.А. [и др.]. Методические указания к выполнению лабораторных работ по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / А.А. Хотько, В.Ф. Зверев, Т.М. Пецольт, Н.А. Рак [и др.]. – Минск: Бнту, 2013. – 63 с.
16. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Л. Стройиздат, 1980. – 168 с.

#### **ТНПА и нормативная литература**

17. ГОСТ 23279-2012. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия. – Введ. – 01.02.2016. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2016. – 9 с.
18. СНБ 5.03.01 с изменениями №1-5. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 01.07.03. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 132 с.
19. СТБ 1704–2012. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия / Госстандарт РБ. – Минск, 2013. – 20 с.
20. СТБ EN 10080–2011. Арматура для железобетонных конструкций. Арматура свариваемая. Общие технические условия / Госстандарт РБ. – Минск, 2011. – 53 с.
21. СТБ EN 206-2016. Бетон. Требования, показатели, изготовление и соответствие. – Введ. 01.07.2017. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2017. – 106 с.
22. СТБ EN 771-1–2015. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 1. Кирпич керамический / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 42 с.
23. СТБ EN 771-2–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 2. Изделия из плотного силикатного бетона / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 32 с.

24. СТБ EN 771-3–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 3. Изделия из бетонов на плотных и пористых заполнителях / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 32 с.
25. СТБ EN 771-4–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 4. Изделия из ячеистого бетона автоклавного твердения / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 27 с.
26. СТБ EN 771-5–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 5. Изделия из плотных бетонов / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 28 с.
27. СТБ EN 771-6–2012. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 6. Изделия из природного камня / Госстандарт РБ. – Минск, 2012. – 24 с.
28. ТКП 45-5.02-308–2017. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования / Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2017. – 111 с.
29. ТКП EN 1990-2011\*. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 01.04.2015. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 86 с.
30. ТКП EN 1991-1-1-2016. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. – Введ. 11.03.2016. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2016. — 38 с.
31. ТКП EN 1991-1-3-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 48 с. – С изм. 1, 2.
32. ТКП EN 1992-1-1-2009\*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с. – С изм. 1, 2.