

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет

Строительный

Кафедра

Железобетонные и каменные конструкции

СОГЛАСОВАНО

СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой

Декан

В.Ф. Зверев

С.Н. Леонович

\_\_\_\_\_ 2019

\_\_\_\_\_ 2019

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ПО УЧЕБНОЙ  
ДИСЦИПЛИНЕ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для специальности

1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение  
и охрана водных ресурсов»

Составители: Даниленко И.В., Смех В.И., Латыш В.В., Бондарь В.В.

Рассмотрено и утверждено

На заседании Совета строительного факультета «28» января 2019  
протокол № 5

## Перечень материалов

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

1. Теоретический раздел – конспект лекций.
2. Вспомогательный раздел – учебная программа по дисциплине «Строительные конструкции» (регистр. № УД-СФ69-12/уч.), утвержденная 09.10.2017 г., список рекомендуемой основной и дополнительной литературы.
3. Практический раздел – конспект практических занятий с примерами расчета строительных конструкций.
4. Раздел контроля знаний – вопросы к зачету по дисциплине.

## Пояснительная записка

### Цели ЭУМК

Электронный учебно-методический комплекс по учебной дисциплине «Строительные конструкции» разработан в соответствии с утвержденным учебным планом для специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов».

**Основной целью изучения дисциплины «Строительные 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 прочности, жесткости, долговечности, дать студентами практические навыки по расчету железобетонных конструкций, использованию нормативно-справочной и научно-технической литературы, показать роль выдающихся ученых в развитии конструкций, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных и стальных конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

### В результате освоения дисциплины будущий специалист должен:

- знать: физико-механические свойства материалов строительных конструкций; 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 строительных конструкций; методологией анализа новейших достижений строительной науки и практики.

## Оглавление

Цели и задачи дисциплины .....	6
Раздел 1. Основные понятия о строительных конструкциях .....	8
Тема 1.1. Общие сведения о проектировании строительных конструкций .....	8
Тема 1.2. Основные понятия о строительных конструкциях .....	8
Тема 1.3. Требования, предъявляемые к строительным конструкциям .....	8
Тема 1.4. Техничко-экономические и эксплуатационные показатели, определяющие оптимальную область применения стальных, деревянных, железобетонных и каменных конструкций .....	9
Тема 1.5. Краткий исторический обзор становления и развития железобетонных конструкций .....	10
Перечень контрольных вопросов по 1 разделу. ....	11
Раздел 2. Основные положения расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям .....	12
Тема 2.1. Сущность расчета по методу предельных состояний .....	12
Тема 2.2. Нагрузки и воздействия .....	14
Перечень контрольных вопросов по 2 разделу .....	16
Раздел 3. Физико-механические свойства бетона, арматуры, железобетона....	17
Тема 3.1. Бетон. Структура и свойства .....	17
Тема 3.2. Классификация бетонов .....	19
Тема 3.3. Прочность бетона .....	20
Тема 3.4. Деформативность бетона .....	23
Тема 3.5. Диаграмма деформирования при действии кратковременной нагрузки .....	26
Тема 3.6. Модуль деформации бетона .....	26
Тема 3.7. Марки бетона .....	27

Тема 3.8. Арматура.....	27
Тема 3.9. Частные коэффициенты для материалов: .....	34
Тема 3.10. Сущность железобетона.....	34
Тема 3.11 Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.....	39
Тема 3.12 Долговечность конструкций.....	46
Перечень контрольных вопросов по 3 разделу .....	49
Раздел 4 Предварительно напряженные конструкции .....	51
Тема 4.1 Общие понятия о предварительно напряженных железобетонных конструкциях. ....	51
Тема 4.2. Сущность предварительного напряжения .....	51
Тема 4.3. Способы создания предварительного напряжения в конструкциях	54
Тема 4.4. Назначение величины предварительного напряжения.....	56
Тема 4.5. Потери предварительного напряжения .....	56
Перечень контрольных вопросов по 4 разделу: .....	57
Раздел 5. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы (ULS). Принципы конструирования .....	58
Тема 5.1. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по методу предельных усилий по сечениям, нормальным к продольной оси элемента ...	58
Тема 5.2. Расчет изгибаемых элементов по упрощенному деформационному методу .....	65
Тема 5.4. Сжатые элементы. Расчет и конструирование .....	74
Перечень контрольных вопросов по 5 разделу: .....	79
Содержание практических занятий по 5 разделу: .....	80
Раздел 6. Основные положения конструирования и расчета элементов стальных конструкций .....	135
Перечень контрольных вопросов по 6 разделу .....	140

Раздел 7. Инженерные сооружения.....	141
Перечень контрольных вопросов по 7 разделу .....	158
Перечень контрольных вопросов к зачету.....	159
Литература .....	161

## Цели и задачи дисциплины

Курс «Строительные 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 «Строительные 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 прочности, жесткости, долговечности, дать студентами практические навыки по расчету железобетонных конструкций, использованию нормативно-справочной и научно-технической литературы, показать роль выдающихся ученых в развитии конструкций, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных и стальных конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

В результате освоения дисциплины будущий специалист должен:

### **знать:**

- физико-механические свойства материалов строительных конструкций;
- 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 строительных конструкций;
- методологией анализа новейших достижений строительной науки и практики;
- 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);
- «Соппротивление 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 100 час., из них аудиторных – 50 часов.

Распределение аудиторных часов приведено в таблице 1.

Таблица 1

Очная форма получения высшего образования					
Курс	Семестр	Лекции час.	Лабораторные занятия час.	Практические занятия час.	Форма текущей аттестации
3	5	34		16	Зачет

## Раздел 1. Основные понятия о строительных конструкциях

### Тема 1.1. Общие сведения о проектировании строительных конструкций

**Строительные конструкции** – это несущие системы, прочность, устойчивость и деформативность которых определяется статическим или динамическим расчетом, подтверждающим их способность 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

### Тема 1.2. Основные понятия о строительных конструкциях

Существуют три пары определений, с помощью которых можно достаточно полно охарактеризовать любую конструкцию (без учета материала):

плоские      ——— пространственные

распорные    ——— безраспорные

сплошные    ——— решетчатые

**Плоские** – конструкции, обладающие двумя признаками:

1. Основные несущие элементы лежат в одной плоскости;
2. Действие внешних сил происходит именно в этой плоскости.

Достоинства плоских конструкций – ясность статической работы, независимость от соседних конструкций (плиты, фермы).

**Пространственные** – конструкции, работа которых происходит в трехмерном пространстве. Для упрощения расчета пространственные конструкции расчленяют на отдельные плоские элементы, но необходимо, чтобы в местах расчленения соблюдалось условие их совместных деформаций и совместных усилий (купола).

**Распорные** – конструкции, у которых исключены свободные перемещения концов несущей системы под действием нагрузки (арки).

**Безраспорные** – статически определимые системы, балки с одной подвижной и неподвижной опорами.

**Решетчатые** – состоят из стержней, соединенных между собой в целую плоскую или пространственную систему.

### Тема 1.3. Требования, предъявляемые к строительным конструкциям

1. Прочность и надежность .
2. Соответствие установленным условиям эксплуатации и своему назначению.

3. Долговечность.
4. Минимальная материалоемкость.
5. Минимальная продолжительность возведения.
6. Минимальная трудоемкость изготовления.
7. Эстетичность.

**Тема 1.4. Техничко-экономические и эксплуатационные показатели, определяющие оптимальную область применения стальных, деревянных, железобетонных и каменных конструкций**

<i>Достоинства</i>	<i>Недостатки</i>
<b><i>Металлические конструкции</i></b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- надежность</li> <li>- высокая плотность и прочность;</li> <li>- легкость (т.к. прочность материала большая, можно использовать небольшие размеры сечения);</li> <li>- индустриальность изготовления и монтажа.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- подверженность коррозии и воздействию агрессивной среды. Металлические конструкции необходимо в процессе эксплуатации содержать в порядке (защитить от коррозии, красить). Коррозия уничтожает 0,6 мм в год.</li> <li>- небольшая огнеустойчивость (при нагреве сталь быстро теряет устойчивость).</li> </ul>
<p>Металлические конструкции широко используются в промышленном и гражданском строительстве – резервуары, газгольдеры, трубы, перекрытия больших пролетов, каркасы промышленных зданий, на которые действуют большие нагрузки.</p>	
<b><i>Железобетонные конструкции</i></b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- большая прочность;</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> <li>- малые эксплуатационные расходы</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>
<b><i>Деревянные конструкции</i></b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- малая плотность;</li> <li>- химическая стойкость;</li> <li>- малая теплопроводность;</li> <li>- относительно большая прочность (небольшая по сравнению с жбк и мк).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- необходимая защита от возгорания и гниения.</li> </ul>

## Тема 1.5. Краткий исторический обзор становления и развития железобетонных конструкций

По влиянию на развитие мировой цивилизации изобретение железобетона смело можно поставить в один ряд с открытием электричества или появлением авиации.

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

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

- В семидесятых–восемидесятых годах в разных странах был внесен ряд предложений по армированию железобетонных плит.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

1. Характеристики строительных конструкций.
2. Требования, предъявляемые к строительным конструкциям.
3. Достоинства и недостатки строительных конструкций.

## **Раздел 2. Основные положения расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям**

### **Тема 2.1. Сущность расчета по методу предельных состояний**

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

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

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

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

***Установлены две группы предельных состояний:***

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

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

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

Расчеты по эксплуатационной пригодности включают в себя:

1. Расчет по прочности (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 по 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 по эксплуатационной пригодности 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.  $C_k \leq C_{lim}$

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

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

$C_k$  - 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 документам по нагрузкам и воздействиям.

## Тема 2.2. Нагрузки и воздействия

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

#### **Общая классификация воздействий**

Согласно нормативным документам воздействия классифицируются в зависимости от:

1. Источника происхождения:
  - а. 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 нормативным документам, в общем случае переход от характеристических к расчетным значениям осуществляется следующим образом. Расчетные значения нагрузок определяются путем умножения их характеристического значения на частный коэффициент безопасности по нагрузке

Для *постоянных* нагрузок (вес конструкций):

$$\begin{cases} G_d = G_k \gamma_G \\ \gamma_G = 1.35 \end{cases}$$

Для *переменных* нагрузок:

$$\begin{cases} Q_d = Q_k \gamma_Q \\ \gamma_Q = 1.5 \end{cases}$$

## 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 безопасности для постоянных и переменных нагрузок

$\Sigma_1$  – полная сумма всех расчетных постоянных нагрузок

$\Sigma_2$  – полная сумма 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 эксплуатационной пригодности следует принимать:

- Частое сочетание
- Практически постоянное сочетание

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

### **Перечень контрольных вопросов по 2 разделу**

1. Метод расчета конструкций по предельным состояниям. Расчетные условия.
2. Нагрузки и воздействия. Классификация. Характеристическое и расчетное значение.
3. Сбор нагрузок на конструкцию. Постоянные и переменные нагрузки. Основные сочетания нагрузок.

## Раздел 3. Физико-механические свойства бетона, арматуры, железобетона

### Тема 3.1. Бетон. Структура и свойства

**Бетон** – комплексный стройматериал, в котором крупный и мелкий заполнители, соединенные вяжущим (цемент, полимерцемент, жидкое стекло), сопротивляются нагрузкам как единое монолитное целое.

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

В таком сложном неоднородном теле нагрузка создает соответствующее сложное напряженно-деформированное состояние. Если подвернуть бетон сжимающим нагрузкам, напряжения концентрируются на жестких частицах, вследствие чего на их поверхности возникают усилия, которые стремятся нарушить связь между ними, в то же время в местах, ослабленных 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. 3.1). Начальный участок зависимости можно считать практически линейными. На этой

стадии наблюдается незначительное увеличение числа контактных микротрещин на границе частиц заполнителя и цементного камня.

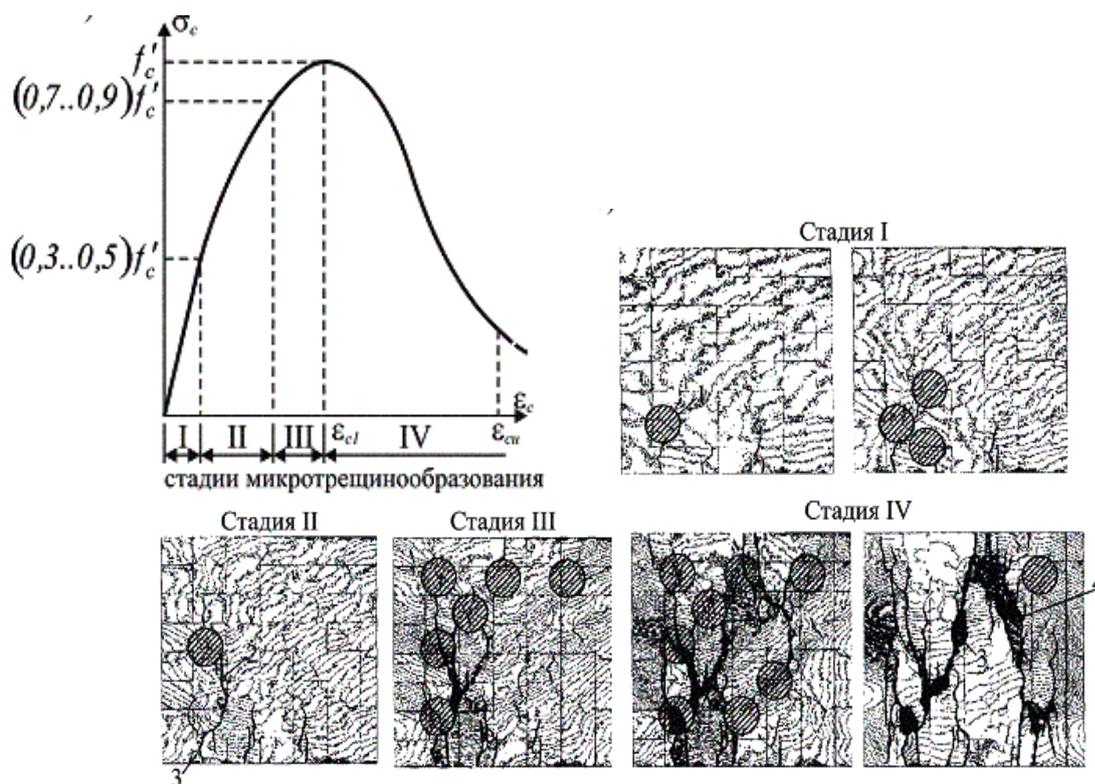


Рис. 3.1. Формирование и развитие микротрещин в модельной структуре бетона

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

На второй стадии микротрещинообразования наблюдается интенсивное увеличение длины, ширины раскрытия и числа контактных микротрещин, что приводит к появлению нелинейного участка на графике зависимости «напряжения–деформации». Эта стадия характеризуется незначительным количеством микротрещин в цементном камне. Вместе с тем на второй стадии начинают появляться комбинированные микротрещины, объединяющие, главным образом, контактные микротрещины вокруг зерен заполнителя. Следует отметить, что формирование этих трещин, хотя и не нарушает стабильного состояния системы, приводит к скольжению зерен заполнителей относительно матрицы. Этим обусловлено проявление ярко выраженных неупругих свойств бетона на участке II диаграммы деформирования (см. рис. 3.1).

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.

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.

## Тема 3.2. Классификация бетонов

### *Классификация бетонов*

Бетон классифицируют:

1. По основному назначению
  - a. конструкционный (для 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.)
2. По виду вяжущего
  - a. цементное
  - b. известковое
  - c. шлаковые
  - d. 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. Жесткой
  - b. Поризованной, ячеистой
  - c. Крупнопористой
5. По средней плотности
  - a. особо тяжёлые бетоны  $\gamma > 2500 \text{ кг/м}^3$
  - b. тяжелые  $2000 < \gamma < 2500 \text{ кг/м}^3$
  - c. легкие  $\gamma < 2000 \text{ кг/м}^3$
6. По зерновому составу

- a. Крупнозернистая
  - b. Мелкозернистая
7. По условиям твердения
- a. Естественного твердения
  - b. При тепловлажностной обработке при атмосферном давлении
  - c. Автоклавная обработка при высоком давлении

### Тема 3.3. Прочность бетона

#### *Механические прочностные 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.

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, прочность бетона на сжатие обозначается классами бетона по прочности, которые в соответствии с EN 206-1 связаны с характеристической (5 %) цилиндрической прочностью при сжатии или кубиковой прочностью при сжатии.

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

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

- **характеристическая цилиндрическая прочность на осевое сжатие ( $f_{ck}$ )** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости. В качестве базового числового значения

обеспеченности нормативных значений прочностных характеристик принимается величина 0,95.

### **Нормальная кривая распределения**

Прочностные характеристики материалов не являются величиной постоянной – при испытании образцов из одного замеса бетона получаются разные значения, а при строительстве надо обеспечивать заданный уровень надежности, т.е. разброс прочностных значений надо учитывать.

Изменение прочности материала испытываемых образцов носит случайный характер, поэтому при определении характеристической прочности используют вероятностные методы.

Кривая, характеризующая разброс значений называется нормальная кривая распределения (рис. 3.2).

$f, \text{МПа}$  – прочностная характеристика;

$n$  – частота случаев выпадения той или иной прочности.

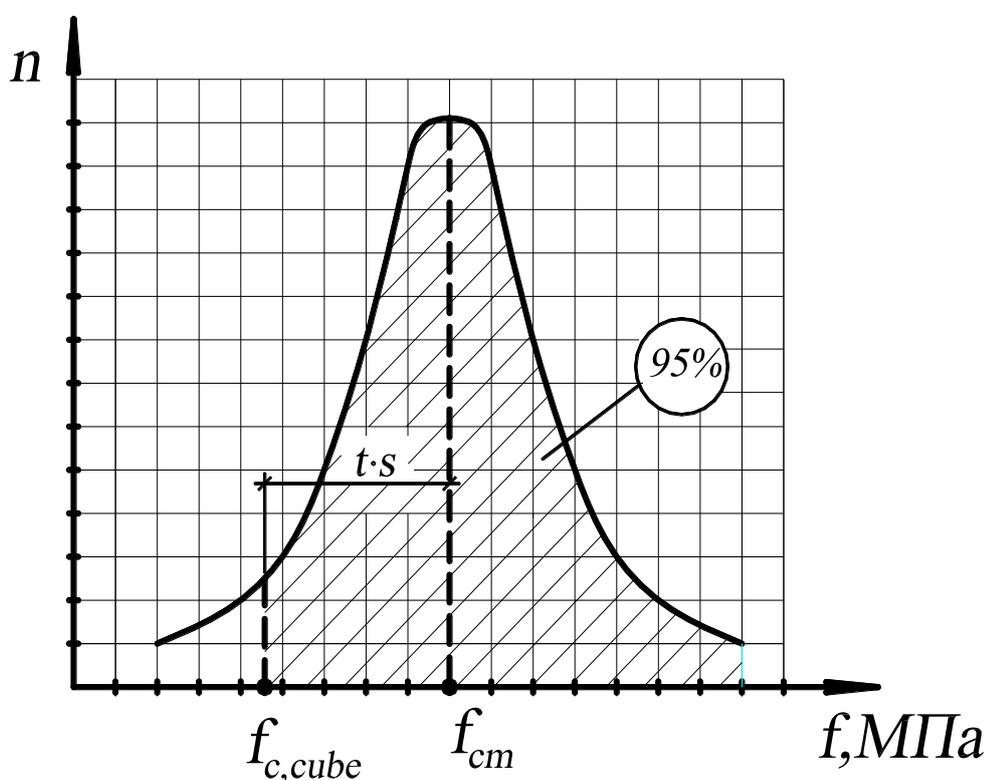


Рис. 3.2. Нормальная кривая распределения

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 характеристическую прочность.

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

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

$n_i$ , КОЛ-ВО образцов	$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$	...	$n_n$
$f_{ci}$ , 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:

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

$t$  – статистика распределения, при обеспеченности 0,95  $t = 1,64$

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

- 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 коэффициент безопасности для бетона  $\gamma_c$ .

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

### Тема 3.4. 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 развивающиеся в направлении ее действия. Силовым продольным деформациям соответствуют вполне определенные поперечные деформации, характеризующиеся коэффициентом поперечной деформации (коэффициентом Пуассона).

#### **Объемные деформации бетона**

**Усадка** – свойство бетона уменьшаться в объеме при твердении в объеме воздушной среды. Физический смысл – это объемное сокращение бетона в результате физико-химических процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой, изменения влажности цементного камня и карбонизации бетона.

Усадка зависит от:

1. от количества и вида цемента (чем больше цемента на единицу объема, тем больше усадка)
2. от количества воды (чем выше водоцементное соотношение, тем больше усадка)
3. от крупности заполнителя (при мелкозернистой массе песка и пористом заполнителе усадка выше)

Усадку принято разделять:

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 1,2,3 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. 3.3).

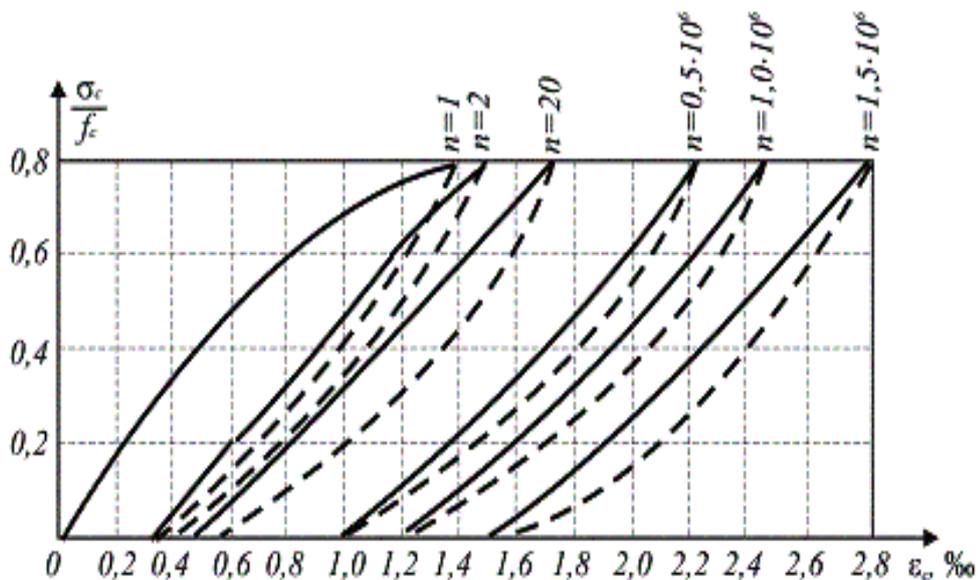


Рис. 3.3. Зависимость « $\sigma$ – $\epsilon$ » при циклических нагружениях бетона.

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.

### Тема 3.5. Диаграмма деформирования при действии кратковременной нагрузки

Для получения диаграммы используют образца 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. 3.4). Т.к. бетон материал упругопластический, наклонные участки графика соответствуют упругим деформациям в бетоне, горизонтальные – пластическим.

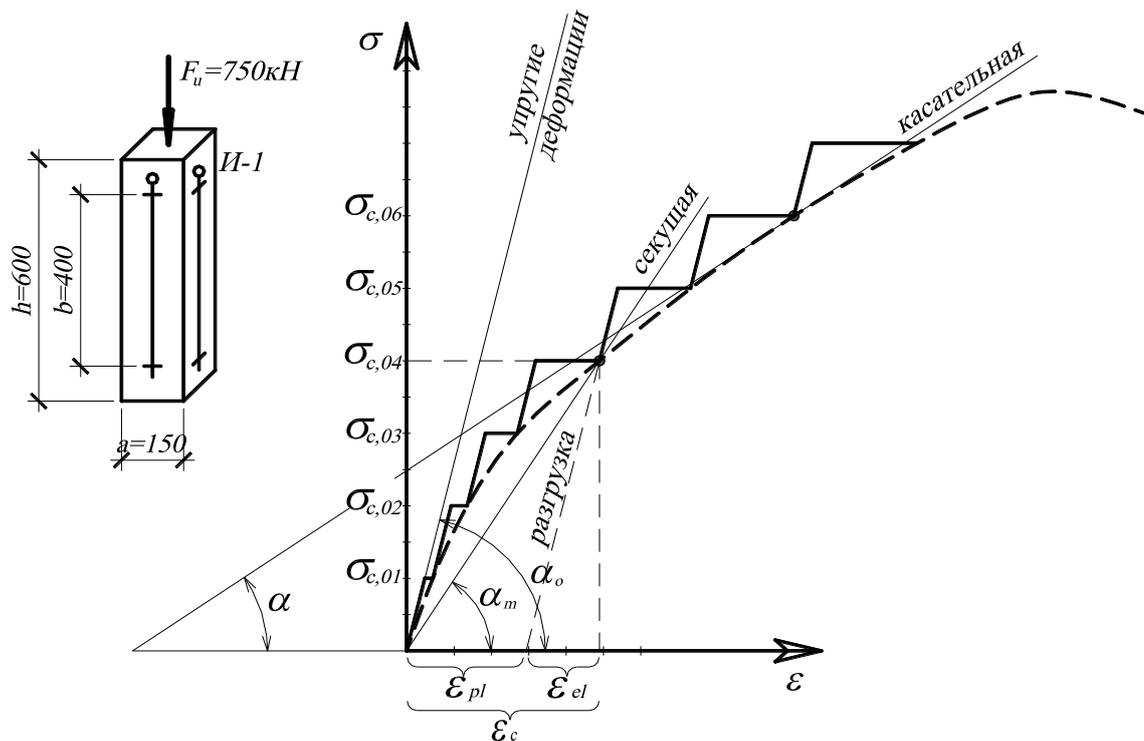


рис. 3.4. Диаграмма деформирования бетона при кратковременном нагружении

### Тема 3.6. Модуль деформации бетона

Связь между напряжениями и деформациями характеризует модуль деформаций бетона (рис. 3.4.).

1. Модуль упругих (начальных) деформаций определяется как тангенс угла наклона касательной, проведенной в начало координат кривой деформирования ( $\alpha_0$ )  $E_{c0} = tg \alpha_0$

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  $E_{cm} = tg \alpha_m$ .

### Тема 3.7. Марки бетона

Марки бетона характеризуют физические свойства бетона.

1. По водопроницаемости.  $[W] = \text{атм}$

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

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 (самонапряжения) 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 3.8. Арматура

**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.

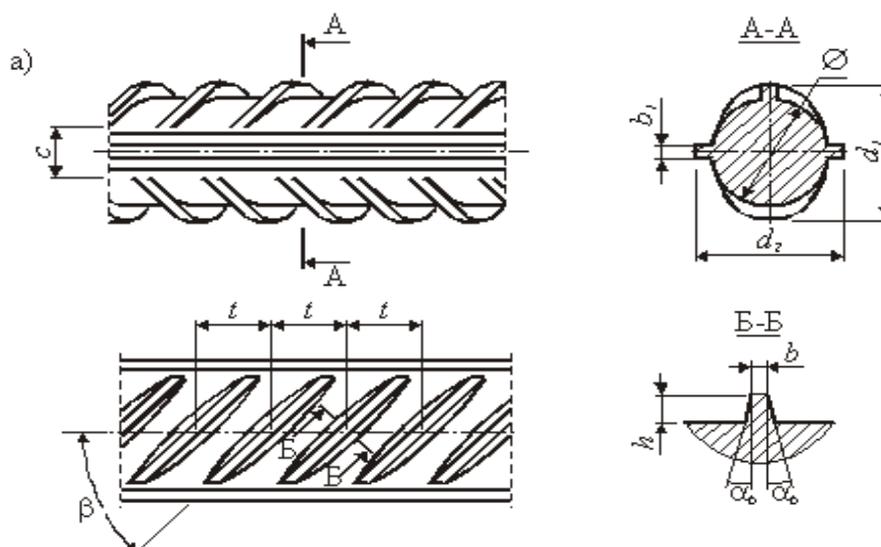


Рис.3.5. Геометрические параметры периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе производства

По способу применения:

1. Не напрягаемая;
2. Напрягаемая.

По виду:

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

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, диаметром 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 нормативное сопротивление (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 – дефор-

мации», полученным при испытании прямым растяжением опытных образцов, вырезаемых непосредственно из арматурного стержня.

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

Для «твердых» сталей, для которых наблюдается постепенный, плавный переход в пластическую стадию и на кривой « $\sigma_s$ – $\varepsilon_s$ » отсутствует ярко выраженная площадка текучести, вводят понятие условного предела текучести. Тогда, для «мягких» сталей напряжение  $f_{yk}$ , при котором деформации развиваются без заметного прироста нагрузки, называют **физическим пределом текучести**, а напряжение  $f_t$ , предшествующее разрыву – носит название **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. 3.6).

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  $f_e = 0,8f_y$ .

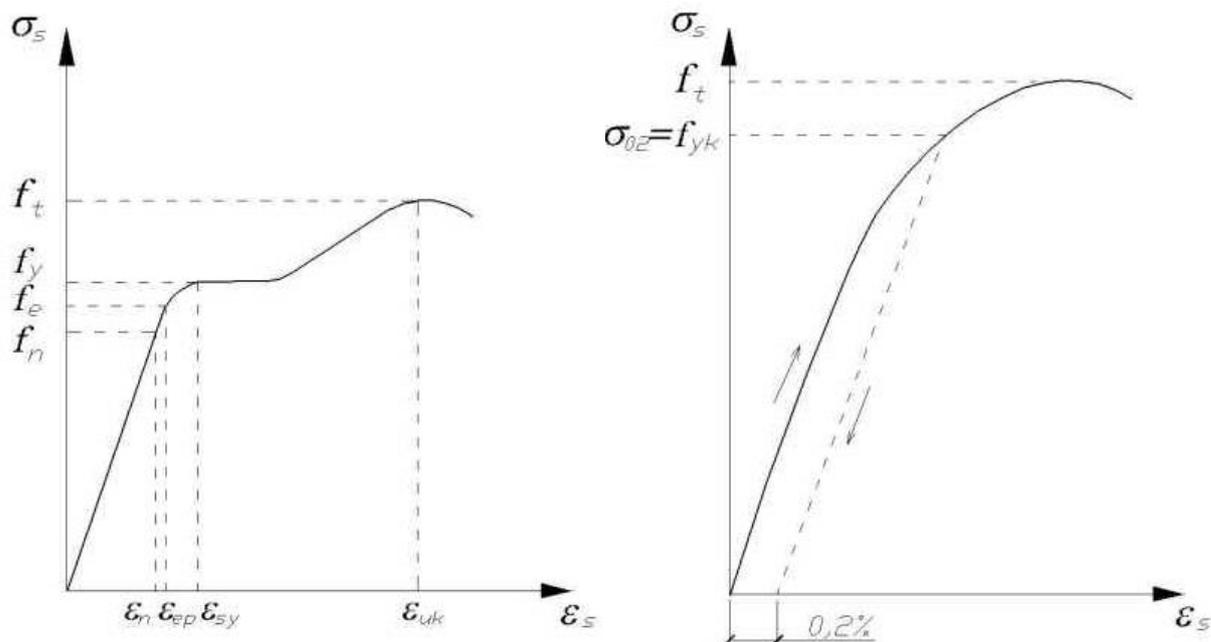


Рис. 3.6. Диаграммы деформирования арматурных сталей

### ***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 (согласно СНБ 5.03.01 также и 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*** (или ***временное сопротивление*** при разрыве согласно СНБ 5.03.01)  $f_t$ , 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) ***характеристические значения предела текучести*** (***нормативное сопротивление арматуры***)  $f_{yk}$  ( $f_{02k}$ ) – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести; указанные контролируе-

мые характеристики гарантируются 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 безопасности 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)  $f_{02k}$**  – 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 безопасности по арматуре  $\gamma_s$ .

### ***Деформативные характеристики арматуры***

Для арматуры, имеющей физический предел текучести, зависимость « $\sigma_s$ – $\varepsilon_s$ » допускается принимать с горизонтальным участком от относительных деформаций до  $\varepsilon_{s,uk} = 10$  ‰ (рис. 1.15а). Зависимость, связывающая напряжения и деформации, для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует принимать в соответствии с диаграммой, приведенной на рис 3.7.

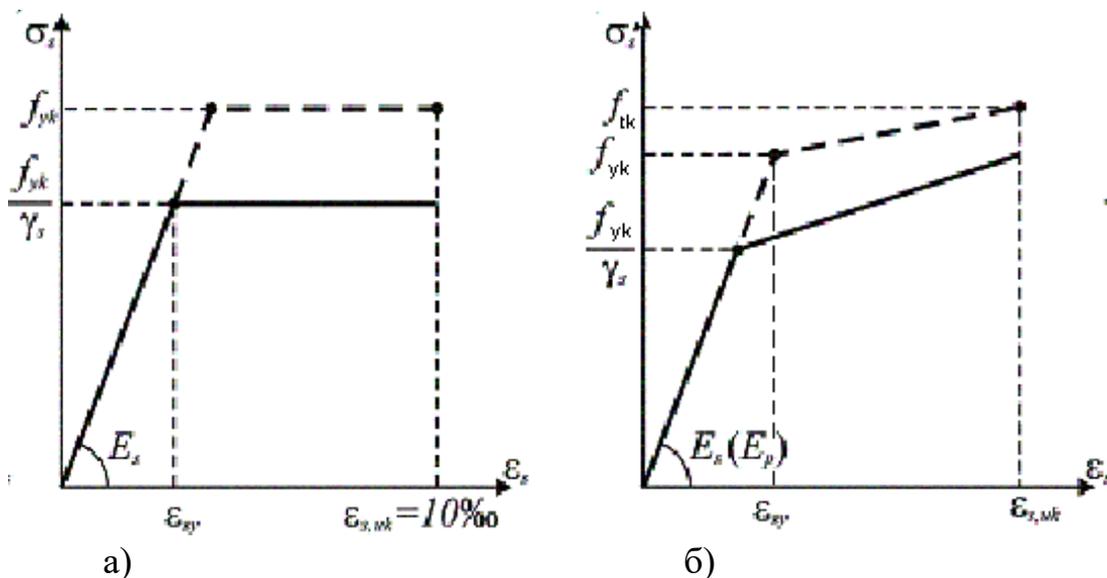


Рис. 3.7. Расчетные диаграммы для арматуры

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 3.9. 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 3.1. 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  $\gamma_s=1$ .

### Тема 3.10. 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, что практически не позволяет применять бетон в качестве растянутых и изгибаемых элементов.

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

Эффективность железобетона объясняется следующими его свойствами:

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

Преимущества железобетонных конструкций:

1. Долговечность – 800-100лет
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. 3.8.). Нейтральная ось – линия, разделяющая сжатую и растянутую зоны бетона. Первая стадия работы изгибаемого элемента - до образования трещин.

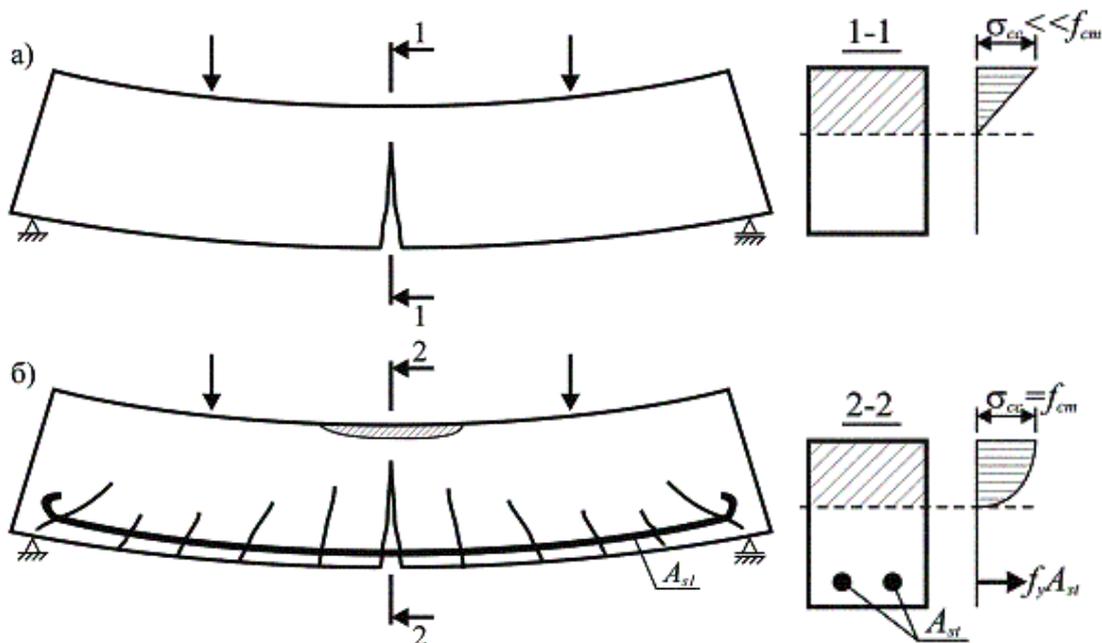


Рис. 3.8. Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) балок

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

$\sigma_{ct}$  – нормируемое растягивающее напряжение

$f_{cm}$  - 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 ( $c_{\text{ном}}$ ) 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 ТКП EN 1992-1-1 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 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. 3.9).

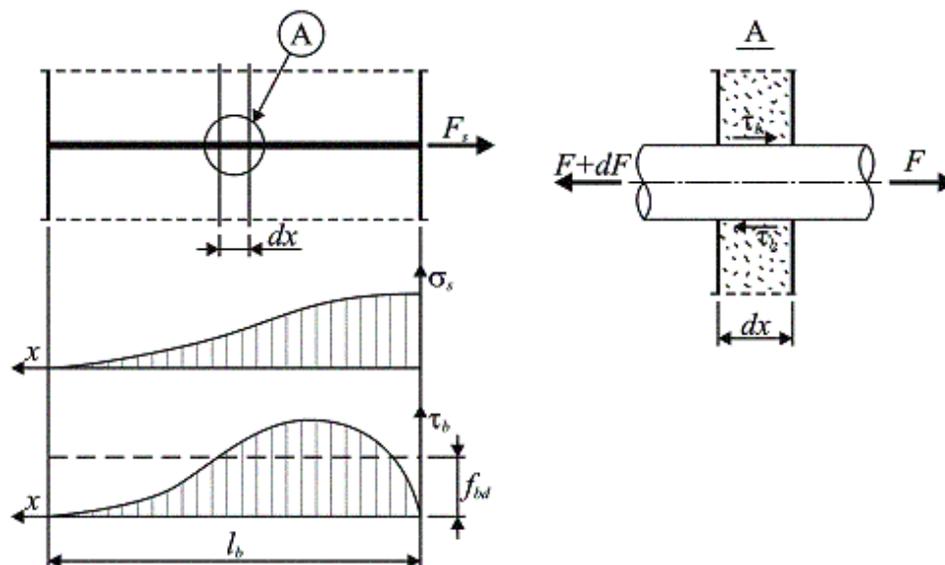


Рис. 3.9. К определению длины анкеровки  $l_b$  арматурного стержня

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.

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 3.11 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 имеют двузначную (или неравномерную) эпюру распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения проходят характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

В качестве иллюстрации рассмотрим последовательность изменения напряженно-деформированного состояния нормального сечения однопролетной свободно опертой балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета (рис. 3.10). Принятая классическая схема нагружения позволяет при испытаниях т.н. «зону чистого изгиба» на участке между сосредоточенными силами в пролете ( $M_{Ed} = const; V_{Ed} = 0$ ).

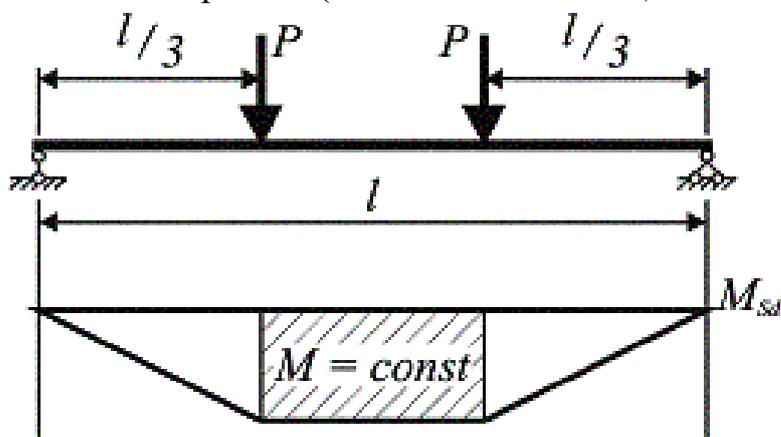


Рис. 3.10

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

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

**Стадия 1а** имеет место на начальных этапах нагружения, когда величина изгибающего момента в зоне чистого изгиба невелика, бетон как в сжатой, так и в растянутой зонах сечения работает в области упругих деформаций (линейная зависимость между напряжениями и деформациями) (рис. 3.11).

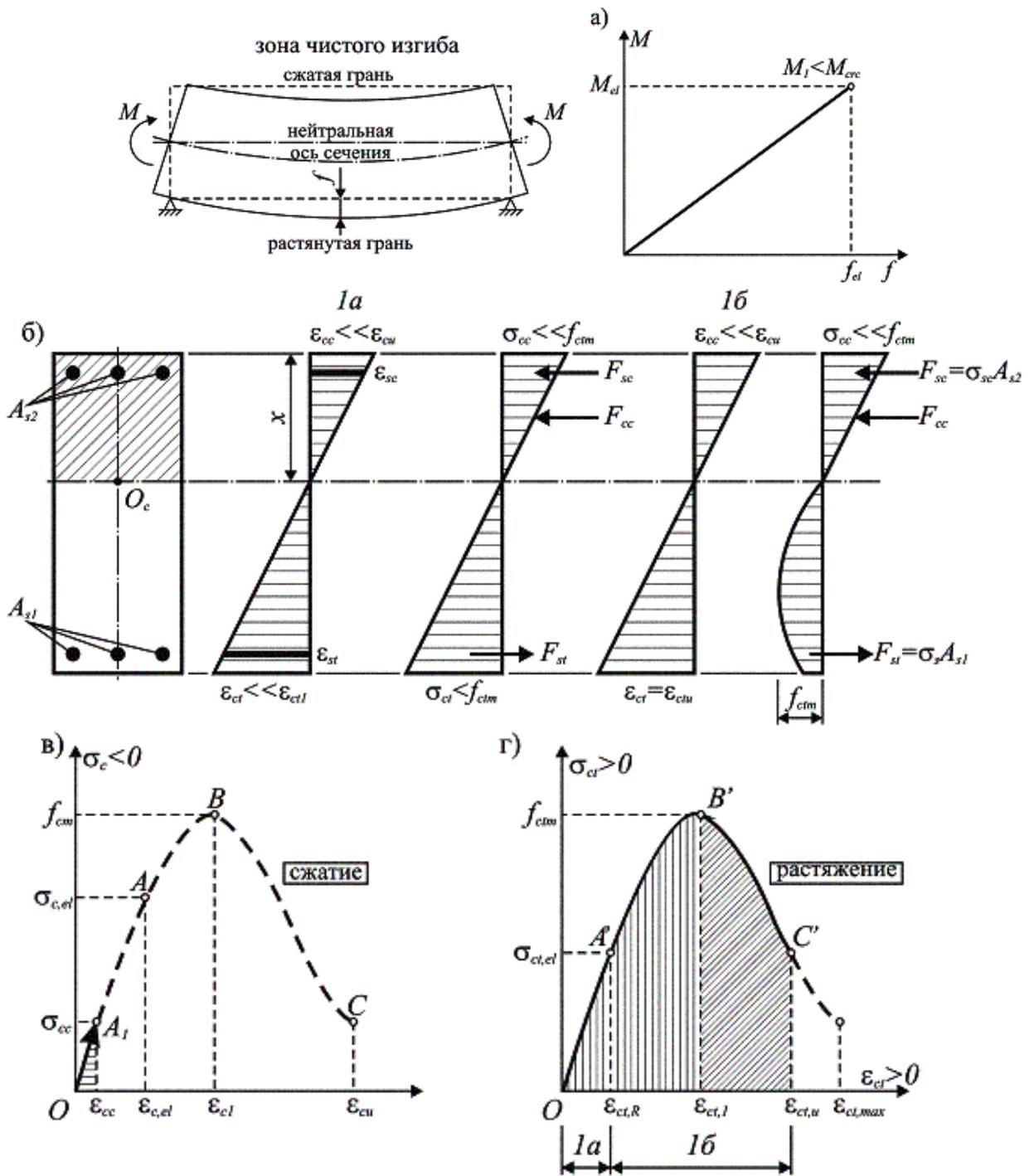


Рис. 3.11. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 1 напряженно-деформированного состояния

При этом сохраняется практически линейная зависимость между моментом, действующим в нормальном сечении, ( $M$ ) и прогибом ( $f$ ), фиксируемым по прогибомерам (рис. 3.11а). Нейтральная ось сечения, разделяющая сжатую и растянутую зоны, располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис. 3.11б). 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. 3.11в), 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. 3.11в).

При приближении к предельным деформациям  $\varepsilon_{ct,u}$  (участок  $B'S'$  рис. 3.11г) наступает **стадия 1б**, предшествующая образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

Стадия 1 считается завершенной, когда при достижении наиболее растянутой гранью сечения предельных деформаций  $\varepsilon_{ctu}$  образуются нормальные трещины и происходит перераспределение внутренних усилий между арматурой и бетоном. Момент образования нормальных трещин будет отмечен изменением угла наклона графика зависимости « $M-f$ » (рис. 3.12) в результате снижения изгибной жесткости сечения и возрастания деформаций растянутой арматуры из-за перераспределения усилий в растянутой зоне сечения.

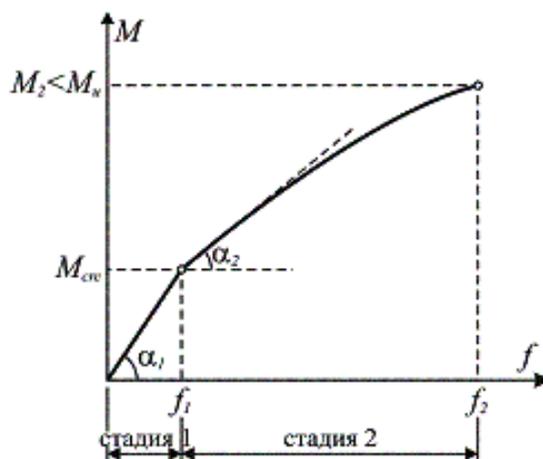


Рис. 3.12. Зависимость « $M-f$ »

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

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

**Стадия 2** характеризует сопротивление нормального сечения железобетонной конструкции, имеющей нормальные трещины. После образования нормальных трещин в сечении с трещиной нейтральная ось смещается по направлению к наиболее сжатой грани, уменьшая высоту сжатой зоны ( $x$ ). В

то же время на участках между трещинами, где арматура продолжает сопротивляться совместно с бетоном и сцепление не нарушено, положение нейтральной оси в меньшей степени отклоняется от начального, соответствующего упругой работе материала. Таким образом нейтральная ось по длине зоны чистого изгиба занимает некоторое волнообразное положение. При этом деформации и напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне по длине элемента распределяются неравномерно. Так, для растянутой арматуры напряжения в сечении с трещиной достигают максимальных значений  $\sigma_{s,max}$  убывая по мере приближения к середине участка между трещинами  $l_{cr}/2$  (рис. 3.13). Для бетона растянутой зоны наблюдается обратная картина.

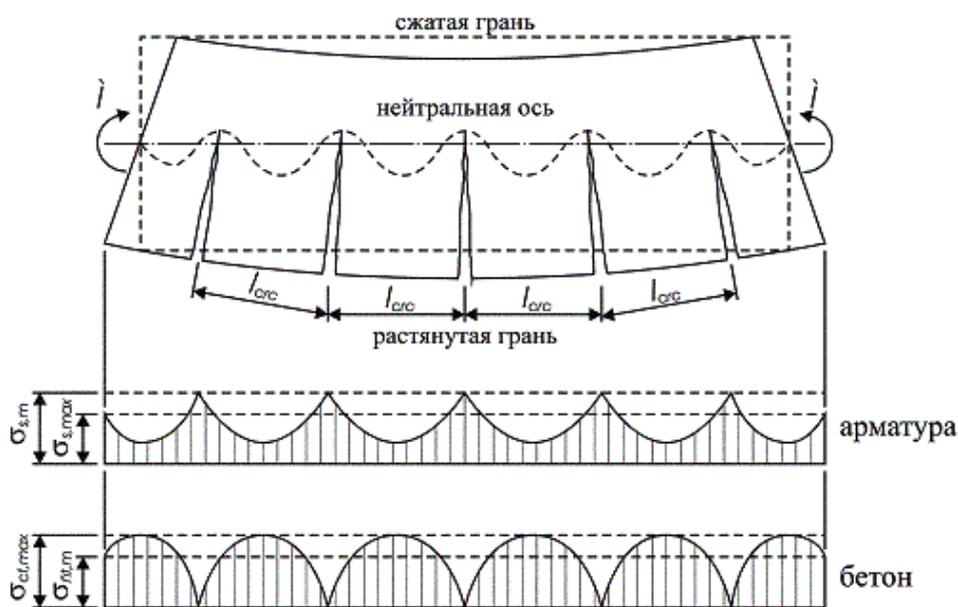


Рис. 3.13. Распределение напряжений в растянутой арматуре и растянутом бетоне для железобетонной конструкции в стадии 2

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 2 показано на рис. 3.14.

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

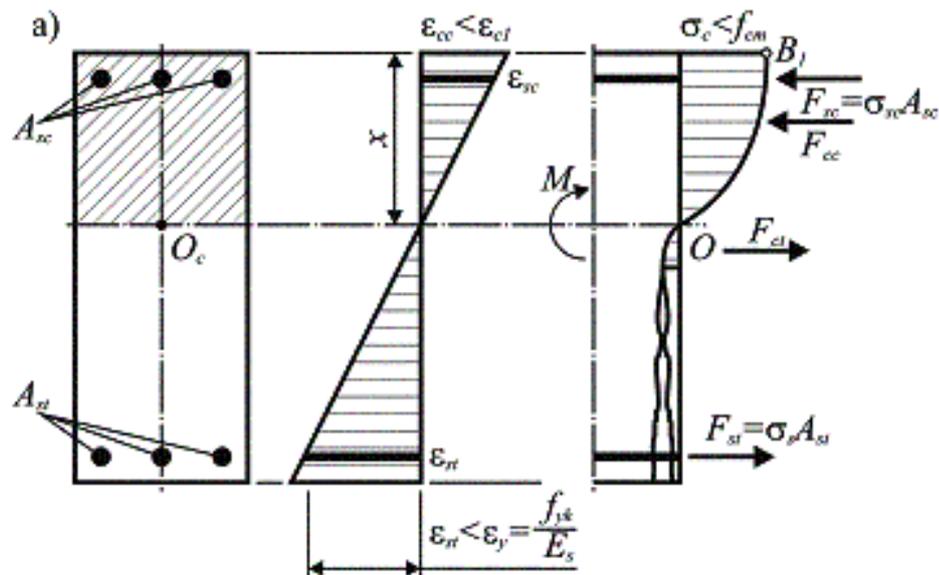


Рис. 3.14. Распределение напряжений и деформаций по высоте нормального сечения в стадии 2 напряженно-деформированного состояния

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

Таким образом, для стадии 2 характерными являются следующие признаки:

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

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

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

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

В первом случае 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. 3.15).

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 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.

В **стадии 3** следует отдельно остановиться на работе арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения. На этом этапе арматура  $A_{sc}$  играет важную роль, воспринимая часть усилия, действующего в сжатой зоне сечения. Наличие арматуры в сжатой зоне позволяет изменить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения, что обусловлено дополнительным усилением, воспринимаемым сжатой зоной сечения. Необходимое минимальное количество арматуры  $A_{sc}$ , располагаемой в сжатой зоне сечения, назначают расчетом.

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 ( $\varepsilon_{ce}$ ).

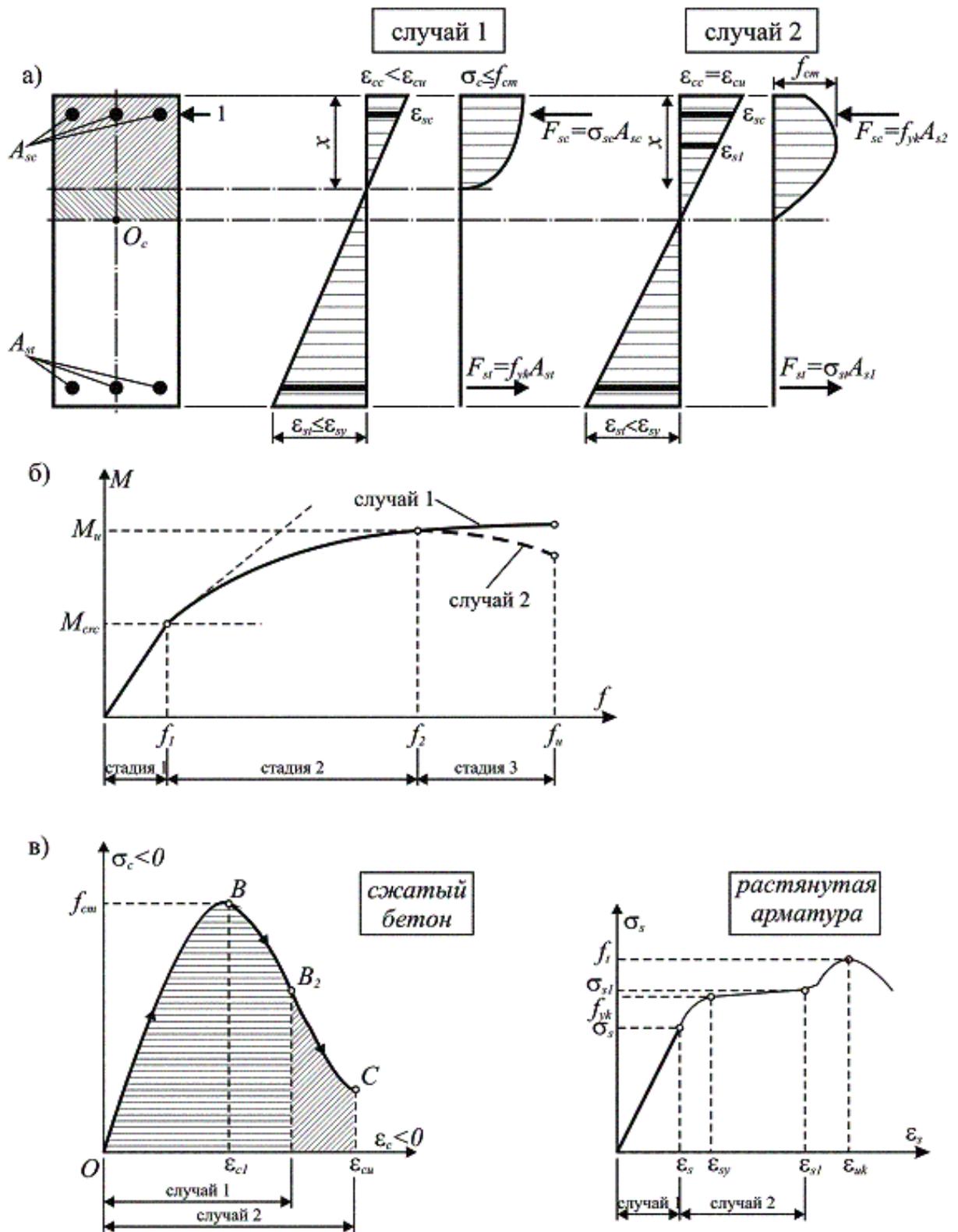


Рис. 3.15. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 3 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « $M-f$ » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

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

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. 3.126).

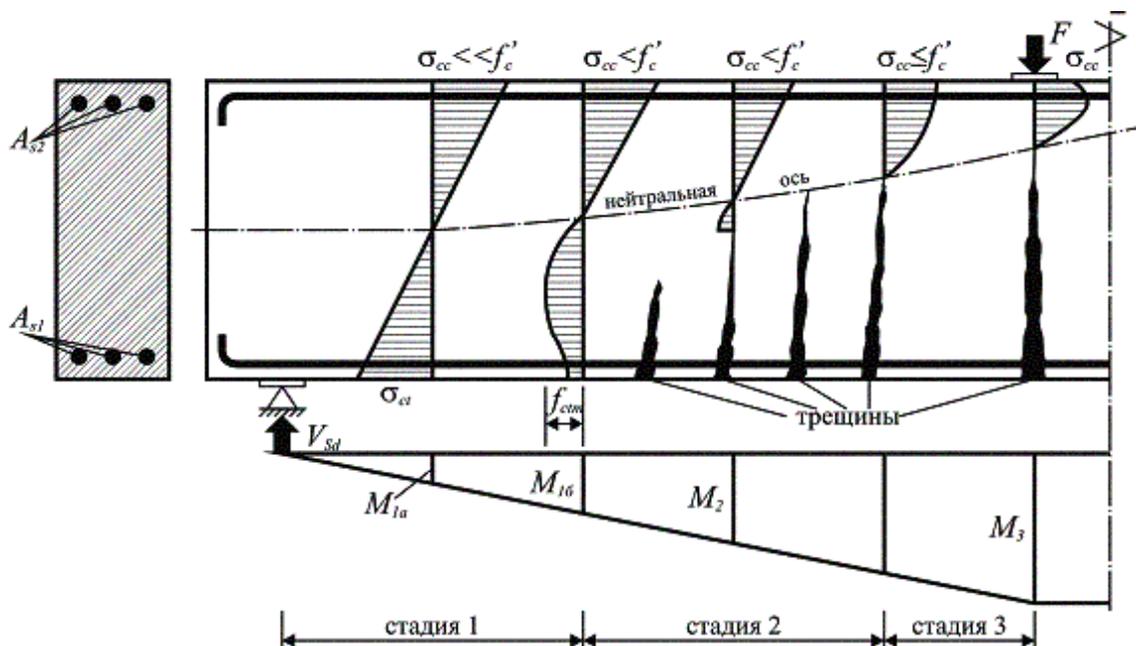


Рис. 3.16. Изменение по длине балки характерных стадий напряженно-деформированного состояния

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

### Тема 3.12 Долговечность конструкций

#### Основные требования к железобетонным конструкциям:

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 так же не возникали бы лимитированные прогибы и колебания.
3. *По долговечности* – чтобы с назначаемой степенью надежности в течение установленного нормами периода эксплуатации конструкции удо-

влетворяли 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 ТКП EN 1992-1-1. 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) ХД1, ХД2, ХД3 (Коррозия, вызванная хлоридами);
- 4) ХС1, ХС2, ХС3 (Коррозия, вызванная хлоридами морской воды);
- 5) ХФ1, ХФ2, ХФ3, ХФ4 (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 потребуется более высокий класс бетона по прочности на сжатие, чем класс, требуемый по расчету конструкции. Взаимосвязь между классами прочности бетона и классами условий эксплуатации может быть описана при помощи индикативных классов прочности. Если выбранный класс бетона выше, чем это требуется по расчету, то при определении минимального армирования и для ограничения ширины трещин класс бетона должен быть принят по более высокой прочности. Значения индикативных классов прочности указаны в таблице E.1N приложении E ТКП EN 1992-1-1.

### 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.

$\Delta c_{dur,\gamma}$  — дополнительный элемент надежности. Согласно национальному приложению  $\Delta c_{dur,\gamma}=0$ ;

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

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

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.

### ***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.

### **Перечень контрольных вопросов по 3 разделу**

1. Характеристические и расчетные характеристики материалов.
2. Кубиковая и цилиндрическая (призменная) прочность бетона.
3. Нормальная кривая распределения.
4. Бетон. Физические свойства и классификация.
5. Марки и классы бетона.

6. Основные деформативные характеристики бетона.
7. Диаграмма деформирования бетона при кратковременном нагружении.
8. Модуль деформации бетона.
9. Арматура. Требования, предъявляемые к арматуре.
10. Классификация арматуры.
11. Прочностные и деформативные характеристики арматуры.
12. Классы арматуры.
13. Диаграмма  $\sigma$ - $\varepsilon$  для твердых и мягких сталей.
14. Сущность железобетона. Совместная работа арматуры и бетона.
15. Три стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов.
16. 3-я стадия НДС. Два случая разрушения ЖБК.
17. Долговечность конструкций,  $C_{\text{ном}}$ .
18. Классы среды по условиям эксплуатации.

## **Раздел 4 Предварительно напряженные конструкции**

### **Тема 4.1 Общие понятия о предварительно напряженных железобетонных конструкциях.**

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.

### **Тема 4.2. Сущность предварительного напряжения**

Стремление уменьшить влияние раннего образования трещин, привело к созданию предварительно напряженных железобетонных конструкций (рис. 4.1). 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 прочность 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.

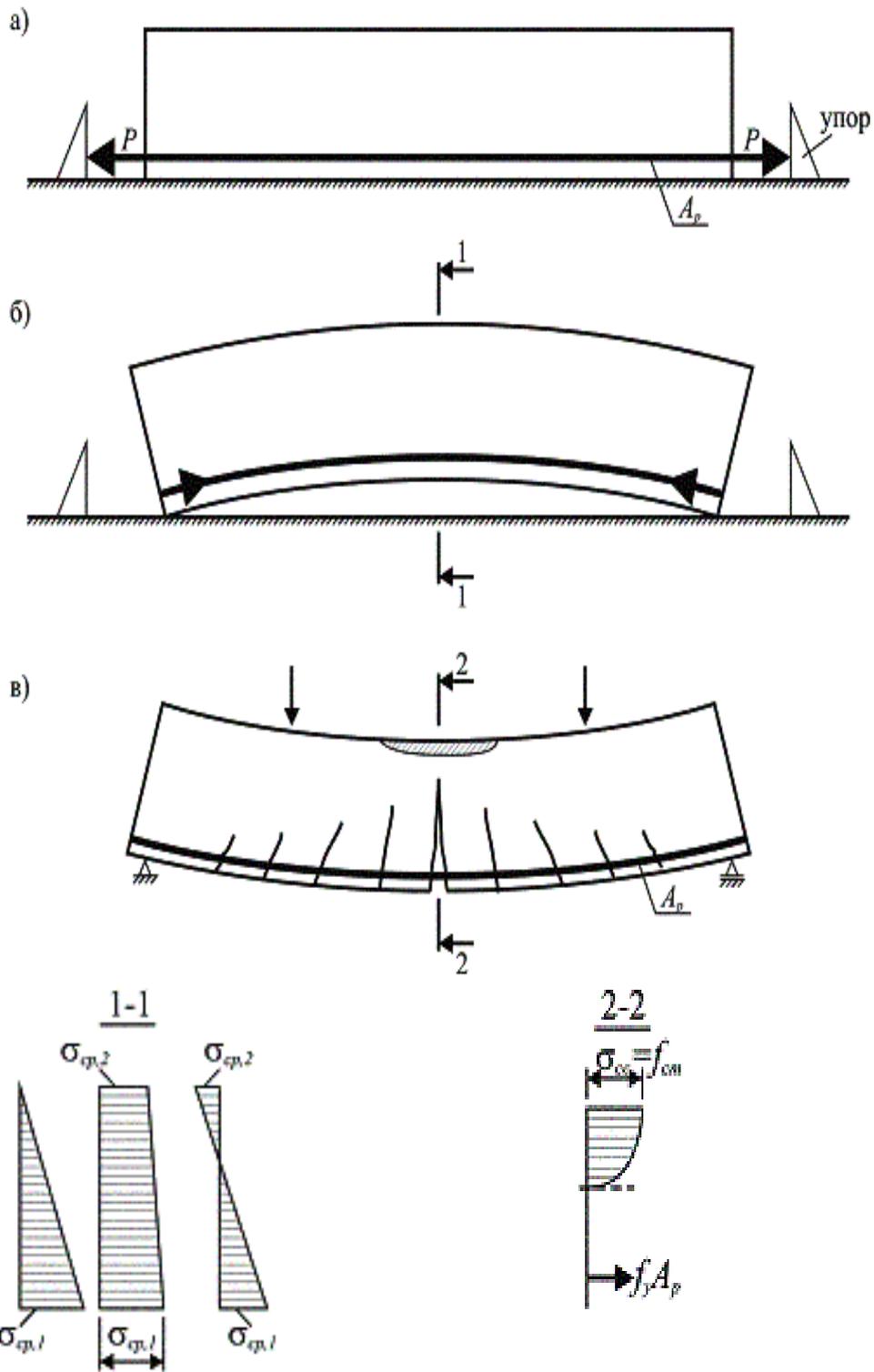


Рис. 4.1. Предварительно напряженная балка при натяжении арматуры на упоры (а), возможные эпюры напряжения в бетоне после отпуска напрягаемой арматуры (б) и в стадии разрушения (в)

### 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

Целью предварительного напряжения не является повышение несущей способности! В расчетном виде предварительное напряжение не влияет на повышение прочности. 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. 4.2а);

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. 4.2б);

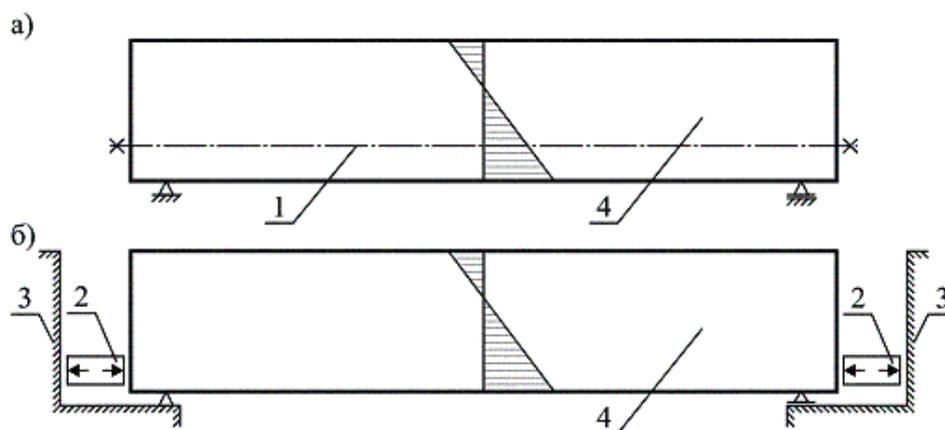


Рис. 4.2. Предварительное напряжение конструкций при обжатии рабочей арматурой (а) и реакциями внешнего ограничения (б) – жесткими упорами

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

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

Наибольшее распространение в строительной практике имеют конструкции, в которых предварительное напряжение создают посредством натя-

жения 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.

### **Тема 4.3. 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. 3.3). После достижения бетоном конструкции требуемой прочности, которую принято называть передаточной прочностью, осуществляют плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров. Восстанавливая упругие деформации при обеспеченном сцеплении с бетоном, арматура обжимает конструкцию (рис. 3.3в). Таким обра-

зом, после завершения предварительного напряжения в конструкции действуют взаимно уравновешенные усилия: растяжения в арматуре и сжатия бетоне.

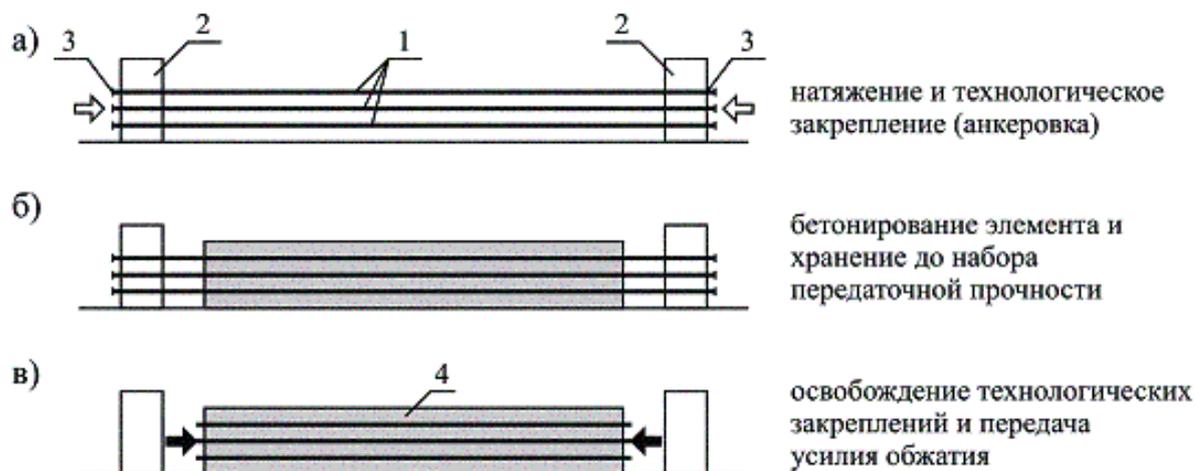


Рис. 4.3. Последовательности технологических операций при предварительном напряжении арматуры на упоры

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

При натяжении арматуры на бетон, предварительно изготавливают слабо армированный либо бетонный элемент, а затем, после достижения бетоном передаточной прочности, выполняют его обжатие. В этом случае напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натяжение осуществляют на бетон при помощи специальных домкратов двойного действия (рис. 4.4).

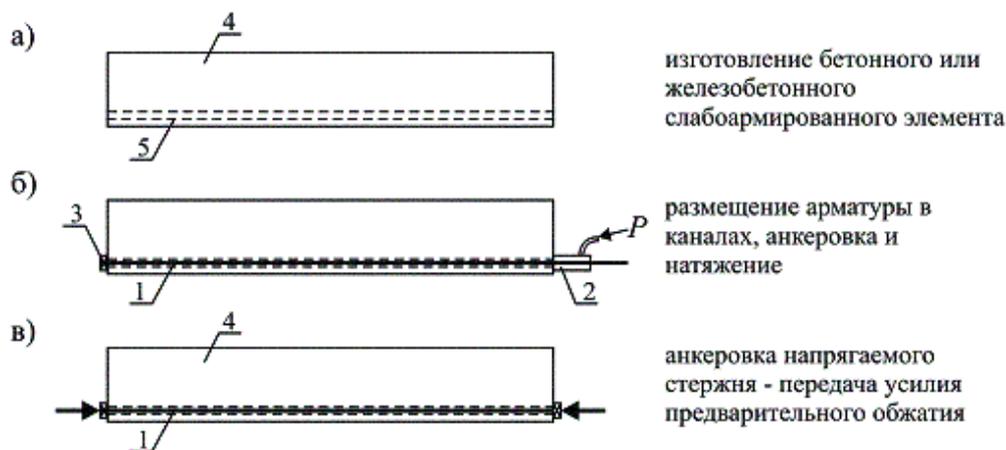


Рис. 4.4. Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон

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.

#### **Тема 4.4. 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.

Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу,  $P_{\max}$  не должно превышать следующее значение:

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

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

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

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

где  $f_{p0,1k}$  – характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали.

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

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0,1k} \quad k = 1,1.$$

#### **Тема 4.5. Потери предварительного напряжения**

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

Согласно нормативным документам различают следующие потери:

1. Первая потеря (технологическая) – потери, которые происходят в процессе изготовления конструкции, то есть обусловлены технологией натяжения

2. Вторые потери (эксплуатационные) – потери, которые происходят после передачи усилия обжатию и развиваются в дальнейшем во времени в процессе эксплуатации.

**Первые потери – технологические (п. 5.10.4 и 5.10.5 ТКП EN 1992-1-1):**

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):**

(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.

**Перечень контрольных вопросов по 4 разделу:**

1. Предварительно напряженные конструкции.
2. Сущность предварительно напряженных элементов.
3. Методы изготовления.
4. Способы натяжения арматуры.
5. Потери преднапряжения.

## Раздел 5. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы (ULS). Принципы конструирования

### Тема 5.1. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по методу предельных усилий по сечениям, нормальным к продольной оси элемента

#### *Метод предельных усилий*

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

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению бетона на сжатие  $f_{cd}$ , умноженному на коэффициент  $\alpha$ , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д. При этом, сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона).

Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется напряжениями, равными расчетному сопротивлению арматуры растяжению при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной ( $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ ). Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению арматуры при сжатии, которые принимают равными расчетным сопротивлениям арматуры растяжению, но не более напряжений, отвечающим предельным относительным деформациям бетона при осевом сжатии. Прочность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, сжатой и растянутой арматуре при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной и предельными усилиями в сжатом бетоне и сжатой арматуре при высоте условной сжатой зоны больше граничной ( $x_{eff} > x_{eff,lim}$ ).

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

Как было показано ранее, в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушение сечения может происходить по двум случаям: по растянутой арматуре или по сжатою бетону. Деформации, а, следовательно, и напряжения, в растянутой арматуре зависят от высоты сжатой зоны сечения ( $x$ ). Расчетная формула для определения относительных деформаций и напряжений в растянутой арматуре в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, применяемая в методе предельных усилий, была получена базируясь на опытных данных. Обработкой результатов экспериментальных исследований установлено, что в предельном состоянии связь между приращениями деформаций арматуры  $\Delta\varepsilon_s$  от внешних воздействий и относительной высоты сжатой зоны  $\xi = x/d$  (при принятой прямоугольной эпюре распределения напряжений в сжатом бетоне) имеет в общем случае вид гиперболы (рис. 5.1).

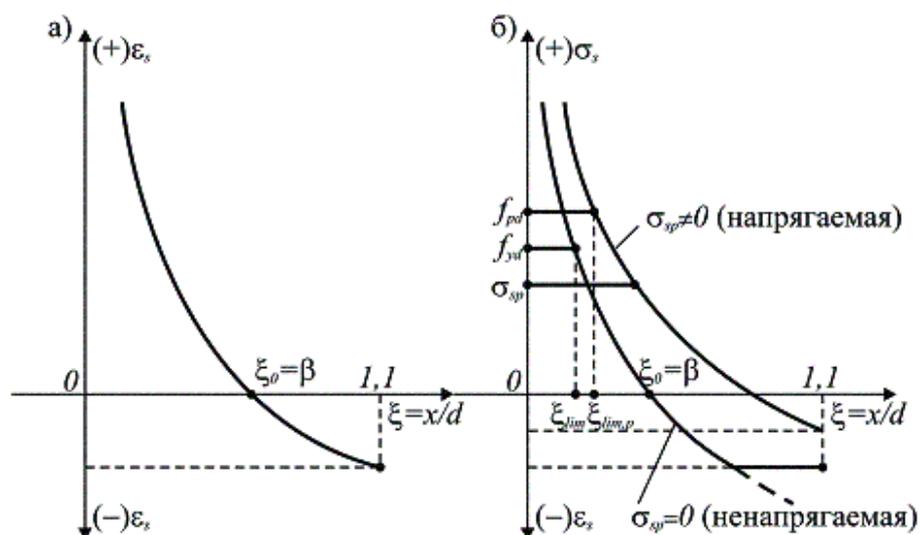


Рис. 5.1. Зависимость деформаций (а) и напряжений (б) в растянутой арматуре от относительной высоты сжатой зоны

На рис. 5.1б показана зависимость напряжений в продольной арматуре  $\sigma_s$  от относительной высоты сжатой зоны сечения  $\xi = x/d$ . Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения (рис. 5.2), высота которой должна быть не более граничной ( $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$ ), где  $\xi_{lim}$  определена из зависимости:

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

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

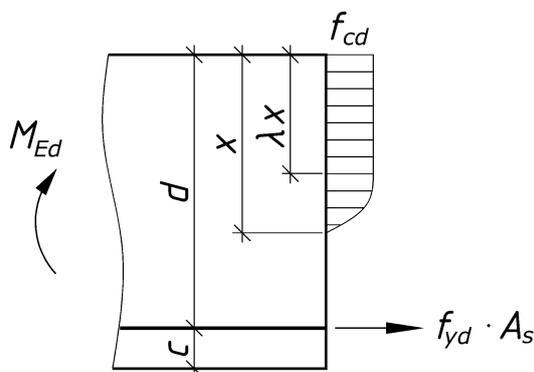


Рис. 5.2. Схема усилий в сечении с прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой зоне бетона

Таким образом, если

$$\xi = x/d \leq \xi_{lim}$$

- растянутая арматура достигает предела текучести и, тем самым, реализуется принцип пластического разрушения нормального сечения (одиночное армирование);

$$\xi = x/d > \xi_{lim}$$

- разрушение происходит по сжатому бетону и имеет место второй случай разрушения (двойное армирование в прямых задачах).

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

Проверку прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов производят из условия:

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

где:  $M_{Ed}$  – расчетный момент в рассматриваемом сечении, вызванный действием внешних нагрузок;

$M_{Rd}$  – предельный момент, воспринимаемый сечением при заданных геометрических размерах, прочностных характеристиках бетона, количестве и размещении арматуры.

**Расчет элементов с одиночным армированием:**

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \\ f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x = f_{yd} \cdot A_s \end{cases} \quad (\text{рис. 5.2})$$

**Расчет элементов с двойным армированием:**

Прочность изгибаемых железобетонных элементов имеющих как минимум одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости (рис.1.32) следует проверять из условия  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , где:

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

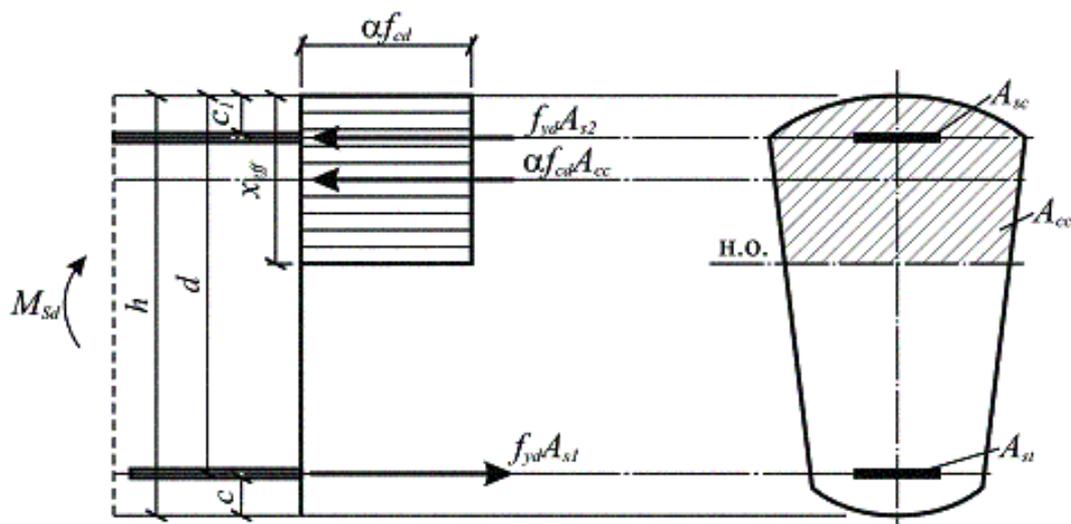


Рис. 5.3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

При этом высота условной сжатой зоны  $x_{eff}$  определяется из условия

$$f_{yd} A_{s1} = \alpha f_{cd} A_{cc} + f_{yd} A_{s2},$$

Расчет железобетонных изгибаемых элементов **прямоугольного профиля** (сечением  $b_w \times h$ ) следует производить из условия  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , где:

$$M_{RD} = f_{yd} \cdot A_{S1} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{S2} \cdot \left(\frac{x_{eff}}{2} - c_1\right)$$

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

При этом высоту условной сжатой зоны  $x_{eff}$  определяют из условия

$$f_{yd} \cdot A_{S1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} + f_{yd} \cdot A_{S2}$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{S1} - f_{yd} \cdot A_{S2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w}$$

**Ход решения обратной и прямой задач:**

**Обратная задача:**

1. Определение величины  $x_{eff}$
2. Определение  $\xi = x_{eff}/d$
3. Сопоставление  $\xi$  и  $\xi_{lim}$ :

$$\xi < \xi_{lim} \rightarrow x_{eff} = \frac{\xi_{lim}}{d} \quad \xi \geq \xi_{lim} \rightarrow x_{eff.lim} = \frac{\xi_{lim}}{d} *$$

Для классов С 25/30 и ниже и арматуры S500.

**Подбор площади сечения арматуры в изгибаемом железобетонном элементе прямоугольного сечения (прямая задача)**

1. Определение относительного изгибающего момента

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

2. По справочным таблицам по величине  $\alpha_m$  подбирается  $\xi$  и  $\eta$  - таблица П4 (приложение) методических указаний «Расчет и конструирование монолитных ЖБК многоэтажного производственного здания.

3. Определение величины  $\xi_{lim}$

4. Сопоставление величины  $\xi < \xi_{lim}$

4.1. Условие выполняется

4.1.1. Определение требуемой площади арматуры  $A_s^{треб} = \frac{M_{sd}}{f_{yd}\eta d}$

4.1.2. Определение фактической площади арматуры по сортаменту

$$A_s^{факт} \geq A_s^{треб}. \text{ (рекомендуется } \sim 10-15\%)$$

4.1.3. Определение величины  $\rho_{min}$  – минимальный процент армирования. См. табл. 11.1

$$\rho_{min} = 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0.13\%$$

4.1.4. Сопоставление фактической площади арматуры к площади бетона

$$\rho_{факт} = \frac{A_s^{факт}}{A_c} * 100\%$$

$$\rho_{факт} \geq \rho_{min}$$

4.2. Условие не выполняется. Возможные варианты решения задачи –

$$\xi > \xi_{lim}$$

Разрушение происходит по сжато-растянутому бетону, а арматура не достигает своих предельных значений.

4.2.1. Необходимо подобрать арматуру в сжатой зоне бетона –  $A_{s2}$

4.2.2. Увеличить класс бетона

4.2.3. Увеличить размеры сечения элемента.

### Расчет изгибаемых элементов тавровой формы сечения

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

- если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки (рис. 1.33а), т.е. соблюдается условие:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} b'_f \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки  $b'_f$ , по формуле:

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

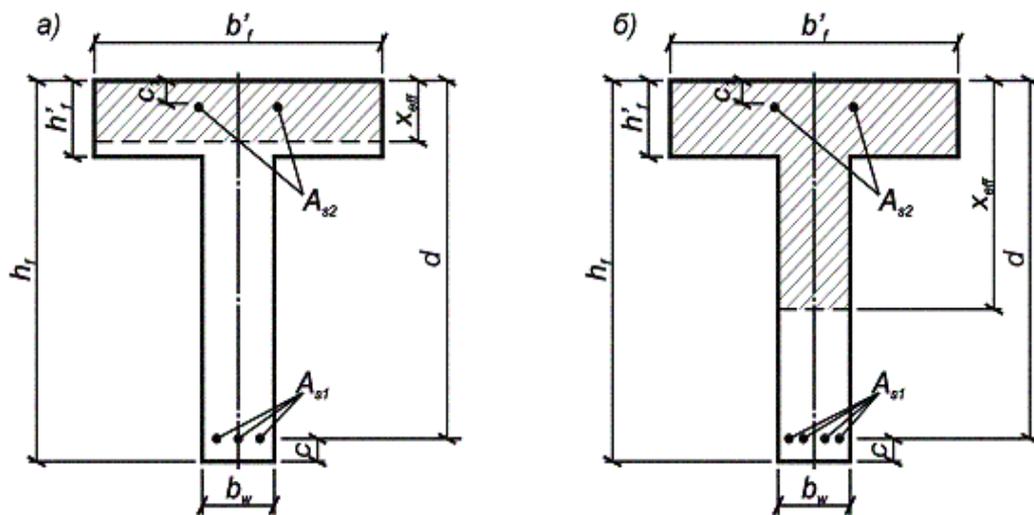


Рис. 1.33. Положение границы условной сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента тавровой формы  
а) в полке; б) в ребре

- если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 1.33б), т.е. условие не соблюдается, расчет производится из условия  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , где:

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

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

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

Формулы действительны при  $x_{eff} \leq \xi_{lim} d$ , Для элементов выполненных из бетона классов С25/30 и ниже с арматурой классов S240, S400 и S500 при  $x_{eff} > \xi_{lim} d$  допускается производить расчет из указанного условия принимая  $x_{eff} = \xi_{lim} d$ .

#### Последовательность решения обратной задачи в случае двойного армирования

1. Определение положения нейтральной оси для двойного армирования

$$N_{s1} \leq N_{cc} + N_{s2}$$

$$f_{yd}A_{s1} \leq f_{cd}b'_f h'_f + f_{yd}A_{s2}$$

2. Выполняется ли условия?

2.1. Условия выполняются. В этом случае расчет выполняется как для прямоугольного сечения с размерами  $b'_f h'_f$

2.2. Условие не выполняется. Нейтральная ось в ребре. Расчет необходимо выполнить с учетом свесов в сжатой полке.

2.2.1. Определение величины  $x_{eff}$

$$N_{s1} - N_{s2} = N_{cc1} + N_{cc2}$$

$$f_{yd}A_{s1} - f_{yd}A_{s2} = f_{cd}(b'_f - b_w)h'_f + f_{cd}b'_f h'_f$$

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

2.2.2. Определение величины относительной сжатой зоны –  $\xi$

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d}$$

2.2.3. Сопоставление величины  $\xi$  и  $\xi_{lim}$

2.2.3.1.  $\xi \leq \xi_{lim}$

$$M_{Rd} = N_{cc}z_{c1} + N_{cc2}z_{c2} + N_{s2}z_s$$

$$M_{Rd} = f_{cd}b'_f h'_f * (d - 0.5x_{eff}) + f_{cd}b'_f h'_f * (d - 0.5h'_f) + f_{yd}A_{s2} * (d - c_2)$$

2.2.3.2.  $\xi > \xi_{lim}$  Для тавровых сечений, для бетонов класса C25/30 и ниже, то:

2.2.3.2.1.  $\xi_{lim} = x_{eff} \cdot x_{eff} = \xi_{lim} d$

2.2.3.2.2. В определенных расчетах рекомендовано добиться

выполнения условия  $\xi \leq \xi_{lim}$ , а для этого необходимо увеличить класс бетона, установить арматуру в сжатой зоне или увеличить размеры сечения.

**Последовательность решения прямой задачи ( $A_s$ –?) для таврового сечения. Определение положения нейтральной оси (вывод формул нужен)**

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = f_{cd}b'_f h'_f (d - 0.5h'_f) + f_{yd}A_{s2}(d - c_2)$$

1. Два варианта положения нейтральной оси

1.1. Нейтральная ось находится в полке - смотри последовательность решения прямой задачи как для прямоугольного сечения

1.2. Нейтральная ось находится в ребре

1.2.1. Определение относительного момента  $\alpha_m$  с учетом свесов сжатой полки (определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового сечения)

1.2.2. По таблице по  $\alpha_m$  определяется  $\xi$

2. Определение  $\xi$

3. Сопоставление  $\xi \leq \xi_{lim}$

3.1. Выполняется условие

$$A_{s1}^{треб} \geq A_{smin}$$

3.2. Не выполняется условие –  $\xi > \xi_{lim}$

Необходимо добиться выполнения условий, чтобы  $\xi > \xi_{lim}$

3.2.1. Установить арматуру в сжатой зоне

3.2.2. Увеличить класс бетона

3.2.3. Увеличить размера сечения.

## **Тема 5.2. Расчет изгибаемых элементов по упрощенному деформационному методу**

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

### ***Предпосылки и допущения метода***

Этот метод можно применять при проектировании ЖБК, имеющих сечение простой геометрической формы с симметричной арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой гранях сечений.

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

- уравнения равновесия моментов и продольных сил;
- уравнения совместности деформаций, определяющие распределение деформаций в бетоне и арматуре по высоте нормального сечения;

- уравнений, устанавливающих связь между напряжениями и относительными деформациями для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования.

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

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

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

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

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

5. Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по нормальному сечению при использовании упрощенного деформационного метода принято условие достижения деформациями сжатого бетона  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}$ , в растянутой арматуре  $\varepsilon_s = \varepsilon_{st}$ . Согласно нормативным документам,  $\varepsilon_{cu2}$  не должны превышать (предельные деформации относительные в бетоне).

В упрощенном деформационном методе рассматривается 4 области деформирования:

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

**Область 1б** – бетон в сжатой зоне и арматура сжатой зоны используются полностью, при этом, относительные деформации в растянутой арматуре приблизительно равны предельным  $\varepsilon_{st} \sim \leq 10^0 / \sigma_0$

**Область 2** – бетон в сжатой зоне и арматура в сжатой зоне используются полностью, при этом относительные деформации в растянутой зоне  $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} < 10^0 / \sigma_0$  - самая реальная область.

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

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

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

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

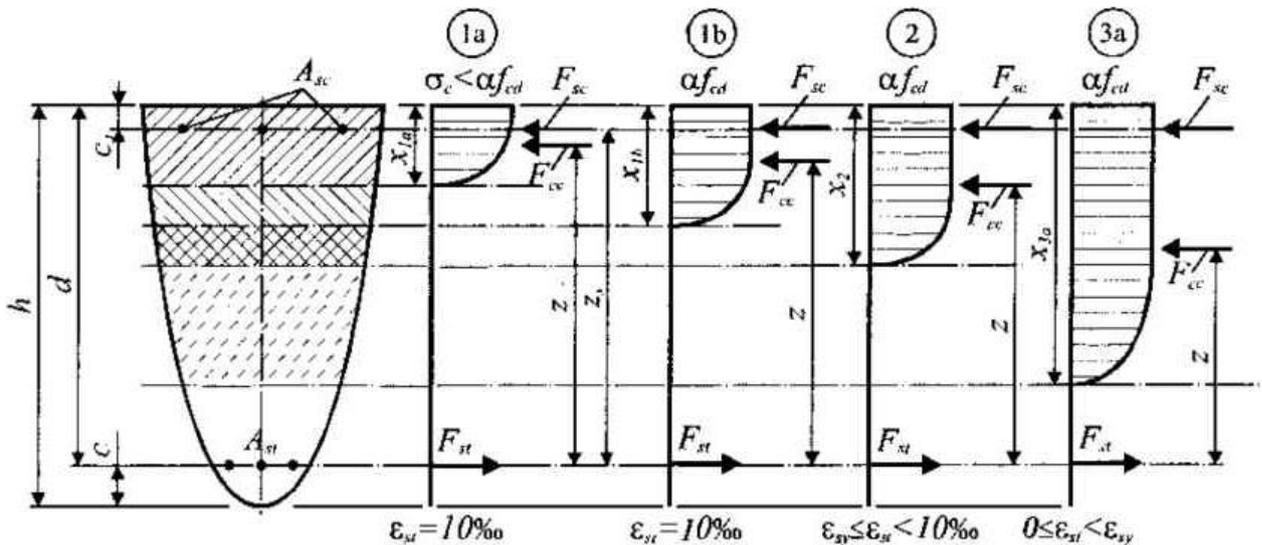


Рис. 5.4. Графики напряжений в бетоне сжатой зоны для разных областей деформирования

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

#### Расчетные уравнения

Прочность изгибаемых железобетонных элементов следует проверять из условия  $M_{sd} \leq M_{Rd}$ , при заданных размерах сечения  $b \times h$ , площади растянутой арматуры  $A_{st}$ , прочностных и деформационных характеристиках материалов прочность проверяют в следующей последовательности. Определяют высоту сжатой зоны сечения в предположении, что относительные деформации растянутой арматуры и сжатого бетона достигают предельных значений. Из проекции всех сил на продольную ось элемента (рис. 5.4):

$$F_{cc} = F_{st}$$

или

$$\omega_c \alpha f_{cd} b x = f_{yd} A_{st}$$

рассчитывают высоту сжатой зоны

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

Если при полученном значении  $x$  удовлетворяется условие  $x \leq x_{lim}$ , прочность сечения определяют из уравнения моментов относительно растянутой арматуры

$$M_{Rd} = \omega_c \alpha f_{cd} b x z = \omega_c \alpha f_{cd} b x (d - k_2 x)$$

$\omega_c$  – коэффициент полноты эпюры сжатой зоны бетона

$K_{s2}$  – эмпирический коэффициент, зависящий от класса арматуры

### Тема 5.3. Расчет изгибаемых элементов по наклонным сечениям

Разрушение наклонного сечения может иметь одну из следующих форм, показанных рис. 5.4.

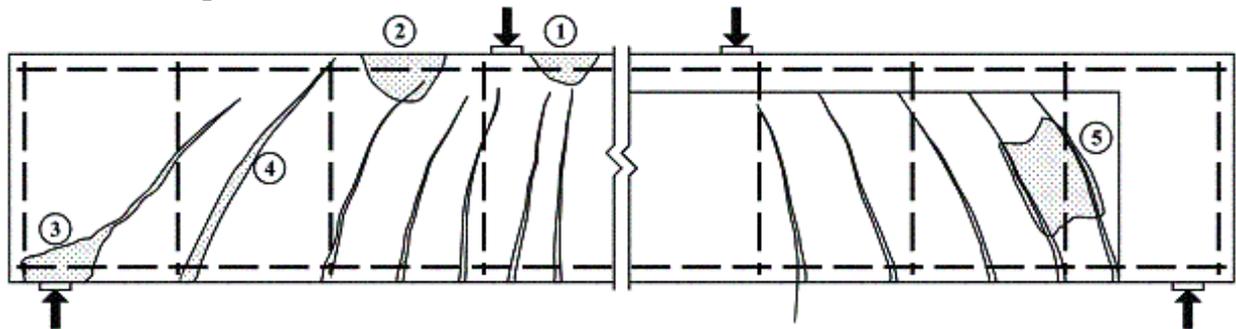


Рис. 5.4. Формы разрушения балки

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

### ***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 прочности 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;

$V_{Rd,ct}$  — поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры.

Расчетную поперечную силу ( $V_{Rd,ct}$  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

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

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;

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

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

$A_c$  — площадь бетонного сечения ( $\text{мм}^2$ ).

Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно требования ТКП EN 1992-1-1. Минимальное поперечное армирование опускается 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  $h \leq 450\text{мм}$ , шаг хомутов на опоре  $s_{1,min} = 100\text{мм}$ ,  $s_{1,max} = 150\text{мм}$ . При высоте элемента  $h > 450\text{мм}$ ,  $s_{1,min} = 100\text{мм}$ ,  $s_{1,max} = 300\text{мм}$ . 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
2. По назначению диаметра хомутов
  - 2.1. Диаметр хомутов подбирается из условия свариваемости (см. лаб. раб) – соотношение диаметра хомута к диаметру рабочей арматуры должно быть не менее 1/4
  - 2.2. Диаметр хомутов зависит от размеров элемента, при высоте  $h \leq 800\text{мм}$ , минимальный диаметр хомутов – 6, при  $h > 800\text{мм}$ , минимальный диаметр хомутов – 8мм.
3. С учетом количества ветвей поперечного армирования (в зависимости от сечения элемента). При ширине элемента  $b \leq 450\text{мм}$  - 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 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. 5.5 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. 5.5б показана заменяющая ферма, в которой на

длине рассматриваемого отрезка  $a_w$  картина сжатых и растянутых подкосов размыта.

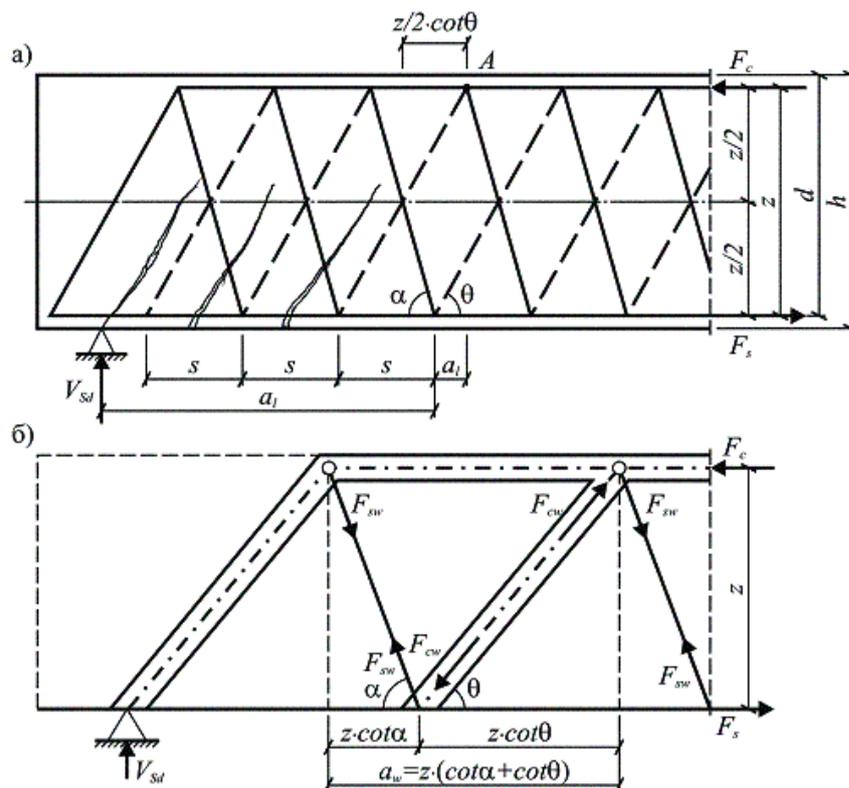


Рис. 5.5. К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии

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. 5.6) следует производить из условия:

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

где  $V_{Sd}$  — расчетная поперечная сила, вызванная действием нагрузки;

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

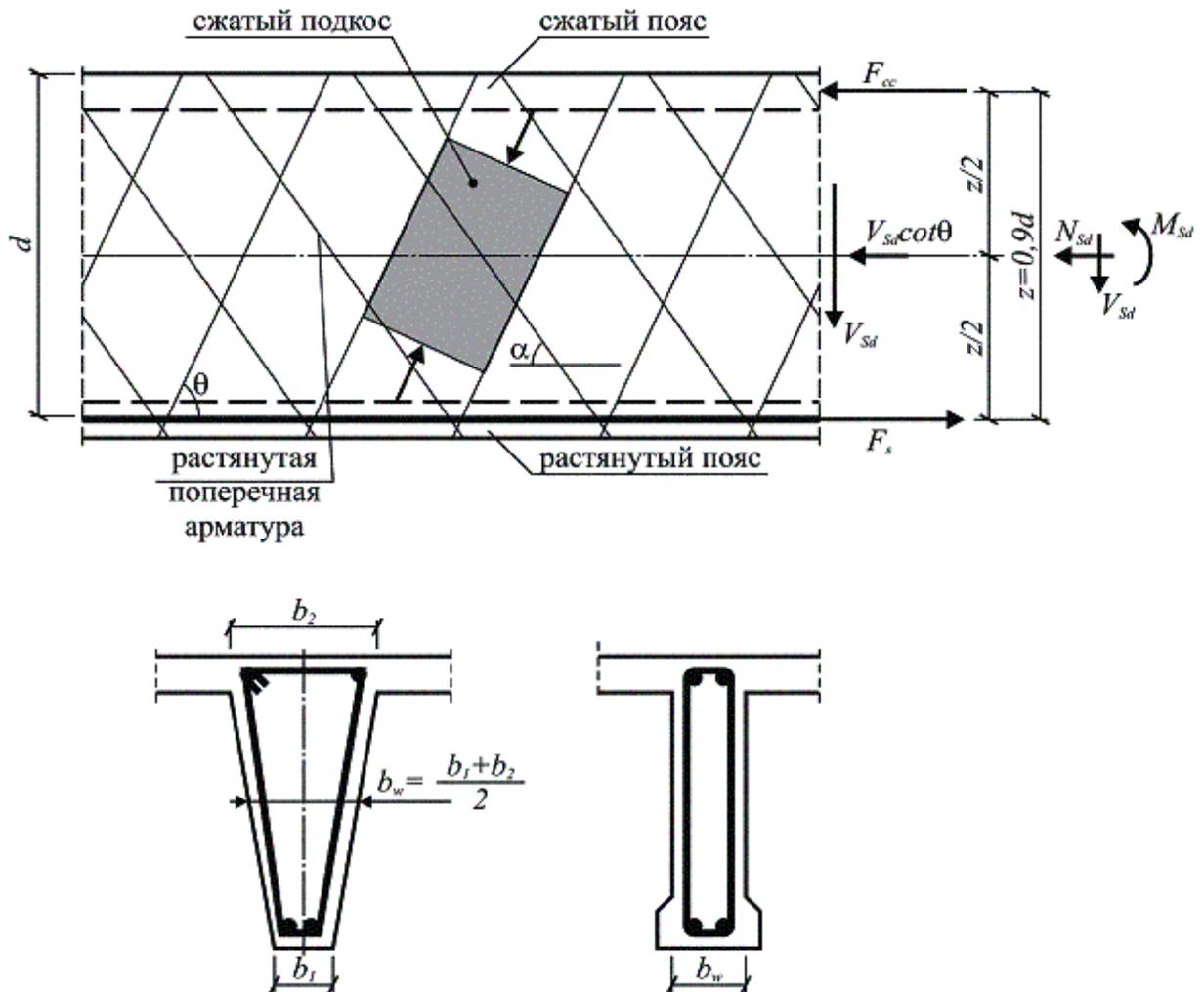


Рис.5.6. К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы по методу ферменной аналогии согласно норм

**Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение**

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

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

при

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

и

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

– для тяжелых и мелкозернистых бетонов

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

– 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 5.4. Сжатые элементы. Расчет и конструирование

### *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 (двутаверное) 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 двутаверов, швеллеров)
2. По виду поперечной арматуры
  - а. С помощью хомутов
  - б. При помощи сеток (косвенное армирование)
  - с. 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  $C = 0,7$ );

$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} M_{0Ecp}}{M_{0Ed}}$  – эффективный коэффициент ползучести, где:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$  – предельная характеристика ползучести;

$M_{0Eqr}$  – 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.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ – механический коэффициент армирования.}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ – относительное продольное усилие;}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \text{ – отношение моментов с учетом эффектов первого порядка.}$$

### **Расчетные длины сжатых элементов.**

Расчетная длина – длина для учета формы кривой перемещения.

Выбор формулы для определения расчетной длины зависит от того, раскреплен элемент или нет. Раскрепленный элемент или система – это конструктивный элемент или подсистема, для которых при расчете или 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 жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для  $k_1$  и  $k_2$  принять равным 0,1. При полном отсутствии закрепления от поворота  $k = \infty$ .

Для отдельно стоящих элементов с постоянным поперечным сечением расчетные длины приведены на рис. 1.44.

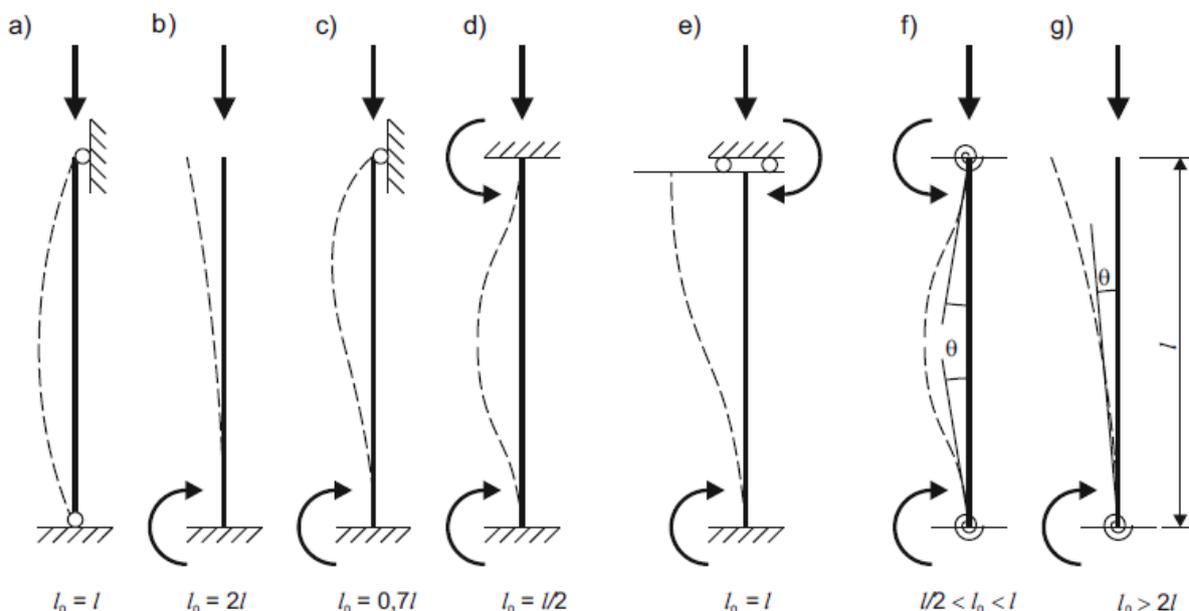


Рис. 1.44. Расчетные длины для отдельно стоящих элементов

В случае, когда  $\lambda$  меньше  $\lambda_{lim}$  учет гибкости не требуется, для дальнейших расчетов принимаем изгибающий момент  $M_{02}$  и принимаем его к  $M_{Ed}$ . Если  $\lambda$  больше  $\lambda_{lim}$ , в этом случае требуется учет эффектов второго порядка (продольного изгиба). **Потеря устойчивости при продольном изгибе** - это разрушение в следствие неустойчивости элемента или конструкции при действии преимущественно продольной силы без поперечной нагрузки. Учет эффектов второго порядка (учет гибкости) при осевой нагрузке может выполняться по трем методам расчета:

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:

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

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

### **Перечень контрольных вопросов по 5 разделу:**

1. Полезная высота сечения,  $S_{nom}$ , класс среды по условиям эксплуатации.
2. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) по методу предельных усилий.
3. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) по упрощенному деформационному методу. Четыре области деформирования.
4. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием (расчет по нормальным сечениям) по методу предельных усилий.
5. Два случая расчета тавровых сечений. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов таврового сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) по методу предельных усилий.
6. Определение положения нейтральной оси в элементе таврового сечения в прямой и обратной задачах.
7. Конструирование железобетонных изгибаемых элементов.
8. Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечной силы.
9. Четыре формы разрушения по наклонным сечениям.
10. Расчет наклонных сечений по методу ферменной аналогии.
11. Внецентренно сжатые элементы. Виды сечений.
12. Внецентренно сжатые элементы, расчет и конструирование.
13. Учет влияния продольного изгиба в сжатых элементах. Эффекты второго порядка.

## Содержание практических занятий по 5 разделу:

### ТЕМА. Расчет железобетонных изгибаемых элементов по первой группе предельных состояний (ULS)

#### Занятие 1.

**Цель занятия:** Знакомство с методом расчета по предельным усилиям. Нагрузки и воздействия. Характеристические и расчетные значения нагрузок. Таблица сбора нагрузок. Номинальные, конструктивные и расчетные размеры. Расчетные пролеты. Определение внутренних усилий от действия нагрузки. Прочностные характеристики материалов (бетон и арматура).

На практических занятиях по данной теме рассматриваются вышеперечисленные вопросы на примере расчета пустотной плиты перекрытия.

#### Пример.

Выполнить расчет пустотной предварительно напряженной плиты перекрытия номинальными размерами 1,5х6,3 м

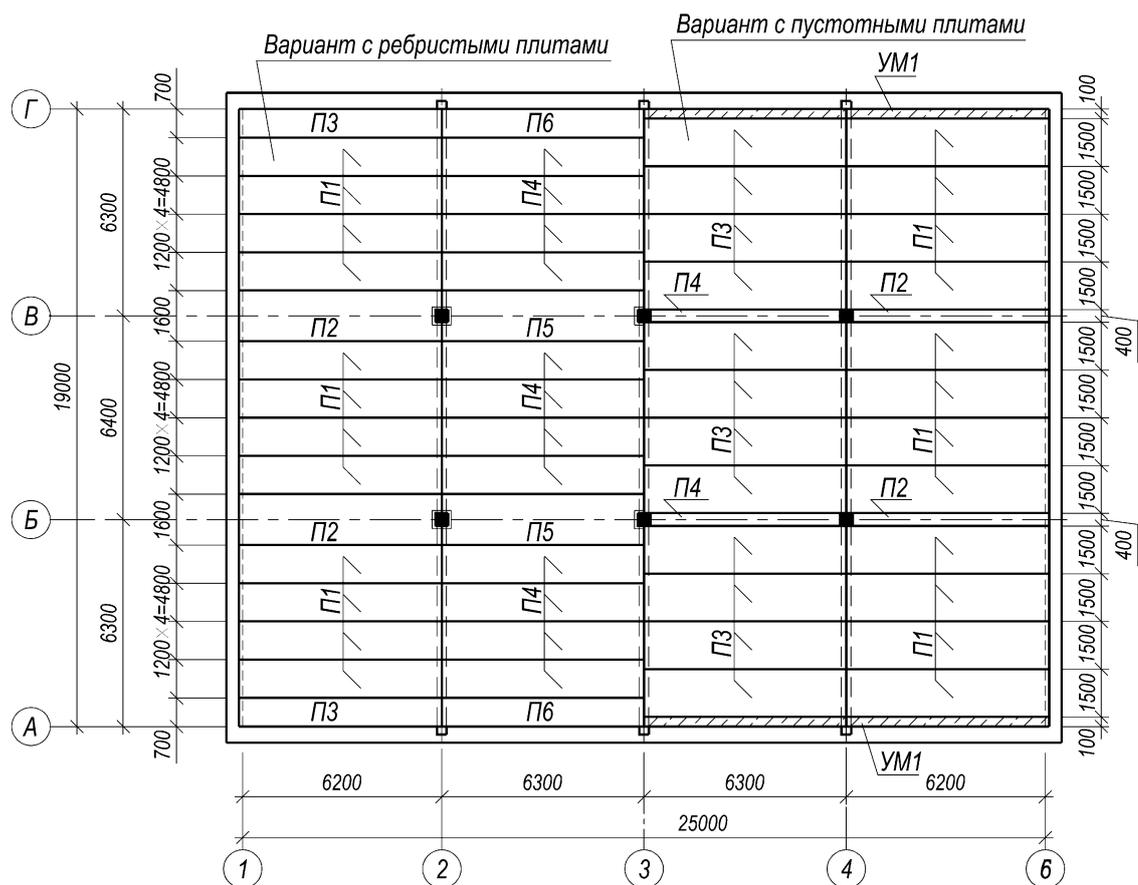


Рис. 1.5. Схема перекрытия с поперечным расположением ригелей

Таблица 2.1

Характеристические и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
<u>Постоянная нагрузка</u>				
1	Паркет дубовый штучный $t = 15$ мм, $\rho = 650$ кг/м <sup>3</sup>	0,098	1,35	0,131
2	Прослойка из клеящей мастики $t = 1$ мм, $\rho = 1400$ кг/м <sup>3</sup>	0,014	1,35	0,019
Продолжение таблицы 2.1				
3	Стяжка цементно-песчаная М150 $t = 48$ мм, $\rho = 1500$ кг/м <sup>3</sup>	0,720	1,35	0,972
4	Звукоизоляция – 2 слоя ДВП $t = 16$ мм, $\rho = 850$ кг/м <sup>3</sup>	0,136	1,35	0,184
5	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,35*	3,713
Итого:		$g_k = 3,718$		$g_d = 5,02$
<u>Переменная нагрузка</u>				
	Функциональная нагрузка	4	1,5	6
Итого:		$q_k = 4$		$q_d = 6$
* Значение коэффициента принято с учетом требований п.А1.3.1(1) табл. НП.1 [1]				
$\frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} = \frac{4}{3,718 + 4} = 0,518 > 0,4.$				

Определяем

– первое основное сочетание

$$p_1 = g + \psi_0 \cdot q = 5,02 + 0,7 \cdot 6,0 = 9,22 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \xi \cdot g + q = 0,85 \cdot 5,02 + 6,0 = 10,267 \text{ кН/м}^2.$$

Для дальнейших расчетов принимаем второе сочетание, как наиболее неблагоприятное сочетание.

В качестве рабочей принята стержневая арматура класса S800 с натяжением на упоры; полки панели армируются сварными сетками из проволоки класса S500. Средняя относительная влажность воздуха принята не менее 40%. Класс условий эксплуатации ХС1. Бетон плиты принят класса С<sup>30/37</sup>.

Характеристики бетона:

– характеристическая кубиковая прочность на сжатие  $f_{ck,cube} = 37$  МПа;

– характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 30$  МПа;

- среднее значение цилиндрической прочности бетона на осевое сжатие  
 $f_{cm} = 38 \text{ МПа};$
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  
 $f_{ctm} = 2,9 \text{ МПа};$
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на осевое растяжение

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ МПа};$$

- модуль упругости бетона  $E_{cm} = 37 \cdot 10^3 \text{ МПа};$

Характеристики **напрягаемой** арматуры класса S800:

- характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800 \text{ МПа};$
- расчетное значение предела текучести

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{800}{1,15} \approx 695 \text{ МПа};$$

- модуль упругости  $E_p = 205 \text{ ГПа}.$

Характеристики **ненапрягаемой** арматуры класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500 \text{ МПа};$
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела текучести поперечной арматуры

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot 0,8 = 435 \cdot 0,8 = 348 \text{ МПа}.$$

### *Статический расчет плиты*

Расчетная схема панели принята в виде однопролетной свободно опертой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.2).

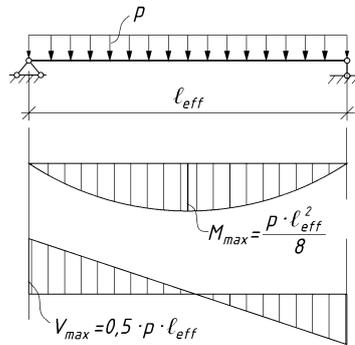


Рис. 2.2. Расчетная схема панели

За расчетный пролет плиты принимается расстояние между центрами опор (рис. 1.2б)

$$l_{eff} = l_{cp} - \left( \frac{b_f}{2} + \frac{b}{2} + a_1 \right) = 6300 - \left( \frac{565}{2} + \frac{300}{2} + 10 \right) \approx 5858 \text{ мм},$$

где  $l_{cp} = 6300$  м – шаг ригелей (рис. 1.4);

$a_1 = 10$  мм – монтажный зазор;

$b = 300$  мм – ширина сечения ригеля (рис. 3.2);

$b_f = 565$  мм – ширина полки ригеля.

При номинальной ширине панели 1,5 м погонная нагрузка на 1 м длины составит (кН/м):

$$p = p_2 \cdot 1,5 = 10,267 \cdot 1,5 = 15,4 \text{ кН/м}.$$

Тогда изгибающий момент от действия расчетной нагрузки:

$$M_{Ed} = \frac{p \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{15,4 \cdot 5,858^2}{8} = 66,059 \text{ кНм}.$$

Поперечная сила на опоре от действия расчетной нагрузки:

$$V_{Ed} = \frac{p \cdot l_{eff}}{2} = \frac{15,4 \cdot 5,858}{2} = 45,107 \text{ кН}.$$

## Занятие 2.

**Цель занятия:** Расчет изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечения с одиночным армированием по сечениям, нормальным к продольной оси элемента. Прямая задача – подбор требуемой площади арматуры

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи проверки прочности при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик бетона и арматуры. Необ-

ходима при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных стержней и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в разделе 5.

### Основные расчетные формулы

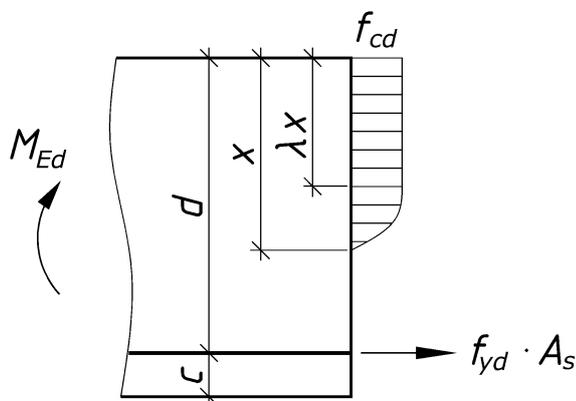


Схема усилий в сечении с одиночным армированием

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 & (1) \\ f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x = f_{yd} \cdot A_s & (2) \end{cases}$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

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

где  $M_{Ed}$  – изгибающий момент от действия принятого сочетания расчетных нагрузок.

Если  $\alpha_m < \alpha_{m,lim}$ , сопротивление сжатой зоны сечения достаточно, сжатая арматура устанавливается конструктивно. Если данное условие не выполняется, расчет должен выполняться с использованием параболически-прямоугольной диаграммы деформирования бетона.

Относительная высота сжатой зоны сечения

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

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \xi)}$$

Определяем минимальный процент армирования [4, п. 9.2.1.1 (ТКП EN 1990 -2011\* (02250))]

$$\rho_{\min} = \max \begin{cases} 0,13\% \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \end{cases}$$

### Занятие 3.

**Цель занятия:** *Расчет изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечения с одиночным армированием по сечениям, нормальным к продольной оси элемента. Прямая задача – подбор требуемой площади арматуры*

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи подбора площади продольной арматуры при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик на примере расчета пустотной плиты на действие момента.

#### **Пример.**

*Назначение величины предварительного напряжения в арматуре*

Натяжение арматуры производится на упоры стенда механическим способом, а обжатие бетона производят усилием напрягаемой арматуры при достижении прочности:

$$f_{ck}(t) = 0,7 \cdot f_{ck,cube} = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа.}$$

При твердении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу (арматуре),  $P_{\max}$  не должно превышать следующее значение [п.5.10.2.1(ТКП EN 1990-2011\* (02250))]:

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

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

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

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

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

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

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

Тогда

$$\sigma_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 880 = 704 \text{ МПа,} \\ 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа.} \end{cases}$$

Принимаем  $\sigma_{p,\max} = 700$  МПа.

Напряжения в арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения при предварительном подборе арматуры составят

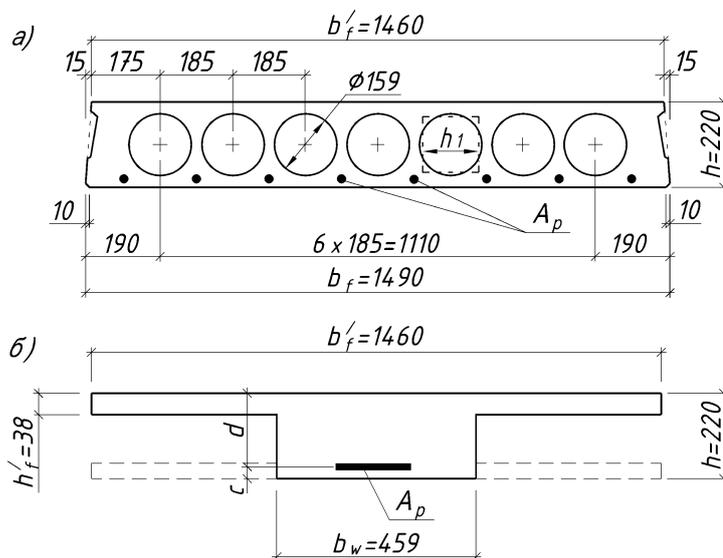
$$\sigma_{pm,t} = 0,6 \cdot \sigma_{p,\max} = 0,6 \cdot 700 = 420 \text{ МПа.}$$

*Расчет несущей способности панели по сечению,  
нормальному к продольной оси*

Расчет продольной арматуры производится из условия обеспечения прочности таврового сечения, нормального к продольной оси элемента. Сечение панели с круглыми пустотами приводится к двутавровому в соответствии с рисунком 2.3, для этого круглые пустоты заменены квадратными равной площади и равного момента инерции, т.е.  $h_1 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 159 = 143$  мм. Тогда толщина полок двутавра составит  $h_f = h'_f = 0,5 \cdot (h - h_1) = 0,5 \cdot (220 - 143) = 38$  мм.

При расчете сопротивления сечения полку в растянутой зоне условно не учитывают. Приведенная толщина ребер, в соответствии с рисунком 2.3б равна:

$$b_w = b'_f - n \cdot h_1 = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 \text{ мм.}$$



. Расчетное сечение пустотной плиты:

*a* – действительное сечение; *б* – эквивалентное сечение

Предварительный подбор площади сечения напрягаемой арматуры выполняем с использованием расчетной модели с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой части сечения. Продольную ненапрягаемую арматуру, установленную в полке (в сжатом бетоне) не учитываем.

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 1992-1-1-2009

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения.

Значение коэффициента  $\lambda$ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента  $\eta$  для определения эффективной прочности принимают равными:

- для  $f_{ck} < 50$  МПа –  $\lambda = 0,8$ ,  $\eta = 1,0$ ;
- для  $50 < f_{ck} < 90$  МПа –  $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ ,  $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$ .

Принимаем  $c_{min,b} = 16$  мм; для класса условий эксплуатации ХС1

$$c_{min,dur} = 25 \text{ мм}$$

$$c_{min} \geq \max \begin{cases} c_{min,b} = 16 \text{ мм}, \\ c_{min,dur} = 25 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

Величина защитного слоя

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

В соответствии с Национальным приложением НП1 к ТКП EN 1992-1-1-2009\* принимаем  $\Delta c_{dev} = 10$  мм

Следовательно, принимаем  $c_{nom} = 25 + 10 = 35$  мм.

Расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести продольной арматуры

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{16}{2} = 43 \text{ мм} \square$$

Принимаем  $c = 45$  мм. Полезная высота сечения

$$d = h - c = 220 - 45 = 175 \text{ мм.}$$

Определяем положение нейтральной оси при расчете таврового сечения. Момент, воспринимаемый полностью сжатой полкой:

$$\begin{aligned} M_{Rd,f} &= f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left( d - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= 20 \cdot 1460 \cdot 38 \cdot \left( 175 - \frac{38}{2} \right) = 173,1 \cdot 10^6 \text{ Нмм.} \end{aligned}$$

Поскольку  $M_{Rd,f} = 173,1 \text{ кНм} > M_{Ed} = 66,059 \text{ кНм}$ , нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b = b'_f = 1460$  мм.

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{66,059 \cdot 10^6}{20 \cdot 1460 \cdot 175^2} = 0,074.$$

Относительная высота сжатой зоны с учетом фактического значения высоты сжатой зоны ( $x = x_{eff} / \lambda$ )

$$\xi = \frac{1}{\lambda} \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} \right) = \frac{1}{0,8} \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,074} \right) = 0,096.$$

Площадь сечения продольной напрягаемой арматуры:

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \xi)} = \frac{66,059 \cdot 10^6}{695 \cdot 175 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,096)} = 564,8 \text{ мм}^2.$$

Проверка условия достаточности армирования

$$\rho = \frac{A_p}{b_t \cdot d} \geq \rho_{\min},$$

где  $b_t$  – ширина зоны растяжения, для балок таврового сечения  $b_t = b_w$  [4, п. 9.2.1.1(1)].

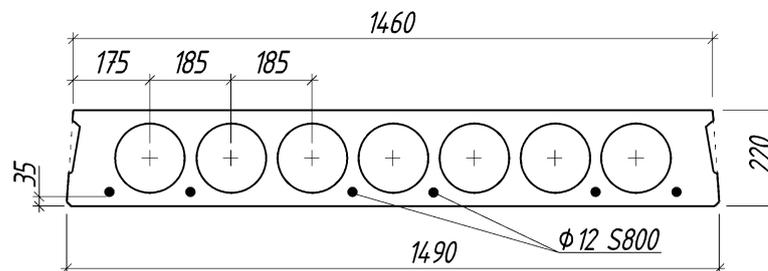
Минимальный процент армирования

$$\rho_{\min} \% = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,13\%, \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \% = 26 \cdot \frac{2,9}{800} = 0,094\% \end{array} \right.$$

Фактический процент армирования

$$\rho = \frac{A_p}{b_w \cdot d} = \frac{564,8}{459 \cdot 175} = 0,007 = 0,7\% > \rho_{\min} = 0,13\%.$$

Окончательно принимаем продольную арматуру плиты в виде 6 стержней  $\varnothing 12$  класса S800 ( $A_p = 679 \text{ мм}^2$ ). Схема расположения напрягаемой арматуры показана на рис. 2.4.



Расположение рабочей арматуры плиты:

*Расчет плиты на действие поперечной силы*

В соответствии с требованиями п. 6.2.2 [ТКП EN 1990-2011\* (02250)], 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:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ но не менее}$$

$$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

где:  $f_{ck}$  – в МПа;

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

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

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

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

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

Сжимающие напряжения в бетоне вследствие усилия обжатия

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

где  $N_{Ed}$  – продольная сила в поперечном сечении, вызванная действием предварительного напряжения ( $N_{Ed} > 0$  при сжатии)

$$N_{Ed} = \sigma_{pm,t} \cdot A_p = 420 \cdot 679 = 285180 \text{ Н.}$$

Площадь бетонного сечения, мм<sup>2</sup>

$$A_c = (b'_f - b_w) \cdot h'_f + b_w \cdot h = (1460 - 459) \cdot 38 + 459 \cdot 220 = 139018 \text{ мм}^2.$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{679}{459 \cdot 179} = 0,008 \leq 0,02,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{179}} = 2,057 > 2. \text{ Принимаем } k = 2.$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{285180}{139018} = 2,051 \text{ МПа} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ МПа};$$

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры

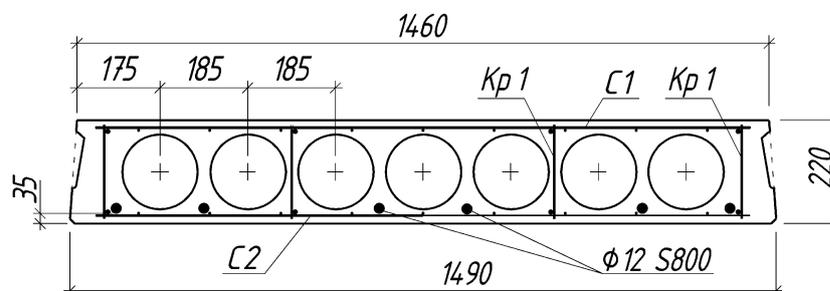
$$V_{Rd,c,\min} = (0,542 + 0,15 \cdot 2,051) \cdot 459 \cdot 179 = 69808 \text{ Н} = 69,81 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,008 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,051 \right] \cdot 459 \cdot 179 = 82156 \text{ Н} = 82,16 \text{ кН} > V_{Rd,c,\min} = 69,81 \text{ кН}.$$

Принимаем  $V_{Rd,ct} = 82,16 \text{ кН}$ .

Поскольку  $V_{Rd,c} = 82,16 \text{ кН} > V_{Ed} = 45,107 \text{ кН}$ , поперечная арматура устанавливается по конструктивным требованиям.

При высоте сечения плит до 300 мм и соблюдении условий прочности на действие поперечной силы допускается устанавливать конструктивную арматуру. Конструктивно устанавливаются сетки в верхней и нижней полках в приопорных зонах и посередине пролета. Каркасы устанавливаются конструктивно в продольных ребрах между пустотами равномерно по ширине сечения плиты. Расстояние между каркасами не должно превышать 400...500 мм (через 2...3 пустоты) (рис. 2.5).



Армирование поперечного сечения плиты:

## Занятия 4, 5.

**Цель занятия:** Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным и двойным армированием по сечениям, нормальным к продольной оси элемента. Прямая задача – подбор требуемой площади арматуры

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи подбора площади продольной арматуры при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик на примере расчета ригеля на действие момента при одиночном и двойном армировании.

### Пример 1 Расчет элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием.

Подобрать продольное армирование для ригеля междуэтажного перекрытия при следующих данных: сетка колонн 6,4×6,1 м, характеристическое значение функциональной нагрузки на перекрытие 3 кПа, класс условий эксплуатации ХС1. Конструкция перекрытия – керамическая плитка.

*Исходные данные для проектирования:*

Исходя из класса условий эксплуатации ХС1 принимаем для ригеля бетон класса С<sup>25</sup>/<sub>30</sub>:

- характеристическая цилиндрическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- характеристическое значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctk,0,05} = 1,8$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,6$  МПа;
- модуль упругости бетона  $E_{cm} = 35$  ГПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на осевое растяжение

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа}.$$

Для армирования ригеля принимаем продольную арматуру класса S500:

- характеристическое значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- модуль упругости арматуры  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа.
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела текучести поперечной арматуры

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot 0,8 = 435 \cdot 0,8 = 348 \text{ МПа}.$$

*Определение погонной нагрузки (нагрузки на 1 м длины ригеля)*

Нагрузка на 1 м длины ригеля складывается из нагрузки от перекрытия и собственного веса ригеля.

От перекрытия

Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> перекрытия приведен в таблице.

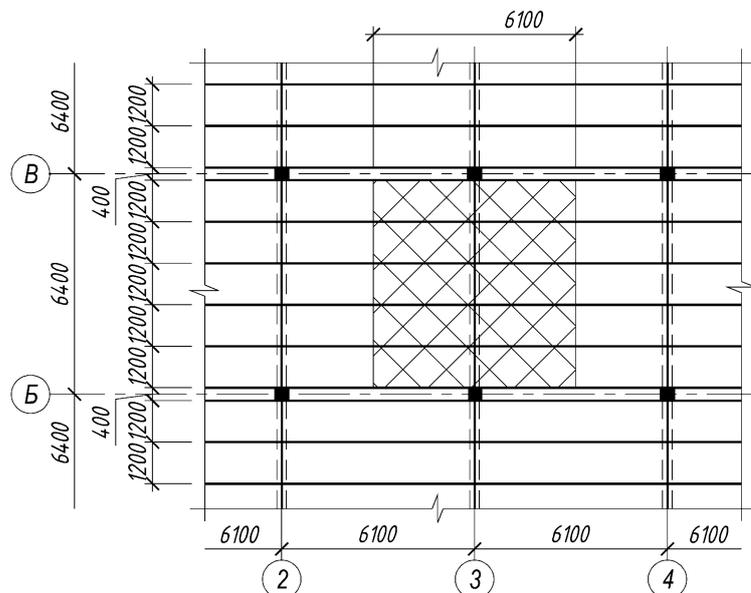
Характеристические и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
<u>Постоянная нагрузка</u>				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ( $\gamma = 20$ кН/м <sup>3</sup> )	0,24	1,35	0,324
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ( $\gamma = 21$ кН/м <sup>3</sup> )	0,74	1,35	0,999
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ( $\gamma = 12$ кН/м <sup>3</sup> )	0,66	1,35	0,891
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,05	1,35	0,068
5	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,35*	3,713
Итого:		$g_k = 4,44$		$g_d = 5,995$
<u>Переменная нагрузка</u>				
	Функциональная нагрузка	3	1,5	4,5
Итого:		$q_k = 3$		$q_d = 4,5$
* Значение коэффициента принято с учетом требований п.А1.3.1(1) и табл. НП.1 [1]				
$\frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} = \frac{3}{4,44 + 3} = 0,403 > 0,4.$				

Расчетная постоянная нагрузка на ригель от перекрытия составит

$$g_{d, \text{перекр}} = g_{1d} \cdot l = 5,995 \cdot 6,1 = 36,57 \text{ кН/м,}$$

где:  $l = 6,1$  м – ширина грузовой площади ригеля (номинальная длина плиты)



Расчетная переменная нагрузка на ригель от перекрытия составит

$$q_{d, \text{перекр}} = q_{1d} \cdot l = 4,5 \cdot 6,1 = 27,45 \text{ кН/м.}$$

От собственного веса ригеля

Высота ригеля назначается в пределах

$$h = \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) (L - b_{col}) = \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) (6400 - 400) = (600 \div 400) \text{ мм.}$$

Принимаем высоту сечения ригеля 450 мм

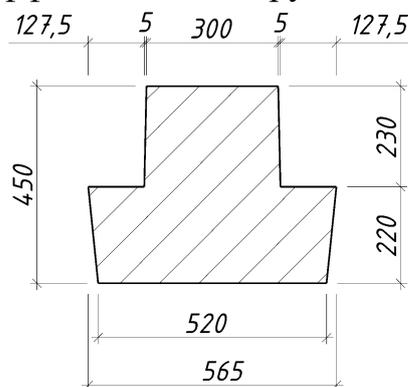
Расчетная нагрузка от собственного веса 1 м ригеля составит

$$g_{d, \text{риг}} = A_{\text{риг}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,1895 \cdot 25 \cdot 1,35 = 6,396 \text{ кН/м,}$$

где:  $A_{\text{риг}} = \frac{0,565 + 0,52}{2} \cdot 0,22 + \frac{0,30 + 0,31}{2} \cdot 0,23 = 0,1895 \text{ м}^2$  – площадь поперечного сечения ригеля;

$\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес железобетона;

$\gamma_F = 1,35$  – частный коэффициент по нагрузке от собственного веса.



Полная расчетная постоянная нагрузка на 1 погонный метр ригеля составит

$$g_d = g_{d,\text{перекр}} + g_{d,\text{риг}} = 36,57 + 6,396 = 42,966 \text{ кН/м.}$$

В соответствии с ТКП при расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности расчетные значения постоянных и переменных нагрузок следует объединять в два комбинационных сочетания:

– первое основное сочетание

$$p = g + \psi_0 \cdot q;$$

– второе основное сочетание

$$p = \xi \cdot g + q;$$

где  $\psi_0$  – коэффициент сочетания переменных нагрузок, принимаемый по таблице А1.1 [ТКП] (для полезной нагрузки равен 0,7);

$\xi$  – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Определяем

– первое основное сочетание

$$p = g + \psi_0 \cdot q = 42,966 + 0,7 \cdot 27,45 = 62,181 \text{ кН/м;}$$

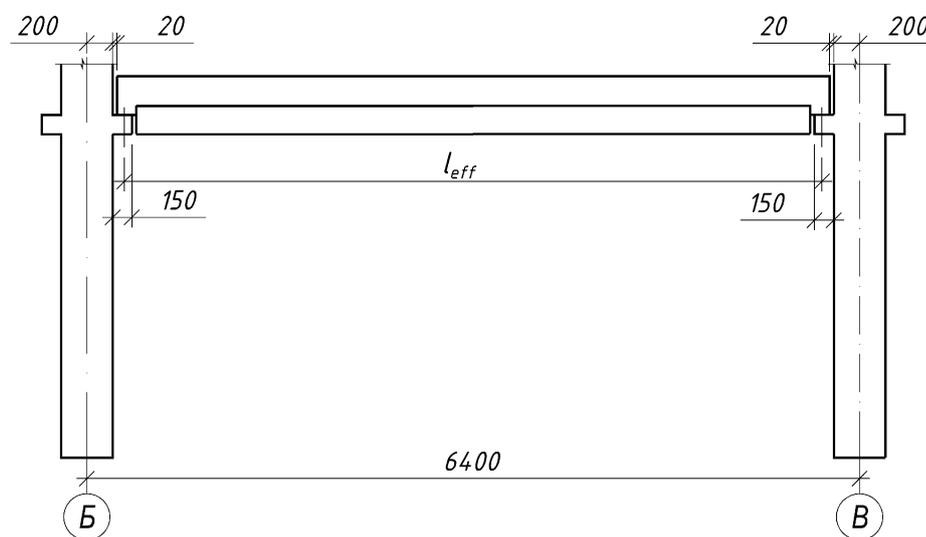
– второе основное сочетание

$$p = \xi \cdot g + q = 0,85 \cdot 42,966 + 27,45 = 63,97 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов выбираем второе сочетание как наиболее неблагоприятное.

### Статический расчет

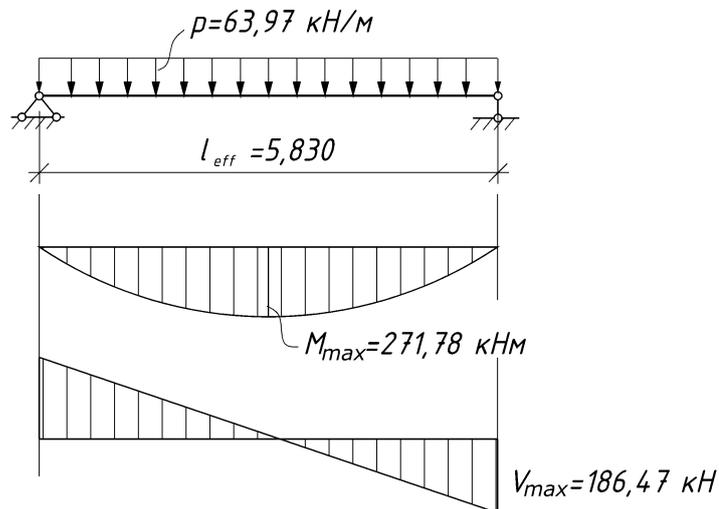
Определяем конструктивную и расчетную длину ригеля:



$$l_k = 6400 - 200 \cdot 2 - 20 \cdot 2 = 5960 \text{ мм;}$$

$$l_{eff} = 5960 - \frac{150 - 20}{2} \cdot 2 = 5830 \text{ мм.}$$

Разрезной ригель рассматривается как однопролетная статически определимая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.



Максимальный изгибающий момент в середине пролета и максимальная поперечная сила на опоре от действия расчетных нагрузок составят:

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{p \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{63,97 \cdot 5,83^2}{8} = 271,78 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed} = V_{max} = \frac{p \cdot l_{eff}}{2} = \frac{63,97 \cdot 5,83}{2} = 186,47 \text{ кН}.$$

#### *Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси*

При расчете ригеля его сечение рассматривается как прямоугольное, с размерами  $b \times h = 300 \times 450$  мм. Площадь сечения консольных свесов в расчет не вводится, так как они расположены в растянутой зоне бетона.

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру  $\varnothing 25$  класса S500.

Принимаем минимальный защитный слой из условия сцепления арматуры с бетоном  $c_{min,b} = 25$  мм, для класса условий эксплуатации XC1  $c_{min,dur} = 15$  мм.

$$c_{min} \geq \max \begin{cases} c_{min,b} = 25 \text{ мм}, \\ c_{min,dur} = 15 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

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

В соответствии с Национальным приложением НП1 принимаем  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

Следовательно, принимаем  $c_{nom} = 25 + 10 = 35$  мм.

Расстояние от растянутой грани сечения ригеля до центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47,5 \text{ мм}.$$

Принимаем  $c = 50$  мм. Тогда полезная высота сечения ригеля составит

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм};$$

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 граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

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

где  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$  – предельная величина относительных деформаций сжатия для бетона классов C<sup>50/60</sup> и ниже;

$\lambda = 0,8$  – коэффициент для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Основные расчетные формулы:

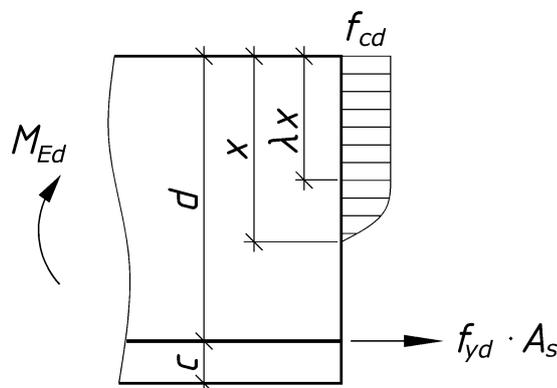


Схема усилий в сечении с одиночным армированием

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 & (1) \\ f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x = f_{yd} \cdot A_s & (2) \end{cases}$$

Относительный момент сжатой зоны (из выражения (1))

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{271,78 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,34;$$

где  $M_{Ed} = 271,78$  кНм – изгибающий момент от действия принятого сочетания расчетных нагрузок.

Так как  $\alpha_m = 0,34 < \alpha_{m,lim} = 0,371$ , сопротивление сжатой зоны сечения достаточно, сжатая арматура устанавливается конструктивно. Если данное

условие не выполняется, расчет должен выполняться с использованием параболически-прямоугольной диаграммы деформирования бетона (см. пример 2).

Принимаем  $2\varnothing 12$  класса S500 ( $A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$ ).

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{1}{\lambda} \left( 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = \frac{1}{0,8} \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,34} \right) = 0,543.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \xi)} = \frac{271,78 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,543)} = 1995,3 \text{ мм}^2.$$

Определяем минимальный процент армирования

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,13\% \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135\% \end{array} \right.$$

Фактический коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1995,3}{300 \cdot 400} = 0,017 > \rho_{\min} = 0,0013$$

Так как  $\rho = 1,7\% > \rho_{\min} = 0,13\%$ , армирование принимается в соответствии с расчетом.

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры  $4\varnothing 28$  класса S500 ( $A_s = 2463 \text{ мм}^2$ ).

Уточняем положение центра тяжести растянутой арматуры

$$c = c_{nom} = + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{28}{2} = 49 \text{ мм}.$$

Фактическая рабочая высота сечения ригеля составит

$$d = h - c = 450 - 49 = 401 \text{ мм}.$$

### **Пример 2 Расчет элементов прямоугольного сечения с двойным армированием.**

Подобрать продольное армирование для ригеля таврового сечения (рис. 3.2) при следующих данных: изгибающий момент от внешней нагрузки  $M_{Ed} = 350 \text{ кНм}$ , класс бетона C<sup>25</sup>/30 ( $f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$ ,  $f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ МПа}$ ,  $f_{cd} = 16,67 \text{ МПа}$ ), класс арматуры S500 ( $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ )

Сечение ригеля рассматривается как прямоугольное, с размерами  $b \times h = 300 \times 450 \text{ мм}$ .

Принимаем  $c = 50 \text{ мм}$ . Тогда рабочая высота сечения ригеля составит

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм};$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{350 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,437.$$

Если  $\alpha_m > 0,5$ , то рекомендуется повысить класс бетона на одну ступень и повторить расчет.

Относительные деформации арматуры класса S500 при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составят:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Для бетона класса ниже C<sup>50</sup>/<sub>60</sub> принимаем  $\lambda = 0,8$ ,  $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$ .

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

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

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Так как  $\alpha_m = 0,437 > \alpha_{m,lim} = 0,371$ , расчет необходимо выполнить с использованием параболически-прямоугольной диаграммы деформирования бетона.

По таблице П.6 Приложения для бетона C<sup>25</sup>/<sub>30</sub> находим предельные относительные деформации бетона при сжатии  $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ ,

Предполагаем, что напряженно-деформированное состояние соответствует области деформирования 2. Тогда по таблице принимаем коэффициент полноты эпюры напряжений  $\omega_c = 17/21$ . Принимаем коэффициент  $k_2 = 99/238$ .

Тогда граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617,$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = \frac{17}{21} \cdot 0,617 \left( 1 - \frac{99}{238} \cdot 0,617 \right) = 0,371.$$

Так как  $\alpha_m = 0,4374 > \alpha_{m,lim} = 0,371$ , сопротивление сжатой зоны сечения недостаточно. Требуется установка сжатой продольной арматуры.

Принимаем расстояние от центра тяжести арматуры сжатой зоны до сжатой грани сечения  $c_1 = 30 \text{ мм}$ .

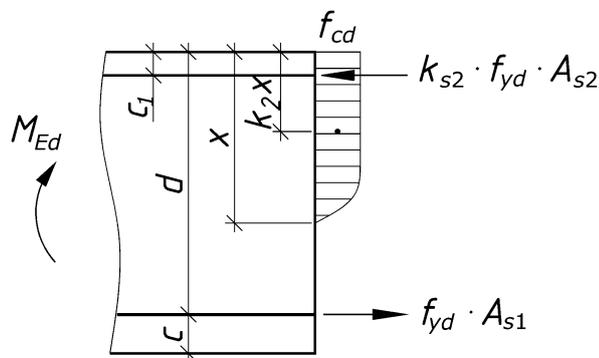


Схема усилий в сечении с двойным армированием

Основные расчетные формулы:

$$\left\{ \begin{aligned} M_{Ed} \leq M_{Rd} &= f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \end{aligned} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_{yd} \cdot A_{s1} &= \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \end{aligned} \right. \quad (2)$$

приняв  $k_{s2} = 1$  (полное использование сжатой арматуры) и  $\alpha_m = \alpha_{m,lim}$ , из выражения (1) определяем значение требуемой площади арматуры в сжатой зоне сечения

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{M_{Ed} - \alpha_{m,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \\ &= \frac{350 \cdot 10^6 - 0,371 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400^2}{1 \cdot 435 \cdot (400 - 30)} = 330,2 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

По сортаменту принимаем  $2\varnothing 16$  класса S500 ( $A_s = 402 \text{ мм}^2$ ).

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной бетона с учетом сжатой арматуры

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Ed} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \\ &= \frac{350 \cdot 10^6 - 1,0 \cdot 435 \cdot 402 \cdot (400 - 30)}{16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,357 < \alpha_{m,lim} = 0,371 \end{aligned}$$

Тогда при

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{17}{21} \cdot \frac{238}{99} = \frac{17}{7 \cdot 3} \cdot \frac{7 \cdot 34}{99} = \frac{578}{297}$$

значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \left( 0,5 - \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} \right) / k_2 = \left( 0,5 - \sqrt{0,25 - \frac{0,357 \cdot 297}{578}} \right) \cdot \frac{238}{99} = 0,58.$$

Из выражения (2) приняв  $x = \xi \times d$ , находим значение требуемой площади растянутой арматуры

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{\omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} = \\ &= \frac{17/21 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400 \cdot 0,58 + 1 \cdot 435 \cdot 402}{435} = 2561,2 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Определяем минимальный процент армирования

$$\rho_{min} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,13\% \\ &26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135\% \end{aligned} \right.$$

Фактический коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2561}{300 \cdot 400} = 0,021 > \rho_{min} = 0,0013$$

Так как  $\rho = 2,1\% > \rho_{\min} = 0,13\%$ , армирование ригеля принимается в соответствии с расчетом.

Окончательно принимаем в качестве рабочей арматуры  $2\emptyset 32 + 2\emptyset 28$  класса S500 ( $A_s = 1608 + 1232 = 2840 \text{ мм}^2$ ).

Уточняем положение центра тяжести растянутой арматуры

$$c = 35 + \frac{1608\left(35 + \frac{32}{2}\right) + 1232\left(35 + \frac{28}{2}\right)}{1608 + 1232} = 50,1 \text{ мм} \approx 50 \text{ мм}.$$

## Занятие 6.

**Цель занятия:** Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения по сечениям, наклонным к продольной оси элемента. Прямая задача – подбор требуемой площади поперечной арматуры

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи подбора площади поперечной арматуры при известных значениях поперечной силы ригеля.

### Пример.

#### Расчет наклонных сечений

В соответствии с требованиями ТКП EN 1992-1-1-2009\* [4, 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

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

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 в виде раскосной фермы 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  $V_{Rd,max}$  [4, 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;

$z$  – плечо внутренней пары сил;

$s$  – расстояние между хомутами;

$f_{ywd} \leq 0,8f_{yd}$  – 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

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

Определить методом ферменной аналогии диаметр и шаг поперечной арматуры сборного ригеля таврового сечения (см. пример 1) при следующих данных: класс бетона C<sup>25</sup>/30, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – 4Ø28 класса S500, ширина ребра сечения ригеля  $b_w = 300$  мм, полезная высота сечения  $d = 400$  мм, максимальная поперечная сила –  $V_{Ed} = 186,47$  кН.

#### *Проверка необходимости постановки поперечной арматуры*

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:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2463}{300 \cdot 400} = 0,021 > 0,02. \text{ Принимаем } \rho_l = 0,02.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,707 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,707.$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,707^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,39 \text{ МПа.}$$

Тогда

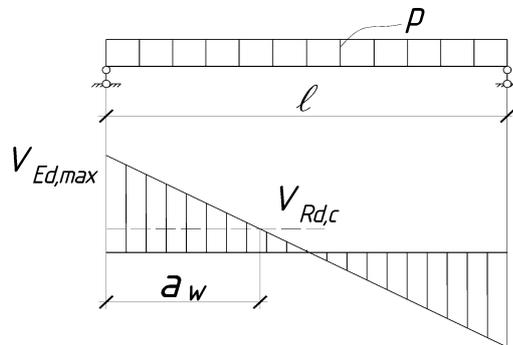
$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,707 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 25)^{1/3} \cdot 300 \cdot 400 = 90556 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,39 \cdot 300 \cdot 400 = 46800 \text{ Н.}$$

Так как  $V_{Rd,c} = 90,569 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 186,47 \text{ кН}$ , поперечная арматура устанавливается по расчету.

#### *Расчет наклонного сечения ригеля на действие поперечной силы*

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил



Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{186,47 - 90,556}{63,97} = 1,499 \text{ м.}$$

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [4, 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

$$z_1 = d = 400 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 186,47 - 63,97 \cdot 0,400 = 160,882 \text{ кН.}$$

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

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 400 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 300 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры  $s = 100$  мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{160,882 \cdot 10^3 \cdot 100}{360 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 107,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $2\text{Ø}10$  ( $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры

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

где:  $v_1$  - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

Тогда

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{157 \cdot 348}{300 \cdot 100} = 1,8212 \text{ МПа,}$$

$$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 = 4,501 \text{ МПа,}$$

Так как  $1,881 < 4,501$  – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,54 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 360}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 478713 \text{ Н;}$$

Так как  $V_{Ed,max} = 186,47 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 478,713 \text{ кН}$  – условие выполняется.

Расстояние от опоры до *второго* расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 400 + 360 \cdot \cot 40^\circ = 829,03 \approx 829 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z_2 = 186,47 - 63,97 \cdot 0,829 = 133,44 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{360 \cdot 348 \cdot 157 \cdot \cot 40^\circ}{133,44 \cdot 10^3} = 175,6 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 400 + 2 \cdot 360 \cdot \cot 40^\circ = 1258,1 \approx 1258 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z = 186,47 - 63,97 \cdot 1,258 = 105,996 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{360 \cdot 348 \cdot 157 \cdot \cot 40^\circ}{105,996 \cdot 10^3} = 221,1 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до *четвертого* расчетного сечения

$$z_4 = d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta = 400 + 3 \cdot 360 \cdot \cot 40^\circ = 1687,1 \approx 1687 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z_4 = 186,47 - 63,97 \cdot 1,687 = 78,55 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{360 \cdot 348 \cdot 157 \cdot \cot 40^\circ}{78,55 \cdot 10^3} = 298,4 \text{ мм.}$$

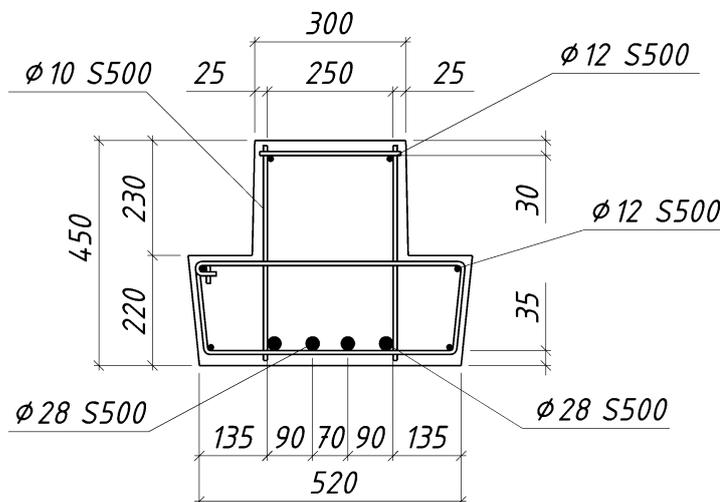
Коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{157}{100 \cdot 300 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0052.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw, \min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,0008.$$

Так как  $\rho_{sw} = 0,0052 > \rho_{sw, \min} = 0,0008$ , окончательно принимаем поперечное армирование ригеля в виде  $2\varnothing 10$  класса S500 ( $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ). Схема армирования поперечного сечения ригеля приведена на рисунке.



. Армирование поперечного сечения ригеля

## Занятия 7, 8.

**Цель занятия:** Расчет сборной ребристой плиты.

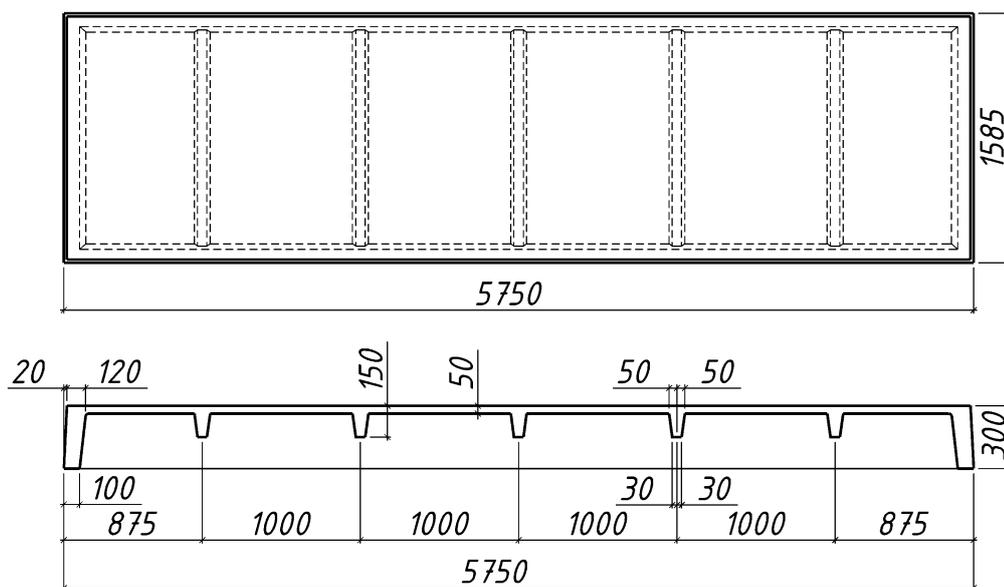
На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи подбора площади продольной поперечной арматуры ребристой плиты.

### Пример.

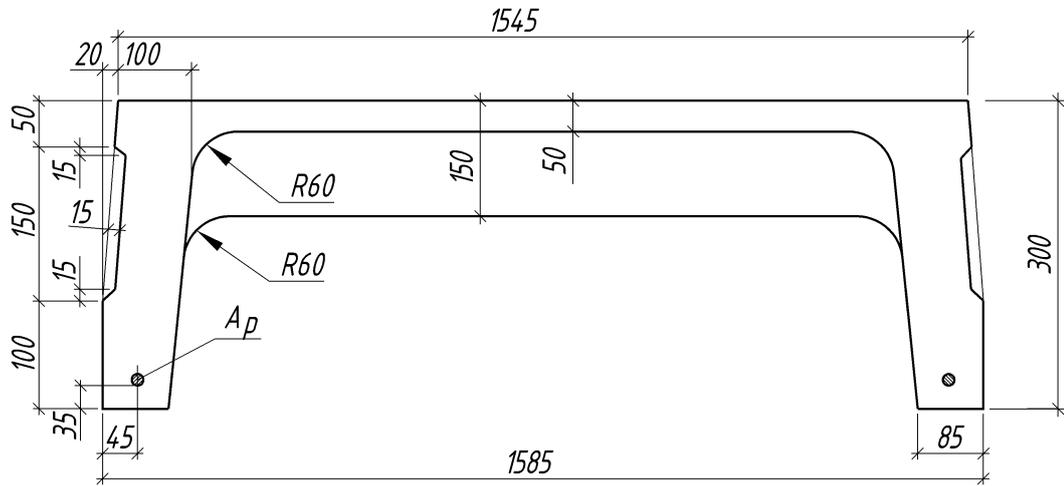
Требуется спроектировать предварительно напряженную ребристую плиту перекрытия многоэтажного каркасного здания. Характеристическое значение функциональной нагрузки – 10,5 кПа. Конструкция пола – керамическая плитка. Класс условий эксплуатации – ХС1. Категория долговечности здания – S4. Пролет плиты в осях – 6,2 м, ширина – 1,6 м. Промежуточные поперечные ребра предусмотрены через 1000 мм. Опалубочный чертеж и поперечное сечение плиты приведены на рис.

Плита изготавливается по стендовой технологии. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие  $C^{25}/_{30}$ , подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Способ натяжения арматуры – механический на упоры стенда. Средняя прочность бетона в момент передачи усилия предварительного обжата на бетон  $f_{ck}(t)$  (передаточная прочность) принята равной  $0,7f_{ck,cube}$ .

В качестве рабочей напрягаемой арматуры приняты стержни класса S800. В качестве ненапрягаемой арматуры ребер принята арматура класса S500. Полка плиты армируется сварной сеткой из проволоки класса S500.



Опалубочный чертеж плиты перекрытия



### Бетон

Для бетона класса  $C^{25}/_{30}$  принимаем:

- характеристическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 25$  МПа;
- кубиковая прочность на сжатие  $f_{ck,cube} = 30$  МПа;
- характеристическая прочность на осевое растяжение  $f_{ctk,0,05} = 1,8$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела прочности на осевое растяжение

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа};$$

- модуль упругости бетона  $E_{cm} = 31$  ГПа.

### Арматура

Для напрягаемой арматуры – стержней класса S800:

- характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали  $f_{p0,1k} = 800$  МПа;
- расчетное сопротивление

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_S} = \frac{800}{1,15} \approx 695 \text{ МПа};$$

- модуль упругости  $E_p = 205$  ГПа.

Для ненапрягаемой арматуры класса S500:

- нормативное значение предела текучести  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное значение предела текучести

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа};$$

- расчетное значение предела текучести поперечной арматуры

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot 0,8 = 435 \cdot 0,8 = 348 \text{ МПа}.$$

Высота ригеля  $h_{\text{риг}} = \frac{1}{10} L_{\text{риг}} = \frac{1}{10} \cdot 6400 = 640 \text{ мм} \approx 650 \text{ мм}$ .

Ширина ребра ригеля

$$b_{\text{риг}} = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h_{\text{риг}} = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) \cdot 650 = 325 \dots 217 \text{ мм}.$$

Принимаем  $b_{\text{риг}} = 300 \text{ мм}$ .

Высота плиты с предварительно напрягаемой арматурой

$$h = \left( \frac{1}{20} \dots \frac{1}{30} \right) L = \frac{1}{20} \cdot 6200 = 310 \text{ мм} \approx 300 \text{ мм}.$$

### **Расчет полки плиты**

Полка плиты представляет собой однорядную многопролетную плиту, обрамленную ребрами. Средние пролеты рассматриваются как плиты, защемленная по всему контуру, крайние – как плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые на торцевые ребра. Полка армируется одной сварной сеткой с рабочей арматурой, расположенной в двух направлениях. При расчете таких плит соотношение площадей арматуры двух направлений  $\frac{\Delta A_{s1}}{\Delta A_{s2}}$  принимается в зависимости от отношения пролетов плиты  $\frac{l_2}{l_1}$  ( $\Delta A_{s1}$  и  $\Delta A_{s2}$  – площадь стержней, параллельных соответственно короткой и длинной сторонам, укладываемых на 1 м ширины плиты).

Расчетные пролеты плиты  $l_1$  и  $l_2$  принимаются равными:

- для средних пролетов – расстоянию в свету между балками (ребрами);
- для крайних пролетов (при наличии свободной опоры) – расстоянию от оси этой опоры до грани балки.

Отношение площадей сечений нижней арматуры для плиты, работающей в двух направлениях

$\frac{l_2}{l_1}$	$\frac{\Delta A_{s1}}{\Delta A_{s2}}$	$\frac{l_2}{l_1}$	$\frac{\Delta A_{s1}}{\Delta A_{s2}}$	$\frac{l_2}{l_1}$	$\frac{\Delta A_{s1}}{\Delta A_{s2}}$
1,0	1...0,8	1,4	0,6...0,4	1,8	0,4...0,2
1,1	0,9...0,7	1,5	0,65...0,3 5	1,9	0,35...0,2
1,2	0,8...0,6	1,6	0,5...0,3	2,0	0,2...0,15
1,3	0,7...0,5	1,7	0,45...0,2 5		

Уравнение моментов метода предельного равновесия, записанное для плиты шириной 1 м, имеет вид

$$\frac{ql_1^2}{12} \cdot (3l_2 - l_1) = 2M_1 + 2M_2 + M_I + M_I' + M_{II} + M_{II}',$$

где  $l_1, l_2$  – меньший и больший пролеты ячейки соответственно;

$M_1, M_2, M_I, M_I', M_{II}, M_{II}'$  – изгибающие моменты в середине ячейки и на ее кромках соответственно, выраженные через площадь арматуры.

$$M_i = f_{yd} \cdot z_i \cdot A_{si},$$

здесь  $A_{si}$  – площадь рабочей арматуры, определяется расчетом;

$d$  – полезная (эффективная) высота сечения плиты.

$z_i$  – плечо внутренней пары сил в соответствующем сечении плиты

$$z_i = (0,9 \dots 0,95) \cdot d.$$

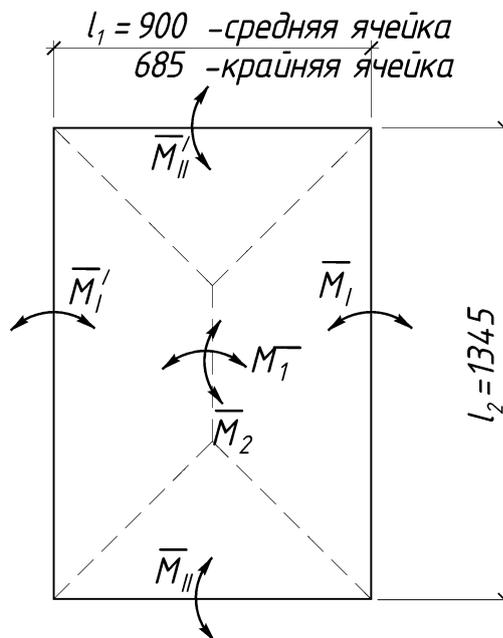
В расчетах элементов конструкций заводского изготовления, при наличии организованной системы контроля качества и коэффициента вариации собственного веса не более 5%, допускается принимать значение коэффициента  $\gamma_{G,sup} = 1,15$ . При этом отношение суммы характеристических значений переменной (полезной) нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса, должно находиться в пределах

$$0,1 \leq \frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} \leq 0,4.$$

#### Характеристические и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
<u>Постоянная нагрузка</u>				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ( $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> )	0,24	1,35	0,324
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ( $\rho = 21$ кН/м <sup>3</sup> )	0,74	1,35	0,993
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ( $\rho = 12$ кН/м <sup>3</sup> )	0,66	1,35	0,891
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,05	1,35	0,068
5	Собственный вес полки плиты перекрытия $\delta = 50$ мм ( $\rho = 25$ кН/м <sup>3</sup> )	1,25	1,35*	1,688
Итого:		$g_k = 2,935$		$g_d = 3,964$
<u>Переменная нагрузка</u>				
	Функциональная нагрузка	10,5	1,5	15,75
Итого:		$q_k = 10,5$		$q_d = 15,75$
* Значение коэффициента принято с учетом требований п.А1.3.1(ТКП) табл. НП.1				
$\frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} = \frac{10,5}{2,935 + 10,5} = 0,74 > 0,4.$				





Расчетная схема полки плиты

Согласно таблице 2.1

– для средней ячейки при  $l_2/l_1 = 1,494$  принимаем  $A_{s1}/A_{s2} = 0,5$ ;

– для крайней ячейки при  $l_2/l_1 = 1,964$  принимаем  $A_{s1}/A_{s2} = 0,23$ .

В качестве рабочей арматуры принимаем  $\varnothing 4$  класса S500.

Принимаем  $c_{\min,b} = 4$  мм; для класса условий эксплуатации ХС1

$c_{\min,dur} = 15$  мм;

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 4 \text{ мм}, \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

Минимальный защитный слой

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

Национальное приложение НП1 рекомендует принимать  $\Delta c_{dev} = 10$  мм. Если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}.$$

Для сборных конструкций, при высоте сечения не более 150 мм допускается принимать  $\Delta c_{dev} = 5$  мм

Следовательно,  $c_{nom} = 15 + 5 = 20$  мм.

Расстояние от нижней грани полки до центра тяжести арматурной сетки

$$c = c_{nom} + \varnothing = 20 + 4 = 24 \text{ мм} \square$$

Тогда рабочая высота сечения составит

– при расчете на действие положительных моментов в середине ячейки

$$d_1 = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 50 - 24 - \frac{4}{2} = 24 \text{ мм};$$

$$d_2 = h - c + \frac{\varnothing}{2} = 50 - 24 + \frac{4}{2} = 28 \text{ мм};$$

– при расчете на действие отрицательных моментов на опорах

$$d_I = c + \frac{\varnothing}{2} = 24 + \frac{4}{2} = 26 \text{ мм};$$

$$d_{II} = c - \frac{\varnothing}{2} = 24 - \frac{4}{2} = 22 \text{ мм}.$$

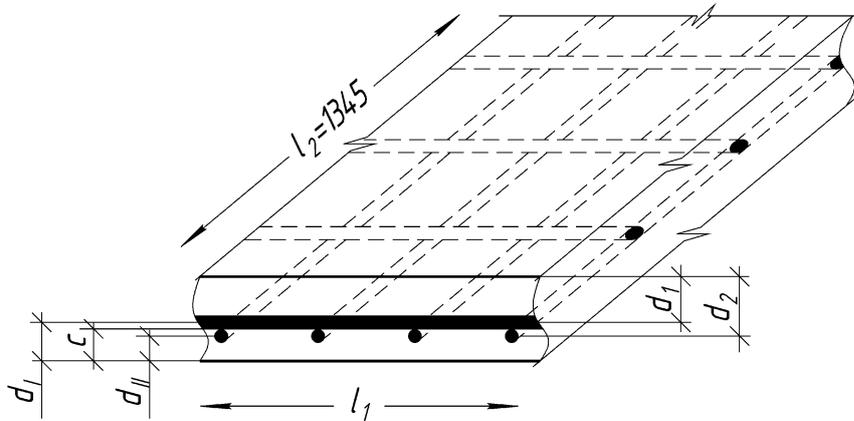


Рис. К определению рабочей высоты сечения полки плиты

Из условия минимальной стоимости конструкций оптимальные проценты армирования и соответствующие им значения относительной высоты сжатой зоны для плит принимаются:  $\rho\% = (0,2 \dots 0,3) \rho_{\max}\%$  и  $\xi = 0,1 \dots 0,2$ .

Принимаем  $\xi = 0,1$ . Тогда относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,1 = 0,95.$$

Плечо внутренней пары сил:

– при восприятии положительных моментов

$$z_1 = 0,95d_1 = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ мм};$$

$$z_2 = 0,95d_2 = 0,95 \cdot 28 = 26,6 \text{ мм};$$

– при восприятии отрицательных моментов

$$z_I = 0,95d_I = 0,95 \cdot 26 = 24,7 \text{ мм};$$

$$z_{II} = 0,95d_{II} = 0,95 \cdot 22 = 20,9 \text{ мм}.$$

Изгибающие моменты, выраженные через площадь арматуры:

– для средней ячейки

$$M_1 = f_{yd} \cdot z_1 \cdot A_{s1} = 435 \cdot 22,8 \cdot A_{s1} = 9918 \cdot A_{s1} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M_2 = f_{yd} \cdot z_2 \cdot A_{s2} = 435 \cdot 26,6 \cdot A_{s2} = 11571 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M_I = M'_I = f_{yd} \cdot z_I \cdot A_{s1} = 435 \cdot 24,7 \cdot A_{s1} = 10744,5 \cdot A_{s1} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = M'_{II} = f_{yd} \cdot z_{II} \cdot A_{s2} = 435 \cdot 20,9 \cdot A_{s2} = 9091,5 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

– для крайней ячейки

$$M_1 = 9918 \cdot A_{s1} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 11571 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M_I = 0 \text{ – свободная кромка в торце плиты};$$

$$M'_I = 10744,5 \cdot A_{s1} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = M''_{II} = 9091,5 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм}.$$

Для учета влияния распора полученные значения моментов подставим в уравнение равновесия с коэффициентом 0,8 для средних ячеек и с коэффициентом 0,9 – для крайних.

Тогда, при отношении  $A_{s1}/A_{s2} = 0,5$ , получим для средних ячеек:

$$M_1 = 9918 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot A_{s2} = 4959 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M'_I = M''_I = 10744,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot A_{s2} = 5372,25 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм}.$$

Уравнение моментов

$$\begin{aligned} \frac{0,8 \cdot 19,12 \cdot 10^3 \cdot 0,9^2}{12} \cdot (3 \cdot 1,345 - 0,9) = \\ = 2 \cdot (4959 + 11571 + 5372,25 + 9091,5) \cdot A_{s2} \cdot 10^3. \end{aligned}$$

Откуда

$$A_{s2} = 0,000107 \text{ м}^2 = 107 \text{ мм}^2; \quad A_{s1} = 0,5 \cdot A_{s2} = 0,5 \cdot 107 = 53,5 \text{ мм}^2.$$

При соотношении  $A_{s1}/A_{s2} = 0,23$ , получим для крайних ячеек:

$$M_1 = 9918 \cdot 10^3 \cdot 0,23 \cdot A_{s2} = 2281,14 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм};$$

$$M'_I = 10744,5 \cdot 10^3 \cdot 0,23 \cdot A_{s2} = 2471,24 \cdot A_{s2} \cdot 10^3 \text{ кНм}.$$

Уравнение моментов

$$\begin{aligned} \frac{0,9 \cdot 19,12 \cdot 10^3 \cdot 0,685^2}{12} \cdot (3 \cdot 1,345 - 0,685) = (2 \cdot 2281,14 + 2 \cdot 10744,5 + \\ + 2471,24 + 2 \cdot 9091,5) \cdot A_{s2} \cdot 10^3. \end{aligned}$$

Откуда площадь рабочей арматуры

$$A_{s2} = 0,000048 \text{ м}^2 = 48 \text{ мм}^2; \quad A_{s1} = 0,23 \cdot A_{s2} = 0,23 \cdot 48 = 11,04 \text{ мм}^2.$$

Армирование полки подбирается по большим площадям, принимаем в продольном направлении  $\varnothing 4$  класса S500 с шагом 200 мм ( $A_s = 63 \text{ мм}^2$ ), в поперечном –  $\varnothing 4$  класса S500 с шагом 100 мм ( $A_s = 126 \text{ мм}^2$ ) (рис. 2.7).

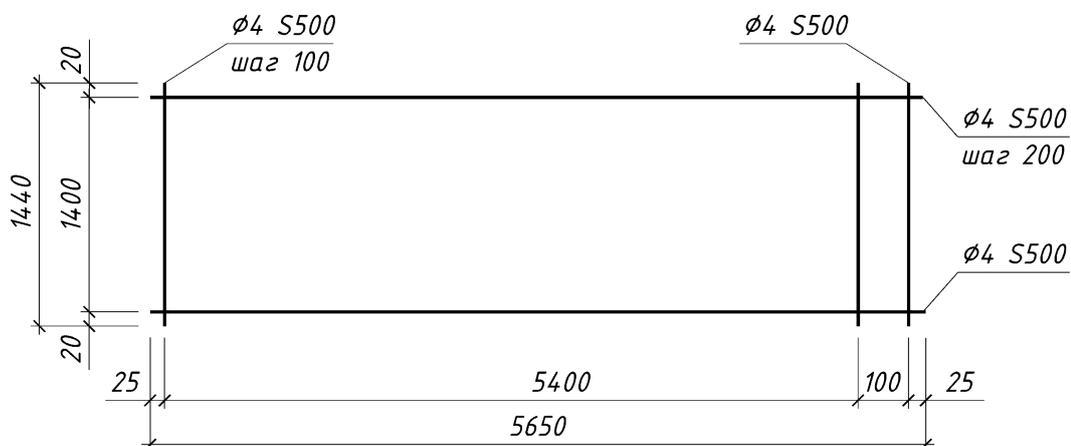


Рис. Сетка С1 для армирования полки плиты

### Расчет поперечного ребра

Высота поперечного ребра принимается равной половине высоты плиты. Поперечное ребро рассчитывается как однопролетная шарнирно опертая балка. В качестве расчетного пролета принимается расстояние между осями продольных ребер

$$l_{eff} = b_{eff} - 2 \cdot \frac{b_p}{2} = 1585 - 2 \cdot \frac{120}{2} = 1465 \text{ мм.}$$

Расчетная нагрузка на ребро состоит из нагрузки от полки плиты, собранной с соответствующей грузовой площадью) и собственного веса ребра.

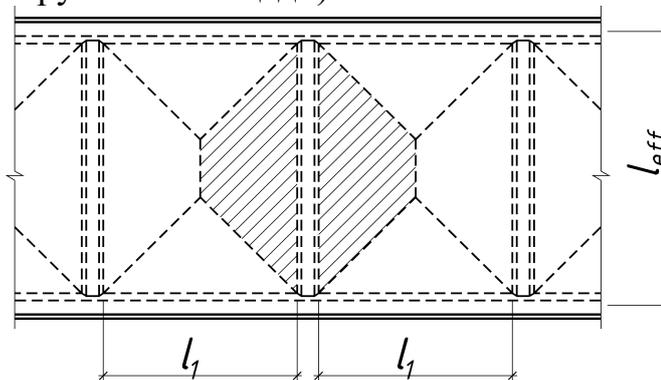


Рис. Грузовая площадь поперечных ребер

Расчетная постоянная нагрузка от собственного веса ребра)

$$g_p = h_p \cdot b_p \cdot \gamma \cdot \gamma_F = (0,15 - 0,05) \cdot \frac{0,1 + 0,06}{2} \cdot 25 \cdot 1,35 = 0,27 \text{ кН/м.}$$

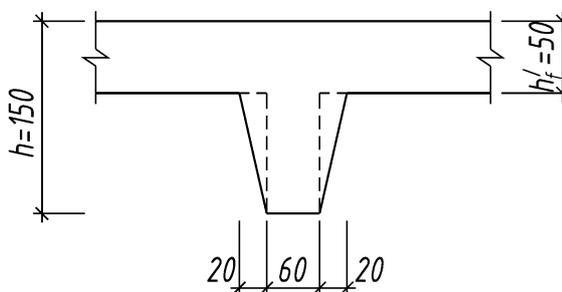


Рис. Геометрические размеры сечения поперечного ребра

Постоянная нагрузка от собственного веса полки и конструкции пола

$$g_{II} = g \cdot s_2 = 3,496 \cdot (0,9 + 0,1) = 3,964 \text{ кН/м.}$$

Переменная (функциональная) нагрузка от полки

$$q_{II} = q \cdot s_2 = 15,75 \cdot (0,9 + 0,1) = 15,75 \text{ кН/м.}$$

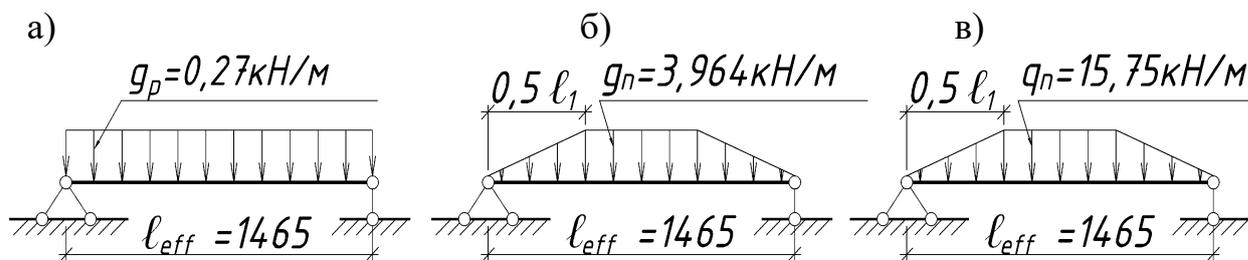


Рис. Расчетная схема поперечного ребра:

а) – при действии нагрузки от собственного веса;

б) – при действии нагрузки от веса полки;

в) – при действии переменной нагрузки на полку

Максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M_{Sd} = \frac{g_p \cdot l_{eff}^2}{8} + \frac{(g_n + q_n) \cdot l_{eff}^2}{8} - \frac{(g_n + q_n) \cdot l_1^2}{24} = \frac{0,27 \cdot 1,465^2}{8} + \frac{(3,964 + 15,75) \cdot 1,465^2}{8} - \frac{(3,964 + 15,75) \cdot 0,9^2}{24} = 4,695 \text{ кНм.}$$

Максимальная поперечная сила

$$V_{Sd} = \frac{g_p \cdot l_{eff}}{2} + \frac{(g_n + q_n) \cdot l_{eff}}{2} - \frac{(g_n + q_n) \cdot l_1}{4} = \frac{0,27 \cdot 1,465}{2} + \frac{(3,964 + 15,75) \cdot 1,465}{2} - \frac{(3,964 + 15,75) \cdot 0,9}{4} = 10,203 \text{ кН.}$$

Предварительный подбор площади сечения ненапрягаемой арматуры выполняем с использованием расчетной модели с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой части сечения. Продольную ненапрягаемую арматуру, установленную в полке (в сжатом бетоне) не учитываем.

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\* [4, п. 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  $f_{ck} < 50$  МПа –  $\lambda = 0,8$ ,  $\eta = 1,0$ ;

– для  $50 < f_{ck} < 90$  МПа –  $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ ,  $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

Исходные данные: Класс бетона  $C^{25}/_{30}$ ; ширина ребра сечения  $b_w = 60$  мм; высота сечения  $h = 150$  мм; толщина полки  $h'_f = 50$  мм; расчетный изгибающий момент от действующей нагрузки  $M_{Ed} = 4,695$  кНм, класс условий эксплуатации ХС1, шаг промежуточных поперечных ребер в осях – 1000 мм.

В качестве рабочей арматуры принимаем стержни класса S500.

Принимаем  $c_{\min,b} = 20$  мм; для класса условий эксплуатации ХС1

$c_{\min,dur} = 15$  мм;

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 20 \text{ мм}, \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

Величина защитного слоя

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

Национальное приложение НП1 рекомендует принимать  $\Delta c_{dev} = 10$  мм. Если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}.$$

Для сборных конструкций, при высоте сечения не более 150 мм допускается принимать  $\Delta c_{dev} = 5$  мм. При большей высоте сечения –  $\Delta c_{dev} = 10$  мм.

Следовательно, принимаем  $c_{nom} = 20 + 5 = 25$  мм.

Расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести продольной арматуры

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ мм} \square$$

Принимаем  $c = 35$  мм.

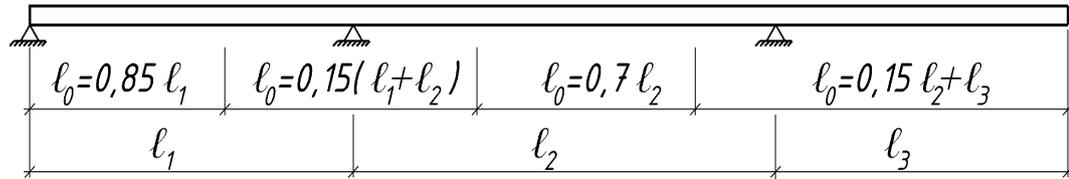
Полезная высота сечения

$$d = h - c = 150 - 35 = 115 \text{ мм}.$$

При подборе продольной арматуры поперечное ребро плиты рассчитывается как тавровое с шириной полки  $b_{eff}$ .

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 ТКП EN 1992-1-1-2009\* [4, п. 5.3.2.1] значение  $b_{eff}$  (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния  $l_0$  между точками «нулевых» моментов.

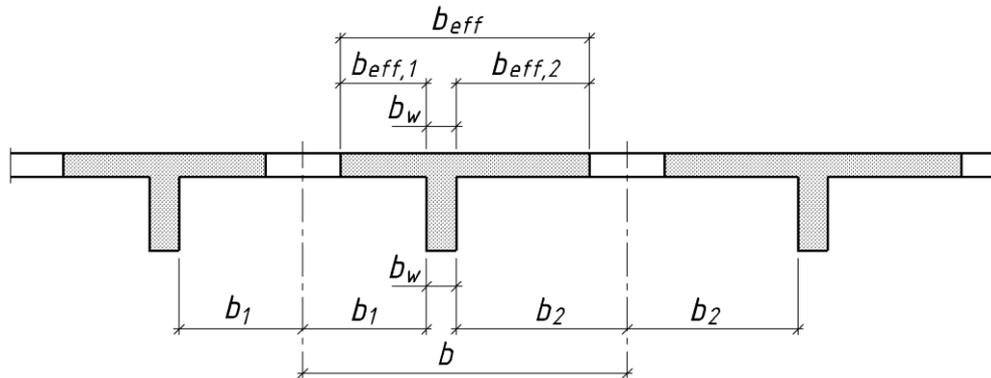


. Определение  $l_0$  для расчета эффективной ширины полки

Эффективная ширина полки  $b_{eff}$  для тавровых балок определяется из уравнения:

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

где  $b_w$  – наименьшая ширина ребра.



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

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

здесь  $b_i$  – величина свесов полки (половина расстояния в между ребрами в свету), для средних поперечных ребер с шириной стенки  $b_w = 60$  мм, равномерно расположенных с шагом 1000 мм по длине плиты

$$b_1 = b_2 = b_{1,2} = \frac{1,0 - 0,06}{2} = 0,47 \text{ м.}$$

Расстояние между точками нулевых моментов принимается равным расстоянию между осями продольных ребер плиты :

$$l_0 = l_{eff} = 1,465 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки составит

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,47 + 0,1 \cdot 1,465 = 0,241 \text{ м.}$$

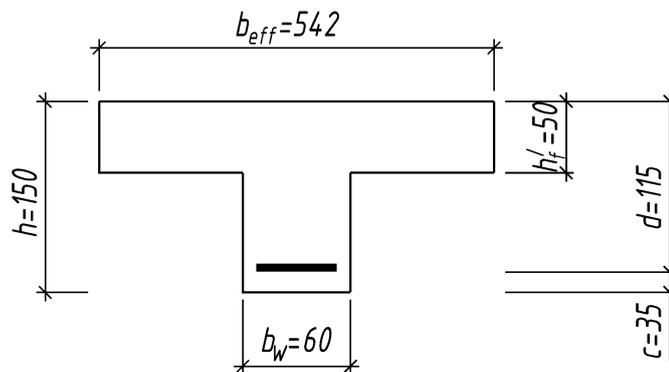
$$\begin{cases} 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 1,465 = 0,293 \text{ м,} \\ b_1 = b_2 = 0,47 \text{ м.} \end{cases}$$

Принимаем  $b_{eff,1,2} = 0,241$  м.

Тогда эффективная ширина полки составит

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,241 + 0,06 = 0,542 \text{ м.}$$

Расчетное сечение ребра:



Для определения положения нейтральной оси вычисляем изгибающий момент, воспринимаемый полностью сжатой полкой:

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f' \cdot (d - 0,5 \cdot h_f') = 16,67 \cdot 542 \cdot 50 \cdot (115 - 0,5 \cdot 50) = 40,66 \cdot 10^6 \text{ Нмм.}$$

Так как  $M_{Rd,f} = 40,66 \text{ кНм} > M_{Ed} = 4,695 \text{ кНм}$ , нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b_{eff}$ .

Расчетное значение предела текучести для арматуры класса S500

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа.}$$

Для арматуры класса S500 при  $E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ МПа}$  относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны

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

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{4,695 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 542 \cdot 115^2} = 0,039 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,039} = 0,04.$$

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,04 = 0,978.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{4,695 \cdot 10^6}{435 \cdot 115 \cdot 0,978} = 96 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $\varnothing 12$  класса S500 ( $A_s = 113 \text{ мм}^2$ ).

### **Расчет прочности ребра на действие поперечной силы**

В соответствии с требованиями ТКП, 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:

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

где:  $f_{ck}$  – в МПа;

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

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

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

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 ребро плиты представляется как раскосая ферма 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.

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  $V_{Rd,\max}$ .

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята поперечной арматурой

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

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

$s$  – расстояние между хомутами;

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

$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$  – коэффициент понижения прочности бетона, учитыва-

ющий влияние наклонных трещин.

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

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле)

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

Исходные данные: класс бетона C<sup>25</sup>/<sub>30</sub>, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – Ø12 класса S500, ширина ребра сечения  $b_w = 60$  мм, полезная высота сечения  $d = 115$  мм, максимальная поперечная сила –  $V_{Ed,max} = 10,203$  кН.

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, вычисляется по формуле:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d; \text{ но не менее } V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

где  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{115}} = 2,319 > 2$ , принимаем  $k = 2$ .

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{113}{60 \cdot 115} = 0,0164 \leq 0,02$  – коэффициент армирования продольной арматурой;

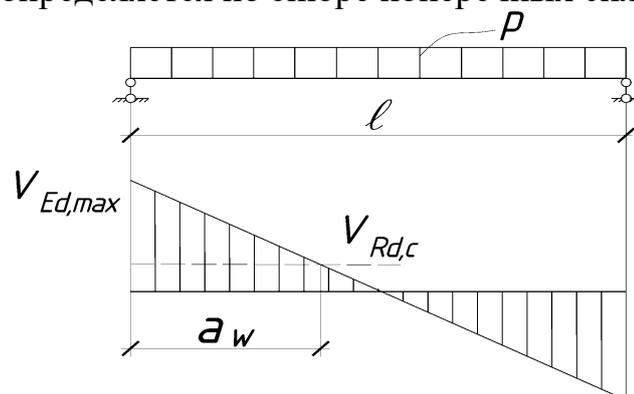
$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,495.$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0164 \cdot 25)^{1/3} \cdot 60 \cdot 115 = 5708 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,495 \cdot 60 \cdot 115 = 3416 \text{ Н}.$$

Так как  $V_{Rd,c} = 5,708$  кН  $\leq V_{Ed} = 10,203$  кН, необходим расчет поперечной арматуры.

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил:



Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{10,203 - 5,708}{3,964 + 15,75} = 0,228 \text{ м}.$$

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

$$z_1 = d = 115 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z_1 = 10,203 - 19,71 \cdot 0,115 = 7,936 \text{ кН.}$$

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.

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yd} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 115 = 104 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{l, \max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 115 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 86,3 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры  $s = 80 \text{ мм.}$

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{7,936 \cdot 10^3 \cdot 80}{104 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 14,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $\varnothing 5$  ( $A_{sw} = 19,6 \text{ мм}^2$ ).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры:

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

где:  $v_1$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{19,6 \cdot 348}{60 \cdot 80} = 1,421 \text{ МПа,}$$

$$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 = 4,501 \text{ МПа,}$$

Так как  $1,421 \text{ МПа} < 4,501 \text{ МПа}$  – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,54 \cdot 16,67 \cdot 60 \cdot 104}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 27659 \text{ Н.}$$

Так как  $V_{Ed,max} = 10,203 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 27,659 \text{ кН}$  – условие выполняется.

Расстояние от опоры до *второго* расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 115 + 104 \cdot \cot 40^\circ = 239 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 10,203 - 19,71 \cdot 0,239 = 4,71 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{104 \cdot 348 \cdot 19,6 \cdot \cot 40^\circ}{4,71 \cdot 10^3} = 179,4 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 115 + 2 \cdot 104 \cdot \cot 40^\circ = 363 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 10,203 - 19,71 \cdot 0,363 = 3,048 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{104 \cdot 348 \cdot 19,6 \cdot \cot 40^\circ}{3,048 \cdot 10^3} = 277,4 \text{ мм.}$$

Коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{19,6}{80 \cdot 60 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0041.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,0008.$$

Так как  $\rho_{sw} = 0,004 > \rho_{sw,min} = 0,0008$ , окончательно принимаем поперечное армирование поперечного ребра в виде  $\varnothing 5$  класса S500 ( $A_{sw} = 19,6 \text{ мм}^2$ ).

Шаг поперечных стержней определяется по всей длине расчетного участка  $a_w$ .  
Результаты расчетов сведены в табл.

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
$z_i$	мм		
$d$	110	7,936	80
$d + z \cdot \cot \theta$	239	4,710	141
$d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta$	363	3,048	238

Таким образом, окончательно принимаем поперечное армирование в виде стержней  $\varnothing 5$  класса S500 ( $A_{sw} = 19,6 \text{ мм}^2$ ), установленных в каждом поперечном ребре плиты с шагом 80 мм.

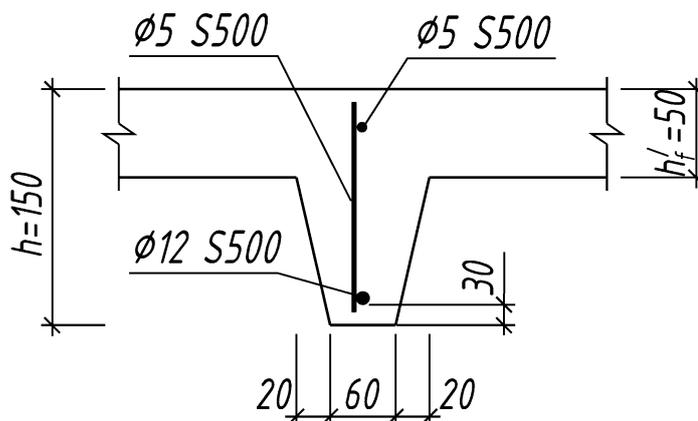


Рис. Принятое размещение арматуры в поперечном ребре плиты

### Расчет продольного ребра

Продольное ребро плиты рассматривается как однопролетная, статически определимая балка таврового сечения, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, собранной с номинальной ширины плиты с учетом швов замоноличивания.

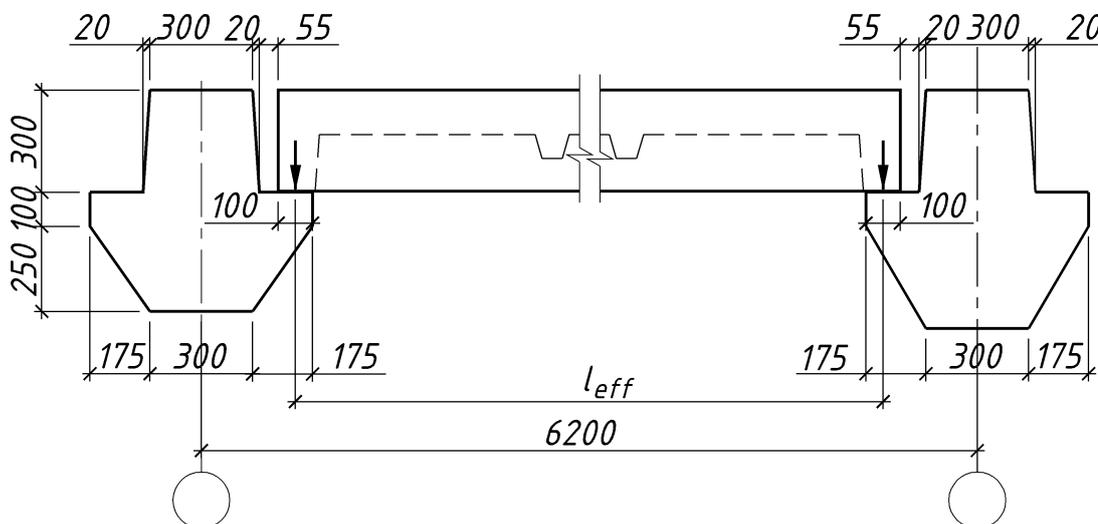


Рис. Схема опирания плиты

Конструктивная длина плиты определяется по формуле:

$$l_{con} = L - (b + 2 \cdot 20) - 2a = 6200 - (300 + 40) - 2 \cdot 55 = 5750 \text{ мм.}$$

На плиту действуют постоянные и переменные нагрузки. Постоянные включают вес конструкции пола, собственный вес железобетонной плиты. Переменные нагрузки – функциональные.

## Характеристические и расчетные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
<u>Постоянная нагрузка</u>				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ( $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> )	0,24	1,35	0,324
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ( $\rho = 21$ кН/м <sup>3</sup> )	0,74	1,35	0,999
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ( $\rho = 12$ кН/м <sup>3</sup> )	0,66	1,35	0,891
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ( $m = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,05	1,35	0,068
5	Собственный вес ребристой плиты перекрытия ( $\rho = 25$ кН/м <sup>3</sup> )	2,00	1,35	2,70
Итого :				$g = 4,982$
<u>Переменная нагрузка</u>				
	Функциональная нагрузка	10,5	1,5	15,75
Итого :				$q = 15,75$

При расчете плиты по предельным состояниям несущей способности составляем следующие сочетания нагрузок:

– первое основное сочетание

$$p_1 = g + \psi_0 \cdot q = 4,976 + 0,7 \cdot 15,75 = 16,0 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \xi \cdot g + q = 0,85 \cdot 4,976 + 15,75 = 19,98 \text{ кН/м}^2.$$

Для дальнейших расчетов плиты по предельным состояниям несущей способности принимаем наиболее неблагоприятное сочетание  $p_2 = 19,98$  кН/м<sup>2</sup>.

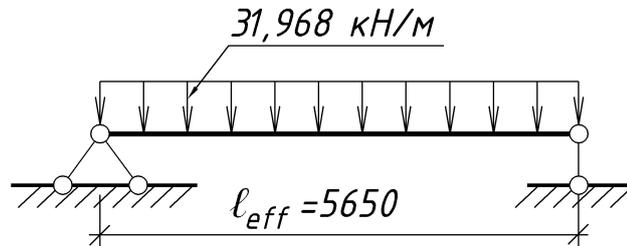
Расчетный пролет плиты принят равным расстоянию между серединами закладных деталей шириной 100 мм, установленных на полках ригелей

$$l_{eff} = l_{con} - \frac{100}{2} \cdot 2 = 5750 - 100 = 5650 \text{ мм.}$$

При номинальной ширине плиты 1,6 м погонная нагрузка на 1 м составит

$$q = 19,98 \cdot 1,6 = 31,968 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема продольного ребра:



Усилия в расчетном сечении продольного ребра составят:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{31,968 \cdot 5,65^2}{8} = 127,562 \text{ кНм.}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l_{eff}}{2} = \frac{31,968 \cdot 5,65}{2} = 90,31 \text{ кН.}$$

### Выбор расчетного сечения

При проведении расчетов по первой группе предельных состояний фактическое сечение плиты заменяется эквивалентным тавровым:

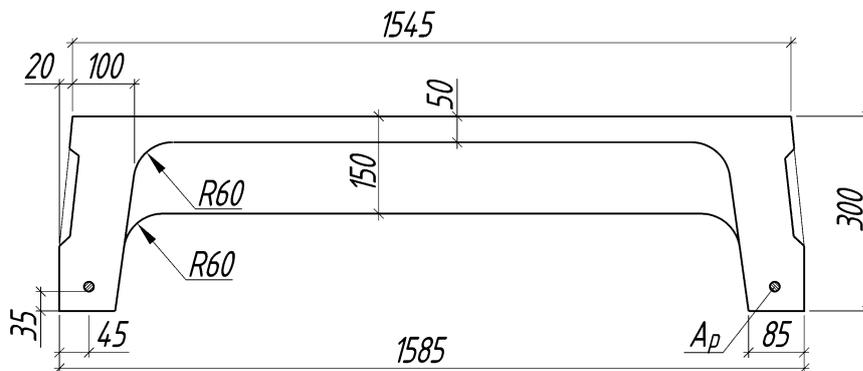


Рис. Фактическое поперечное сечение плиты

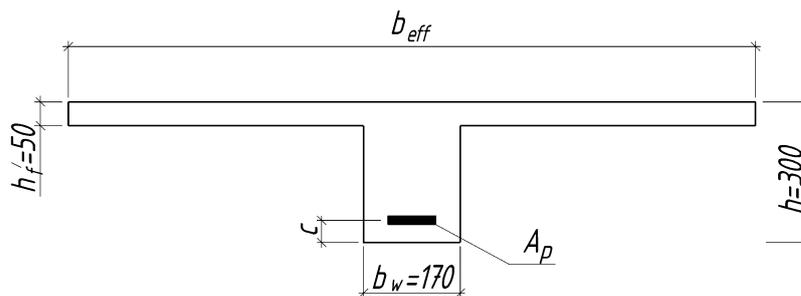


Рис. Эквивалентное поперечное сечение плиты

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009\* [4, п. 5.3.2.1] значение  $b_{eff}$  (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния  $l_0$  между точками «нулевых» моментов.

Эффективная ширина полки  $b_{eff}$  для тавровых балок определяется из уравнения:

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

где  $b_w$  – наименьшая ширина ребра.

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 ребрами в свету)

$$b_1 = b_2 = b_{1,2} = \frac{1,545 - 2 \cdot 0,085}{2} = 0,688 \text{ м.}$$

Расстояние между точками нулевых моментов принимается равным расчетному пролету плиты

$$l_0 = l_{eff} = 5,65 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки составит

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,688 + 0,1 \cdot 5,65 = 0,703 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 5,65 = 1,13 \text{ м,} \\ b_1 = b_2 = 0,688 \text{ м.} \end{cases}$$

Принимаем  $b_{eff,1,2} = 0,688 \text{ м.}$

Тогда эффективная ширина полки составит

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,688 + 0,17 \approx 1,545 \text{ м.}$$

### **Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре**

Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу,  $P_{max}$  не должно превышать следующее значение:

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

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

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

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

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

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

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

Тогда

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 880 = 704 \text{ МПа,} \\ 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа.} \end{cases}$$

Принимаем  $\sigma_{p,\max} = 700$  МПа.

Напряжения в арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения при предварительном подборе арматуры составят

$$\sigma_{pm,t} = 0,6 \cdot \sigma_{p,\max} = 0,6 \cdot 700 = 420 \text{ МПа.}$$

### **Определение площади напрягаемой арматуры**

Расчет следует выполнять по эквивалентному сечению. Предварительный подбор площади сечения ненапрягаемой арматуры выполняем с использованием расчетной модели с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой части сечения. Продольную ненапрягаемую арматуру, установленную в полке (в сжатом бетоне) не учитываем.

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\*).

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения.

Значение коэффициента  $\lambda$ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента  $\eta$  для определения эффективной прочности принимают:

– для  $f_{ck} < 50$  МПа –  $\lambda = 0,8$ ,  $\eta = 1,0$ ;

– для  $50 < f_{ck} < 90$  МПа –  $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ ,  $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

**Исходные данные:**  $M_{Ed} = 127,562$  кНм;  $b_w = 170$  мм;  $h = 300$  мм;  $h'_f = 40$  мм;  $b_{eff} = 170$  мм; класс условий эксплуатации ХС1.

Принимаем  $c_{\min,b} = 20$  мм; для класса условий эксплуатации ХС1

$c_{\min,dur} = 25$  мм

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 20 \text{ мм,} \\ c_{\min,dur} = 25 \text{ мм,} \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$$

Величина защитного слоя  $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$ ,

В соответствии с Национальным приложением НП1 к ТКП EN 1992-1-1-2009\* принимаем  $\Delta c_{dev} = 10$  мм [4, п. 4.4.1.3(1)].

Следовательно,  $c_{nom} = 25 + 10 = 35$  мм.

Расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести продольной арматуры

$$c = c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 35 + \frac{20}{2} = 45 \text{ мм} \square$$

Принимаем  $c = 50$  мм, так как арматура может быть установлена в два ряда.

Полезная высота сечения

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм.}$$

Определяем положение нейтральной оси при расчете таврового сечения. Момент, воспринимаемый полностью сжатой полкой:

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

$$= 16,67 \cdot 1545 \cdot 50 \cdot \left( 250 - \frac{50}{2} \right) = 289,75 \cdot 10^6 \text{ Нмм.}$$

Поскольку  $M_{Rd,f} = 289,75 \text{ кНм} > M_{Ed} = 127,562 \text{ кНм}$ , нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b_{eff} = 1545 \text{ мм}$ .

Расчетное сопротивление арматуры класса S800:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{800}{1,15} \approx 695 \text{ МПа.}$$

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{127,562 \cdot 10^6}{16,67 \cdot 1545 \cdot 250^2} = 0,079.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,079} = 0,083.$$

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)} = \frac{127,562 \cdot 10^6}{695 \cdot 250 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,083)} = 766 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 стержня  $\varnothing 16$  класса S800 ( $A_p = 804 \text{ мм}^2$ ). Стержни размещаем в два ряда в продольных ребрах плиты. Тогда расстояние до центра тяжести напрягаемой арматуры составит 61 мм, а рабочая высота расчетного сечения – 239 мм.

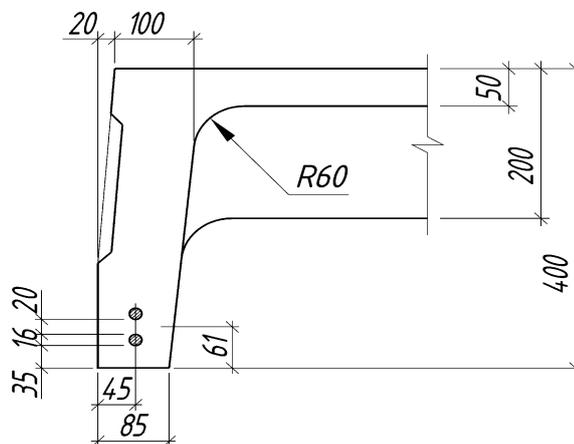


Рис. Принятое размещение напрягаемой арматуры в сечении плиты

### ***Проверка прочности нормального сечения продольного ребра плиты в стадии эксплуатации.***

Поскольку плита выполнена из бетона класса  $C^{25}/_{30}$ , имеет симметричное относительно вертикальной оси сечение и арматура сосредоточена у наиболее растянутой грани, проверку способности сечения сопротивляться действию

изгибающего момента, допускается выполнять с использованием уравнений статического равновесия.

Изгибающий момент в расчетном сечении составляет  $M_{Ed} = 127,562$  кНм (при  $\gamma_F > 1$ ). По результатам предварительного расчета в плите установлена рабочая арматура  $4\phi 16$  класса S800 общей площадью  $A_p = 804$  мм<sup>2</sup>.

Определение положения нейтральной оси в элементе таврового сечения из условия

$$f_{pd} \cdot A_p \leq f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f',$$

$$f_{pd} \cdot A_p = 695 \cdot 804 = 558780 \text{ Н},$$

$$f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f' = 16,67 \cdot 1545 \cdot 50 = 1287757,5 \text{ Н},$$

Так как  $558780 \text{ Н} < 1287757,5 \text{ Н}$ , нейтральная ось проходит в полке.

Находим высоту сжатой зоны

$$x_{eff} = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{f_{cd} \cdot b_{eff}} = \frac{558780}{16,67 \cdot 1545} = 22,9 \text{ мм}.$$

Далее находим величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением,

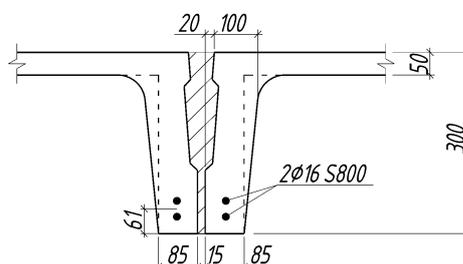
$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff} \cdot \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 16,67 \cdot 1545 \cdot 22,9 \cdot \left( 239 - \frac{22,9}{2} \right) =$$

$$= 134,207 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 134,207 \text{ кНм} > M_{Ed} = 127,562 \text{ кНм}.$$

Сопротивление нормального сечения продольного ребра плиты в стадии эксплуатации обеспечено.

### 2.5.5. Расчет прочности продольного ребра в стадии эксплуатации на действие поперечной силы

Расчет прочности продольного ребра в стадии эксплуатации на действие поперечной силы выполняется на основании указаний ТКП.



#### Проверка необходимости постановки поперечной арматуры

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:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ но не менее}$$

$$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

где:  $f_{ck}$  – в МПа;

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

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

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

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

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

Сжимающие напряжения в бетоне вследствие усилия обжатия

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

где  $N_{Ed}$  – продольная сила в поперечном сечении, вызванная действием предварительного напряжения ( $N_{Ed} > 0$  при сжатии)

$$N_{Ed} = \sigma_{pm,t} \cdot A_p = 420 \cdot 804 = 337680 \text{ Н.}$$

Площадь бетонного сечения, мм<sup>2</sup>

$$A_c = (b_{eff} - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h = (1545 - 2 \cdot 85) \cdot 50 + 2 \cdot 85 \cdot 300 = 119750 \text{ мм}^2.$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{804}{2 \cdot 85 \cdot 244} = 0,0194 \leq 0,02,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{239}} = 1,915 \leq 2.$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,915^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,464;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{337680}{119750} = 2,82 \text{ МПа} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 16,67 = 3,334 \text{ МПа;}$$

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры:

$$V_{Rd,c,\min} = (0,464 + 0,15 \cdot 2,82) \cdot 2 \cdot 85 \cdot 239 = 36039 \text{ Н} = 36,039 \text{ кН;}$$

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,12 \cdot 1,915 \cdot (100 \cdot 0,0194 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,82 \right] \cdot 2 \cdot 85 \cdot 239 = \\ = 51236 \text{ Н} = 51,24 \text{ кН} > V_{Rd,c,\min} = 36,039 \text{ кН.}$$

Принимаем  $V_{Rd,ct} = 51,24 \text{ кН.}$

Поскольку  $V_{Rd,c} = 51,24 \text{ кН} < V_{Ed} = 90,31 \text{ кН}$ , поперечная арматура устанавливается по расчету.

При расчете поперечной арматуры ребро плиты представляется как раскосная ферма 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.

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  $V_{Rd,max}$ .

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята поперечной арматурой

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

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

$s$  – расстояние между хомутами;

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

$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$  – коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин.

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

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле:

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

Исходные данные: класс бетона  $C^{25}/_{30}$ , класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура –  $4\varnothing 16$  класса S800, ширина ребра приведенного сечения  $b_w = 2 \cdot 85 = 170$  мм, полезная высота сечения  $d = 300 - 61 = 239$  мм. Расчетная поперечная сила –  $V_{Ed,max} = 90,31$  кН.

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил.

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{90,31 - 51,24}{31,968} = 1,222 \text{ м.}$$

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

$$z_1 = d = 230 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_1 = 90,31 - 31,968 \cdot 0,23 = 82,96 \text{ кН.}$$

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.

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yd} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 239 \approx 215 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 239 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 179,25 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры  $s = 150$  мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{82,96 \cdot 10^3 \cdot 150}{215 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 139,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $2\text{Ø}10$  ( $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ).

Принимаем шаг поперечной арматуры  $s = 100$  мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{82,96 \cdot 10^3 \cdot 100}{215 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 93 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $2\text{Ø}8$  ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

Окончательно принимаем поперечную арматуру в виде  $2\text{Ø}8$  класса S500 с шагом 100 мм.

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры :

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

где:  $v_1$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 348}{170 \cdot 100} = 2,068 \text{ МПа,}$$

$$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 = 4,501 \text{ МПа,}$$

Так как  $2,068 \text{ МПа} < 4,501 \text{ МПа}$  – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,54 \cdot 16,67 \cdot 170 \cdot 215}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 162009 \text{ Н.}$$

Так как  $V_{Ed,max} = 90,31 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 162,009 \text{ кН}$  – условие выполняется.

Расстояние от опоры до *второго* расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 239 + 215 \cdot \cot 40^\circ = 495,2 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 90,31 - 31,968 \cdot 0,495 = 74,486 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{215 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{74,486 \cdot 10^3} = 120,9 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 239 + 2 \cdot 215 \cdot \cot 40^\circ = 751,5 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 90,31 - 31,968 \cdot 0,752 = 66,27 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{215 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{66,27 \cdot 10^3} = 135,9 \text{ мм.}$$

Аналогично определяется шаг поперечных стержней по всей длине расчетного участка  $a_w$ . Результаты расчетов сведены в табл.

Расстояние от опоры до расчетного сечения		Наименьшее значение поперечной силы в сечении $V_{Ed}$ , кН	Шаг поперечных стержней по расчету, мм
$z_i$	мм		
$d$	239	82,96	100
$d + z \cdot \cot \theta$	495	74,486	120
$d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta$	752	66,27	135
$d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta$	1008	58,086	155
$d + 4 \cdot z \cdot \cot \theta$	1264	49,902	180

Коэффициент поперечного армирования:

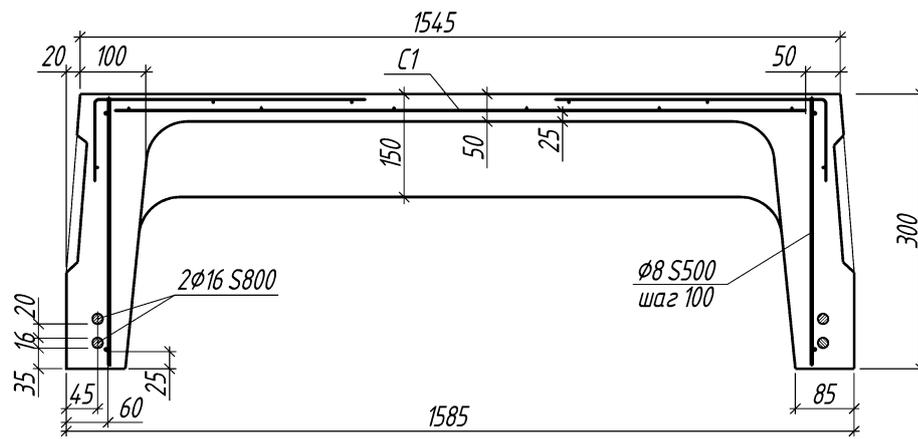
$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 170 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0059.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,0008.$$

Так как  $\rho_{sw} = 0,006 > \rho_{sw,min} = 0,0008$ , окончательно принимаем поперечное армирование продольных ребер в виде  $2\varnothing 8$  класса S500 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

Схема армирования сечения ребристой плиты перекрытия:



## Раздел 6. Основные положения конструирования и расчета элементов стальных конструкций

### *Краткий исторический очерк*

Металл в строительстве стали применять еще в XII в., выполняя из него затяжки и скрепы для каменной кладки. Позднее появились стержневые купольные конструкции глав церквей. Как самостоятельные конструкции для мостов и перекрытий, металлические конструкции начали использовать во второй половине XVIII в. на Уральских и Тульских заводах в России, на юго-западе Англии, во Франции и Германии.

В эту эпоху главенствовали чугунные конструкции, поскольку металлургия железа была еще очень примитивной. Чугунные конструкции продолжали применять до конца XIX в., постоянно совершенствуя конструктивные формы. Появились двутавровые балки прямолинейного и криволинейного очертаний, в том числе балки с проемами, полые сечения колонн, удобные для чугунного литья. Сочетания таких балок и колонн позволило создать рациональный тип каркасного здания. Большинство фабричных зданий московских и подмосковных мануфактур построены по этому типу и продолжают эксплуатироваться в наше время. Столь же удачной оказалась работа чугуна на сжатие в арках и сводах. Кроме многочисленных арочных мостов, можно отметить купол хлебного рынка в Париже пролетом 38 м, купол Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге пролетом 24 м.

Широкому развитию металлических конструкций, начиная с 30-х годов прошлого столетия, способствовали три обстоятельства: появление клепального процесса с использованием дыропробивных прессов, развитие проката листов и фасонных профилей, бурный рост сети железных дорог и связанное с этим строительство мостов и вокзальных перекрытий. Применение прокатных профилей и заклепочных соединений позволило достаточно просто выполнять сложные пространственные узлы, что способствовало бурному совершенствованию формы конструкций.

С развитием электрификации появилась возможность в промышленных зданиях создавать верхний транспорт, для устройства которого использовались подкрановые балки, опертые на колонны. Это способствовало передаче нагрузки от покрытия и от ветра не на каменные стены, а на колонны и позволило сделать здание с полностью металлическим каркасом.

Эпоха создания современной конструктивной формы стального каркаса – конец XIX и начало XX в. – совпала с периодом бурного развития теоретических знаний в области строительной механики, вследствие чего на конструктивном мышлении того периода сказалось значительное воздействие теоретического подхода. Конструирование «статически ясных», как тогда говорили, схем стало предметом особого внимания проектировщиков. Появились технические решения со специально изготовленными шарнирами в узлах сопряжений ригеля с колоннами, колонн с фундаментами. В многопролетных балках и фермах мостов устраивали шарниры для придания системе статической определимости. Такое направление было характерно для европейской

(включая Россию) школы. Американское конструирование, появившееся значительно позднее европейского, но развивавшееся стремительными темпами в условиях широкого размаха промышленной деятельности, высокой стоимости рабочей силы и достаточного количества свободного металла, опиралось на иные принципы. Главенствующее значение здесь приобрела скорость возведения и, следовательно, простота конструкций, узлов, их унификация. Расход металла играл второстепенную роль, при этом американские инженеры обычно опирались не на четкие расчетные требования, а на опыт эксплуатации уже возведенных конструкций. Поэтому их конструкции, включая небоскребы, делались мощного сечения с жесткими узлами и имели высокую металлоемкость.

Советские конструкторы вначале (20-е годы) ориентировались на немецкий опыт, но уже в первой пятилетке взяли курс на американские методы проектирования, отвечающие более высоким темпам строительства. Однако созданная в эти годы советская конструкторская школа не копировала американскую, а давала разумное сочетание последней с теоретическим обоснованием принимаемых решений. Приняв положение о первейшем значении снижения трудоемкости изготовления и монтажа конструкций, советская конструкторская школа дополнила его требованием экономии стали на основе более точных расчетов.

Дальнейшее развитие и совершенствование металлических конструкций было связано с применением сварки. К концу 40-х годов клепаные конструкции применялись исключительно редко, главным образом в мостах. Переход на сварные конструкции позволил делать их легкими» технологичными и экономичными. Сварка способствовала разнообразию конструктивных решений и расширению рациональных областей применения металлических конструкций.

Во время Великой Отечественной войны 1941–1945 гг., несмотря на большой расход стали на нужды войны и временную потерю металлургических заводов на юге страны, при перебазировании промышленности на восток стальные конструкции применялись весьма широко, так как они наилучшим образом отвечали задаче военного времени – скоростному строительству. В соответствии с требованиями военного времени основная тенденция заключалась в упрощении конструктивной формы за счет широкого применения крупного проката и сплошностенчатых конструкций.

В послевоенный период в связи с огромным объемом восстановительных работ особенно остро встал вопрос экономии стали, поэтому значительно увеличилась доля сквозных конструкций для ригелей рам и колонн.

С годами проблема экономии стали не снижалась, а возрастала, что сдерживало применение стали в строительстве часто не обоснованно. С конца 50-х и до середины 60-х годов стали появляться прямые директивные запреты на применение стальных конструкций в целом ряде объектов с заменой их железобетонными. И только создание легких металлических конструкций, в которых расход стали иногда был меньше, чем расход стали на арматуру анало-

гичных железобетонных конструкций, позволило металлическим конструкциям вновь занять достойное Место в строительстве.

Общий спад производства и развал экономики, начавшийся во второй половине 80-х годов и продолжающийся до наших дней, не мог не отразиться на металлических конструкциях. Появлялись лишь отдельные значительные здания и сооружения, но они возводились крайне редко и в единичных экземплярах. Массовое строительство было резко сокращено и переориентировано на реконструкцию и создание мелких зданий с малыми пролетами и нагрузками.

### ***Области применения металлических конструкций в инженерных сооружениях***

Стальные конструкции используют в различных инженерных сооружениях: одноэтажных производственных зданиях, многоэтажных производственных зданиях, высотных зданиях (20 ... 30 этажей и выше) гражданского назначения, в большепролетных зданиях.

Стальные конструкции широко применяются при проектировании и строительстве мостов, эстакад. Пролетные строения мостов на железных и автомобильных дорогах выполняют из металла при больших (до 1 км и более), а также средних (30...60 м) пролетах. В последнем случае стальным мостам отдают предпочтение при сжатых сроках возведения и при строительстве на стратегических дорогах, учитывая возможность их быстрого восстановления.

Еще одна обширная область применения металлоконструкций – высотные сооружения. Большую группу подобных конструкций составляют антенные устройства для телевидения, радиовещания и многоканальной телефонной связи. При передаче средних волн мачта высотой 200 ... 500 м может выполнять функции излучателя. В иных случаях башни и мачты служат для размещения на определенной высоте проволочной сети или специальных антенных устройств.

Вытяжные башни из металлоконструкций служат для поддержания газоотводящих стволов дымовых и вентиляционных труб. Высота башни, определяемая экологическими требованиями, обычно составляет 80 ... 150 м, хотя имеются башни высотой 600 м.

К высотным сооружениям относят также геодезические вышки, промышленные эстажерки, надшахтные копры, буровые вышки и др.

Особым классом металлических конструкций являются листовые конструкции, представляющие собой тонкостенные пластинки и оболочки различной формы.

Резервуары служат для хранения нефтепродуктов, воды, сжиженных газов, кислот, спиртов и других жидкостей. Применяют резервуары различной формы и размеров с вместимостью, достигающей 200 тыс. м<sup>3</sup>. Среди них вертикальные цилиндрические, горизонтальные цилиндрические и сферические резервуары, резервуары с понтоном, с плавающей крышей и многие другие.

Газгольдеры предназначены для хранения, смешивания и выравнивания состава газов. Их включают в газовую сеть между источниками получения га-

за и его потребителями в качестве своеобразных аккумуляторов. Применяют газгольдеры постоянного объема, в которых газ хранят при высоком давлении, и газгольдеры переменного объема с хранением газа при низком постоянном давлении. Переменность объема обеспечивают подвижным звеном или шайбой, которая подобно поршню в цилиндре перемещается по стенке газгольдера. Объем газгольдеров переменного объема достигает 600 тыс. м<sup>3</sup>.

Бункеры и силосы представляют емкости, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов. Силосы отличаются от бункеров сравнительно большим отношением высоты к размерам в плане. Группы бункеров обычно объединяют в бункерные эстакады. Применяют бункеры с плоскими стенками и гибкие (висячие) бункеры.

К листовым конструкциям относят также трубопроводы большого диаметра, некоторые сооружения нефтепереработки, доменного и химического производств.

### ***Механические характеристики сталей. Характеристические и расчетные параметры сталей***

Сталь - это сплав железа с углеродом, содержащий легирующие добавки, улучшающие качество металла, и вредные примеси, которые попадают в металл из руды или образуются в процессе выплавки.

В твердом состоянии сталь является поликристаллическим телом, состоящим из множества различно ориентированных кристаллов (зерен). В каждом кристалле атомы (точнее - положительно заряженные ионы) расположены упорядоченно в узлах пространственной решетки. Для стали характерны объемно-центрированная (ОЦК) и гранецентрированная (ГЦК) кубическая кристаллическая решетки (рис. 6. 1). Каждое зерно как кристаллическое образование резко анизотропно и имеет различные свойства по разным направлениям. При большом числе хаотично ориентированных зерен эти различия сглаживаются и статистически в среднем по всем направлениям свойства становятся одинаковыми.

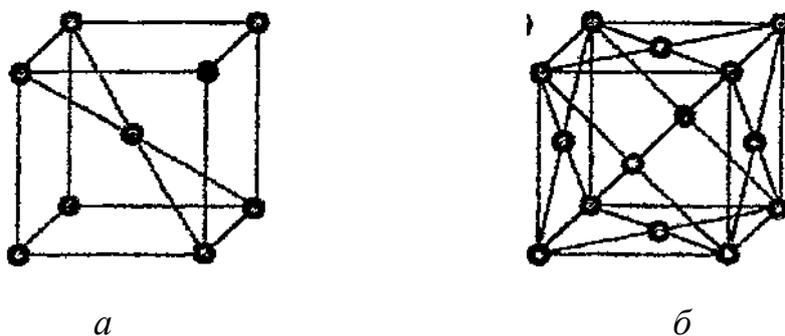


Рис. 6.1. Кубическая кристаллическая решетка:  
а – объемноцентрированная, б - гранецентрированная

. Надежность и долговечность металлических конструкций во многом зависит от свойств материала. Наиболее важными для работы конструкций являются механические свойства: прочность, упругость, пластичность, склон-

ность к хрупкому разрушению, ползучесть, твердость, а также свариваемость, коррозионная стойкость, склонность к старению и технологичность.

Прочность стали характеризуется предельными напряжениями в материале, возникающими под влиянием внешних силовых воздействий, без разрушения. Упругость - свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок. Пластичность - свойство материала сохранять несущую способность в процессе деформирования. Хрупкость - склонность к разрушению при малых деформациях. Ползучесть - свойство материала непрерывно деформироваться во времени без увеличения нагрузки. Твердость - свойство поверхностного слоя металла сопротивляться деформации или разрушению при внедрении в него индентора из более твердого материала.

Физико-механические свойства сталей оцениваются по пределу текучести  $f_y$  и временному сопротивлению (пределу прочности)  $f_u$ , по сопротивлению динамическим воздействиям и хрупкому разрушению – по работе образцов на удар (ударная вязкость) и пластичность – по относительному удлинению.

При расчете стальных конструкций характеристические  $X_k$  или номинальные  $X_n$  свойства материалов должны применяться согласно указаниям ТКП EN 1993-1-1-2009 (Еврокод 3). В большинстве случаев при выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материалов следует принимать как характеристические.

При определении расчетных значений сопротивлений, для стальных конструкций применяют выражения, приведенные в EN 1990:2002:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R_k \cdot (\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i}; a_d),$$

где  $R_k$  – характеристическое сопротивление для конкретного расчетного случая, определяемое по характеристическим или номинальным значениям свойств материалов и размеров;  $\gamma_M$  – интегральный частный коэффициент для конкретного расчетного случая.

### ***Расчет изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности (общие сведения)***

Прочность изгибаемых элементов поперечных сечений всех классов будет обеспечена, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(1)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

где  $M_{Ed}$  — расчетное значение изгибающего момента;

$M_{c,Rd}$  — расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения.

Прочность поперечных сечений на действие поперечной силы должна удовлетворять условиям:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

где  $V_{Ed}$  — расчетное значение поперечной силы;

$V_{c,Rd}$  — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг.

### **Перечень контрольных вопросов по 6 разделу**

1. Области применения стальных конструкций.
2. Инженерные сооружения из стальных конструкций.

## Раздел 7. Инженерные сооружения

К инженерным сооружениям относятся:

- резервуары – для хранения жидкостей;
- водонапорные башни – для создания необходимого напора в сети и создания запаса воды во время остановки работы водонасосных станций;
- бункера – саморазгружающиеся емкости для хранения сыпучих материалов;
- силосы – саморазгружающиеся емкости для хранения сыпучих материалов у которых соотношение высоты и большего размера в плане составляет  $h > 1,5a$ ;
- подпорные стены – для удержания в требуемом положении грунта;
- туннели – подземные сооружения для размещения коммуникаций и оборудования с проходом для обслуживающего персонала;
- и другие инженерные сооружения.

### *Цилиндрические резервуары*

Основные параметры всех емкостных сооружений системы водоснабжения унифицированы на основе Единой модульной системы. Высота резервуаров принимается 3,6 м и 4,8 м, а при необходимости и большей, но кратной 0,6 м. Диаметры круглых резервуаров принимают кратными 6 м (12, 18, 24, 30, 42 м). Исключение составляет диаметр 9 м. Объемы резервуаров для воды также унифицированы: 100, 250, 500, 1000, 2000, 3000 и 6000 м<sup>3</sup>. При больших объемах принимаются только прямоугольные резервуары. Резервуары выполняют монолитными, сборными и сборно-монолитными. Для цилиндрического резервуара принята унифицированная сетка колонн 6х6 м.

Цилиндрические сооружения: при диаметре до 3 м – по внутренней грани стеновой панели, свыше 3 м – по наружной грани с нулевой привязкой.

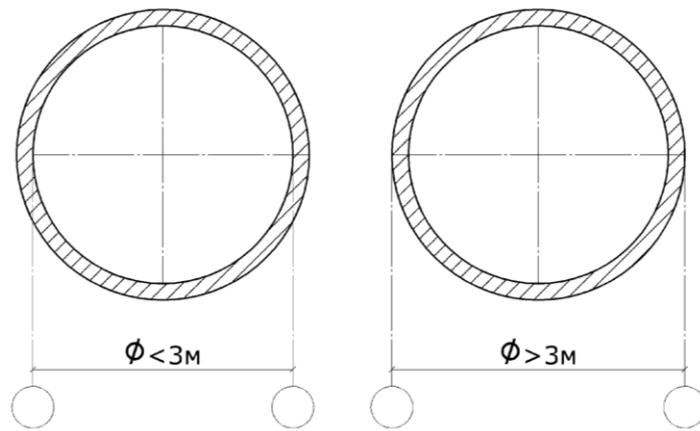


Рис. 7.1. Привязка к разбивочным осям цилиндрического резервуара

Стена резервуара состоит из сборных железобетонных панелей, которые устанавливают вертикально в паз между двумя кольцевыми ребрами монолитного железобетонного днаща по периметру резервуара. Сопряжение стены с днищем в цилиндрических резервуарах подвижное.

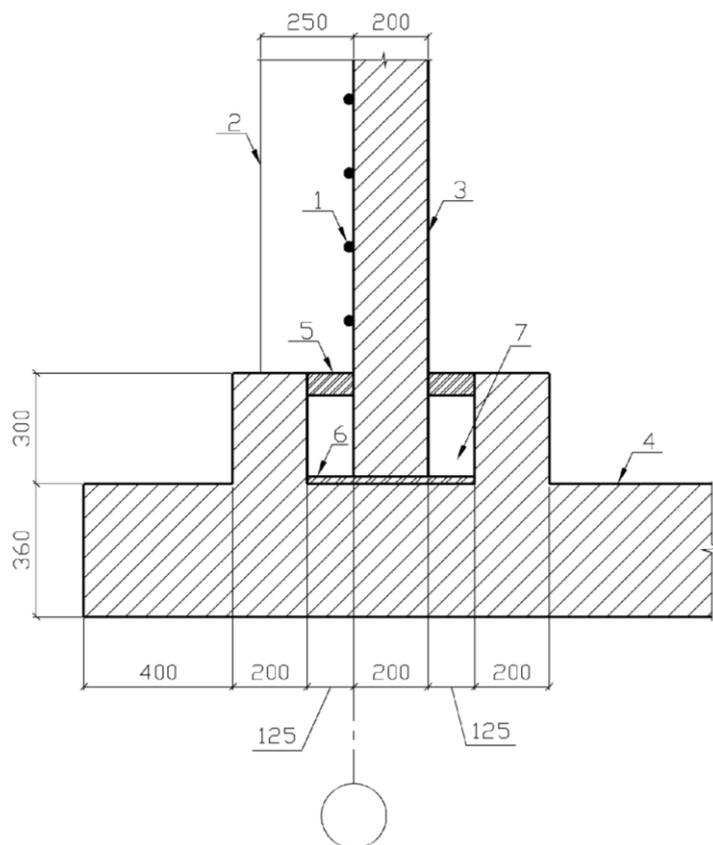


Рис. 7.2. Шарнирное сопряжение стены с днищем резервуара

1 – кольцевая напрягаемая арматура; 2 – слой торкрет-бетона; 3 – стеновая панель; 4 – днище; 5 – асбестоцементный раствор; 6 – выравнивающий слой раствора; 7 – битумная мастика.

Стеновые панели для цилиндрического резервуара принимают с номинальной шириной 1,57 или 3,14 м. При такой ширине по периметру резервуара размещается целое число панелей, равное

Конструктивная ширина панелей на 140 мм меньше номинальной. При монтаже стеновых панелей выпуски арматуры соседних панелей сваривают между собой, чем обеспечивается фиксация панелей в проектном положении и предотвращение усадочных и температурных трещин до обжатия стен предварительно напрягаемой арматурой. Вертикальные швы между панелями заполняют бетоном класса не ниже, чем класс бетона панелей.

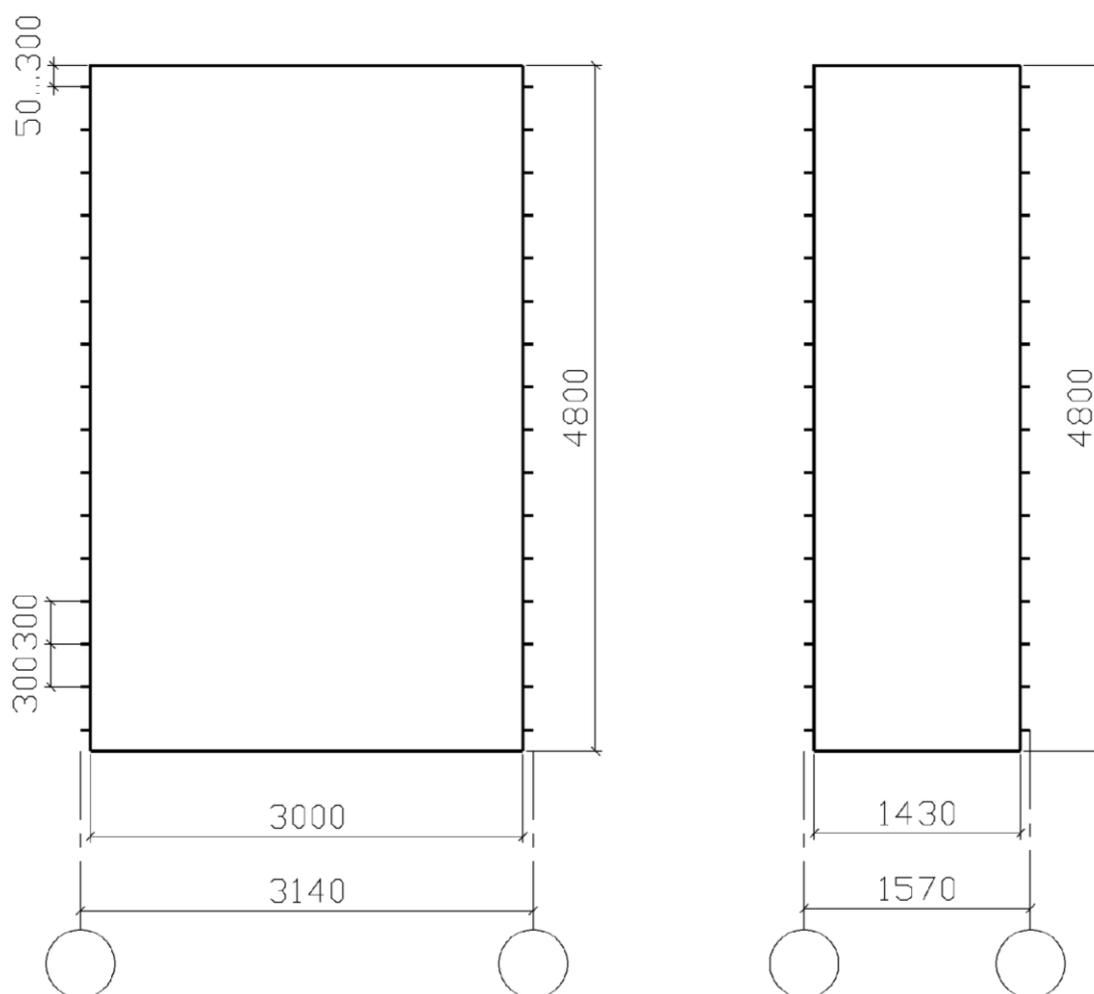


Рис. 7.3. Общий вид стеновой панели цилиндрического резервуара

Толщину стеновых панелей назначают в пределах  $t = 120 \dots 200$  мм (кратно 20 мм). В резервуарах радиусом более 12 м внешняя поверхность стеновой панели цилиндрическая, внутренняя – плоская, а при радиусе менее 9 м обе поверхности стеновой панели принимают цилиндрическими.

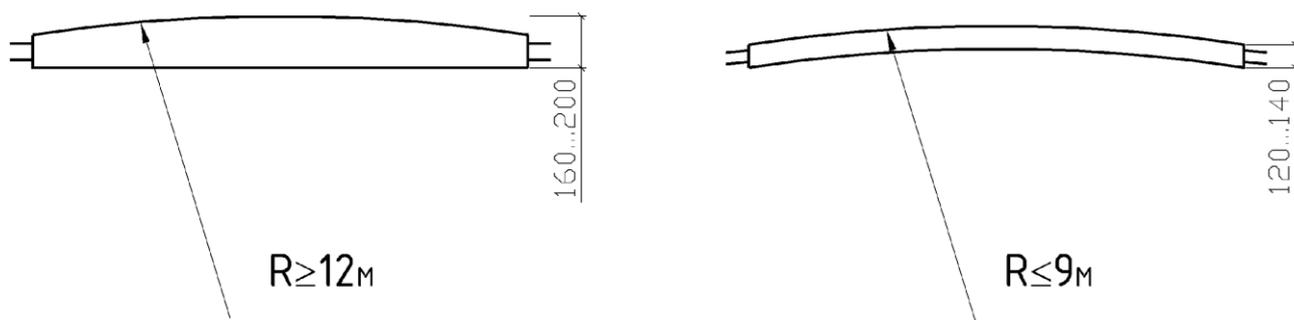


Рис. 7.4. Стеновые панели цилиндрических резервуаров

В цилиндрических резервуарах предварительно напрягаемую горизонтальную рабочую арматуру размещают по внешней поверхности стен. После приобретения бетоном швов прочности не менее 70% проектной стену снаружи обжимают кольцевой предварительно напрягаемой арматурой, которую по окончании процесса натяжения защищают торкрет-бетоном толщиной 250 мм.

Для установки целого количества панелей их ширину принимают 3140 мм или 1570 мм (номинальные размеры). Конструктивный размер на 140 мм меньше. 140 мм – зазор, устраиваемый для соединения панелей – выпуски арматуры приваривают друг к другу, шов замоноличивают бетоном, класс которого не менее прочности бетона стеновых панелей – это обеспечивает фиксацию стеновых панелей в проектном положении и предотвращает появление усадочных и температурных трещин до обжатия предварительно напряженной арматурой.

Под действием гидростатического давления на стенки резервуара в стеновой панели возникают кольцевые растягивающие усилия, и стеновая панель работает на растяжение. Для восприятия кольцевых растягивающих усилий по наружному контуру стеновых панелей устанавливается напрягаемая арматура. Она навивается спирально или кольцами с шагом  $S$ .

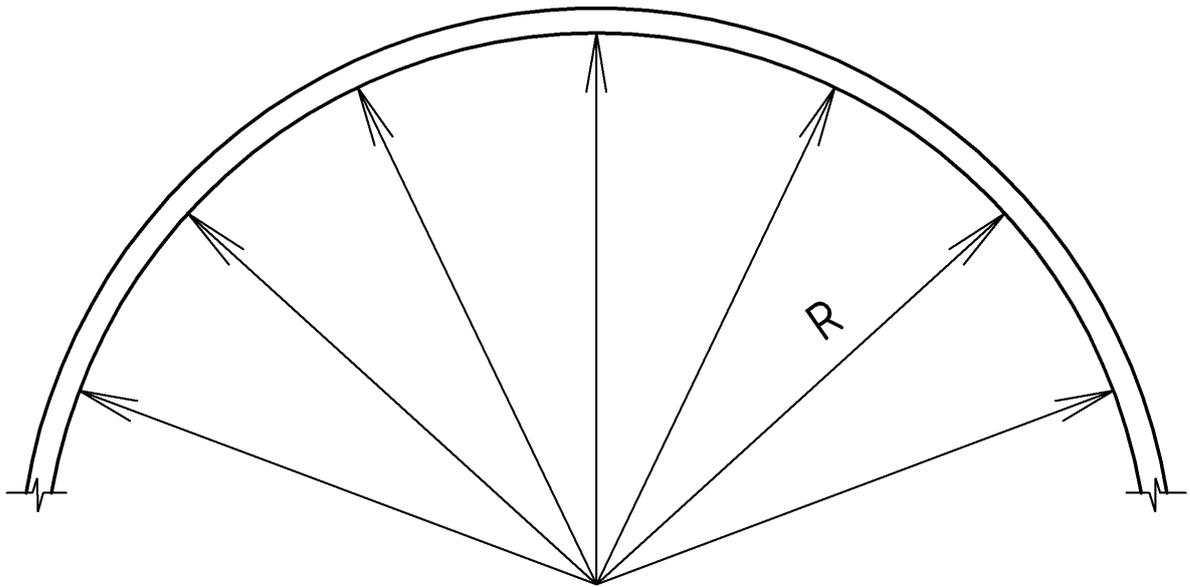


Рис. 7.5. Действие гидростатического давления на стенку цилиндрического резервуара

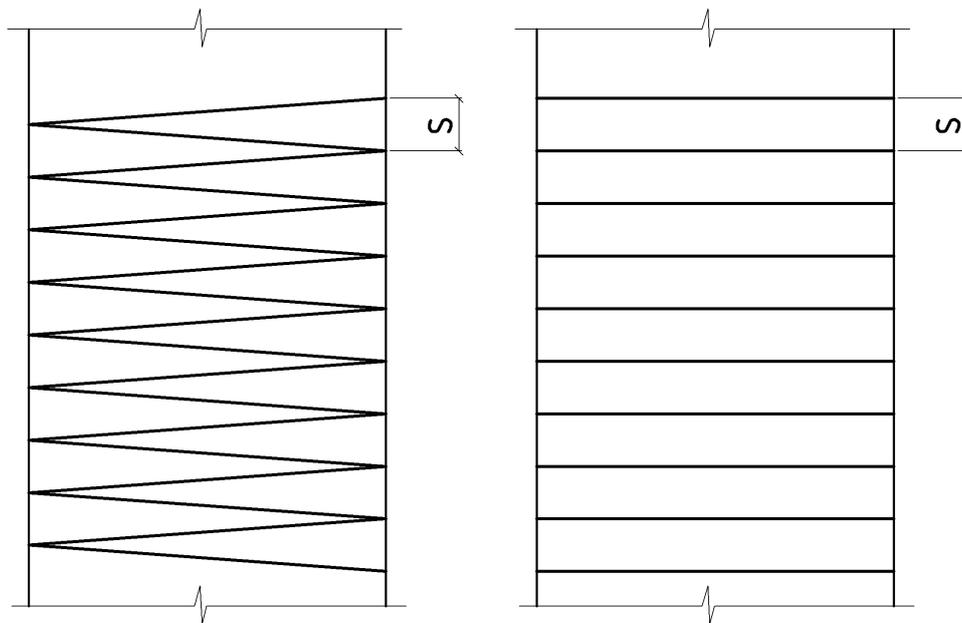


Рис. 7.6. Навивка напрягаемой арматуры на стеновые панели цилиндрического резервуара

Шаг  $S$  :— для проволоки минимальный 10 мм;

— для стержневой арматуры 100 мм, 150 мм, 200 мм, 250 мм;

### ***Натяжение напрягаемой арматуры***

1. Натяжение на стены напрягаемой высокопрочной проволочной арматуры производят с помощью навивальных машин механическим способом.

2. При использовании стержневой арматуры натяжение осуществляют электротермическим способом. Кольцевую стержневую арматуру разделяют

по длине на несколько элементов, к концам каждого стержня приваривают коротыши, один с винтовой нарезкой, второй гладкий, сваренный с анкерным упором. В анкерном упоре арматурные элементы соединяют друг с другом.

При электронагреве стержни удлиняются, в этом состоянии их удерживают гайками на упорах. По мере остывания длина арматурного кольца сокращается, стенка резервуара обжимается, в арматуре образуются растягивающие усилия.

Кольцевую арматуру после натяжения покрывают несколькими слоями торкрет бетона, обеспечивая защитный слой не менее 250 мм.

Внутреннюю поверхность стен резервуара штукатурят до натяжения арматуры, чтобы штукатурка получила обжатие, что уменьшает возможность появления трещин.

#### *Расчет стеновых панелей на монтажные нагрузки*

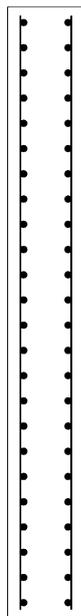


Рис. 7.7. Армирование стеновой панели цилиндрического резервуара сетками

Стеновую панель армируют сетками, которые устанавливают с внутренней и наружной стороны внутри стеновой панели.

Сетки рассчитывают на восприятие усилий, возникающих при перевозке и монтаже стеновых панелей, а также на восприятие усадочных напряжений и изгибающих моментов, возникающих в стеновых панелях.

Рассмотрим, на какие виды воздействий выполняется расчет стеновых панелей цилиндрического резервуара.

1. Вертикальная нагрузка  $N_g$ :

$$N_g = g_{\text{покp}} + g_{\text{с.в.ст}} \text{ кН}$$

$g_{\text{покp}}$  – собственный вес покрытия;

$g_{\text{с.в.ст}}$  – собственный вес стеновой панели.

2. Нагрузка от гидростатического давления жидкости при отсутствии обсыпки грунтом.

3. Нагрузка, создаваемая давлением грунта обсыпки при опорожненном резервуаре.

Если резервуар уже смонтирован, нагрузка от покрытия и веса стеновой панели является величиной постоянной. При этом резервуар проходит две стадии: стадию испытания и стадию эксплуатации. В стадии испытания для резервуара создаются наихудшие условия работы. Сначала резервуар, не обсыпая грунтом заполняют жидкостью и стеновые панели испытывают гидростатическое давление воды без компенсации усилий от действия грунта.

Затем резервуар опорожняют и обсыпают грунтом, на стеновые панели действует только давление грунта без компенсации усилий от действия воды.

В стадии эксплуатации давления грунта и воды на стенки резервуара действуют одновременно, частично компенсируя друг друга.

Соответственно при проектировании резервуара расчет ведут на два наиболее неблагоприятных случая: максимальное давление воды и максимальное давление грунта

Возможны два варианта соединения стеновых панелей с днищем:

1. Жесткое – исключает радиальное перемещение стены и ее угловой поворот в пазу днища.

2. Подвижное (шарнирное) – допускает радиальное перемещение стены и ее угловой поворот в пазу днища.

### ***Расчет стеновых панелей цилиндрического резервуара на действие гидростатического давления жидкости***

Сначала рассмотрим вариант, когда условно стена отделена от днища:

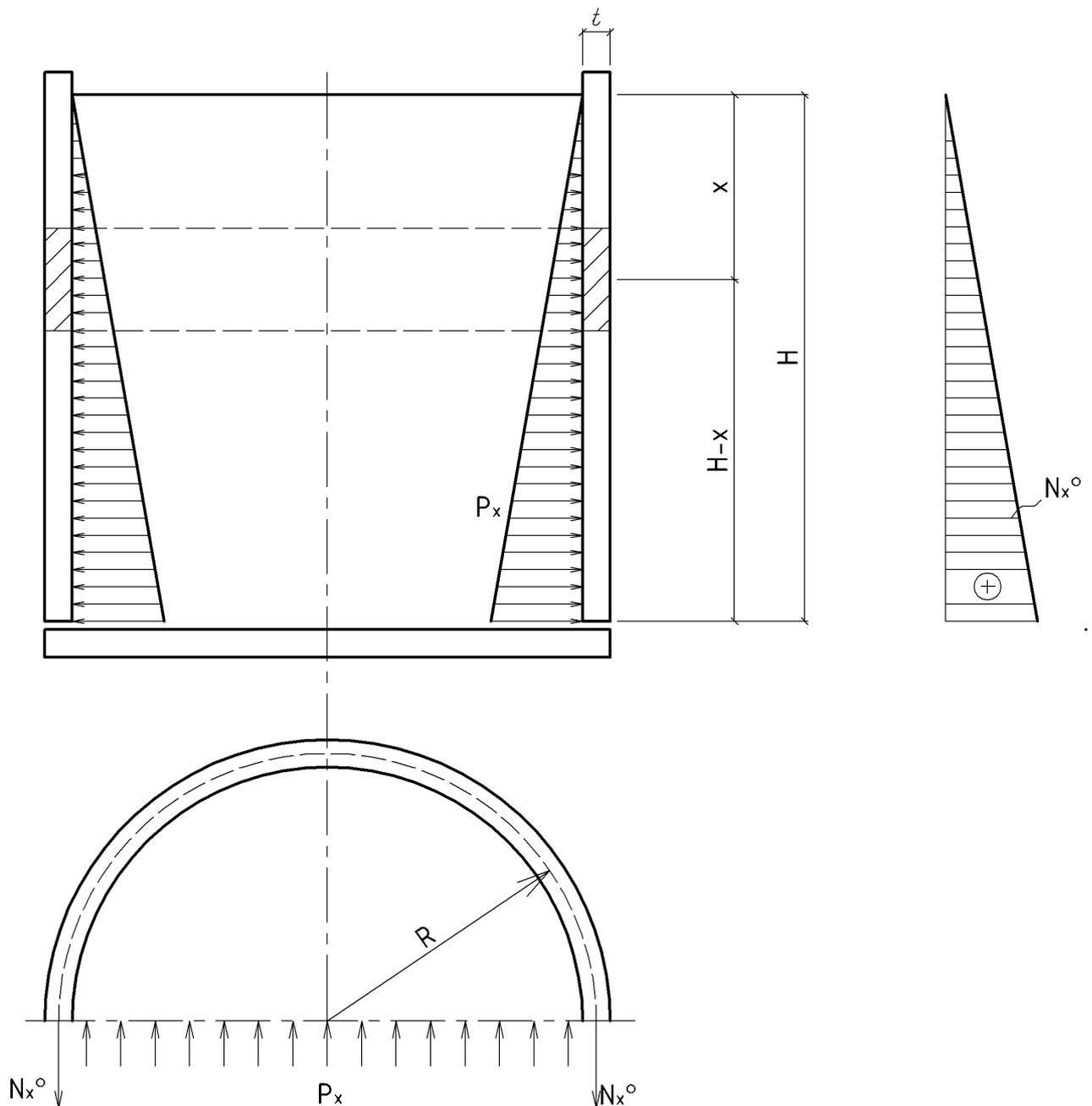


Рис. 7.8. Вертикальный разрез, сечение в плане (половина кольца) и эпюра кольцевых растягивающих усилий

В этом случае вода оказывает гидростатическое давление на стенки резервуара ( $P$ ), линейно возрастающее с увеличением глубины.

Вырезаем из стенки резервуара кольцо с расчетной шириной 1 метр. Центр тяжести кольца находится на расстоянии  $x$  от уровня воды.

На расстоянии  $x$  от поверхности воды создается давление воды на стенки резервуара, обозначаемое  $P_x$  и оно вызывает в стенке резервуара кольцевые

растягивающие усилия  $N_x^0$ . Эпюра кольцевых растягивающих усилий  $N_x^0$  имеет вид треугольника (рис. 7.8).

Расчетное значение гидростатического давления жидкости на глубине  $x$  от ее поверхности:

$$P_x = \gamma_F \cdot \rho_w \cdot x \cdot 1\text{м}, \text{ кН/м}$$

$\rho_w$  – плотность воды;

$\gamma_F$  – коэффициент надежности по нагрузке

Из условия равновесия сил полукольца цилиндра большой длины и высотой, равной единице, кольцевые растягивающие усилия при отсутствии сопряжения между стеновой панелью и дном:

$$N_x^0 = P_x \cdot R, \text{ кН}$$

В реальности дно не дает перемещаться стеновой панели, есть защемление полное (жесткое) или шарнирное:

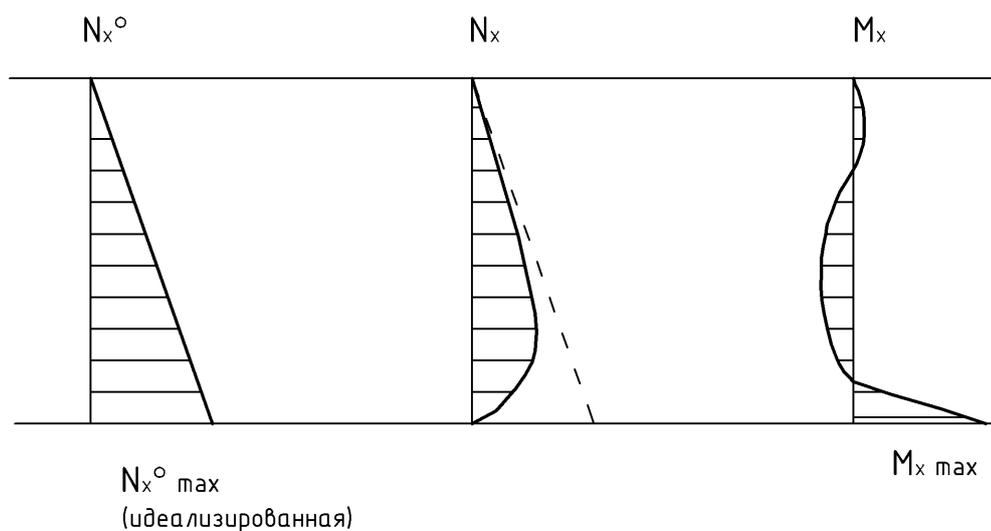


Рис. 7.9. Жесткое сопряжение дна и стеновой панели резервуара

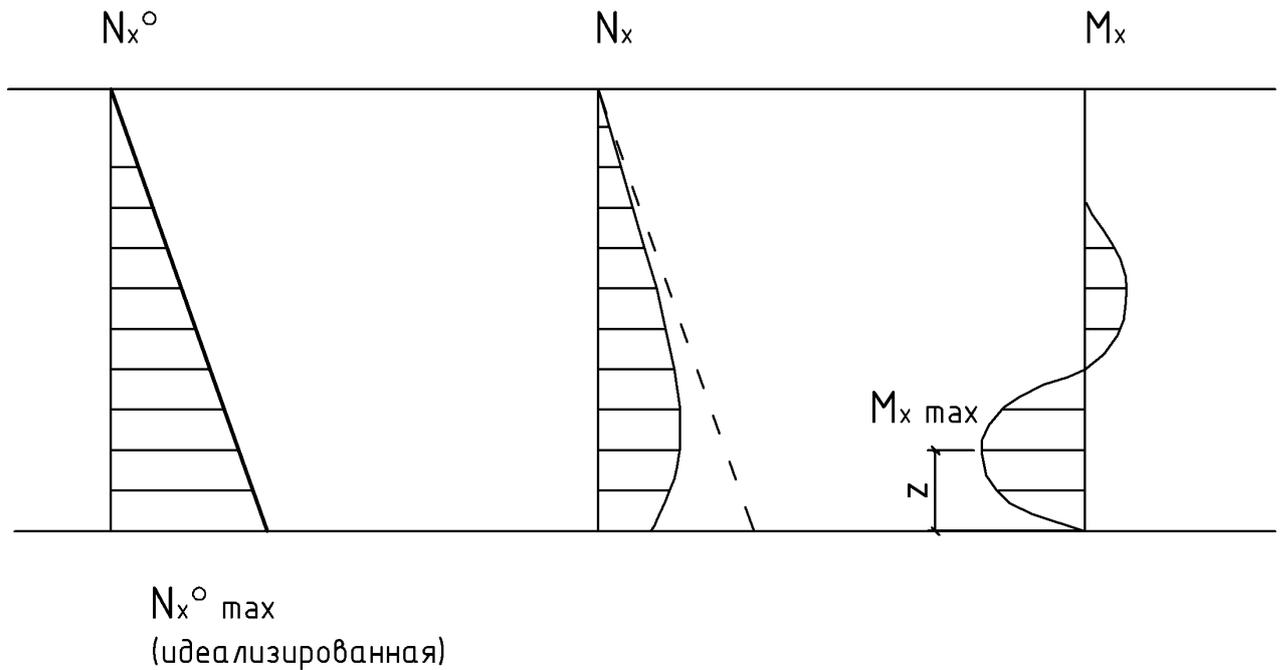


Рис. 7.10. Шарнирное сопряжение дна и стеновой панели резервуара

Расчет ведем в предположении, что у нас шарнирное защемление между стеной и дном.

При подвижном (шарнирном) сопряжении сборной цилиндрической стены с дном вследствие радиального перемещения стены по ее торцу образуется сила трения.

Поперечное усилие, воспринимаемое от силы трения:

$$V_f = N \cdot \mu, \text{ кН}$$

$N$  – нормальное усилие по торцу стены от ее массы и примыкающей части покрытия;

$\mu$  – коэффициент трения стенки о дно.

Кольцевые растягивающие усилия в стенке на уровне  $H-x$  от дна:

$$N_x = N_x^0 - 2 \cdot \frac{R}{S} V_f \cdot e^{-\varphi} \cos \varphi = N_x^0 - 2 \cdot \frac{R}{S} V_f \cdot \eta_1, \text{ кН}$$

Знак « $\leftarrow$ » т.к. по эпюре происходит уменьшение.  $e$  – основание натурального логарифма.

$$R - \text{радиус} \left( \frac{D}{2} - \frac{t}{2} \right) \text{ м;}$$

$S$  – упругая характеристика стены, м;

$$S = 0,76\sqrt{R \cdot t}$$

$t$  – толщина стеновой панели, м;

$\varphi$  – безразмерная координата

$$\varphi = \frac{H - x}{S}$$

Меридиональный момент при этом равен:

$$M_x = V_f \cdot S \cdot e^{-\varphi} \sin \varphi = V_f \cdot S \cdot \eta_2, \text{ кНм}$$

$z$  – расстояние, где возникает максимальный изгибающий момент  $M_{max}$ :

$$z = 0,6\sqrt{R \cdot t}$$

Площадь сечения кольцевой арматуры стены определяют как в центрально растянутом элементе отдельно для каждого пояса высотой 1 метр (начиная от днища).

Вся стеновая панель разбивается по высоте на кольца шириной 1 метр и определяются кольцевые усилия  $N_x$  и изгибающие моменты  $M_x$  для каждого кольца, строятся эпюры и определяется площадь арматуры.

Т.к. арматура работает на центральное растяжение, площадь арматуры определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{N_x}{f_{pd}}$$

Подбор арматуры производится начиная с максимального значения площади  $A_{sp}^i$ . При большой высоте резервуаров можно применять 2 вида диаметров стержневой арматуры. Для проволочной арматуры варьируется только шаг.

Шаг стержневой арматуры:

100, 150, 200, 250.

Шаг проволочной арматуры от 10 до 200 мм (с интервалом 10 мм).

## Подпорные стены

Одними из наиболее распространенных в строительстве инженерных сооружений являются подпорные стены, которые используются для ограждения откосов, котлованов и в виде специальных сооружений (рампы, склады сыпучих материалов).

Подпорные стены по конструктивным особенностям подразделяются на массивные, уголковые и гибкие. Уголковые подпорные стены наиболее рациональны при высотах до 6 метров и могут быть монолитными и сборными. Они состоят из вертикальной и горизонтальной (фундаментной) плит. В сборном варианте вертикальная плита (стенка) заделывается в щелевой паз днища (фундаментной плиты). Подошва фундаментной плиты стен в основном выполняется горизонтальной, стенка – вертикальной. В качестве боковой засыпки используются дренирующие грунты.

Предварительные размеры уголковых подпорных стен назначаются в зависимости от общей высоты  $H$  и приведены на рис. 7.11.

Ширина подпорной стенки по верху назначается в пределах 100÷300 мм в зависимости от высоты  $H$ .

Ширина подпорной стенки по низу принимается не менее  $H/15$ .

Ширина фундаментной плиты  $b$  составляет  $(0,5 \div 0,8) H$ , где

$$b = b_1 + b_2 \text{ (рис. 2).}$$

Глубина заложения подошвы подпорной стены назначается не менее глубины сезонного промерзания грунта со стороны нижней части конструкции.

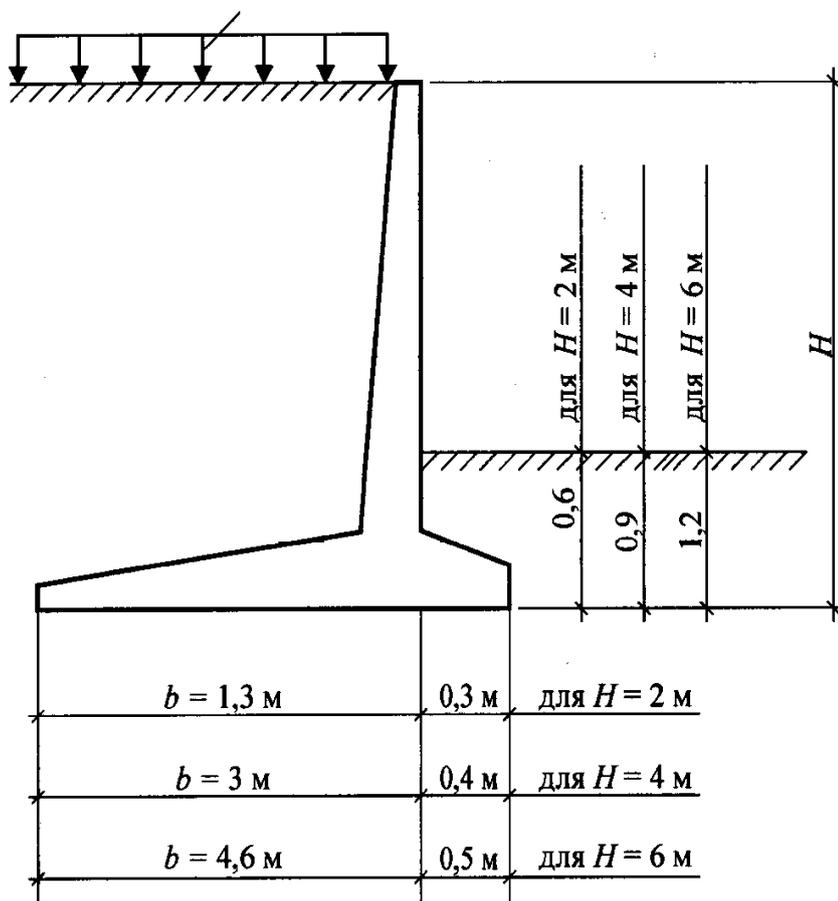


Рис. 7.11. Определение размеров уголкового подпорной стены

На подпорную стену действуют вертикальные ( $P$ ) и горизонтальные ( $E$ ) нагрузки.

Вертикальные нагрузки – собственный вес подпорной стены и собственный вес грунта.

Горизонтальные нагрузки – боковое давление грунта и горизонтальная составляющая переменной полезной нагрузки  $q$ .

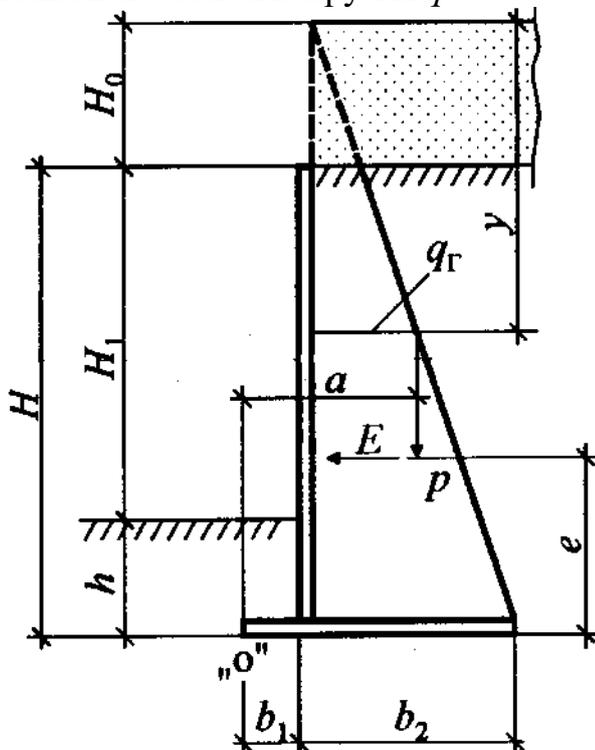


Рис. 7.12. Расчетная схема подпорной стены

$H$  – полная высота подпорной стены;

$H_0 = q/\gamma$  – высота приведенного слоя грунта (т.е. вертикальная полезная нагрузка  $q$  заменяется эквивалентным слоем грунта  $H_0$  и затем приводится к горизонтальной нагрузке  $E$ ;

$q$  – нормативное значение полезной нагрузки;

$q_g$  – горизонтальное давление грунта на глубине  $y$ ;

$\gamma$  – удельный вес грунта засыпки;

$E$  – равнодействующая бокового давления грунта на стенку при наличии на призме обрушения равномерно распределенной нагрузки  $q$

$$E = 0.5\gamma(H + H_0)^2\lambda$$

$\lambda$  – коэффициент горизонтального давления грунта

$P$  – вертикальная сила, включающая в себя вес стены и грунта на обрезах фундамента

$e$  – центр приложения равнодействующей бокового давления грунта;

$$e = \frac{(H + H_0)}{3}$$

$a$  – плечо приложения силы  $P$  относительно т. « $O$ », которая расположена в нижней плоскости торца фундаментной плиты со стороны короткой консоли ;

$h$  – высота заглубления стены в грунт, зависит от глубины сезонного промерзания грунта.

$H_1$  – высота подпорной стены до низового грунта;

$b$  – ширина фундаментной плиты.

Давление грунта на подпорную стену  $\lambda$  определяется по теории Кулона — т.е. стена испытывает давление от призмы обрушения грунта за стеной, находящейся под углом  $\Theta$  к вертикали (рис. 3).

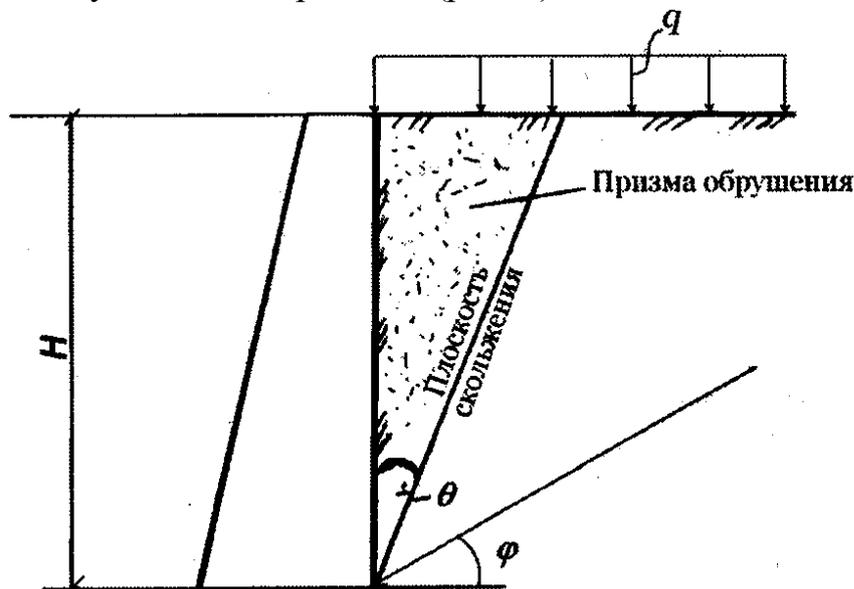


Рис. 7.13. Определение давления грунта  $\lambda$  на подпорную стену для конструкций с вертикальной задней стенкой

Для стен с вертикальной или близкой к вертикали задней стенкой:

$$\lambda = tg^2 \Theta = tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Theta = \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта засыпки;

$\Theta$  – угол призмы обрушения грунта к вертикали.

Горизонтальное давление на глубине  $y$  определяется по формуле:

$$q_{\Gamma} = \gamma \cdot y \cdot tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

В общем случае, если у конструкции вертикальная часть имеет наклонную грань, либо если подпорная стена расположена на косогоре (рис. 7.14)

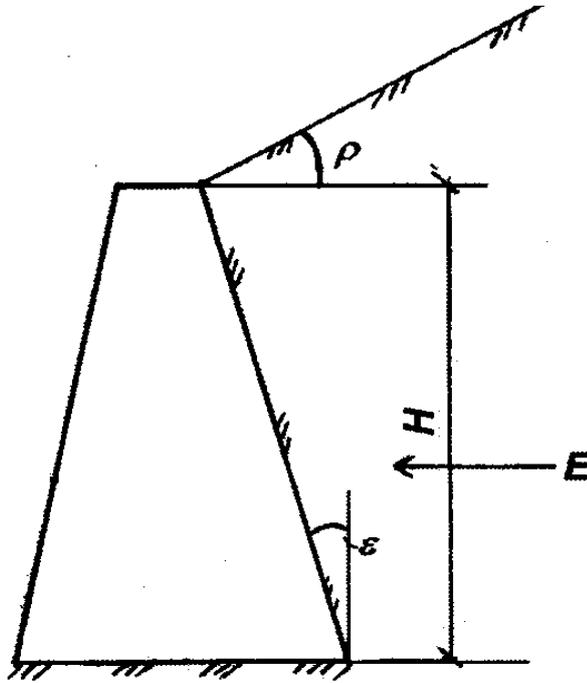


Рис. 7.14. Определение давления грунта  $\lambda$  на подпорную стену на косогоре или для конструкций с наклонной задней стенкой

боковое давление грунта определяют по формуле:

$$p = \gamma \cdot \gamma_f \cdot \lambda \cdot h \cdot \frac{y}{h}$$

Где:

$\gamma_f$  – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

Коэффициент горизонтального давления грунта в этом случае определяется по формуле:

$$\lambda = \left[ \frac{\cos(\varphi - e)}{\cos e} \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2$$

$\varepsilon$  – угол наклона задней стенки подпорной стены к вертикали;

$\rho$  – угол наклона поверхности земли к горизонту;

$\delta$  – угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью

Горизонтальная сила давления грунта  $E$  может сдвинуть стену по горизонтали и она создает момент  $M_0 = E \cdot e$ , который стремится опрокинуть стену относительно крайней левой точки «о» фундаментной плиты (рис. 2)

Нагрузка от веса грунта и собственного веса стены  $P$  создает относительно точки «о» удерживающий момент  $M_y = n \cdot P_i \cdot a_i$ , который сопротивляется опрокидыванию и силу трения по подошве  $T = f \cdot n \cdot P_i$ , препятствующую скольжению стены,  $f$  – коэффициент трения грунта по подошве подпорной стены.

Устойчивость подпорной стены будет обеспечена при:

$$\begin{aligned} M_0 &< M_y \\ E &< T \end{aligned}$$

В практических расчетах уголковых стен при определении  $P$  вес железобетонной стены учитывают, умножая объемный вес грунта на коэффициент  $k_\gamma = 1,08$ .

Для расчета по прочности значения сил  $E$ ,  $P$  и изгибающих моментов  $M_{Ed}$  вычисляют по расчетным нагрузкам.

Силы  $E$  и  $P$  создают относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты момент  $M$  и силу  $N$ , вызывающе по подошве нормальные напряжения на грунт  $\sigma$ .

Силы  $E$  и  $P$  и реакция грунта изгибают консольные плиты стены, вызывая в них изгибающие моменты  $M_1$ ,  $M_2$  и  $M_3$  относительно точки «б» пересечения плит.

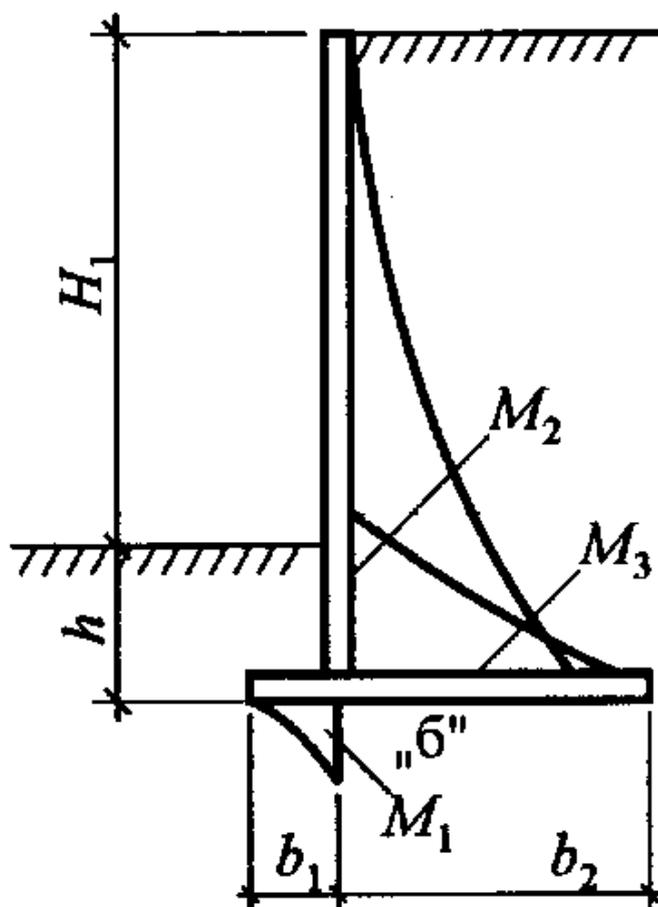


Рис. 7.15. Эпюры изгибающих моментов относительно точки «б» – пересечения горизонтальной и вертикальной частей подпорной стены

Исходя из условия равновесия изгибающих моментов:

$$M_1 + M_2 - M_3 = 0$$

$$M_2 = M_3 - M_1$$

По найденным моментам производят подбор сечений изгибаемых консольных плит в точке «б».

В каждом расчетном сечении определяют изгибающие моменты от действия расчетной нагрузки и выполняется расчет по сечениям, нормальным к продольной оси, изгибаемого элемента прямоугольного сечения с шириной  $b = 1000$  мм и рабочей высотой  $d$ :

1. Определяется рабочая высота сечения (от сжатой грани бетонного сечения до центра тяжести рабочей арматуры):

$$d = h - c$$

$$c = c_1 + 0,5 \cdot \emptyset$$

$$c_1 = \max \begin{cases} c_{nom} \\ \emptyset \\ d_g \end{cases}$$

$c_{nom}$  – минимальный защитный слой бетона, принимаемый по таблице 11.4

СНБ в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации;

$\emptyset$  – предполагаемый диаметр продольной арматуры;

$d_g$  – максимальный размер зерна крупного заполнителя.

Относительный момент сжатой зоны бетона:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

Относительное плечо внутренней пары сил:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi$$

Площадь сечения продольной арматуры

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

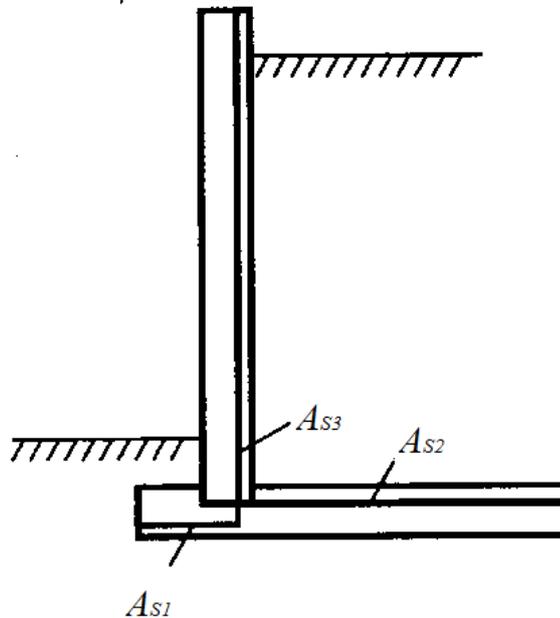


Рис. 6 Схема расположения рабочей арматуры

$A_{s1}$  – площадь арматуры, рассчитанная на действие момента  $M_1$ ;

$A_{s2}$  – площадь арматуры, рассчитанная на действие момента  $M_2$ ;

$A_{s3}$  – площадь арматуры, рассчитанная на действие момента  $M_3$ ;

По требуемой площади арматуры назначают диаметр и шаг рабочей арматуры. Армирование осуществляют в виде сварных сеток

**Перечень контрольных вопросов по 7 разделу**

1. Виды инженерных сооружений.
2. Принципы расчета стеновых панелей цилиндрических резервуаров.
3. Принципы расчета подпорных стен.

## 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 нагружении.
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,  $S_{ном}$ , класс среды по условиям эксплуатации.
21. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) по методу предельных усилий.
22. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) по упрощенному деформационному методу. Четыре области деформирования.
23. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием (расчет по нормальным сечениям) по методу предельных усилий.
24. Два случая расчета тавровых сечений. Расчетные уравнения метода предельных усилий для изгибаемых элементов таврового сечения с одиночным армированием (расчет по нормальным сечениям) по методу предельных усилий.
25. Определение положения нейтральной оси в элементе таврового сечения в прямой и обратной задачах.

26. Конструирование железобетонных изгибаемых элементов.
27. Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечной силы.
28. Четыре формы разрушения по наклонным сечениям.
29. Расчет наклонных сечений по методу ферменной аналогии.
30. Внецентренно сжатые элементы. Виды сечений.
31. Внецентренно сжатые элементы, расчет и конструирование.
32. Учет влияния продольного изгиба в сжатых элементах. Эффекты второго порядка
33. Расчет элементов стальных конструкций.
34. Расчет инженерных сооружений (резервуары, подпорные стены).

## ЛИТЕРАТУРА

### Основная литература:

1. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования. Учеб. пособие для студ. строит. спец. / Под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с.
2. Зайцев Ю.В., Промыслов В.Ф. Строительные конструкции: – М.: Стройиздат, 1985. – 279 с.
3. Добромыслов А.Н. Примеры расчета конструкций железобетонных инженерных сооружений. Справочное пособие: – М.: Издательство ассоциации строительных вузов, 2010. – 272 с.

### Дополнительная литература;

4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учебник для вузов. -5-е изд., доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. 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.
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. 1. Материалы, конструирование, теория и расчет. – М.: Высшая школа, 1988. – 287 с.
8. 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.

### Нормативная литература

9. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\* (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2015. — 86 с.
10. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2016. — 38 с.
11. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2009. — 40 с. — С изм. 1, 2.
12. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-4-2009 (02250) / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2009. — 40 с. — С изм. 1, 2.
13. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. — Минск, 2015. — 205 с.