

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»
Строительный факультет
Кафедра строительных конструкций

СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой
«Строительные конструкции»


А.Б.Шурин

«28» 12 2022 г.

СОГЛАСОВАНО

Декан строительного факультета


С.М.Семенюк

«28» 12 2022 г.

**ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
ПО УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЕ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»**

для специальности (направления специальности):

1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»

Составитель: Шалобыта Николай Николаевич, канд. техн. наук, доцент, доцент
Кривицкий Павел Васильевич, канд. техн. наук, доцент, доцент
Малиновский Василий Николаевич, канд. техн. наук, доцент, профессор
Матвеевко Никифор Викторович, маг. техн. наук, старший преподаватель
Матвеевко Елизавета Сергеевна, маг. техн. наук, преподаватель-стажер

Рассмотрено и утверждено 29.12.2022 протокол 3
на научно-методическом совете БрГТУ

рег. № УМК 22/23 - 28

Пояснительная записка

Актуальность изучения учебной дисциплины

Курс «Железобетонные и каменные конструкции» имеет большое значение в общей подготовке инженеров-строителей. Железобетонные конструкции применяются при возведении промышленных и гражданских зданий, сельскохозяйственном энергетическом и др. видах строительства, различных инженерных сооружений и являются базой современной инфраструктуры воздушного, надземного и подземного транспорта.

Применительно к современным реалиям, когда в Республике Беларусь ведется гармонизация многих нормативных документов в области строительства и выпускникам ВУЗов строительных специальностей, в своей практической деятельности придется применять единые с европейскими (Еврокодами) нормы, курс «Железобетонные и каменные конструкции» будет в значительной степени способствовать повышению качества молодых специалистов-строителей, расширению их возможностей в проектных и строительных организациях при работе по совместным проектам с зарубежными фирмами и инвесторами, облегчит процесс их адаптации.

Цели учебной дисциплины

Цель преподавания данной дисциплины состоит в обучении теоретическим, практическим и научно-методологическим основам расчета и проектирования конструкций из железобетона студентов специальности 1 70 02 Промышленное и гражданское строительство.

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

Для закрепления теоретического материала, овладения методикой проектирования и расчета предусмотрено проведение практических и лабораторных занятий по всем ключевым темам и выполнение курсового проекта.

Задачи учебной дисциплины

Основная задача преподавания дисциплины заключается в обучении студентов навыкам расчета и проектирования технически и экономически обоснованных обычных и предварительно-напряженных железобетонных конструкций зданий и сооружений, отвечающих требованиям прочности, жесткости,

трещиностойкости, долговечности и эстетичности; научить студентов практическим навыкам по расчету железобетонных конструкций в соответствии с ТНПА, в том числе с использованием современных системы автоматизированного проектирования конструкций (САПР), использованию нормативно-справочной и научно-технической литературы; ознакомить с основными новыми научными и практическими тенденциями развития и перспективами применения железобетонных конструкций в строительстве.

В результате освоения дисциплины будущий специалист должен:

знать:

- физико-механические свойства материалов для железобетонных конструкций;
- требования норм по проектированию конструкций зданий и сооружений;
- конструкции и конструктивные системы зданий и сооружений;
- современные требования к расчету и конструированию железобетонных конструкций.
- состав, структуру рабочих чертежей 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;
- определять конструктивную схему железобетонного элемента, отвечающего конкретному зданию или сооружению;
- пользоваться нормативной, справочной и специальной литературой (ТКП, СТБ, СП, ТК, ГОСТ и др.);
- читать, конструировать и разрабатывать рабочие чертежи;
- самостоятельно обобщать и анализировать новейшие достижения строительной науки и практики, обновлять полученные теоретические и практические навыки.

владеть:

- приемами контроля трещиностойкости и несущей способности конструкций;
- методологией анализа новейших достижений строительной науки и практики;

– конструировать элементы зданий и разрабатывать их рабочие чертежи.

Краткая характеристика электронного учебно-методического комплекса

Настоящий электронный учебно-методический комплекс по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» предназначен для студентов, осваивающих содержание образовательной программы высшего образования I ступени, обеспечивающей получение квалификации инженера-строителя.

Электронный учебно-методический комплекс (ЭУМК) объединяет структурные элементы научно-методического обеспечения образования и представляет собой сборник материалов теоретического и практического характера для организации работы студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм получения образования по изучению дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции».

ЭУМК разработан на основании Положения об учебно-методическом комплексе на уровне высшего образования, утвержденного Постановлением Министерства образования Республики Беларусь от 26 июля 2011 г., № 167 и предназначен для реализации требований учебной программы по учебной дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство».

Электронный учебно-методический комплекс разработан с учетом основных положений концепции обучения в системе непрерывного образования Республики Беларусь, концепции современного языкового образования, а также в соответствии со следующими нормативными документами:

– образовательного стандарта Республики Беларусь. Высшее образование. Первая ступень. Специальность 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». Квалификация «инженер-строитель». Утвержден и введен в действие постановлением Министерства образования Республики Беларусь 24.08.2012 г. № 108;

– учебной программы высшего образования второй ступени (магистратуры) для специальности 1-70 02 01 «Строительство зданий и сооружений Профилизация: Промышленное и гражданское строительство»;

– порядка разработки и утверждения учебных программ и программ практики для реализации содержания образовательных программ высшего образования (утверждено Министерством образования Республики Беларусь от 06.04.2015 г).

Цели ЭУМК

Основными целями ЭУМК являются:

– обеспечение качественного методического сопровождения процесса обучения;

– организация эффективной самостоятельной работы студентов.

Содержание и объем ЭУМК полностью соответствуют образовательным стандартам высшего образования специальностей специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», а также учебно-программной документации образовательных программ высшего образования. Материал представлен на требуемом методическом уровне и адаптирован к современным образовательным технологиям.

Структура электронного учебно-методического комплекса по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»

1. Теоретический раздел ЭУМК содержит материалы для теоретического изучения учебной дисциплины и представлен конспектами лекций, монографиями и набором презентаций.

2. Практический раздел ЭУМК содержит материалы для проведения практических и лабораторных учебных занятий, а так же курсового проектирования и представлен в виде методических указаний для их выполнения, плакаты и видеоматериалы.

3. Раздел контроля знаний ЭУМК содержит материалы для итоговой аттестации (экзаменационные вопросы, материалы для компьютерного тестирования), позволяющие определить соответствие результатов учебной деятельности обучающихся требованиям образовательных стандартов высшего образования и учебно-программной документации образовательных программ высшего образования.

4. Вспомогательный раздел включает учебную программу учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», основную и дополнительную литературу, в том числе иностранную, графические плакаты.

Рекомендации по организации работы с ЭУМК

При работе с электронным учебно-методическим комплексом по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» рекомендуется:

– лекции проводить с использованием представленных в ЭУМК презентаций, персонального компьютера и мультимедийного проектора; при подготовке к экзамену, практическим, лабораторным и занятиям по курсовому про-

ектированию студенты могут использовать представленные в ЭУМК конспекты лекций, методические пособия, набор презентаций и электронные материалы ТНПА и учебной и научной литературы, приведенных во вспомогательном разделе ЭУМК;

– практические занятия и консультации по курсовому проектированию проводятся в аудиториях специализированной лаборатории кафедры строительных конструкций «ЛИПИСК» и компьютерном классе с использованием представленных в ЭУМК методических указаний, а также систем автоматизированного проектирования ЛИРА-САПР, SCAD, Sofistik;

– лабораторные занятия проводятся в аудиториях специализированной лаборатории кафедры строительных конструкций «ЛИПИСК» и испытательном центре УО БрГТУ;

– экзамен проводится в аудитории, вопросы приведены в разделе контроля знаний ЭУМК.

Электронный учебно-методический комплекс содержит:

I ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	10
1 КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ.....	10
Тема №1 Водная лекция.....	10
Тема №2 Основы проектирования железобетонных конструкций.....	12
Тема №3 Бетон для железобетонных конструкций.....	18
Тема №4 Арматура для железобетонных конструкций.....	25
Тема №5 Расчет железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил.....	30
Тема №6 Упрощенный деформационный метод расчета прочности изгибаемых, сжатых и растянутых железобетонных конструкций при действии изгибаемых моментов и продольных сил.....	36
Тема №7 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых, сжатых и растянутых железобетонных конструкций, по методу предельных усилий.....	45
Тема №8 Расчет прочности железобетонных конструкций по прочности на действие поперечных сил.....	50
Тема №9 Расчет железобетонных элементов по прочности на местное действие нагрузки.....	58
Тема №10 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов.....	63
Тема №11 Статический расчет балок и плит по методу предельного равновесия.....	67
Тема №12 Предельное напряжение конструкции.....	73
Тема №13 Расчет трещиностойкости ЖБК.....	80
Тема №14 Расчет ЖБК по деформациям.....	85
Тема №15 Одноэтажное промышленное здание.....	88
Тема №16 Конструкции покрытия ОПЗ.....	101
Тема №17 Стропильные конструкции ОПЗ.....	104
Тема №18 Железобетонные фундаменты.....	114
Тема №19 Тонкостенные пространственные конструкции. Покрытия из железобетона.....	120
Тема №20 Конструкции инженерных сооружений.....	138
Тема №21 Заключительная лекция. Перспективы дальнейшего развития железобетона.....	145
2 ПЛАКАТЫ.....	146
II ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	204

1 МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ ЛАБОРАТОРНЫХ РАБОТ	204
2 ТЕМЫ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ	229
Тема №1 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночным армированием.....	229
Тема №2 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием	239
Тема №3 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов тавровой и двутавровой форм поперечного сечения.....	244
Тема №4 Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов. Расчет поперечной арматуры (хомутов) и отгибов.....	254
Тема №5 Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с большими и малыми эксцентриситетами.....	266
Тема №6 Расчет сжатых элементов со случайными эксцентриситетами (с нулевыми случайными эксцентриситетами).....	274
Тема №7 Сжатые элементы с косвенным армированием.....	277
Тема №8 Расчет центрально и внецентренно растянутых элементов	279
3 ЗАДАЧИ НА ПРАКТИЧЕСКИЕ ЗАНЯТИЯ	286
4 ПРИМЕР ЭКЗАМЕНАЦИОННОГО БИЛЕТА.....	289
5 ПРИМЕР ЗАДАНИЯ НА ВЫПОЛНЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	290
Последняя цифра шифра.....	290
Последняя цифра шифра.....	290
III РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ	293
1 ПЕРЕЧЕНЬ ВОПРОСОВ, ВЫНОСИМЫХ НА ЗАЧЕТ И ЭКЗАМЕН	293
Тесты по курсу лабораторных работ	301
IV ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ.....	320
1 ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.....	320
2 ПЛАНИРУЕМЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ОБУЧЕНИЯ ПО ДИСЦИПЛИНЕ	325
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»	325
2.1 Перечень планируемых результатов обучения по дисциплине, соотнесенные с планируемыми результатами освоения образовательной программы.....	325
2.2 Место дисциплины в структуре основной профессиональной образовательной программы	327
3 ПРОГРАММНО-ПЛАНИРУЮЩИЕ ДОКУМЕНТЫ.....	334
3.1 Содержание дисциплины.....	334
3.2 Примерный перечень лабораторных работ и их содержание.....	337

3.3	Примерный перечень практических занятий и их содержание.....	338
3.4	Примерный перечень тем самостоятельной (неуправляемой) работы и их содержание	339
3.5	Примерный перечень тем курсовых проектов и их содержание.....	344
3.5.1	<i>Курсовой проект №1</i>	344
	Задание. «Проектирование элементов многоэтажного здания с неполным каркасом».....	344
	<i>Содержание расчетно-пояснительной записки:</i>	344
3.5.2	<i>Курсовой проект №2</i>	345
	Задание. «Расчёт и проектирование железобетонных элементов каркаса одноэтажного промышленного здания».....	345
	<i>Содержание расчетно-пояснительной записки:</i>	345
3.6	Методические материалы, для изучения теоретической части курса, определяющие процедуры оценивания знаний, умений, навыков и (или) опыта деятельности, характеризующих этапы формирования компетенций	346
3.7	Шкала и критерии оценивания для проведения промежуточной аттестации	349
4	ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДИСЦИПЛИНЫ	351
4.1	Основная литература.....	351
4.2	Дополнительная литература	351
4.3	Перечень методических указаний	351

I ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

1 КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ

Тема №1 Водная лекция

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 1.1 Основная литература
- 1.2 Условия существования железобетона
- 1.3 История развития железобетона
- 1.4 Достоинства и недостатки железобетона
- 1.5 Область применения

1.1 Основная литература

1. СНБ 5.03.01-02 "Бетонные и железобетонные конструкции." Министерство архитектуры, 2003г.
2. "Железобетонные конструкции основы теории, расчёта и конструирования" Под ред. Пецольда Т.М. и профессора Тура В.В.г. Брест. БрГТУ-2002-2007г.
3. Вестник БрГТУ "Архитектура и строительство." г. Брест. БрГТУ-2002-2007г.

1.2 Условия существования железобетона

Определить соотношение сил по величине:

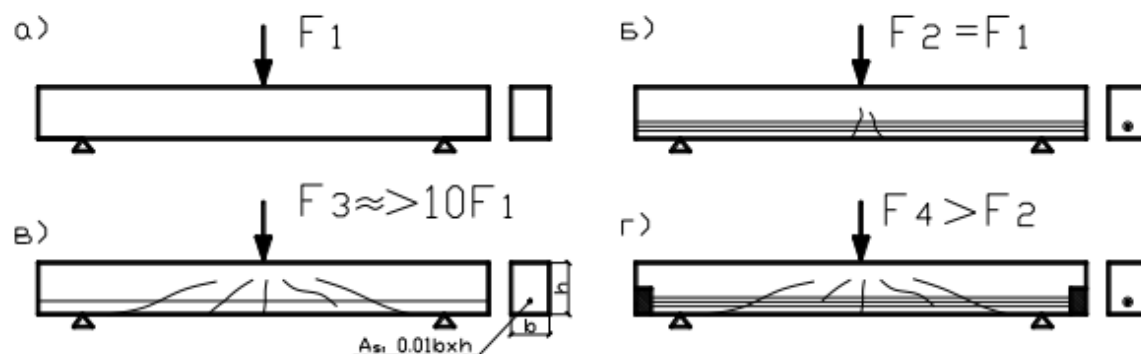


Рис.1.1 Характер разрушения балок

Армирование-установка арматуры в растянутой зоне т.к. $f_{ctk} \geq 10f_{ctk}$ (армирование в переводе с итальянского - вооружение).

Условия существования железобетона следующее: совместная работа арматуры с бетоном, близкие коэффициенты температурного расширения ($\alpha_c = 1.2 \dots 1.3 \cdot 10^{-5}$, $\alpha_s = 1.2 \cdot 10^{-5}$); защита арматуры от коррозии.

1.3 История развития железобетона

Рождение железобетона: 1849 г.- Франция, 1854- Англия, 1868-СССР.
Хронология:

- 1849-Ламбо (Фр) - арматурный каркас лодки обмазывает раствором ($\delta = 40...30$ мм),получил патент на “заменитель дерева”;
- 1854 г. - Уилкинсон (Анг) - огнестойкое перекрытие;
- 1855 г. - Куанье (Фр)- описывает первые опыты в использования в журнале “Инженер”;
- 1867 г. - Монье (Фр)- патент на кадку для цветов;
- 1879 г. - Жаринцев (Рос)- армирует стены артиллерийского склада в г. Батуми;
- 1886 г. - М. Кеннен - идея - поместить арматуру в растянутую зону;
- 1879 г. - Россия- дело купца Шиллера о выдаче патента на элементы из железобетона;
- 1892 г. - Франция - комиссия по железобетону;
- 1897 г. - Ш. Рабю (Фр) – впервые читает курс по железобетону в школе дорог и мостов;
- 1898 г. - Россия – издается первая книга по железобетону;
- 1901 г. - Ф. Эмпертер (Гер)-первый редактор журнала “бетон и железобетон”;
- 1903 г. - Нормы по расчёту (Фр), в 1904 (Гер), в 1908 (Рос);
- 1912...1913 г. - Россия введён курс по железобетону в институтах;
- 1886 г. – П.Джексон (Ам) - идея о преднапряжении арматуры (опыты Э.Фрейсине ничего не дали);
- 1928 г. - Э.Фрейсине (Итал)- патент на преднапряжение арматуры;
- 1930 г. – В.В.Михайлов – первые опыты с ПЖБК в г. Баку.

Внесли на этом этапе особый вклад: Консидер (Фр), Геннебик (Фр),Кеннен (Гер),Мёрш (Гер),Некрасов (Рос),Передерий Г.П (Рос), А.Ф. Лолейт (Рос).

“Борьба с мёртвыми массами в сооружениях - есть нравственный долг зодчего” А.Ф. Лолейт Белорусская школа учёных (см.[2]).

1.4 Достоинства и недостатки железобетона

Достоинства: долговечность, огнестойкость, малые затраты при изготовлении, применение местных материалов, экономия стали, массивность (высокий коэффициент поглощения энергии при динамике), архитектурная выразительность, низкая стоимость.

Недостатки: низкая трещиностойкость (устранение- преднапряжёние арматуры), большой вес (устранение- легкие бетоны высокие классы бетона рациональное поперечное сечение, преднапряжение арматуры, стержневые пространственные конструкции).

1.5 Область применения

Под землей: фундаменты, трубы, резервуары, метро и т.д.

На земле: элементы одноэтажных и многоэтажных жилых, общественных и производственных зданий и инженерных сооружений.

Над землей: резервуары водонапорных башен.

На воде и под водой: суда из железобетона, хранилища для нефтепродуктов.

Особые (уникальные) объекты: телевизионная башня в г.Москве, оболочки атомных реакторов.

Тема №2 Основы проектирования железобетонных конструкций

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 2.1 Общие требования к железобетонным конструкциям (с.40 [2])
- 2.2 Идеализация конструкций (с.44-47 [2])
- 2.3 Воздействия на конструкции (с.47-51 [2])
- 2.4 Долговечность конструкций (с.63-66 [2])
- 2.5 Существующие методы расчёта (с. 14-17 [1] и с.40-42, с. 58-63 [2])
- 2.6 Метод расчёта по предельным состояниям (с.40-42 [2])
- 2.7 Характеристики материалов (с. 20-34 [1] и с. 55-58 [2])
- 2.8 Конструктивные требования (с. 102-116 [1] и с. 63-65 [2])

2.1 Общие требования к железобетонным конструкциям

Проектирование строительных конструкций должно производиться с назначенным уровнем безопасности для работы на стадии изготовления (возведение, транспортировка, складирование, монтаж и т.д.), эксплуатации и реконструкции. При этом строительные конструкции должны удовлетворять требованиям нормальной эксплуатации, долговечности и ... минимальной стоимости. Безопасность строительных конструкций – элемент понятия надежности. Надежность – сумма показателей: безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, долговечности. Обеспечивается при: выборе материалов, конструктивного решения, качества расчета, выполнения конструктивных требований, контроля качества на всех этапах жизнедеятельности.

2.2 Идеализация конструкций

Расчет реальной конструкции – есть процесс определения внутреннего состояния. Его определение сопряжено с целым рядом условностей и допущений (расчетная схема, сечение и т.д.). Фактически формируют расчетную схему принимая:

- геометрическую модель (геометрическая идеализация);
- физическая модель (идеализация поведения материала под нагрузкой);
- модель нагрузок (идеализация нагрузок).

Например понятия:

- балка пролетом (l) с высотой сечения (h) – при соотношении $l/h \geq 2$;
- плита толщиной (h) и меньшей стороной (l_{\min}) – при соотношении $l_{\min}/h \geq 4$;
- стойка высотой (H) сечением s (h) – при соотношении $H/h \geq 2$.

Учет влияния свесов полки таврового сечения:

$$b_f' = b_p \quad (\text{при } h_f'/h \leq 0.05);$$

$$b_f' = b_p + 2 \cdot 3h_f' \quad (\text{при } h_f'/h \geq 0.05 \text{ но } < 0.1);$$

$$b_f' = b_p + 2 \cdot 6h_f' \quad (\text{при } h_f'/h > 0.1),$$

где b_f', h_f' – ширина и толщина полки;

h и b – высота и ширина ребра.

2.3 Воздействия на конструкции

Прямые – приложенные непосредственно (например нагрузка).

Косвенные – реактивные силы, вызванные перемещением, осадками, температурой и т.д.

Постоянные – собственный вес (прямые), усадка (косвенные).

Переменные – крановые, ветровые и снеговые нагрузки.

Особые (аварийные) – взрыв, землетрясения.

Нормативное значение нагрузки постоянного воздействия:

- G_k – одно, если коэффициент вариации не более $0.05 \div 0.1$;
- $G_{k,\text{sup}}, G_{k,\text{inf}}$ – два, если $k > 0.1$, с использованием нормального закона статистического распределения (Гаусса) при обеспеченности 0.95.

Нормативное значение (Q_k) переменных (временных) нагрузок связано зависимостью:

$$t_r(Q_k) = [1/\ln(1/p)] \cdot T_n, \quad (2.1)$$

где t_n, T_n – время и нормативный срок службы;

p – вероятность превышения переменной нагрузкой нормативного значения за период T_n .

Значение Q_k может быть принято по СНиП 2.01.07 или заказчиком. Если Q_k несколько, то принимают их репрезентативные значения (ψ_i, Q_k) определяющие частоту появления и учитываемые в сочетаниях:

- редкое – при расчете по первой группе предельных состояний и расчете необратимых состояний строительных конструкций при эксплуатации (с коэффициентом ψ_{0i});
- частое – при расчете по первой группе предельных состояний при наличии особых воздействий (с коэффициентом ψ_{1i});
- практически постоянное – при расчете по первой группе предельных состояний с учетом особых воздействий или при учете длительных процессов (с коэффициентом ψ_{2i});

Расчетное значение нагрузки может быть:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k; \quad (2.2)$$

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ или } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k, \quad (2.3)$$

где $\gamma_G = 1.35(1.15)$ и $\gamma_Q = 1.5$ – частные коэффициенты безопасности по нагрузке.

Расчетные сочетания нагрузок, принимаемые при расчете сечений конструкций:

А) По первой группе предельных состояний.

– первое основное сочетание

$$\sum_i (\gamma_{Gi} \cdot G_{ki}) + \sum_i (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i}); \quad (2.4)$$

– второе основное сочетание

$$\sum_i (\xi \cdot \gamma_{Gi} \cdot G_{ki}) + \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki} + \sum_i (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i}); \quad (2.5)$$

– особое сочетание

$$\sum_i (\gamma_{Gi} \cdot G_{ki}) + A_d + \psi_{1.1} \cdot Q_{ki} + \sum_i (Q_{ki} \cdot \psi_{2i}); \quad (2.6)$$

– при учете длительного действия

$$\sum_i (\gamma_{Gi} \cdot G_{ki}) + \sum_i (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \psi_{2i}). \quad (2.7)$$

Б) По второй группе предельных состояний.

– нормативное (редкое) сочетание

$$\sum_i G_{ki} + Q_{ki} + \sum_i (Q_{ki} \cdot \psi_{0i}); \quad (2.8)$$

– частое сочетание

$$\sum_i G_{ki} + \psi_{1.1} \cdot Q_{ki} + \sum_i (Q_{ki} \cdot \psi_{2i}), \quad (2.9)$$

где $\gamma_{Gi} = 1.0$, а значение ψ_i по обязательному приложению А СНБ-5.03.01-02 [1].

2.4 Долговечность конструкций

Расчет строительных конструкций (прогноз) по долговечности производится по обоснованным расчетным моделям из условия, что при заданных характеристиках материалов и начальных показателях качества продолжительность межремонтных периодов будет не более установленного нормами.

В расчете учитывают все виды воздействий. Требование по долговечности – есть сумма расчетных показателей, конструктивных требований с учетом классов по эксплуатации конструкций.

Классы среды по условиям эксплуатации конструкций по [1] определяют из условия, что:

- нет риска коррозии и агрессии к бетону (XO);
- будет коррозия арматуры из-за карбонизации защитного слоя бетона (XC_1);
- будет коррозия арматуры под действием хлоридов (XD_1);
- существует агрессия к бетону при действии отрицательной температуры и антиобледенителей (XF_1);
- имеет место химическая агрессия на бетон (XA_1);
- предполагается износ (истирание) бетона (XM_1).

Характеристика среды – учитывается влажность, температура, химическая агрессия.

Минимальный класс бетона, принимаемый при проектировании для конструкций $\geq C 8/10$.

Долговечность бетона обеспечивается его минимальной прочностью для определенного класса среды по эксплуатации.

Долговечность арматуры определяется эффективностью защиты от коррозии: величина защитного слоя, плотность структуры бетона, вторичная защита бетона и арматуры включая локальную.

2.5 Существующие методы расчёта

Выбор метода расчёта зависит от НДС сечений, характеристик материалов, предельного состояния.

Расчётные модели:

- а) линейно-упругая модель
- б) линейно-упругий расчёт с перераспределением усилий
- в) нелинейный расчёт
- г) расчёт по теории пластичности.

Идеализируя конструкцию, проектировщик заменяет её моделью, описывая её поведение под нагрузкой.

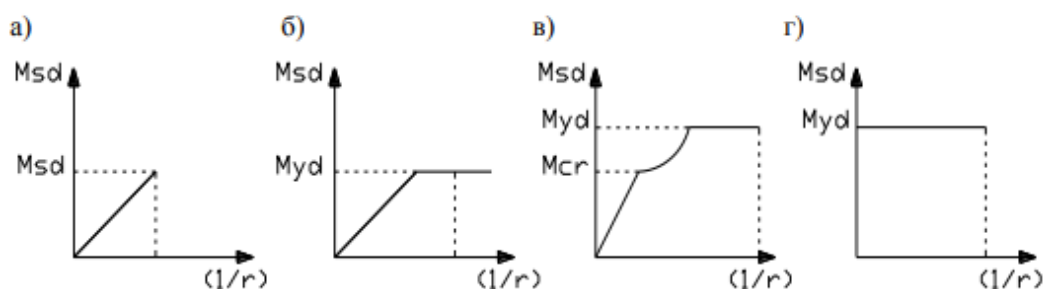


Рис. 2.1 зависимости $M_{sd} - 1/r$ для расчётных моделей соответственно, где- M_{cr} , M_{yd} моменты появления трещин, появление пластической деформаций

Применение:

- а) расчёт по второй группе ПС;
- б) статически неопределимые конструкции при действии М и N;
- в) учитывают упруго-пластические характеристики материала, даже эффекты геометрической нелинейности. В расчёт вводятся средние прочностные характеристики материалов.

2.6 Метод расчёта по предельным состояниям

- Метод базируется:
- на рассмотрении предельного состояния (ПС).
 - на гарантии, что ПС не наступит при неблагоприятном сочетании нагрузок при минимальном значении характеристик.
- Предельное состояние- это состояние, при котором конструктивная система не удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям.
- 1-ая группа ПС - обеспечение несущей способности (потеря прочности, устойчивости и других форм разрушения);
- 2-ая группа ПС - обеспечение нормальных условий эксплуатации(чрезмерные деформации, недопущение или образование трещин и т.д.)

Расчёт по первой группе ПС обеспечивают безопасность строительных конструкций

$$E_d \leq R_d \quad (2.10)$$

E_d -расчётное значение эффекта от воздействия

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E \left\{ \gamma_{fi} \cdot \gamma_{repr} \cdot d_i a \right\} ; i > 1 \quad (2.11)$$

При:

$d_i a$ -геометрические характеристики.

γ_{sd} -частный коэффициент, учитывающий ошибку расчётной модели или модели воздействия.

γ_{fi} -частный коэффициент учитывает отклонение репрезентивного значения воздействия.

R_d -значение предельного усилия сечения.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \left\{ X_{di} \cdot d \cdot a \right\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \left\{ h_i \frac{X_{ki}}{\gamma_{mi}} ; a \right\} ; i \geq 1 \quad (2.12)$$

При

X_{ki} - нормативные характеристики материалов.

γ_{Rd} -частный коэффициент, учитывающий ошибку модели.

γ_{mi} - частный коэффициент безопасности по материалу.

h_i -среднее значение корректирующего коэффициента (масштаб, $t \cdot c_1, W$ и так далее)

Расчёт по 2-й группе ПС гарантируют долговечность.

$$E_d \leq C_d \quad (2.13)$$

При:

E_d -расчётное значение эффекта (для 2-ой группы ПС).

C_d -допустимое значение эффекта устанавливаемого НТД для нормальной эксплуатации сечения.

2.7 Характеристики материалов

Прочностные характеристики не являются постоянными, по сути, и во времени. Их изменчивость подчиняется вероятностно статистическим законам, поэтому для их оценки используют вероятностный метод. Цель – принятое в расчёт значение должно быть в подавляющем большинстве случаев, ниже фактических.

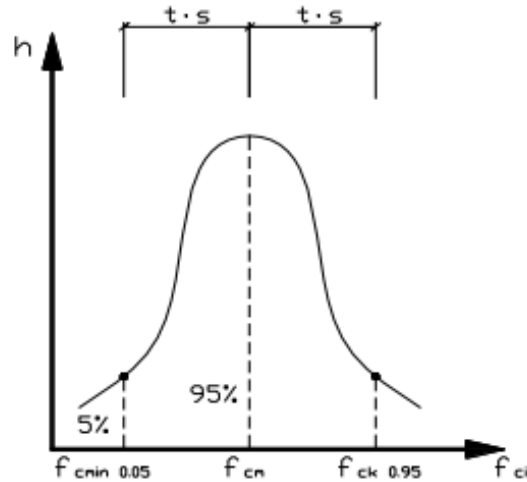


Рис.2.2 Кривая нормального распределения признака

$$f_{cm} = \frac{\sum f_{ci} \cdot n}{\sum n_i} - \text{средняя прочность.} \quad (2.14)$$

$$D = \frac{\sum (f_{ci} - f_{cm})^2 \cdot n_i}{\sum n} - \text{дисперсия.} \quad (2.15)$$

$$S = \sqrt{D} - \text{среднее квадратичное отклонение.} \quad (2.16)$$

t - статистика распределения.

$$V = \frac{S}{f_{cm}} - \text{коэффициент вариации.} \quad (2.17)$$

Нормативное значение прочности - прочность при заданной обеспеченности 0.95.

$$f_{ck.0.05} = f_{ck} = f_{cm} (1 - t \cdot V) = f_{cm} (1 - 1.64 \cdot V), \quad (2.18)$$

где $t = 1.64$ принятая величина статистики.

$V = 0.135 = 13.5\%$ - принятый коэффициент вариации.

Для арматуры среднее значение принимают равным контролируемому браковочному минимуму предела текучести (физического, условного) соответствующего уже обеспеченности 0.95.

Изменчивость характеристик в конструкции учитывают частным коэффициентом безопасности по материалу:

- для бетона (γ_c) - 1.8 (бетон); 1.5 (железобетон)

- для арматуры (γ_s) - 1.1 (стержневая); 1.2 (проволочная).

При расчёте аварийных ситуаций - $\gamma_c = 1.3$

При расчёте по второй группе ПС - $\gamma_c = \gamma_s = 1.0$

2.8 Конструктивные требования

Изложены в разделе 11 – СНБ 5.03.01-02. Раздельно для бетонных и железобетонных конструкций обычных и преднапряжённых.

Бетонные конструкции: без арматуры и с ней, установленной по конструктивным требованиям для восприятия усилий от усадки, температуры.

Арматура ставится: при изменении сечения, над проёмами, при динамике, для внецентренно сжатых, с защитным слоем как для железобетонных конструкций.

Размеры сечения из условия опирания, уплотнение смеси, для обеспечения $l_0/i \leq 90$

Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой A_s : арматура S400, S500, S240 (при обосновании), её содержание $\rho_e \leq 5\%$ (в колоннах), $\rho_e \leq 4\%$ (для остальных СК),

$\rho_{l\min}$ по таблице 11.1 [1], $\rho_{sw\min} = 0.08 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$.

Минимальные размеры сечения: из условий технологии изготовления и размещения арматуры с требуемым защитным слоем бетона.

Защитный слой: размер слоя бетона до касательной к стержню принимаемый из условия защиты от коррозии, от огня, для обеспечения совместной работы с бетоном, зависит от среды эксплуатации. При размещении в сечении нескольких стержней продольной арматуры: минимальное расстояние для качественного уплотнения ($\geq \phi, \geq 25\text{мм}$), максимальное ($\leq 400i$ - для изгибаемых и $\leq 500i$ - для внецентренно сжатых) – из условия эффективности работы бетонного сечения усиленного арматурой.

Для поперечной арматуры: для плит ($h < 300i$) при $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$ она не ставится, а при $V_{sd} > V_{Rd,ct}$ для плит ($h \geq 300i$) - шаг стержней $\leq 0.75d$ и $\leq 500i$.

Для балок ($h < 150i$) при $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$ она не ставится, а при ($h \geq 150i$) при $V_{sd} > V_{Rd,ct}$ - шаг стержней $\leq 0.75d$ и $\leq 300i$.

При $V_{sd} > V_{Rd}$ шаг поперечной арматуры должен быть на опирных участках

$S_{kb} = 0.5h \leq 150i$ при ($h < 450i$) и $S_{kb} = h/3 \leq 300i$ при ($h \geq 450i$), на средних участках

$S_{cp} = 3/4 \cdot h \leq 500\text{мм}$

Анкеровка арматуры: в случаи обрыва – не менее $0.5h$; 20ϕ ; l_{ld} . На свободной опоре: 5ϕ (если $V_{sd} < V_{Rd}$), 15ϕ (если $V_{sd} > V_{Rd}$ и до опоры доводится 30% рабочей арматуры), 10ϕ (тоже, если 75% рабочей арматуры доводится до опоры).

Тема №3 Бетон для железобетонных конструкций

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 3.1 Сведения о бетоне (стр.20[1] и стр.66[2])
- 3.2 Диаграмма деформирования бетона (стр.27-29[1] и стр.66-69[2])
- 3.3 Прочностные характеристики (стр.20-22[1] и стр.75-80[2])
- 3.4 Объемные деформации бетона (стр.22-27[1] и стр.84-94[2])
- 3.5 Силовые деформации бетона (стр.22-27[1] и стр.84-94[2])
- 3.6 Диаграммы деформирования бетона в нелинейных расчетах (стр.27-29[1] и стр.94-99[2])
- 3.7 Бетоны нового поколения (стр.99-103[2])

3.1 Сведения о бетоне

Это искусственный композитный материал с определёнными (заданными) характеристиками. Бетон содержит инертные (крупные и мелкие заполнители) и активные (вяжущие, вода, добавки) компоненты:

Вяжущие: глина, гипс, известь, цемент.

История: Рим: известь и тонкообожжённая (вулканическая порода) из местечка Пуццолами Чилиев Егор (Рос.1825 г.) подписана в печать книга “Полное наставление как изготовить дешёвый и лучший мергель или цемент.” Джозеф Аспидин (Анг) 1824 г.- патентует цемент схожий с известняком у г. Портлэнд. В СССР- выпускалось до 30-ти видов цементов – чистые, с добавками.

Заполнитель крупный: гравий (кр.5 - 70 мм), щебень (кр.5 - 70), пористый - пемза, туф, шлак.

Мелкий (кр. 0.1-5мм): состав (кварцевые, доломитовые, полевошпатные, известняковые), образование (горные, речные, овражные, морские, гравийные), примеси (уголь, гипс, слюда, органика, гравийные).

Вода: стандарт (без примесей, соли, органических кислот, сульфатов, жиров), допускается техническая вода.

Классификация бетонов : по структуре(плотная, крупнопористая, поризованная, ячеистая)-влияет на расход вяжущего;

-по объёмному весу ($\gamma > 25 \text{кН} / \text{м}^3$)-особо тяжёлые, ($20 - 25 \text{кН} / \text{м}^3$) - тяжёлые,

($18 - 22 \text{кН} / \text{м}^3$) - облегченные, ($5 - 18 \text{кН} / \text{м}^3$) - легкие, ниже $5 \text{кН} / \text{м}^3$ - особо лёгкие;

-по виду вяжущего: цементные, силикатные (на известковом вяжущем), на гипсе, на смешанном (цемент-известь), специальные (полимерные);

-по заполнителю: на плотном, пористом, специальном;

-по зерновому составу: крупно зернистые, мелкозернистые;

-по условию твердения: естественного, с тепловой обработкой при атмосферном давлении или повышенном давлении (автоклав).

Показатели качества бетона: класс по прочности на сжатие (напр. $C_{12/15}$), марка по морозостойкости (напр. F_{50}), марка по водонепроницаемости (напр. W_4), марка по средней плотности (напр. D), марка по самоупрочению (напр. S_p)

3.2 Диаграмма деформирования бетона

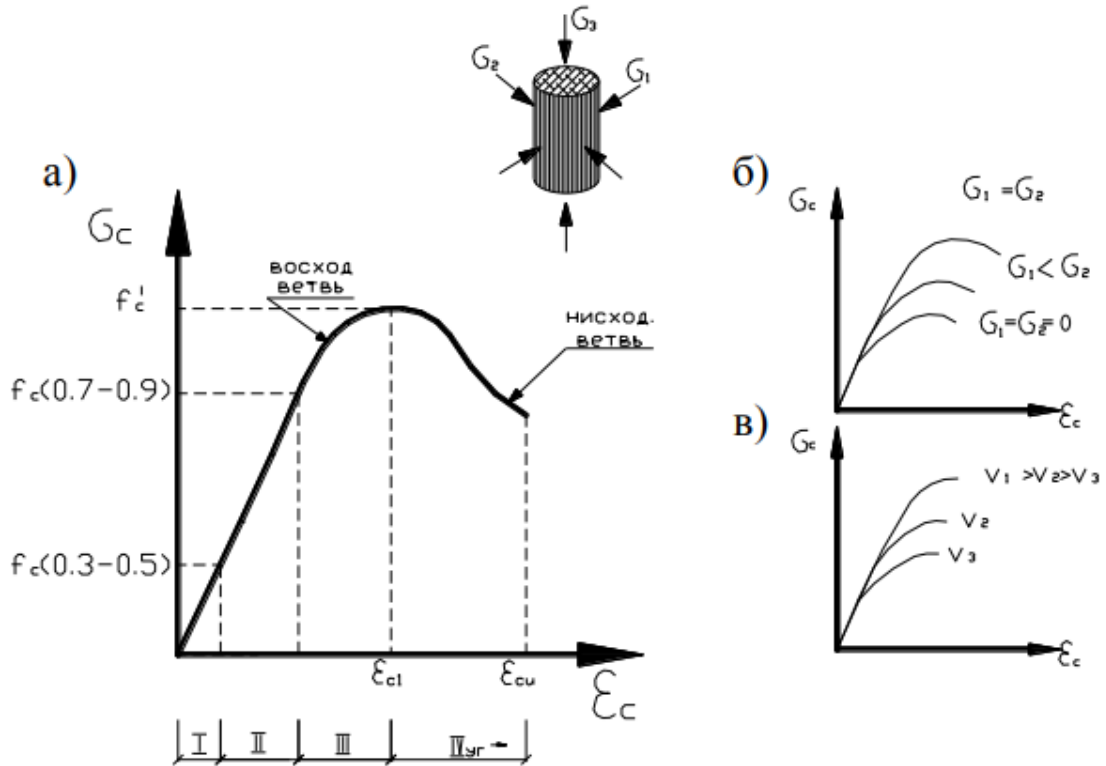


Рис. 3.1 а) полная диаграмма ($\sigma - \varepsilon$), б) с изменением напряженного состояния, в) с изменением скорости нагружения

Диаграмма - обобщенная характеристика механических свойств.

Описание
$$\frac{G_c}{f_{cm}} = \frac{K_\eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \text{ при } K = \frac{1.1 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$: ε_{c1} - деформация, соответствующая пиковой точке.

Бетон – композитный материал: характеризуется наличием трёх фаз – твердой, жидкой, газообразной.

Твёрдая – структура – заполнитель, не прореагировавшие зерна цемента.

Жидкая – коллоидный раствор продуктов гидратации. Характеристики зависят от наличия дефектов (опыт А.Иоффе). - кристалл соли (40-50 мПа), без дефектов 2000 мПа.

На рис. 4.1(а): 1-й участок характеризуется ростом контактных трещин; 2-й участок – появление комбинированных трещин; 3-й участок – зарождаются магистральные трещины; 4-й участок - растёт число трещин, зарождаются глобальные трещины - разрушение.

3.3 Прочностные характеристики

Прочность (f_c) как σ_{max} в условиях одноосного сжатия.

Класс бетона $C \frac{f_{ck}}{f_{code}^G}$ - условная мера качества. f_{code}^G - прочность куба ($h=150\text{мм}$) твердевшего в нормальных температурных и влажностных условиях ($t = 20 \pm 2^\circ$, $R_H > 75\%$) в возрасте 28 суток с обеспеченностью 0.95. Это характеристическая прочность.

f_{ck} - нормативная прочность, тоже что и f_{code}^G но полученных при испытании призм или цилиндров.

$$f_{ck} = 0.8 f_{code}^G; k = 0.8, \text{ но фактически изменяется от } 0.6-1.0 \text{ до } 1.0$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 1.64 \cdot S = f_{ck} + 8, \text{ так как по НТД } S=5 \text{ МПа.}$$

Классы по прочности на сжатие

- тяжёлый бетон: $C 8/10; C 12/15 \dots C 50/60; C 60/70; C 90/105;$

- лёгкий бетон: $LC 12/15 \dots C 45/50;$

- мелкозернистый (группы А) $M_k > 2.0: C 8/10 \dots C 35/45;$

- мелкозернистый (группы Б) $M_k < 2.0: C 8/10 \dots C 25/30.$

Методика испытания на растяжение сложна, принято определять по формуле Фере.

$$f_{ctm} = \alpha_r \cdot f_{cm}^{2/3}, \text{ где } \alpha_r = 0.3;$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 f_{cm}^{2/3} = 0.21 f_{cm}^{2/3}.$$

Для лёгких бетонов: $f_{ctk} = \eta \cdot 0.21 f_{cm}^{2/3}$ при $\eta = 0.3 + 0.7 \frac{\rho}{2400}.$

3.4 Объемные деформации бетона

Деформации могут быть:

- объемные – усадка, набухание, расширение (физико-химическое, температурное);
- силовые – по линии действия силы, поперечные.

Усадка бетона может быть:

- химическая – потеря воды при реакции гидратации цемента и аутогенная усадка (силы поверхностного натяжения воды в капиллярах);
- физическая – потеря воды при испарении.

Величина усадки зависит от:

- количества и вида вяжущего;
- водоцементного отношения;
- температурно-влажностных условий окружающей среды;
- крупности заполнителя и его физико-механических свойств;
- объемного содержания цементного камня в бетоне;
- присутствия добавок и ускорителей твердения.

Полное значение величины усадки:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cs,d} + \epsilon_{cs,\infty}, \quad (3.1)$$

где $\epsilon_{cs,d}$ – усадка от испарения влаги.

$$\epsilon_{cs,d} = \beta_{cs} \cdot \epsilon_{cs,\infty}; \quad (3.2)$$

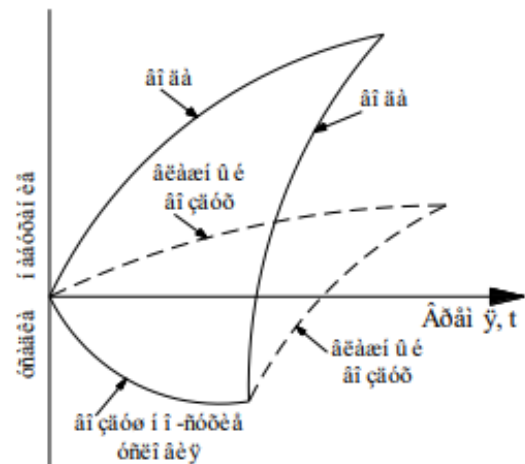


Рис. 3.2 Деформации бетона в разных средах

$$\beta_{cs} = \sqrt{\frac{(t-t_s)/t_s}{350(h_0/h_1)^2 + (t-t_s)/t_1}}, \quad (3.3)$$

t, t_s – возраст расчета и возраст начала хранения соответственно.

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u, \quad (3.4)$$

A_c, u – площадь и периметр сечения;

$h_1 = 100 \text{ мм}$;

$t_1 = 1 \text{ сутки}$;

$\varepsilon_{cs,a}$ – усадка химическая и аутогенная.

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,as}, \quad (3.5)$$

при $\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$;

$$\varepsilon_{cs,as} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0. \quad (3.6)$$

Температурные деформации

В интервале температуры от -20°C до $+100^{\circ}\text{C}$ для бетона $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^{\circ}\text{C}$.

В эксперименте $\alpha_t = (0.75 \dots 1.45) \cdot 10^{-5}$ и изменяется:

- на кварцевом песке – до $\alpha_t = 1.18 \cdot 10^{-5}$;
- на известняковом заполнителе – до $\alpha_t = 0.68 \cdot 10^{-5}$;
- для легкого бетона – до $\alpha_t = (0.4 \div 1.4) \cdot 10^{-5} \approx 0.8 \cdot 10^{-5}$.

3.5 Силовые деформации бетона

Силовые относительные деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяют:

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

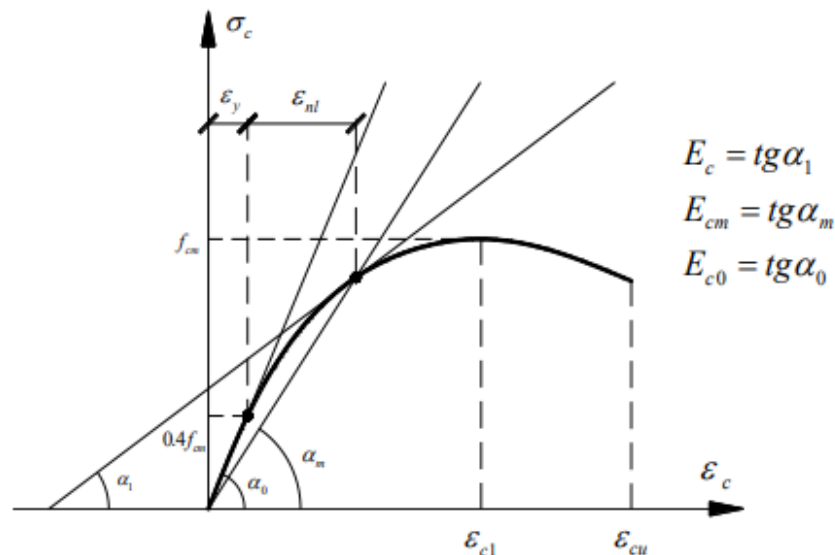


Рис. 3.3 Диаграмма “ $\sigma - \varepsilon$ ” для бетона при однократном нагружении

E_{cm} – средний модуль деформаций;
 E_c – мгновенный модуль деформаций;
 E_{c0} – начальный модуль упругости.

$$E_c = \lim \frac{\Delta \sigma_c}{\Delta \varepsilon} = \operatorname{tg} \alpha_i;$$

$$E_{cm} = 9.5(f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ для твердого бетона;} \quad (3.7)$$

$$E_{c0} \text{ для } \sigma_c = 0.$$

Параметрические точки на диаграмме

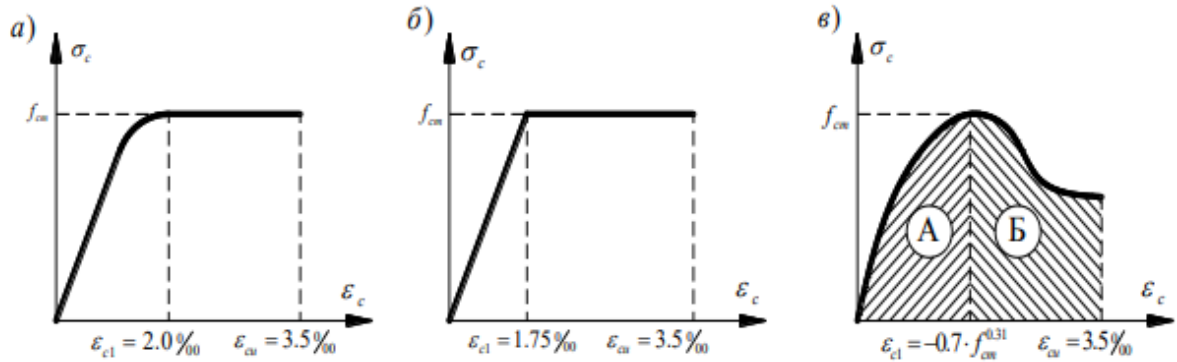


Рис. 3.4 Параметрические точки на диаграммах деформирования бетона

Предельные деформации ε_{cu} определить сложно, но $\sigma_{cu} / f_{cm} = 0.5 \dots 0.75$.

Профессор Г. В. Нецветаев считает, что предельная сжимаемость бетона – граница устойчивого деформирования сечения, равная ε_{cu} , соответствующая предельной потенциальной энергии структуры, т. е. энергия области А должна быть равна энергии области Б (рис. 3.4 в).

Поперечные деформации

Коэффициент Пуассона $\nu_c = 2.0$, а по ЕС-2 – $\nu_c = 0.167$, из опыта $\nu_c = 0.15 \dots 0.30$. На практике при $\sigma_c = (0.5 \dots 0.6)f_{ck}$ – $\nu_c = 0.15 \dots 0.24$.

Деформации при длительном действии нагрузки (ползучесть)

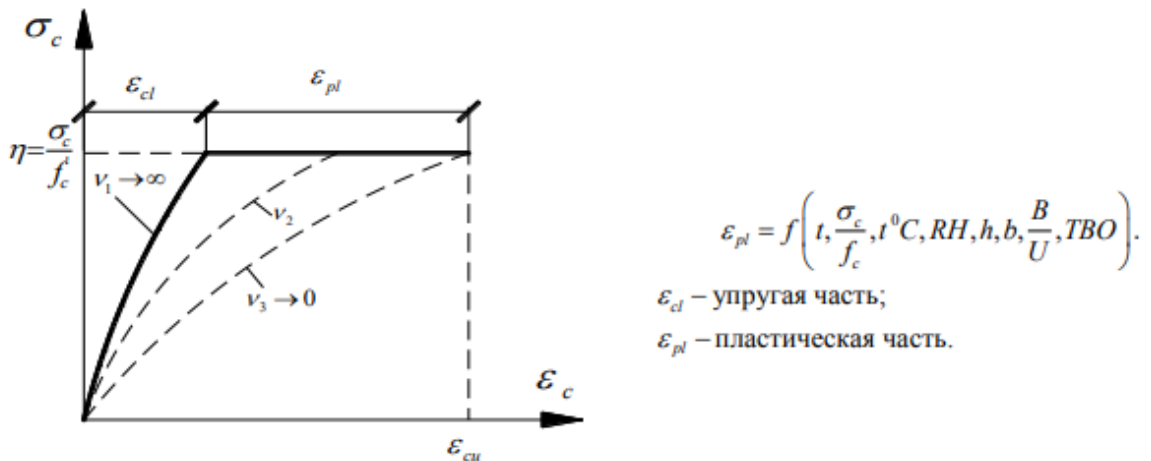


Рис. 3.5 деформации бетона во времени

Расчетная модель ползучести, принятая в нормах [1]

$$\varepsilon_{cc} = g_I(t_0) \cdot f_I(t - t_0). \quad (3.8)$$

В расчетах используют коэффициент ползучести

$$\Phi(t, t_0) = \varepsilon_{cc}(t) / \varepsilon_{cc}(t_0), \quad (3.9)$$

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \beta_c(t - t_0), \quad (3.10)$$

$\beta_c(t - t_0)$ – коэффициент, описывающий изменения ε_{cc} во времени с t_0 до t .

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0.3}. \quad (3.11)$$

Φ_0 – базовый коэффициент ползучести,

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \frac{16.8}{(0.1 + t_0^{0.2}) \sqrt{f_{cm}}}. \quad (3.12)$$

Φ_{RH} – базовый коэффициент ползучести, зависящий от RH ,

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 + RH/100}{0.10 \cdot h_0^{1/3}} \cdot \alpha_1 \right] \alpha_2. \quad (3.13)$$

Ползучесть следует учитывать в расчетах.

3.6 Диаграммы деформирования бетона в нелинейных расчетах

Может быть полная (рис. 3.6 а), упрощенная линейно-параболическая (б), билинейная (в).

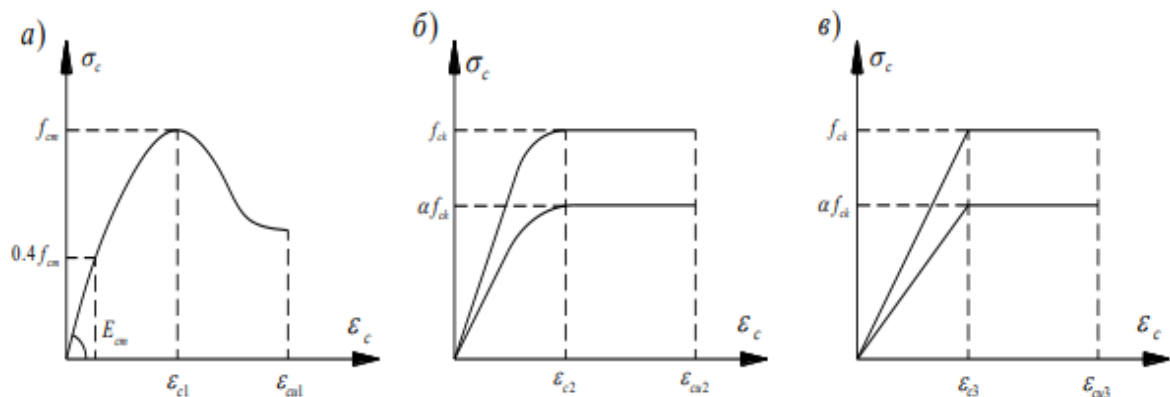


Рис. 3.6 Диаграммы “ $\sigma - \varepsilon$ ”: полная (а), линейно-параболическая (б), билинейная (в)

При расчете на срез используют трансформированные диаграммы, отражающие работу элемента с диагональными трещинами в условиях плоского напряженного состояния.

В условиях плоского напряженного состояния растягивающие деформации создают эффект разупрочнения бетона. Уравнение запишется:

$$\sigma_{c2} = f_{2\max} \left[\left(\frac{\varepsilon_2}{\beta \varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\beta \varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], \quad (3.14)$$

при $\beta = 1 / (0.8 + 170 \varepsilon_{c1})$, при $\varepsilon_{c1} = 2 \text{‰}$.

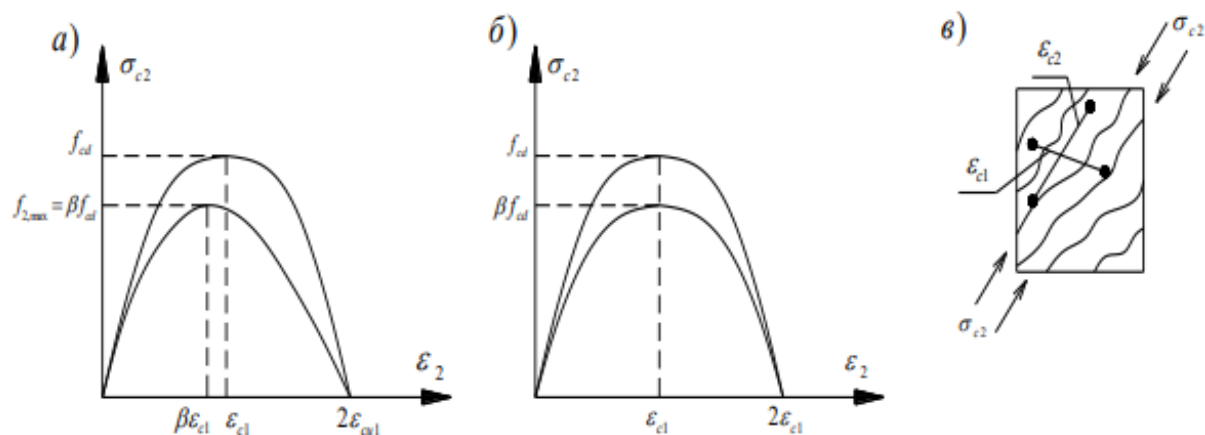


Рис. 3.7 Трансформированные диаграммы “ $\sigma - \varepsilon$ ”: фактическая (а), принимаемая (б), условия работы бетона (в)

3.7 Бетоны нового поколения

Классификация и терминология обозначений бетонов в разных странах по своему. Основа – рост прочности, долговечности. Например – $C > 50/60$ – высококачественный (США), но – высокопрочный (Европа).

В Японии – три группы: обычные конструкционные бетоны ($f_{ck} = 18...36 \text{ МПа}$), высокопрочные “1” ($36...50 \text{ МПа}$), высокопрочные “2” ($> 60 \text{ МПа}$).

В Канаде – пять классов высококачественных бетонов по f_{cm} : I – $\leq 50 \text{ МПа}$, II – $\leq 75 \text{ МПа}$, III – $\leq 100 \text{ МПа}$, IV – $\leq 125 \text{ МПа}$, V – $\leq 150 \text{ МПа}$.

Высококачественных бетоны делятся:

а) Очень качественные: на портландцементном вяжущем, $f_{cm} = 100 \div 150 \text{ МПа}$ (хрупкие, коэффициент надежности больше, повышенная усадка и ползучесть).

б) Ультравысококачественные: $f_{cm} \Rightarrow 150 \text{ МПа}$, с дисперсным армированием, составляют три группы:

1. С обязательной порошковой добавкой – $\leq 300 \text{ МПа}$ (США), с фиброй и твердением в автоклаве $f_{cm} \leq 800 \text{ МПа}$ (Франция).

2. Уплотненный армоцементный композит из фибры (Дания), $\rho = 5...15\%$, мелкозернистый.

3. Армоцемент с фиброй (каркас и сетки) – мелкозернистый бетон при твердении под давлением. Здесь: арматура не влияет на микротрещины, фибра ($\varnothing = 1 \text{ мм}, l = 20 \div 30 \text{ мм}, V = 1\%$), могут быть волокна ($\varnothing = 0.15 \text{ мм}, l = 6 \text{ мм}$).

Общим для высокопрочных бетонов будет: низкое водоцементное отношение, микродобавки, малая фракция заполнителя, пластифицирующие добавки.

Тема №4 Арматура для железобетонных конструкций

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 4.1 Требования к арматуре
- 4.2 Классификация арматуры
- 4.3 Физико-механические характеристики арматуры
- 4.4 Совместная работа арматуры и бетона
- 4.5 Анкеровка арматуры
- 4.6 Арматурные изделия

4.1 Требования к арматуре

Задача – воспринимать растягивающие и сжимающие усилия.

Требования:

- гибкая, жесткая, по расчету, конструктивная, монтажная;
- высокие прочностные характеристики;
- пластические свойства (исключение хрупкого разрушения);
- наличие упругих характеристик;
- вязкость (перегибы), хорошее сцепление с бетоном;
- свариваемость (соединение);
- стойкость против хладноломкости;
- предел выносливости и прочности ($n \geq 1 \cdot 10^6$);
- реологические характеристики (релаксация, ползучесть);

4.2 Классификация арматуры

S240, S400, S500 – «мягкие» стали; S800, S1200, S1400 – высокопрочная арматура. Условные обозначения - S240 – S - арматура, $f_{yk} = 240 \text{ Н / мм}^2$.

Под одним классом может подразумеваться 1...7 различных видов арматуры, поэтому обозначение должно содержать НТД. Например – 2φ14S500 (ГОСТ 10884).

S240 имеет гладкую поверхность, все остальные стержни арматуры – рифленую (кольцевой или серповидный профиль) поверхность.

Арматура: проволочная, стержневая, канаты (изделия), металлическая (стальная) и неметаллическая (стеклопластиковая).

4.3 Физико-механические характеристики арматуры

Характеристики легко получить из диаграммы « $\sigma_s - \varepsilon_s$ »

Условные обозначения : f_t – временное сопротивление, f_{yk} – физический (условный) предел текучести, $f_c = 0,8f_{yk}$ – предел упругости и соответствующие им деформации.

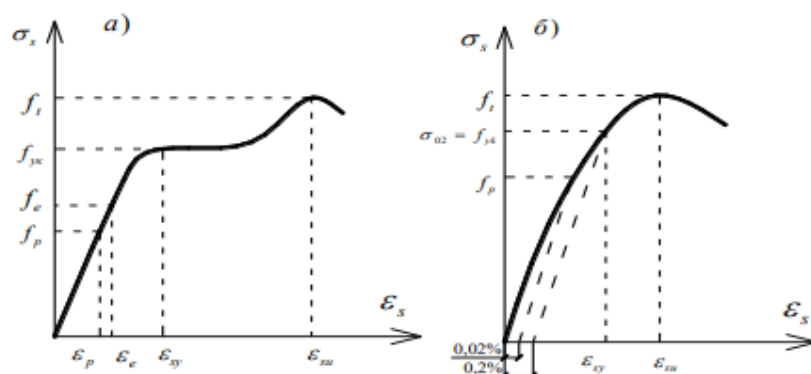


Рис. 6.1 Диаграммы « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для мягкой (а) и высокопрочной (б) стали

Расчетное сопротивление $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, при $\gamma_s = 1,1$ (стержневая арматура) и $\gamma_s = 1,2$ (проволочная арматура).

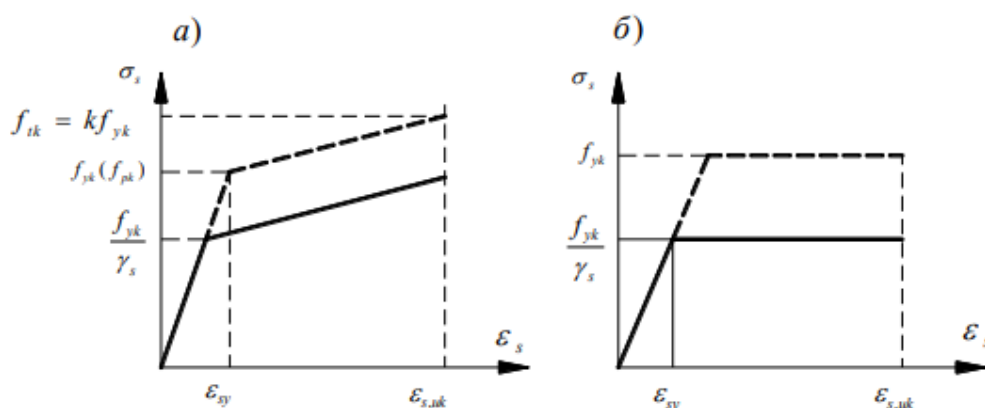


Рис. 4.2 Расчетные диаграммы для арматуры « $\sigma_s - \epsilon_s$ »: (а) для напрягаемой арматуры; (б) для арматуры, имеющей физический предел текучести

Для поперечной арматуры $f_{ywd} = f_{yk} \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$, при $\gamma_{s1} = 0.8$ (учитывает неравномерность напряжений по длине наклонного сечения), $\gamma_{s2} = 0.7$ (учитывает работу сварного соединения, при $\phi_w \leq 1/3\phi$). Обозначение класса арматуры приводится в сертификате и шифруется в виде наличие точек на продольном выступе или группы боковых рифлений непосредственно на стержне.

4.4 Совместная работа арматуры и бетона

Определяется как прямыми, так и косвенными параметрами. Например:

- сцепление определяет количество и величину раскрытия трещин;
- бетон защищает арматуру от температуры, имея близкие коэффициенты температурного расширения со сталью;
- распределение арматуры по сечению определяют условия работы;
- количество арматуры в сечении $\rho_c = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \geq \rho_{cmin}$;

Сцепление (величина) оценивается напряжениями сдвига и зависит: от трения поверхностей после усадки, структурных шероховатостей, адгезии – склеивания двух

материалов, химического взаимодействия, от конструктивно-технологических факторов – прочности бетона, V_u / B_u , направления укладки слоев бетона, условий твердения, вида напряженного состояния – выдергивания, вдавливания, очертания стержня – сцепление круглого стержня до 40% больше чем у стержня с поперечным сечением в виде квадрата, а сцепление стержня с рифленой поверхностью более чем на 50% выше чем у стержней с гладкой поверхностью.

4.5 Анкеровка арматуры

Определяется из условия разрыва при выдергивании (Рисунок 6.3)

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = U \cdot l_b \cdot f_{bd} \quad (4.1)$$

при $A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$; $U = \pi \cdot d$;

$$l_b = \frac{A_s}{U} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{d}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (4.2)$$

где f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту бетона и арматуры; $f_{bd} = \tau_{cp}$

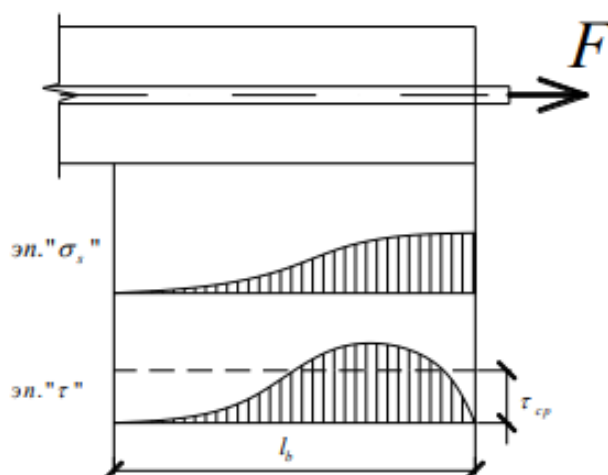


Рис. 4.3 К определению длины анкеровки l_b

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} \quad (4.3)$$

где $A_{s,red}$, $A_{s,prov}$ – соответственно площади по расчету и фактическая,

l_b , $l_{b,min}$ – базовая длина анкеровки и минимальная,

$(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4) \leq 0.7$ – система понижающих коэффициентов.

$l_{b,min} > \max(0.6l_b, 15\varnothing, 100\text{мм})$ – для растянутых стержней.

$l_{b,min} > \max(0.3l_b, 15\varnothing, 100\text{мм})$ – для сжатых стержней.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (4.4)$$

где $\eta_1 = (0.7 \dots 1)$ – учитывает положение стержней при бетонировании;

η_2 – учитывает влияние диаметра ($\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ при $\varnothing > 32\text{мм}$);

η_3 – учитывает профиль поверхности ($\eta_3 = 1.5$ – гладкий, $\eta_3 = 2.0$ – серповидный, вмятины, $\eta_3 = 2.5$ – кольцевой).

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$, при $\gamma_c = 1.5$. Принимать при $C > C^{55/67}$ значение f_{ctk} как для $C = C^{55/67}$

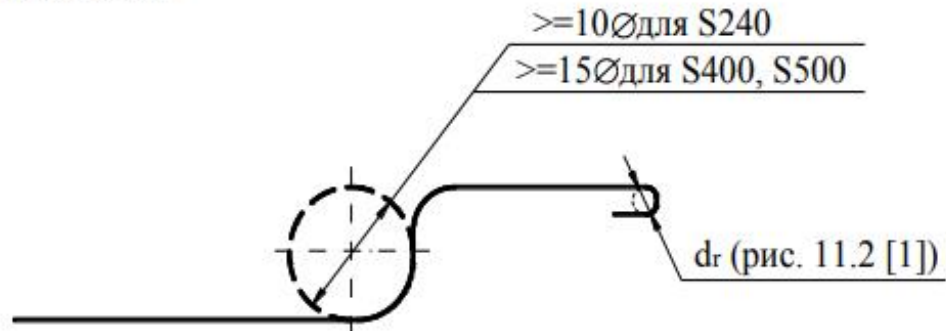
Анкеровка стержней арматуры на свободной опоре – $5\varnothing$ (если $V_{sd} < V_{Rd}$);

– $10\varnothing$ (если $V_{sd} > V_{Rd}$ и доводится 2/3 арматуры);

– $15\varnothing$ (если $V_{sd} > V_{Rd}$ и доводится 1/3 арматуры);

4.6 Арматурные изделия

– изогнутые стержни



– сетка

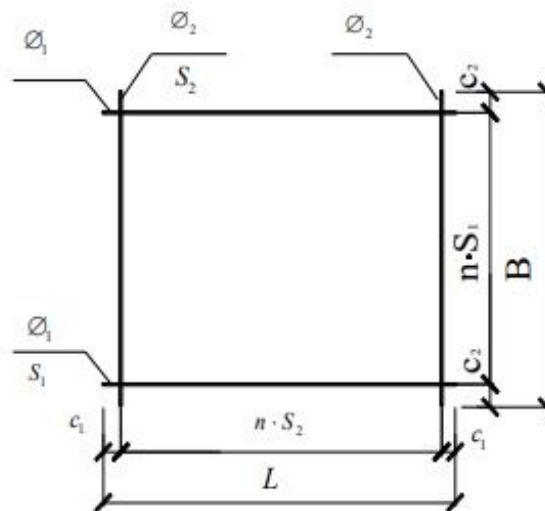


Рис. 6.4 Рабочий чертеж арматурной сетки

Обозначения сетки C-1 (рулонной, плоской)

$$1C_1 \frac{\varnothing_1 - S_1}{\varnothing_2 - S_2} L \times B \frac{C_1}{C_2}$$

– каркасы КП-1 (пространственные), КР-1 (плоские).

1(KIT-1)

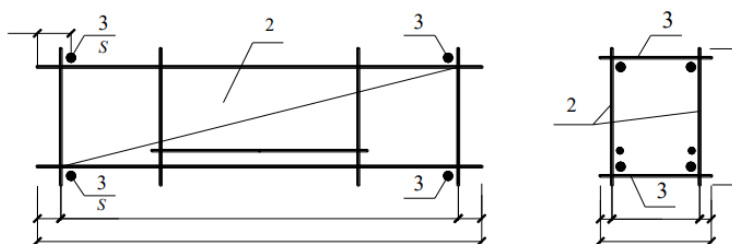


Рис. 4.5 Рабочий чертеж пространственного каркаса

2(KP-1)

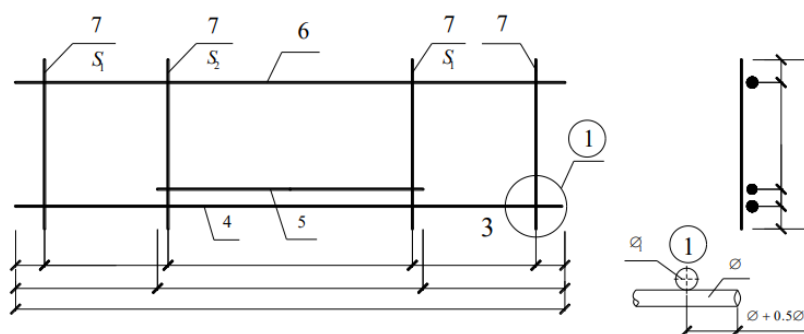


Рис. 4.6 Рабочий чертеж плоского каркаса

Изделия могут быть выполнены с помощью сварки или вязальной проволоки.

Тема №5 Расчет железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 5.1 Экспериментальные основы поведения железобетонных конструкций под нагрузкой
- 5.2 Классификация методов расчёта железобетонных конструкций
- 5.3 Общий метод расчёта железобетонных конструкций на изгибающие моменты и продольные силы

5.1 Экспериментальные основы поведения железобетонных конструкций под нагрузкой

Возьмём балку на двух опорах (рис. 5.1 а), будем постепенно её загружать нагрузкой F измеряя деформации бетона и арматуры (рис.5.1 б). Сопоставим эти изменения с диаграммами “ $\sigma - \varepsilon$ ” для материалов (рис.5.2) и проследим этот процесс до разрушения.

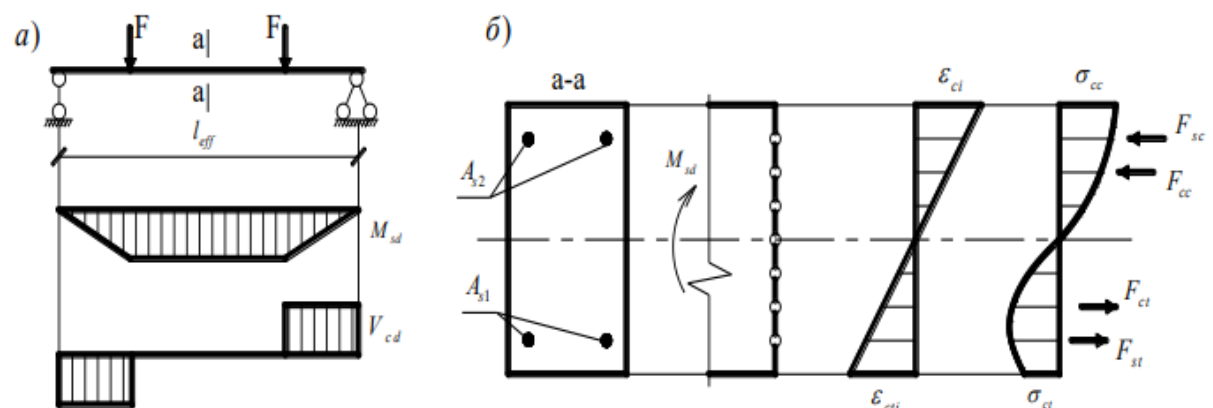


Рис. 5.1 Нагружение балки (а) и эпюры ε_i и σ_i (б)

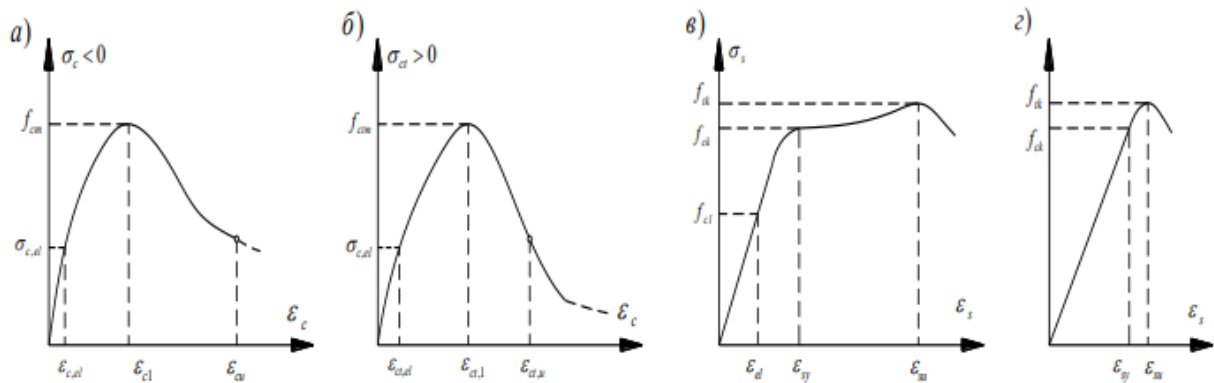


Рис. 5.2 Диаграммы деформирования “ $\sigma - \varepsilon$ ” материалов: (а, б) – бетона, (в, г) – арматуры

Напряжения в бетоне можно определить в любой момент и в любом волокне используя зависимости:

$$\sigma_{c(t)} = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta}; \quad (5.1)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} (1.2\eta_t - 0.2 \cdot \eta_t^6); \quad \text{при } \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct1} \quad (5.2)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \frac{\eta_t}{\alpha_{ct}(\eta_t - 1)^\beta + \eta_t}; \quad \text{при } \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct1}, \quad (5.3)$$

где $\eta = \varepsilon_{ct} / \varepsilon_{ct1}$; $\eta_t = \varepsilon_{ct} / \varepsilon_{ct1}$.

Анализ изменяющихся деформаций и напряжений показал, что можно выделить участки с характерными значениями “ ε ” и “ σ ” и использовать их для расчёта сечений, т. к. их переход на следующий участок сопровождается качественным изменением состояния сечения. Эти участки назвали стадиями:

Стадия I. Нет трещин, линейная связь “ $\sigma - \varepsilon$ ”, практически действует гипотеза плоских сечений, в конце стадии наступает предельное состояние – появляются трещины. *Распределение $\sigma - \varepsilon$ этой стадии используют при расчёте трещиностойкости сечений (рис.5.3).*

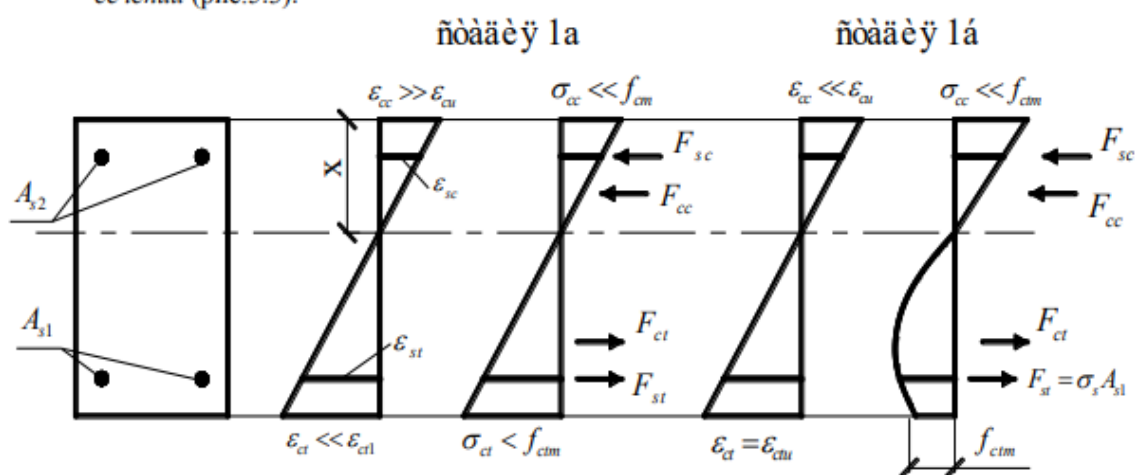


Рис. 5.3 Распределение ε и σ по сечению в I стадии АДС

Стадия II. Появились трещины, нейтральная ось смещается к верхней грани, бетон работает между трещинами. *Распределение $\sigma - \varepsilon$ этой стадии используют при расчёте ширины раскрытия трещин и перемещений железобетонного элемента.*

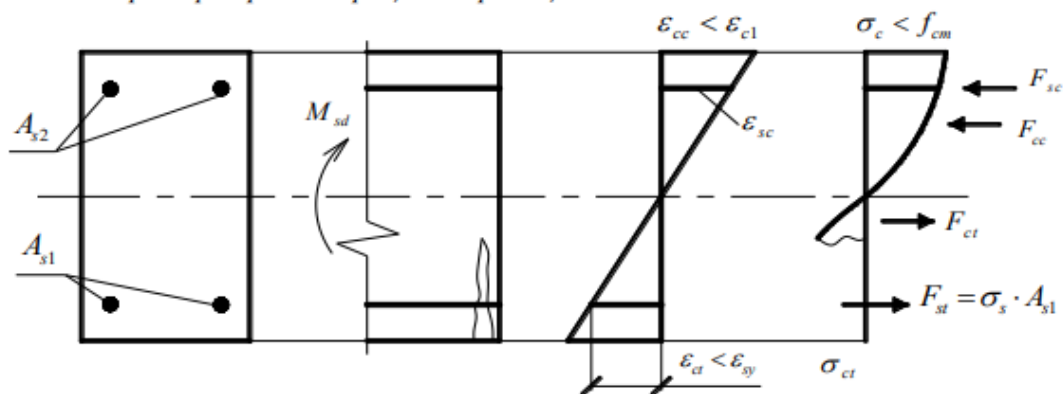


Рис. 5.4 Распределение $\sigma - \varepsilon$ по сечению во II стадии НДС

Стадия III. И деформации и напряжения достигают предельного значения, но эта последовательность определяет характер разрушения. *Распределение $\sigma - \varepsilon$ этой стадии используют при расчёте прочности сечений.*

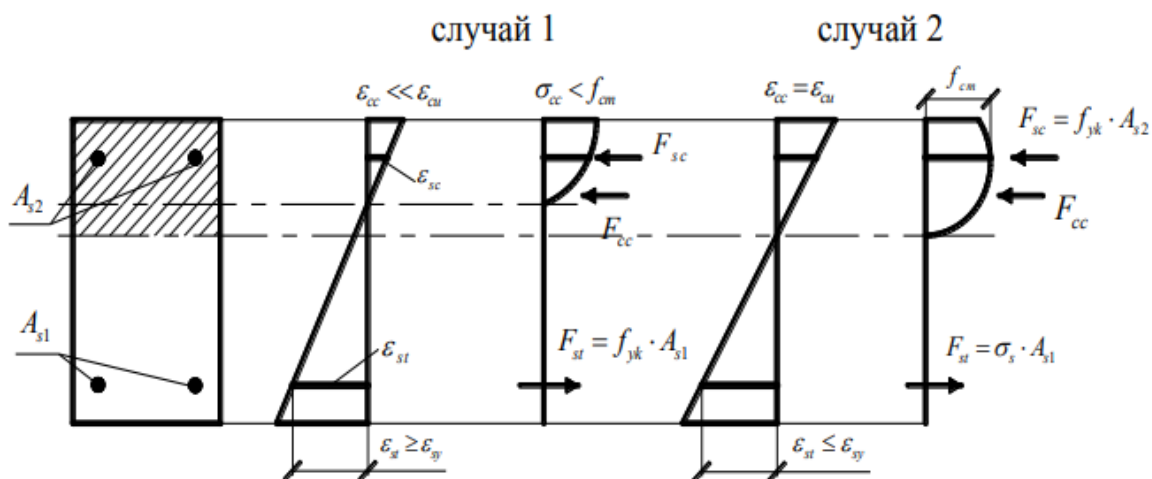


Рис. 5.5 Распределение $\sigma - \varepsilon$ по сечению в III стадии НДС

При проектировании предпочтение следует отдавать разрушению по растянутой арматуре (случай 1).

5.2 Классификация методов расчёта железобетонных конструкций

Расчёты должны учитывать: образование трещин, неупругие деформации, перераспределение усилий и т. д.

1 Общий деформационный метод

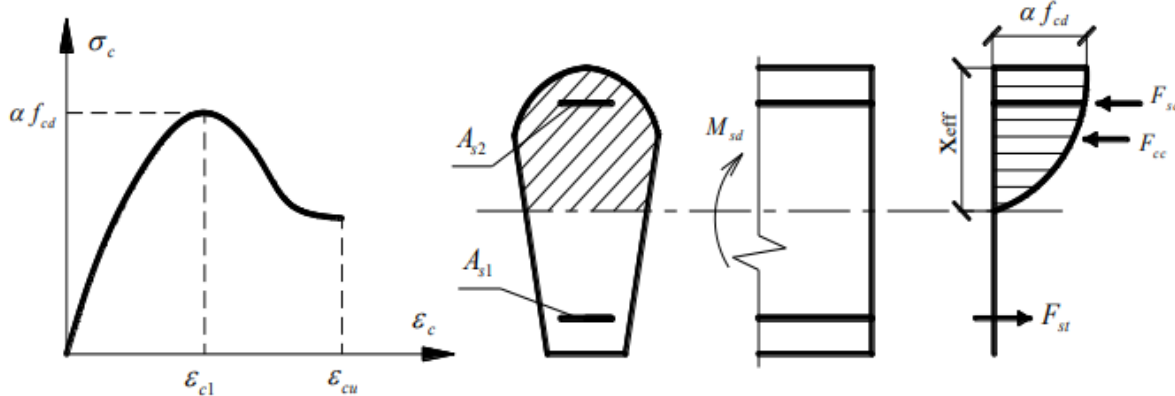


Рис. 5.6 Условия использования общего метода

2 Упрощённый деформационный метод

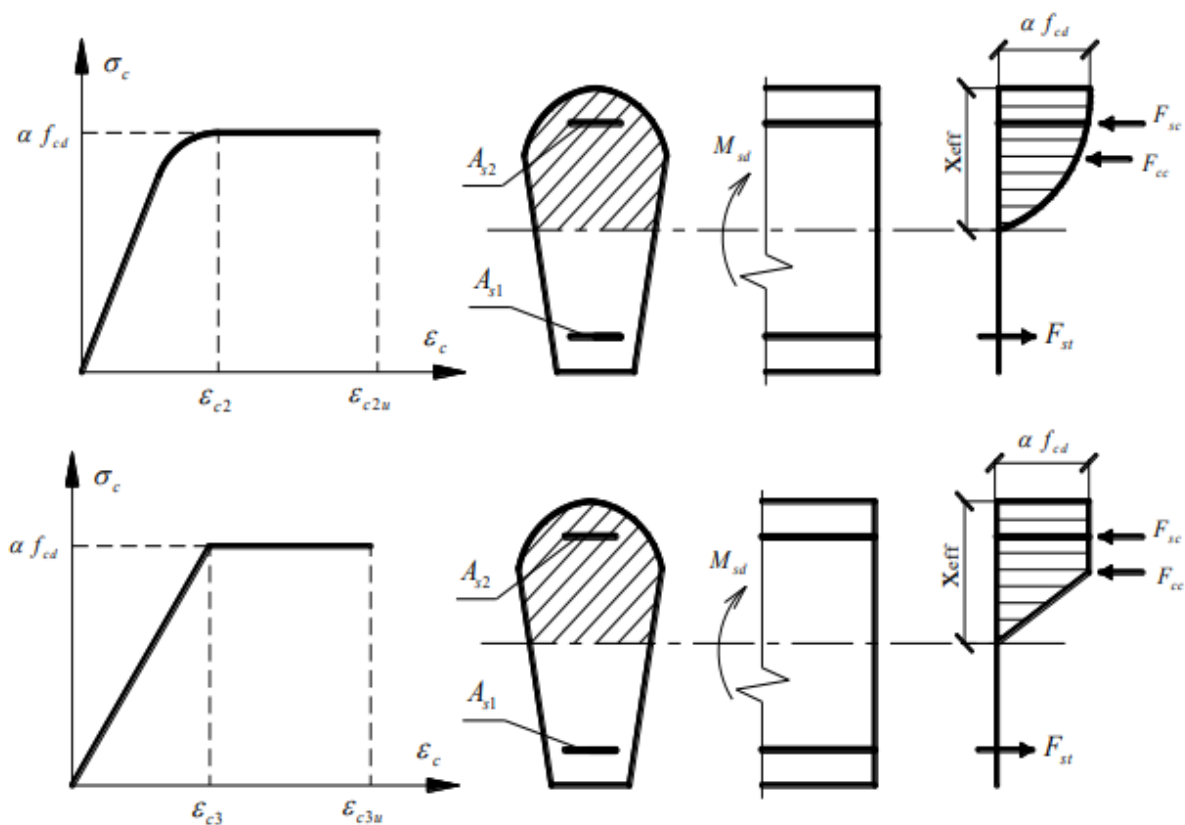


Рис. 5.7 Условия использования упрощённого метода усилий

3 Метод предельных усилий

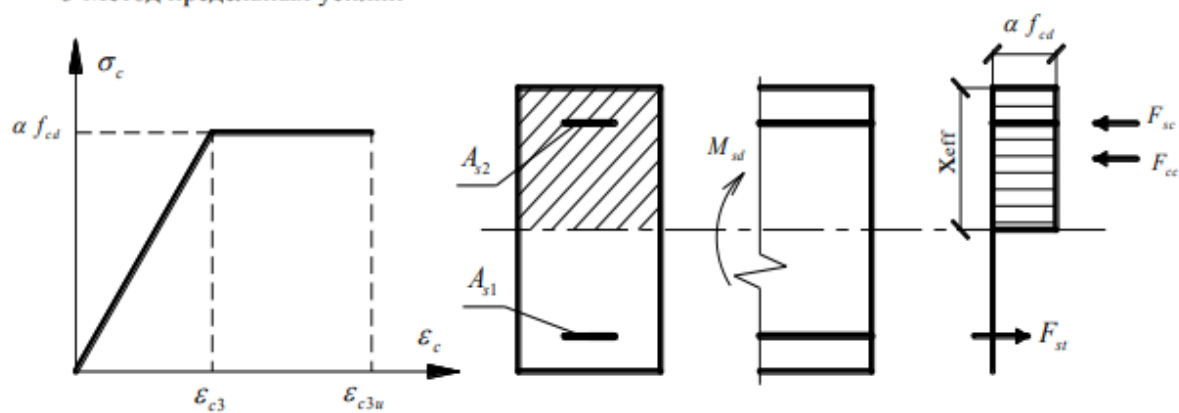


Рис. 5.8 Условия использования метода предельных усилий

Какие используются методы при – расчете:

- по I группе предельных состояний – все, но допускается линейно-упругий;
- по II группе предельных состояний – линейно-упругий;
- в статически неопределимых строительных конструкциях – с перераспределением;
- в деформативных системах – пластический метод;
- для строительных конструкций с многократно повторной нагрузкой – линейно-упругий;
- для массивных строительных конструкций – методами теории упругости по блочной схеме;
- наклонные сечения: модель сечений, стержневая модель.

5.3 Общий метод расчёта железобетонных конструкций на изгибающие моменты и продольные силы

Расчёт железобетонных конструкций произвольного поперечного сечения, системы нагрузок и распределения арматуры по I и II группам состояний следует считать, используя деформационную модель сечений.

Поперечное сечение разбивается на элементарные участки с присвоением им соответствующих координат (рис. 5.9).

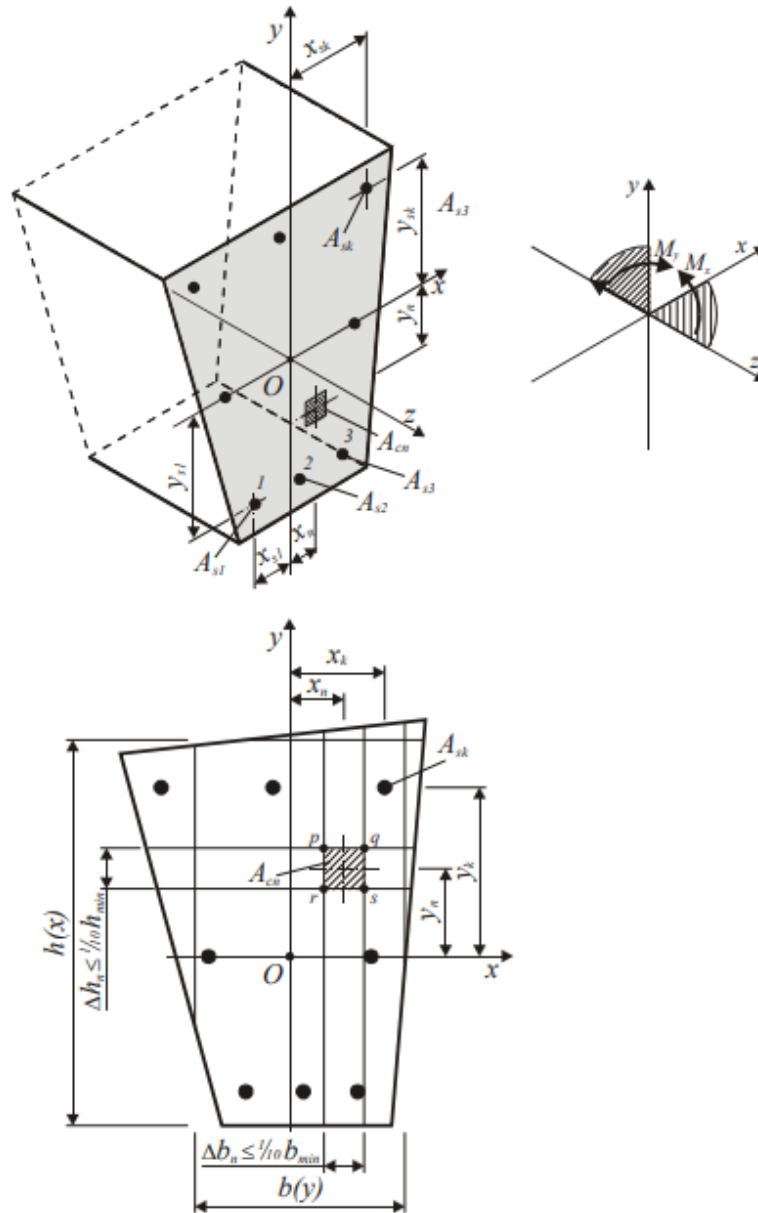


Рис. 5.9 Разбиение поперечного сечения на элементарные участки

Составляют следующие общие зависимости

- уравнения равновесия M и N в нормальном сечении.

$$\begin{cases} \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} - N_{sd} = 0 \\ \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) x dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} x_i + N_{sd_x} \cdot e_x = 0 \\ \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) y dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} y_i + N_{sd_y} \cdot e_y = 0 \end{cases} \quad (5.4)$$

- уравнения совместности относительных деформаций в виде гипотезы плоских сечений, определяющих их распределение по сечению

$$\begin{cases} \varepsilon_{cn} = \varepsilon_z + \varphi_y x_n + \varphi_x y_n \\ \varepsilon_{ck} = \varepsilon_z + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k \end{cases} \quad (5.5)$$

- уравнения связывающие напряжения и относительные деформации для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования

$$\begin{cases} \sigma_c = f(\varepsilon_c) \\ \sigma_{ct} = f(\varepsilon_{ct}) \\ \sigma_s = f(\varepsilon_s) \end{cases} \quad (5.6)$$

- условия деформирования бетона и арматуры на участках между трещинами.

В уравнениях (5.4) допускается не учитывать работу бетона в растянутой зоне (изгибаемые и внецентренно сжатые элементы), за исключением случая, когда в них не допускается появления трещин.

В деформационной модели за критерий прочности по нормальному сечению принято достижение бетоном предельных деформаций (ε_{cu}) и арматурой ($\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sr} \leq 10\%$).

При решении уравнений используют либо правила точного интегрирования либо численного интегрирования (суммирования) напряжений, действующих по элементарным площадкам (рис. 5.9).

Тема №6 Упрощенный деформационный метод расчета прочности изгибаемых, сжатых и растянутых железобетонных конструкций при действии изгибаемых моментов и продольных сил

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 6.1 Общие положения
- 6.2 Расчет изгибаемых элементов
- 6.3 Расчет сжатых элементов
- 6.4 Расчет растянутых элементов

6.1 Общие положения

Допущения, принимаемые при расчете:

- поперечное сечение простой геометрической формы;
- арматура концентрируется у сжатой и растянутой грани;
- усилия (M_{sd}, N_{sd}) действуют в плоскости симметрии;
- бетон растянутой зоны к расчету не принимается;
- гипотеза Бернулли (принцип Лолейта) сохраняется;
- в сжатой зоне бетон и арматура работают совместно, т. е. $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_c$;
- σ и ε связаны между собой (диаграммы деформирования на рис. 6.1);
- критерий исчерпания прочности – достижение бетоном и арматурой предельных деформаций, т. е. $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ (для центрально сжатых $\varepsilon_{cu} \leq 2\text{‰}$, для изгибаемых $\varepsilon_{cu} \leq 3.5\text{‰}$)
 $\varepsilon_{sy} = \varepsilon_{sR} = \varepsilon_{su} \leq 10\text{‰}$, для промежуточных ситуаций распределение деформаций принимается из условия, что на расстоянии $(1 - \varepsilon_{c2} / \varepsilon_{cu2})h$ или $(1 - \varepsilon_{c3} / \varepsilon_{cu3})h$ от сжатой грани значение деформаций не превышает $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$.

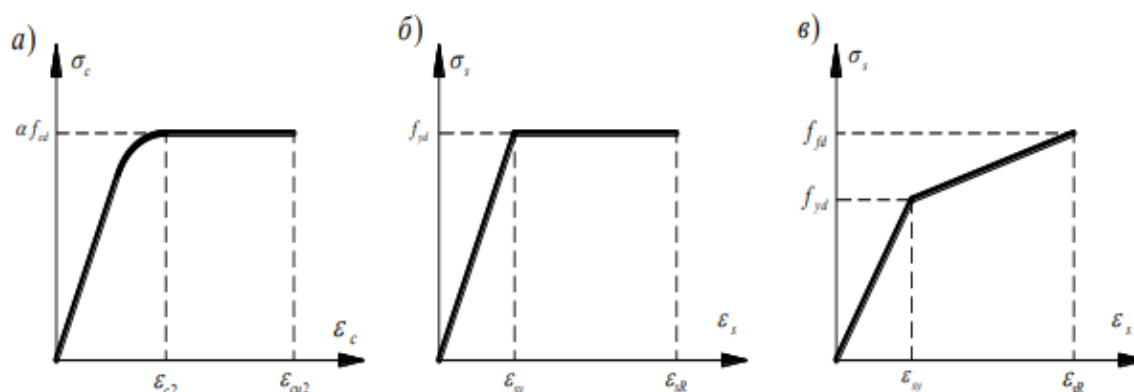


Рис. 6.1 Используемые в расчете диаграммы “ $\sigma - \varepsilon$ ” для бетона (а), арматуры мягкой (б), высокопрочной (в)

Предлагается (проф. А. Лапко – Польша) четыре характерные зоны деформирования в предельной стадии, что позволит не только знать характер распределения усилий по высоте сечения, но и проектировать характер разрушения сечения (см. табл. 6.1 и рис. 6.2).

Таблица 6.1 Величины ε_s и ε_c в характерных областях деформирования

Обозначение области деформирования сечения	Относительные деформации [%о]		Примечание
	в растянутой арматуре A_{st}	в сжатом бетоне	
1a	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sR} = +10$	$ \varepsilon_c < -2,0$	Бетон в сжатой зоне полностью не используется, разрушение по растянутой зоне сечения
1b	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sR} = +10$	$2,0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu,2}$	Бетон в сжатой зоне и арматура A_{st} используются полностью
2	$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} < +10$	$ \varepsilon_c = \varepsilon_{cu,2} $	
3a	$0 \leq \varepsilon_{st} < \varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$	$ \varepsilon_c = \varepsilon_{cu,2} $	Растянутая арматура A_{st} полностью не используется, разрушение по сжатой зоне сечения
3b	$\varepsilon_{st} < 0$	$ \varepsilon_c = \varepsilon_{cu,2} $	Арматура A_{st} (у менее сжатой грани сечения) сжата и не используется полностью
4	$-2,0 \leq \varepsilon_{st} < 0$	$2,0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu,2} $	Арматура A_{st} сжата и может быть полностью использована

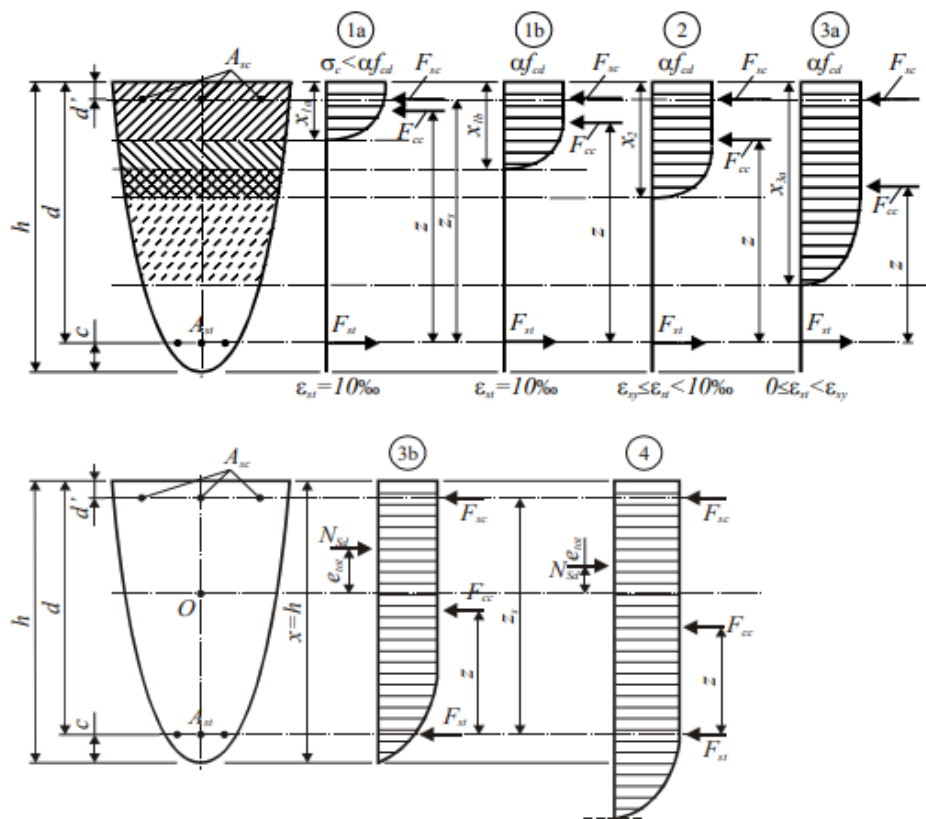


Рис. 6.2 Схема усилий в характерных областях деформирования

При анализе НДС следует рассматривать табл. 6.1, рис.6.1 и рис. 6.2 совместно.

6.2 Расчет изгибаемых элементов

А. Сечения с одиночной арматурой

Для обеспечения прочности должно выполняться условие:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = F_{cc} \cdot z = F_{st} \cdot z \quad (6.1)$$

При использовании линейно-параболической диаграммы сложность заключается в определении усилия в сжатой зоне и точки приложения равнодействующего усилия (см. рис. 6.3).

Эпюра напряжений имеет форму отличную от прямоугольной эпюры. Определим средние напряжения (f_c') в бетоне при их равномерном распределении.

$$f_c' = w_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} = 0.81 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (6.2)$$

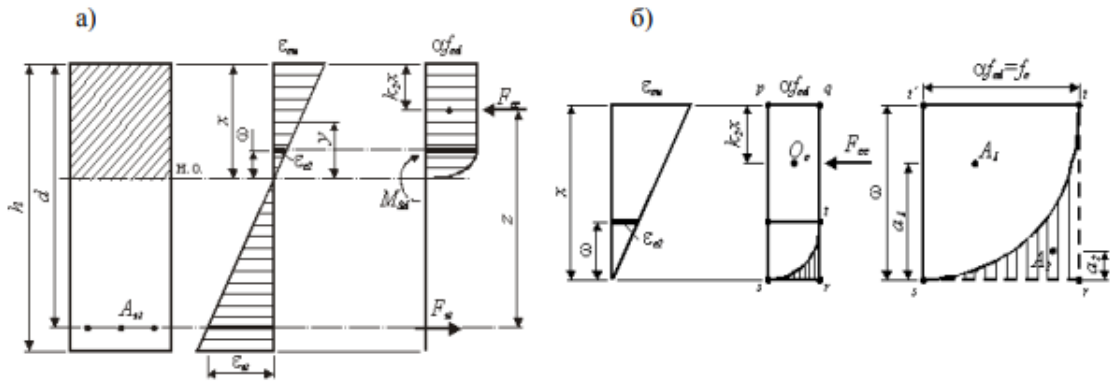


Рис. 6.3 Схема усилий в расчетном сечении с одиночной арматурой (а) и распределение напряжений в сжатой зоне

Приложение равнодействующей усилий в сжатой зоне определится как $k_2 \cdot x = 0.416x$.

Значения w_c и k_2 определены в данном случае для бетонов $C^{12/15} \dots C^{50/60}$ при $\varepsilon_{cu,2} = 3.5\%$, $\varepsilon_{c2} = 2\%$.

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= w_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot z = w_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - z) \cdot \frac{1}{k_2} \cdot z = \\ &= C_0 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - z) \cdot z = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2, \end{aligned} \quad (6.3)$$

при α_m (по таблице) зависящем от $\eta = \frac{z}{d}$.

$$\eta = \frac{z}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}, \quad (6.4)$$

при $C_0 = w_c / k_2 = 0.81 / 0.416 = 1.947$ (для бетонов не более $C^{50/60}$).

Тогда величина сжатой зоны определится из $\frac{x}{d} = (1 - \eta) \cdot \frac{1}{k_2}$, т. е.

$$x = d \cdot (1 - \eta) / k_2 = 2.4 \cdot d \cdot (1 - \eta).$$

Значение относительных деформаций арматуры определится с использованием гипотезы плоских сечений.

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu,2} \cdot \left(\frac{k_2}{1 - \eta} - 1 \right), \quad (6.5)$$

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{s2R}. \quad (6.6)$$

Если удовлетворяется условие (6.6), то напряжения в арматуре достигают значения f_{yd} , т. е. она используется полностью. Граничное значение высоты сжатой зоны, гарантирующее выполнение условия (6.6), определится:

$$\xi_{lim} = \frac{x_{lim}}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}}; \quad (6.7)$$

$$\alpha_{m lim} = w_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}). \quad (6.8)$$

Расчет выполняется с использованием таблицы, где имеются значения ξ , η и α_m .

Условие равновесия запишется

$$\begin{cases} M_{sd} \leq M_{Rd} = F_{cc} \cdot z = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2; \\ M_{sd} \leq M_{Rd} = F_{st} \cdot z = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \eta \cdot d; \\ F_{cc} = \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = F_{st} = A_{s1} \cdot f_{yd}. \end{cases} \quad (6.9)$$

Б. Сечения с двойной арматурой

Арматура в сжатой зоне ставится в следующих ситуациях:

- для удаления сжатой зоны бетона;
- при действии в сечении моментов разных знаков;
- монтажная, конструктивная, но может быть учтена в расчете.

Схема действующих усилий дана на рис. 6.4.

Условия равновесия запишутся:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = F_{cc} \cdot z + F_{sc} \cdot z_s, \quad (6.10)$$

$$F_{st} - F_{cc} - F_{sc} = 0. \quad (6.11)$$

Особенностью расчета является то, что необходимо знать уровень напряжений в арматуре, установленной в сжатой зоне. Это в конечном итоге влияет на высоту сжатой зоны

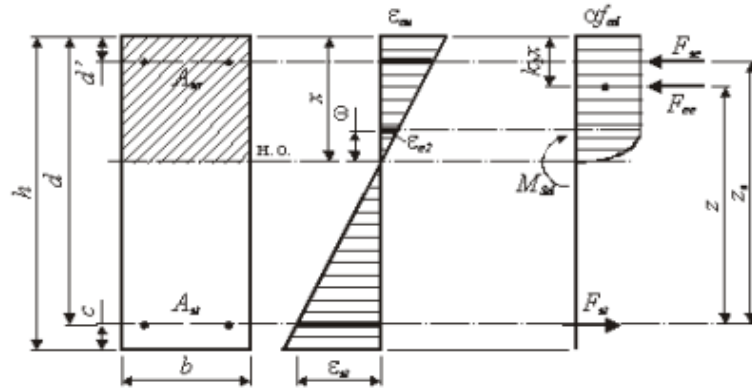


Рис. 6.4 Схема усилий в расчетном сечении двойной арматурой

бетона и далее на характер разрушения.

Напряжения в сжатой арматуре определяются как $\sigma_{sc} = k_{s2} \cdot f_{yd}$ ($k_{s2} = 1$, если $\varepsilon_{sc} \geq \varepsilon_{sy}$ и $k_{s2} = \varepsilon_{sc} / \varepsilon_{sy}$, если $\varepsilon_{sc} < \varepsilon_{sy}$), см табл. 6.8 [2].

Условия равновесия запишутся:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (6.12)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - k_2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} = 0. \quad (6.13)$$

Определение площади сечения арматуры должно производиться в следующей последовательности:

$$A_{s2} = \frac{M_{sd} - \alpha_{m lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)}. \quad (6.14)$$

Если $A_{s2} < 0$, то арматура в сжатой зоне не требуется.

Если A_{s2} уже стоит в сжатой зоне, то определяют η и A_{s1} .

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.2 - \frac{\alpha_m}{C_0}},$$

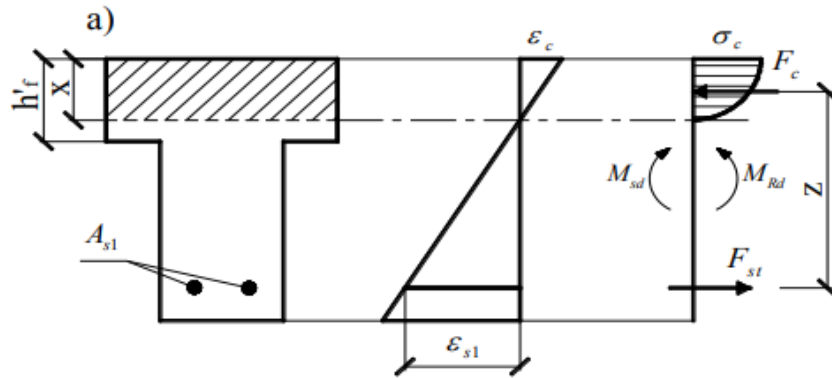
$$A_{s1} = \frac{F_{cc} - F_{sc}}{f_{yd}} = \frac{C_0 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \eta) + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{w_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + k_2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}. \quad (6.15)$$

при $C_0 \cdot (1 - \eta) = w_c \cdot \xi$.

В. Тавровые сечения

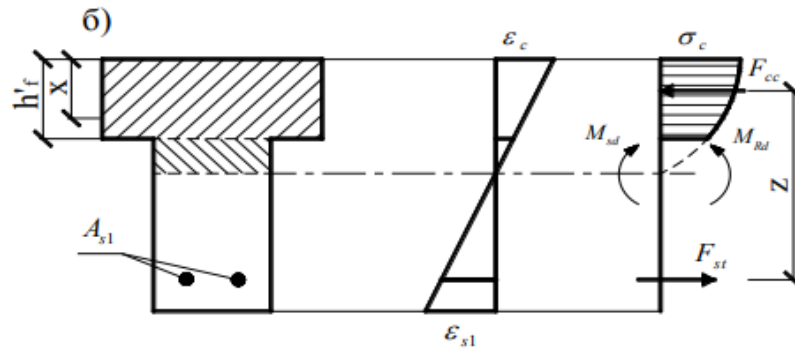
Рассматривают два случая работы, когда нейтральная ось проходит в полке ($x \leq h_f$) и сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b_f \times h$ и когда нейтральная ось проходит в ребре ($x > h_f$) и сечение считается как тавровое (рис. 6.5).



при $\sigma_c < \alpha \cdot f_{cd}$ и $\epsilon_c < 2\text{‰}$, но $\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$ – стадия деформирования 1а;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $2\text{‰} \leq \epsilon_c < 3.5\text{‰}$, но $\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$ – стадия деформирования 1б;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$ и $\epsilon_{sy} \leq \epsilon_{s1} < 10\text{‰}$ – стадия деформирования 2.



при $\sigma_c < \alpha \cdot f_{cd}$ и $\epsilon_c < 2\text{‰}$, но $\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$ – стадия деформирования 1а;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $2\text{‰} \leq \epsilon_c < 3.5\text{‰}$, но $\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$ – стадия деформирования 1б;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$ и $\epsilon_{sy} \leq \epsilon_{s1} < 10\text{‰}$ – стадия деформирования 2.

Рис. 6.5 Возможные варианты расчета тавровых сечений и формы эпюр в сжатой зоне

Условия равновесия запишутся:

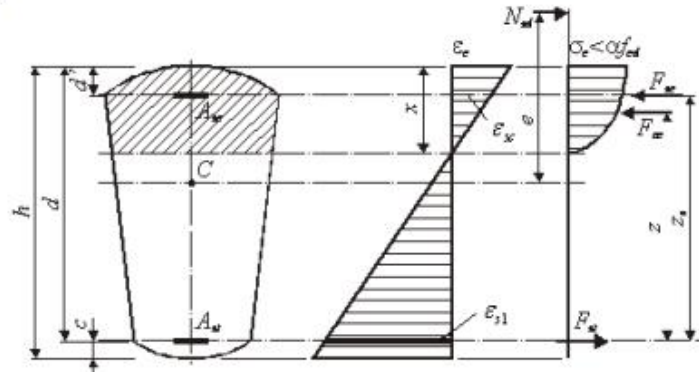
$$M_{sd} \leq M_{Rd} = F_{cc} \cdot z, \quad (6.16)$$

$$F_{cc} - F_{st} = 0. \quad (6.17)$$

6.3 Расчет сжатых элементов

Особенностью работы сжатых элементов является случай, когда растянутая арматура может достигать предельных значений (случай больших эксцентриситетов) или нет (случай малых эксцентриситетов), см. рис. 6.6.

а)

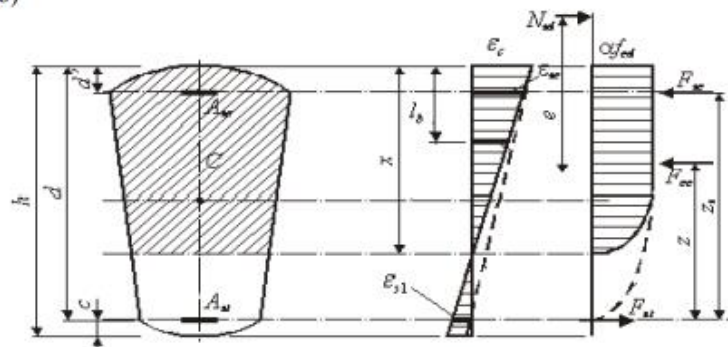


при $\sigma_c < \alpha \cdot f_{cd}$ и $\varepsilon_c < 2\text{‰}$, но $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$ – область деформирования 1а;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $2\text{‰} \leq \varepsilon_c < 3.5\text{‰}$, но $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$ – область деформирования 1б;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $\varepsilon_c = 3.5\text{‰}$ и $\varepsilon_{sy} < \varepsilon_{s1} < 10\text{‰}$ – область деформирования 2.

б)



при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$ и $\varepsilon_c = 3.5\text{‰}$, но $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{sy}$ – область деформирования 3;

при $\sigma_c = \alpha \cdot f_{cd}$, $\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c1}$, но $\varepsilon_{s1} \leq -2.0\text{‰}$ – область деформирования 4.

Рис. 6.6 Схемы усилий в расчетном сечении внецентренно сжатого элемента: (а) – случай больших эксцентриситетов; (б) – случай малых эксцентриситетов

При расчете принимают следующую схему (рис. 6.7).

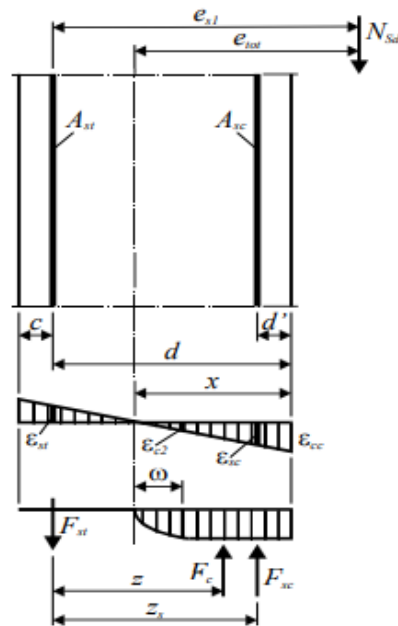


Рис. 6.7 Принимаемая в расчете схема усилий

В расчете участвуют следующие величины:

$$M_{sd} = N_{sd} \cdot l_{s1} = N_{sd} \cdot (l_{tot} + 0.5 \cdot h - c); \quad (6.18)$$

$$F_{cc} = w_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = w_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (\xi \cdot d); \quad (6.19)$$

$$F_{st} = F_{s1} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = k_{s1} \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}; \quad (6.20)$$

$$F_{sc} = F_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}. \quad (6.21)$$

где значения $k_{s2} = \epsilon_{sc} / \epsilon_{sy}$ (см. табл. 6.8), $k_{s1} = \epsilon_{s1} / \epsilon_{sy}$ определяются

$$\text{– в области деформирования 3 } k_{s1} = \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{sy}} = \frac{\epsilon_{cu} (1 - x/d)}{x/d} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}; \quad (6.22)$$

$$\text{– в области деформирования 4 } k_{s1} = \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{sy}} = - \frac{1.4 \cdot 10^{-3} (x/d - 1)}{7(x/d) - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}. \quad (6.23)$$

Условия равновесия запишутся:

$$M_{sd} \leq F_{sc} \cdot z_s + F_{cc} \cdot z, \quad (6.24)$$

$$N_{sd} + F_{st} - F_{sc} - F_{cc} = 0. \quad (6.25)$$

Порядок расчета принят следующим:

$$\alpha_m = \frac{M_{sd} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{C_0 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}; \quad (6.26)$$

$$\eta = \frac{z}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}; \quad (6.27)$$

$$\xi = \frac{x}{d} = (1 - \eta) \cdot \frac{1}{k_2}. \quad (6.28)$$

Определим значения деформаций (ϵ_{s1}) растянутой арматуры

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d - x}{x} \right) = \epsilon_{cu} \left(\frac{d}{x} - 1 \right). \quad (6.29)$$

Проверяем условие

$$\epsilon_{sy} \leq \epsilon_{s1} \leq \epsilon_{s2R}. \quad (6.30)$$

Если условие (6.30) выполняется, то сечение работает на внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом (арматура достигает предельных значений и растет, будет аналогична расчету сечений с двойной арматурой изгибаемых элементов), если условие (6.30) не выполняется, то имеем случай малых эксцентриситетов.

Случай малых эксцентриситетов.

Расчет следует вести по общему деформационному методу либо принимая $x = x_{lim}$. Следует иметь в виду, что арматура (A_{s2}) в сжатой и растянутой зоне ставится всегда, если не по расчету, то по конструктивным требованиям (см. табл. 11.1 [1]).

6.4 Расчет растянутых элементов

Центрально растянутые элементы.

Бетонное сечение полностью разделено трещинами. Прочность обеспечивается только арматурой.

$$N_{sd} \leq F_{st} = f_{yd} \cdot A_{s1}. \quad (6.31)$$

Внецентренно растянутые элементы.

Следует рассматривать два характерных случая: случай малых эксцентриситетов и случай больших эксцентриситетов.

Границу (случай расчета) определяем из условия (см. рис. 6.8):

$$0 < M_{sd1} = N_{sd} \cdot (l - y_c + c). \quad (6.32)$$

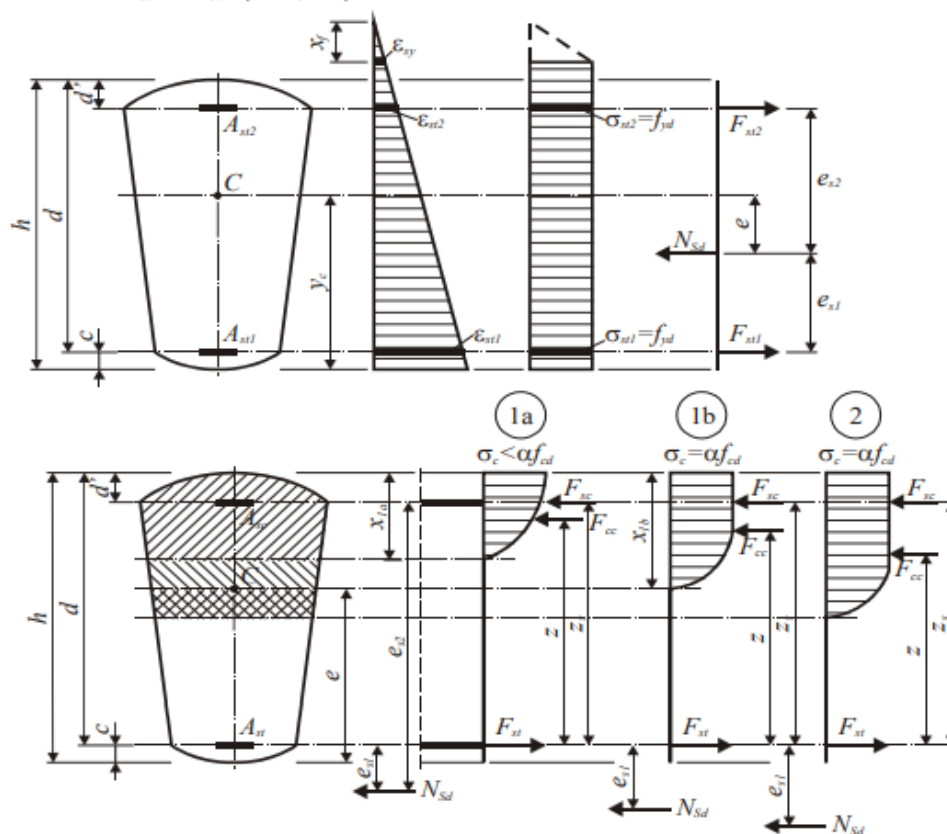


Рис. 6.8 Схемы усилий в расчетном сечении внецентренно растянутого элемента при $M_{sd} < 0$ (случай малых эксцентриситетов) – (а) и $M_{sd} > 0$ (случай больших эксцентриситетов) – (б)

Случай малых эксцентриситетов ($M_{sd} < 0$).

Условия равновесия запишутся:

$$N_{sd} - F_{s1} - F_{s2} = 0; \quad (6.33)$$

$$N_{sd} \cdot l_{s1} - F_{s2} \cdot (d - c_1) = 0. \quad (6.34)$$

Условия, по которым проверяется прочность, запишутся:

$$N_{sd} \cdot l_{s1} \leq F_{s2} \cdot (d - c_1) = 0; \quad (6.35)$$

$$N_{sd} \cdot l_{s2} \leq F_{s1} \cdot (d - c_1) = 0. \quad (6.36)$$

Случай больших эксцентриситетов ($M_{sd} > 0$).

На практике, если $l > 0.5 \cdot h - c$, то $M_{sd} > 0$, а в сечении присутствует сжатая зона. Условия равновесия запишутся:

$$F_{cc} + F_{sc} - F_{ct} + N_{sd} = 0; \quad (6.37)$$

$$N_{sd} \cdot l_{s1} - F_{cc} \cdot z + F_{sc} \cdot (d - c_1) = 0. \quad (6.38)$$

Сечение арматуры A_{s1} определяется в следующем порядке:

– определяется область деформирования

$$\alpha_m = \frac{N_{sd} \cdot l_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (6.39)$$

при $\alpha_m \leq \alpha_{m\lim}$ расчет арматуры в сжатой зоне (A_{s2}) не требуется;

– определяется сечение арматуры A_{s1}

$$A_{s1} = (w_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot b \cdot d + N_{sd}) \cdot \frac{1}{f_{yd}}, \quad (6.40)$$

при ξ , определенной по таблице по значению α_m ;

– конструирование.

Тема №7 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых, сжатых и растянутых железобетонных конструкций, по методу предельных усилий

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 7.1 Общие положения
- 7.2 Расчет изгибаемых бетонных элементов
- 7.3 Расчет изгибаемых железобетонных элементов
- 7.4 Расчет сжатых бетонных элементов
- 7.5 Расчет сжатых железобетонных элементов
- 7.6 Расчет растянутых элементов

7.1 Общие положения

Так как альтернативную модель (метод предельных усилий) СНБ 5.03.01-02 допускает применять если: сечение имеет простую форму; арматура сосредоточена у сжатой и растянутой грани, усилия (M_{sd}, N_{sd}) действуют в плоскости симметрии, класс бетона не более C50/60; расчет производится с использованием уравнений равновесия, предельное напряжение в бетоне $\alpha \cdot f_{cd}$ (α - учитывает длительность действия нагрузки и т.д.), эпюра напряжений в сжатой зоне прямоугольная; предельное напряжение в растянутой арматуре (f_{yd}) достигается при $X_{eff} = X_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d$ в сжатой арматуре – не более f_{yd} и не более $\sigma_{s,cu}$ соответствующих предельным деформациям бетона (ϵ_{cu2} или ϵ_{cu3}).

$$\xi_{lim} = \frac{W}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{W}{1,1}\right)}$$

При: $W=0.85-0.008 f_{cd}$

$\sigma_{s,lim} = f_{yd}$ (для арматуры S240, S400, S500)

$\sigma_{s,cu} = 500$ МПа – предельное напряжение в сжатой арматуре.

7.2 Расчет изгибаемых бетонных элементов.

Производится из условия:

$$M_{sd} \leq f_{ctd} \cdot W_{pl}; \quad (7.2)$$

При:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}, \quad a \cdot \gamma_c = 1.8$$

$W_{pe} = bh^2 / 3.5 - W$ крайнего растянутого волокна с учётом неупругих свойств.

7.3 Расчет изгибаемых железобетонных элементов

Производится из условия (рис 7.1)

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (7.3)$$

При:

$$M_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (7.4)$$

Высота сжатой зоны сечения определяется:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = \alpha f_{cd} \cdot A_{cc} + f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (7.5)$$

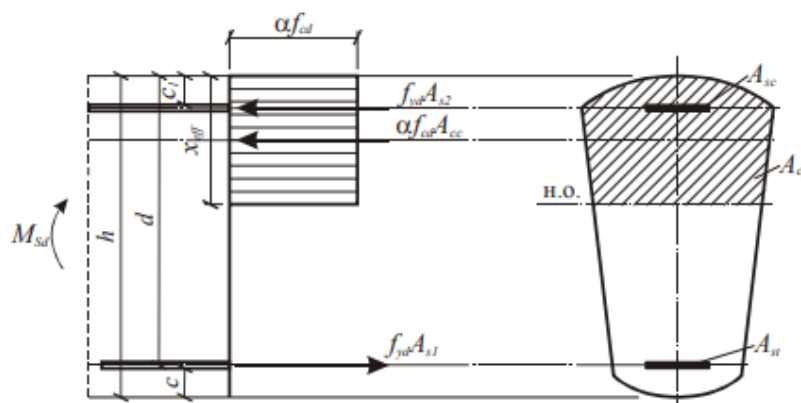


Рис. 7.1 Схема усилий в сечении при расчёте нормального сечения

Если $X_{eff} \geq X_{eff,lim}$, т.е. $\xi > \xi_{lim}$ то для элементов из бетона $C25/30$ и ниже рабочей арматурой класса S240, S400, S500 допускается вести расчёт принимая $\xi = \xi_{lim}$; во всех остальных случаях расчёт следует вести по деформационной модели. При расчёте сечений с полкой в жатой зоне её размер следует ограничивать (см.п.7.1.2.7[1])

7.4 Расчет сжатых бетонных элементов

Расчёт сжатых элементов производится с учётом расчётного эксцентриситета

$$e_0 = e_c + e_a \pm M_{sd} / N_{sd} + e_a \quad (7.6)$$

e_0 – случайный эксцентриситет, учитывающий тип элемента. (Например: для сборных элементов 20 мм, в плоскости действия $M_{sd} - h/30$, для монолитных конструкций – 10 мм и т.д. (см.п.7.1.2.11[1])).

Проверяется условие

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A_{c,eff} \cdot \alpha \frac{f_{ck}}{1.8}, \quad (7.7)$$

При: N_{sd} – приложенная в точке G;

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь, где принято равномерное распределение сжимающих напряжений (рис. 7.2).

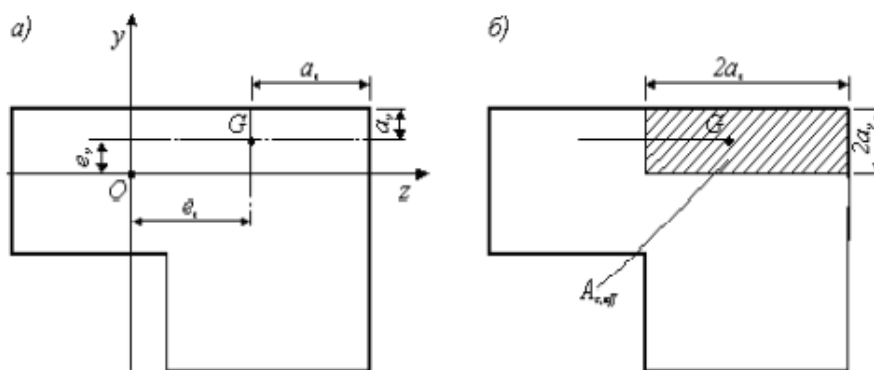


Рис. 7.2 К определению эффективной площади сечения

Необходимо обеспечить выполнение условия $N_{Rd} \leq N_{crit}$

$$N_{crit} = \frac{6.4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{K_{lt}} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_c} + 0.1 \right) \right] \quad (7.8)$$

Условие обозначения см. п. 7.1.3.14[1].

Для простого (прямоугольного) сечения внецентренно сжатого имеем (N_{sd} приложена с эксцентриситетом e)

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \left(1 - \frac{2e}{h_w} \right) \quad (7.9)$$

Для отдельных бетонных колон и стен выполненных в условиях строительной площадки (при $\lambda = l_0 / i > 14$, при $i = 0.286h$)

$$N_{sd} \leq N_{ed} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot \varphi \quad (7.11)$$

φ – учитывает влияние геометрической нелинейности,

$$\varphi = 1.14 \left(1 - \frac{2l_{tot}}{h_w} \right) - 0.02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2l_{tot}}{h_w};$$

При $e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi = M_{sd} / N_{sd} + 0.5l_0 / 200 + e_\varphi$,

e_φ – эксцентриситет, учитывающий ползучесть бетона (учитывается в точных расчётах).

$l_0 = \beta \cdot l_w$ – расчётная длина ($\beta = 1$ - для колон, $\beta = 2$ - для консольных колонн и стен, и по табл. 7.7[1].)

7.5 Расчет сжатых железобетонных элементов

Прочность центрально сжатых элементов обеспечивается при выполнении условия

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}) \quad (7.12)$$

При:

φ – коэффициент учитывающий влияние продольного изгиба и e_a (см. табл. 7.2[1] и формулу 7.11).

При расчёте внецентренно сжатых элементов следует выделять два случая:

- когда $X_{eff} / d \leq \xi_{lim}$ – случай больших эксцентриситетов (рис 7.3а);
- когда $X_{eff} / d > \xi_{lim}$ – случай малых эксцентриситетов (рис 7.3б).

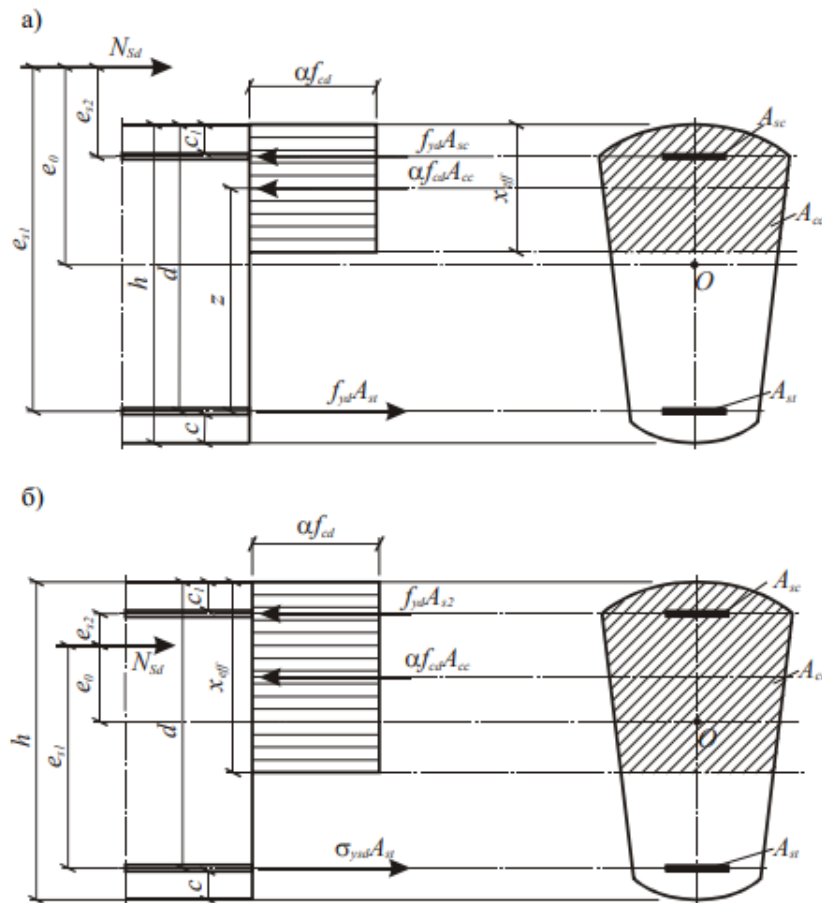


Рис 7.3 Схема усилий в нормальном сечении внецентренно сжатого элемента: (а) - случай больших эксцентриситетов ($X_{eff}/d \leq \xi_{lim}$); (б) - случай малых эксцентриситетов ($X_{eff}/d > \xi_{lim}$)

Условия равновесия при $\xi \leq \xi_{lim}$

$$\begin{cases} M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{s1} \leq M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \\ N_{sd} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} = 0 \end{cases} \quad (7.13)$$

Тоже при $\xi > \xi_{lim}$

$$\begin{cases} M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{s1} \leq M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \\ N_{sd} + \sigma_s \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} = 0 \end{cases} \quad (7.14)$$

Условие (10.14) справедливо для элементов из бетона класса $C 25/30$ и ниже и $\xi = \xi_{lim}$, в противном случае расчёт должен производиться по деформационной модели.

Значение напряжений в расчётной зоне определяется по эмпирической зависимости:

$$\sigma_s = \left[\frac{2(1-\xi)}{1-\xi_{lim}} - 1 \right] f_{yd} \quad (7.15)$$

Расчёт элементов с косвенной арматурой см. п. 7.1.2.21[1].

При проектировании следует обеспечить (при действии невыгодного сечения нагрузок) устойчивость как всей системы, так отдельных элементов наряду с прочностью сечений. Методика учёта продольного изгиба в расчетах при приведена п. 7.1.3[1].

7.6 Расчет растянутых элементов

Прочность центрально растянутого элемента будет обеспечена если:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot} \quad (7.16)$$

В работе внецентренно растянутых элементов различают два случая: случай малых эксцентриситетов (внешняя продольная сила приложена между равнодействующими усилий в A_{s1} и A_{s2}) и случай больших эксцентриситетов (положение продольной силы за пределами действия равнодействующих сил в арматуре).

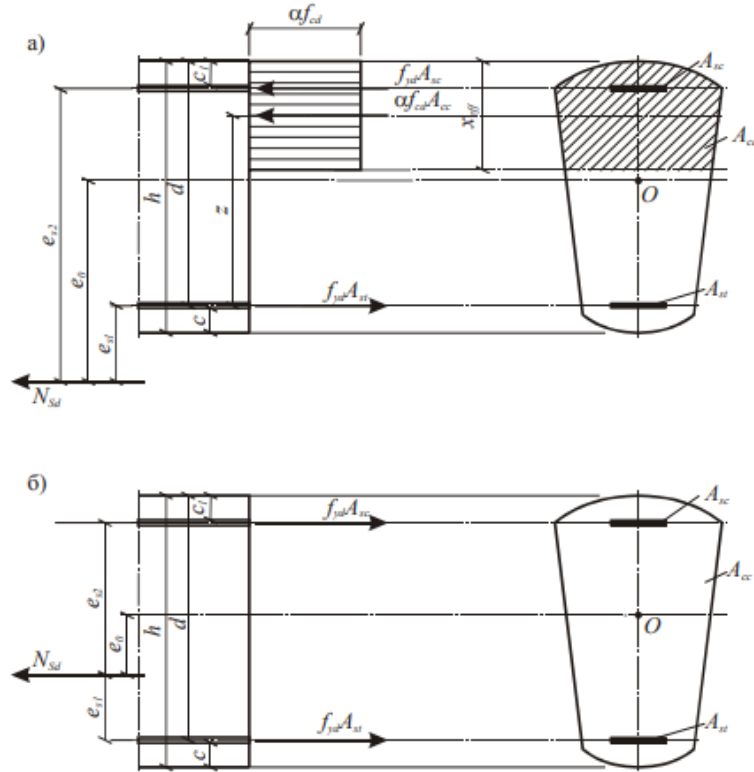


Рис 7.4 Схема усилий в нормальном сечении внецентренно растянутого элемента:
а) - случай больших эксцентриситетов;
б) - случай малых эксцентриситетов.

Случай больших эксцентриситетов.

Расчетные уравнения составляются с учётом прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне.

$$\begin{cases} N_{sd} \cdot e_{s1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \\ N_{sd} = A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{sc} \end{cases} \quad (7.17)$$

Допускается при $\xi > \xi_{lim}$, принимать $\xi = \xi_{lim}$.

Случай малых эксцентриситетов.

Расчет производится, предполагая, что напряжения во всех стержнях арматуры достигают предельных напряжений (f_{yd}) и растянутый бетон в расчёте не учитывается.

$$\begin{cases} N_{sd} \cdot e_{s2} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1) \\ N_{sd} \cdot e_{s1} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \end{cases} \quad (7.18)$$

Тема №8 Расчет прочности железобетонных конструкций по прочности на действие поперечных сил

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 8.1 Сопротивление железобетонных конструкций срезу
- 8.2 Упрощенный расчет на срез при действии M_{sd}, N_{sd}, V_{sd}
- 8.3 Расчет элементов без поперечной арматуры
- 8.4 Расчет прочности по модели наклонных сечений
- 8.5 Расчет прочности по методу ферменной аналогии

8.1 Сопротивление железобетонных конструкций срезу

На участке приопорной зоны действуют одновременно M_{sd}, V_{sd} (читай нормальные и касательные напряжения), что способствует появлению диагональных (наклонных) трещин. Такая трещина рассекает элемент под углом θ , величина которого зависит от многих факторов. Разрушению элемента по диагональной трещине препятствуют усилия в сжатой зоне, силы зацепления по берегам трещины, поперечная и продольная арматура (рис. 8.1).

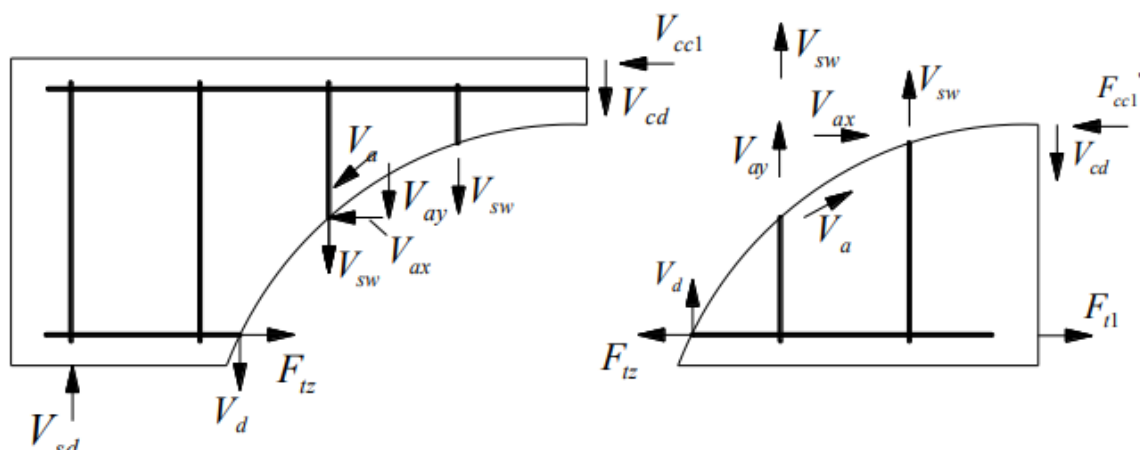


Рис. 8.1 Схема внутренних усилий в наклонном сечении

Существующие в мире методики расчёта по разному подходят к обеспечению прочности приопорных участков; в одном случае обеспечивается не разрушение отдельно при действии M_{sd} , отдельно при действии V_{sd} ; в другом случае конструкция заменяется идеализированной стержневой системой и обеспечивается прочность её раскосов; в третьем рассматривается целый участок (поле), прочность бетона которого и есть искомая величина.

На рис. 8.2 показаны формы разрушения элементов: а) разрушение по сжатой зоне;

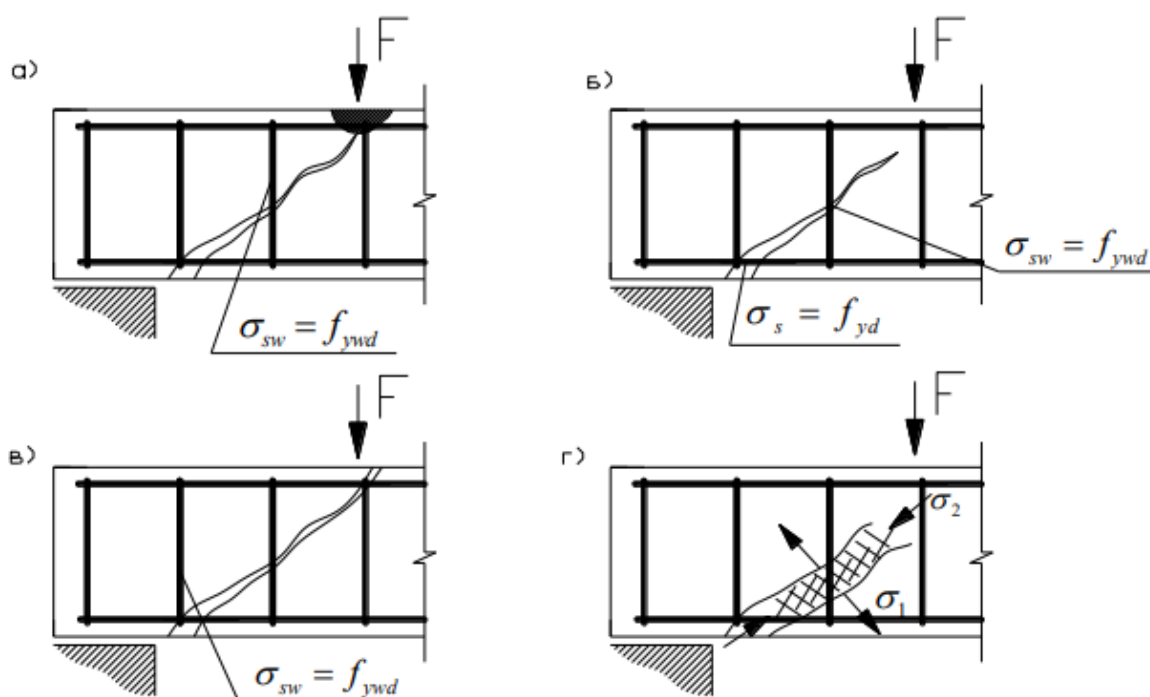


Рис. 8.2 Схема разрушения элемента

- б) разрушение по растянутой арматуре при достижении f_{yd} или потере анкеровки;
 в) срез (разрушение по диагональной трещине) при $\sigma_{sw} = f_{ywd}$;
 г) разрушение по наклонной полосе (тонкие стенки)- сжатие главными сжимающими напряжениями.

8.2 Упрощенный расчет на срез при действии M_{sd}, N_{sd}, V_{sd}

К расчету принимается пропорный участок железобетонного элемента пересеченный несколькими диагональными трещинами. Сформулируем принимаемые допущения:

- после образования наклонных трещин элемент разделен на диагональные полосы испытывающие сжатие в продольном направлении (главные сжимающие напряжения) и растяжение в поперечном направлении (главные растягивающие напряжения);
- главные растягивающие напряжения распределены по ширине диагональной полосы неравномерно (см. рис. 8.3), но в расчете принимаются средние значения напряжений распределенные по всем полосам;
- в сечении проходящем вдоль берега диагональных трещин действуют силы зацепления, а их величины определяются шероховатостью берегов, шириной раскрытия трещин и дисперсностью поперечной арматуры;
- бетон полосы сопротивляется разрушению в условиях плоского напряженного состояния «сжатие-растяжение». Из этого следует, что параметрические точки диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » (полученной при одноосном сжатии) следует принимать с учетом т.н. «эффекта разупрочнения бетона».

Сказанное дает представление о действующем напряженном состоянии пропорного участка.

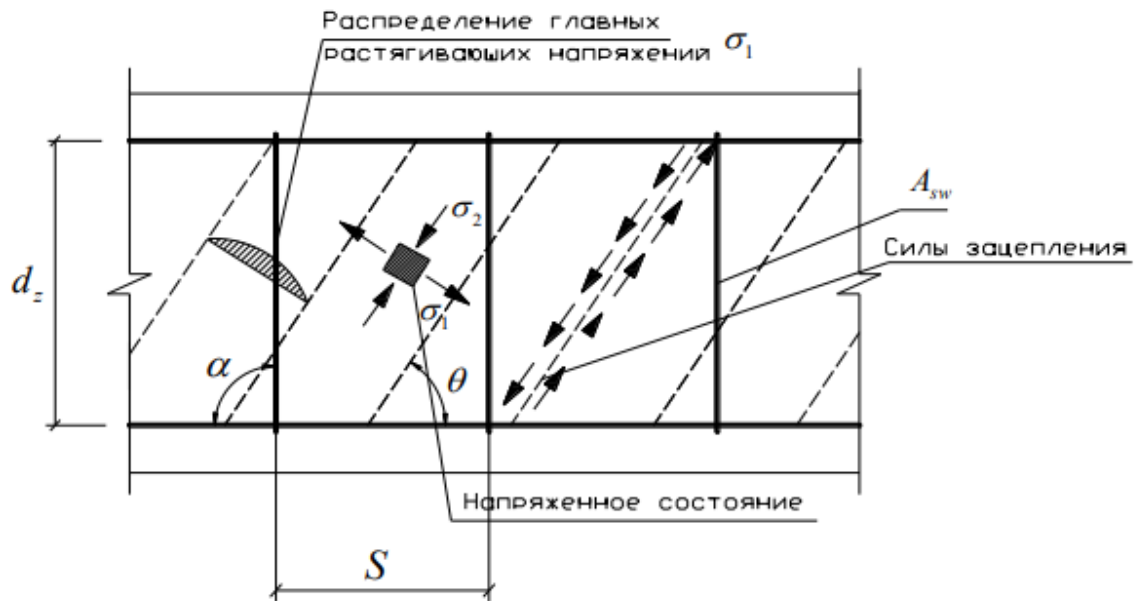


Рис. 8.3 Напряженное состояние диагональной полосы

Прочность обеспечена при выполнении условия:

$$V_{sd} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,sy} \leq 0.25\alpha \cdot f_{cd} \cdot \hat{a}_w \cdot z \quad (8.1)$$

Поперечная сила воспринимаемая неармированным бетоном.

$$V_{Rd,ct} = \sigma_1 \cdot b_w \cdot \cot \theta \quad (8.2)$$

Где:

σ_1 – среднее значение главных растягивающих напряжений, определённых по диаграмме “ $\sigma - \varepsilon$ ” по средним значениям главных относительных деформаций (ε_1)

$$\sigma_1 = \frac{0.18\sqrt{f_c}}{0.3 + \frac{24 \cdot W_k}{a + 16}} \cdot \tan \theta + \frac{A_{sw}}{S \cdot b_w} (f_{ymd} - \sigma_{sv}) \quad (8.3)$$

Где:

a – максимальный размер заполнителя в бетоне.

W_k – ширина раскрытия наклонной трещины.

$$W_k = \varepsilon_1 \cdot S_{m\theta} \quad (8.4)$$

$S_{m\theta}$ – среднее расстояние между наклонными трещинами.

$$S_{m\theta} = \frac{1}{\frac{S_{m\theta}}{S_{mx}} + \frac{\cos \theta}{S_{my}}} \quad (8.5)$$

Примем, что $f_{ymd} = \sigma_{sv}$ и порядок расчёта принимается следующий.

$$V_{sd} = \beta_3 \sqrt{\alpha \cdot f_{cd}} \cdot B_w \cdot z + \frac{A_{sw} \cdot f_{ymd} \cdot z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \leq 0.25\alpha \cdot f_{cd} \cdot B_w \cdot z \quad (8.6)$$

Коэффициент β_3 зависит от средних главных деформаций растяжений ε_1 :

$$\beta_3 = \frac{0.33 \cdot \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0.18}{0.3 + 24 \cdot \frac{W_k}{a + 16}} \quad (8.7)$$

Значение средних главных деформаций растяжения:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_z) \cot^2 \theta \quad (8.8)$$

ε_z – главные деформации сжатия зависящие от главных напряжений сжатия σ_z

ε_x – среднее продольные деформации на уровне ц.т. продольной растянутой арматуры.

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{sd}}{z} + 0.5N_{sd} + 0.5V_{sd} \cdot \cot \theta - \sigma_{spdec} \cdot A_p}{E_s A_s + E_s \cdot A_p} \quad (8.9)$$

σ_{spdec} – напряжение в напрягаемой арматуре (A_p) в момент, когда напряжения в бетоне на уровне т.ц. растянутой арматуры погашены внешней нагрузкой до нуля. (Допускается применять $\sigma_{spdec} = 1.1\sigma_{mt}$, где σ_{mt} – напряжение A_p после появления всех потерь.)

Значения средних напряжений сжатия:

$$\sigma_z = \tau (\tan \theta + \cot \theta) = \frac{V_{sd} - V_{pd}}{B_w \cdot z} (\tan \theta + \cot \theta) \quad (8.10)$$

Где:

V_{pd} – вертикальная составляющая усилия в преднапряжённой отогнутой арматуре.

Требуемое количество поперечной арматуры определяется из условия:

$$V_{Rd,sv} \geq V_{sd} - V_{Rd,ct} - V_{pd} \quad (8.11)$$

Первое расчётное сечение следует принимать на расстоянии $0.5Z \cdot \cot \theta \approx 0.5Z \approx 0.45d$.

Продольная растянутая арматура должна быть проверена на совместное восприятие M_{sd}, N_{sd} и V_{sd} .

$$A_{s1} \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} > \frac{M_{sd}}{z} + 0.5N_{sd} + (V_{sd} - 0.5V_{Rd,sv}) \cot \theta \quad (8.12)$$

8.3 Расчёт элементов без поперечной арматуры

Проверяется условие:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct} = \left[0.12 \cdot k (100 \rho_e \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (8.13)$$

$$\text{но } V_{Rd,ct} \geq V_{Rd,ct \min} = \left[0.4 f_{ctd} - 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad (8.14)$$

Где:

$$k = 1 \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 (d, i i) \text{ учитывает размер (h)}$$

$$\rho_e = \frac{A_s}{B_w \cdot d} \leq 0.02 \text{ количество } A_s \text{ принимать по сечению согласно рис. 8.4}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} > (-0.2 f_{ctd}) - \text{при наличии горизонтальных сил } (N_{sp}, P \text{ и т.д.})$$

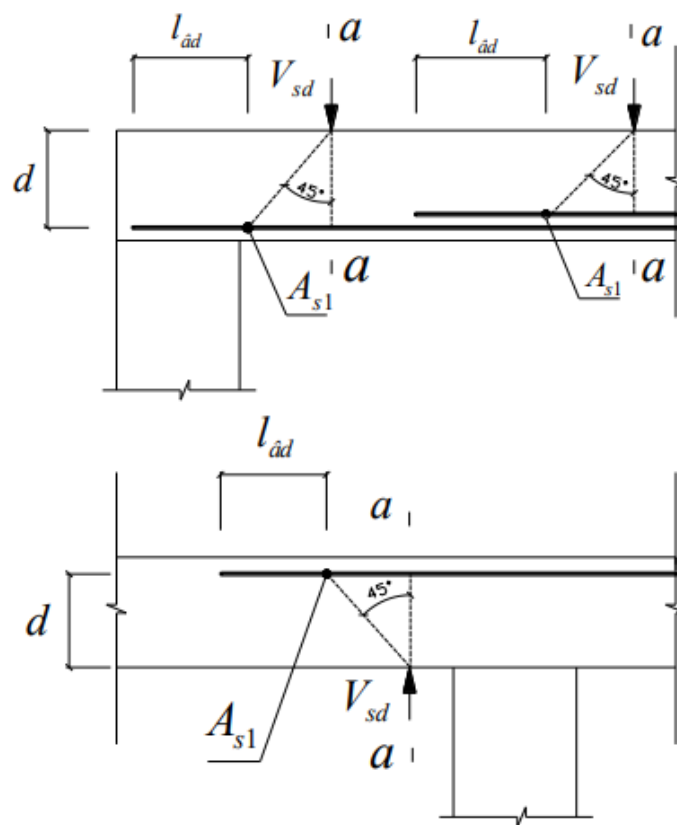


Рис. 8.4 Положение расчётного сечения а-а

При расчёте учитывается только сечение арматуры имеющей надлежащую анкеровку. Если условие (8.13) выполняется поперечная арматура ставится по конструктивным требованиям /табл. 8.1/

Таблица 8.1 Конструктивные требования при установке поперечной арматуры.

Показатели	Плиты		Балки	
	$h \leq 300$ мм	$h > 300$ мм	$h \leq 150$ мм	$h \geq 150$ мм
$V_{sd} \leq V_{rd}$	нет	$S = 0.75d \leq 500$	нет	$S = 0.75d \leq 300$
$V_{sd} \geq V_{rd}$	$h \leq 400$ мм	$h > 450$ мм	$h \leq 450$	$h > 450$
	$S_{kp} = h/2 \leq 150$	$S_{kp} = h/2 \leq 300$	$S_{kp} = h/2 < 150$	$S_{kp} = h/2 \leq 300$
	$S_{cp} = 3/4 h \leq 500$		$S_{cp} = 3/4 h \leq 500$	
1. Длина участка с S_{kp} принимается равной $0.25 l$ 2. Из условия работы арматуры в жатой зоне, шаг поперечной арматуры принимают: - при $f_{yd} \leq 400$ мПа-то $S \leq 500$ мм. 15ϕ и 20ϕ для вязаных и сварных каркасов соответственно - при $f_{yd} \geq 450$ мПа-то $S \leq 400$ мм. 12ϕ и 15ϕ для вязаных и сварных каркасов соответственно.				

При этом содержание поперечной арматуры должно удовлетворять условие:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{S_w \cdot \hat{a}} \geq \rho_{sw\min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (8.14)$$

8.3 Расчёт прочности по модели наклонных сечений

Расчёт включает требования по обеспечению прочности наклонных сечений при действии V_{sd} , M_{sd} и главных сжимающих напряжений. Указание факторы в расчётах учитываются раздельно.

Расчёт на действие поперечных сил:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc}; \quad (8.15)$$

V_{cd} – поперечное усилие воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины.

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_N) f_{cd} \cdot \hat{a}_w \cdot d^2}{l_{inc}}; \quad (8.16)$$

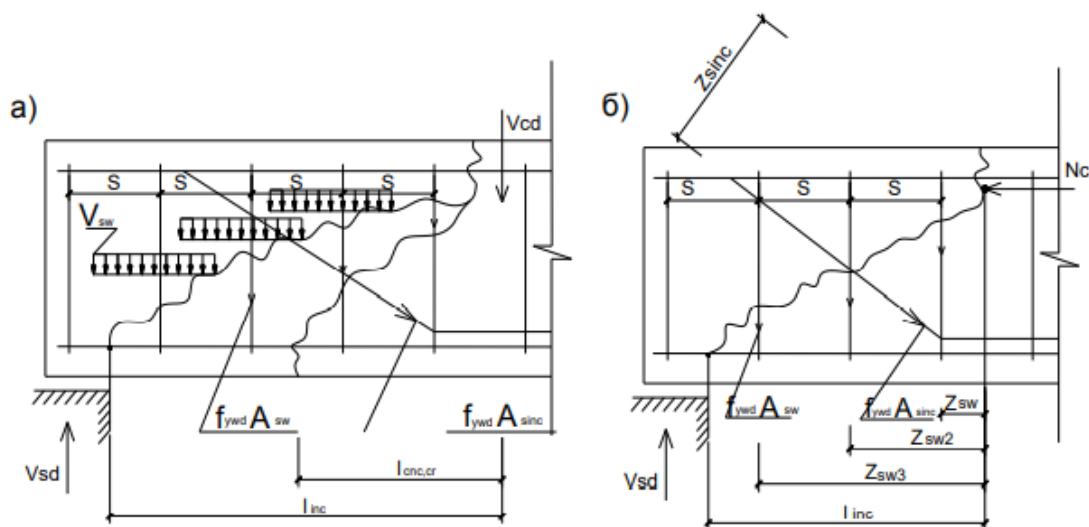


Рис. 8.5 Схема усилий в наклонном сечении при расчёте на V_{sd} (а) и M_{sd} (б)

Где:

$\eta_{c2} = 2.0$ (для тяжёлого бетона) – учитывает вид бетона;

$\eta_f = 0.75 \frac{(b'_f - b_w) h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0.5$ – учитывает влияние полок в тавровых сечениях.

Следует принимать $\eta_N = 0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d} \leq 0.5$ – учитывает влияние продольных сил (в т.ч.

усилия обжатия).

Следует принимать $(1 + \eta_f + \eta_N) \leq 1.5$ – граничное условие.

$$V_{cd} \leq \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{cd} \cdot \hat{a}_w \cdot d \quad (8.17)$$

При

$\eta_{c3} = 0.6$ – тяжёлого бетона

Длина проекции критического сечения на продольную ось ($l_{inc,cr}$) определяется из минимума выражения ($V_{cd} + V_{sw} + V_{sinc}$)

$$l_{inc,cr} = \sqrt{V_{cd} \cdot l_{inc} / v_{sw}} \quad (8.18)$$

где $v_{sw} = A_{sw} \cdot f_{ywd} / s$ – усилие в хомутах на единицу длины элемента.

Усилие, воспринимаемое хомутами:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr} \geq 0.5 \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (8.19)$$

Расчет на действие изгибаемого момента.

Данный расчет не выполняется, если:

– продольная арматура (A_{s1}), определенная при действии $M_{sd,max}$ полностью доводится до опоры;

– рабочая высота сечения (d) не изменится по длине элемента.

$$M_{sd} \leq M_{Rd} ; \quad (8.20)$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z + 0.5 \cdot v_{sw} \cdot l_{inc}^2 + A_{sinc} \cdot f_{ywd} \cdot z_{sinc} \cdot d \quad (8.21)$$

Значение f_{yd} следует принимать при обеспечении длины анкеровки (l_{bd}) продольной арматуры. В противном случае следует принимать $f_{yd} \cdot \eta_{s2} = f_{yd} \cdot (l_x / l_{bd})$.

Проверку следует производить: в местах резкого изменения высоты сечения, в местах обрыва или отгиба продольной арматуры.

Расчет на прочность по наклонной полосе:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = 0.3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d , \quad (8.22)$$

η_{w1} – учитывает влияние хомутов,

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 1.3. \quad (8.23)$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_A \cdot f_{cd} = 1 - 0.01 \cdot f_{cd}. \quad (8.24)$$

При невыполнении условия (8.22) следует изменить размеры сечения.

8.5 Расчет прочности по методу ферменной аналогии

К расчету принимается идеализированная модель балки [предложена Мершем (Германия) и Ритгером (Швейцария)] в виде фермы, у которой верхний подкос (поз. 2) воспринимает сжимающие усилия, нижний пояс (поз. 1) – растягивающие усилия, растянутый пояс (поз. 4 – поперечная арматура) – растягивающие усилия, сжатый бетонный подкос (поз. 3) – сжимающие усилия. (рис.8.6)

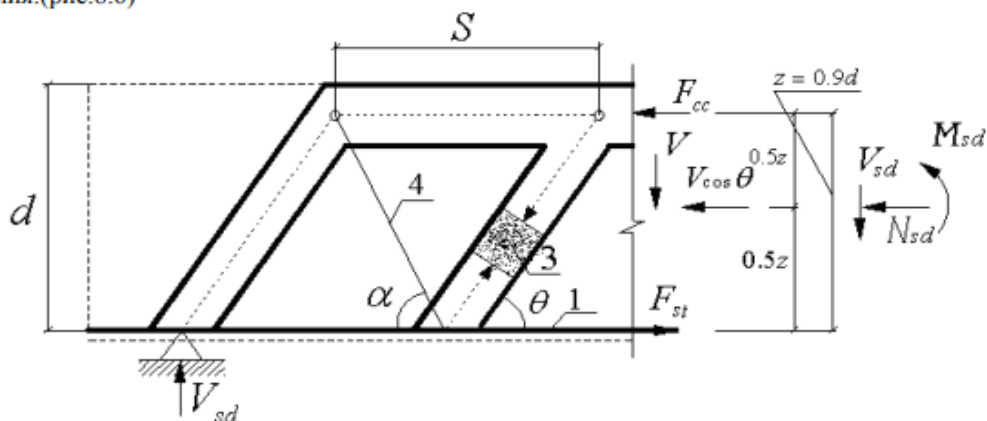


Рис. 8.6 К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии

Проверяется условие:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,sy} \leq V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}. \quad (8.25)$$

Усилие, воспринимаемое элементом с поперечной арматурой, определяется:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta. \quad (8.26)$$

Значение усилия ($V_{Rd,sy}$) определяется с учетом прочности бетона сжатого подкоса, разделенного диагональными (наклонными) трещинами, т. е. должно выполняться условие:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (8.27)$$

где v – коэффициент разуплотнения бетона, разделённого диагональными трещинами.

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right). \quad (8.28)$$

Так как диагональная трещина, пересекая продольную арматуру, вызывает в ней дополнительную растягивающую силу (ΔT), то надлежит выполнить проверку продольной арматуры на прочность:

$$\frac{M_{sd,max}}{z} \leq \frac{M_{sd}^{a-a}}{z} + \Delta T_a = \frac{M_{sd}^{a-a}}{z} + 0.5 \cdot V_{sd} \cdot (\cot \theta + \tan \alpha). \quad (8.29)$$

В том случае, если расчетное сечение располагается на расстоянии $0.5 \cdot d < x < 2.0 \cdot d$ от грани опоры, то прочность элемента на срез определяется:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha, \quad (8.30)$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, установленная на длине $0.75 \cdot a_v$ (a_v – длина участка между внутренними гранями площадок опоры и приложения силы).

При этом $V_{Rd,sy} \leq V_{Rd,max}$.

Тема №9 Расчет железобетонных элементов по прочности на местное действие нагрузки

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 9.1 Расчет на местное сжатие бетонных элементов
- 9.2 Расчет на местное сжатие элементов с косвенной арматурой
- 9.3 Расчет на отрыв (местное растяжение)
- 9.4 Расчет на продавливание (местный срез)

9.1 Расчет на местное сжатие бетонных элементов

В расчете используют прочность бетона смятию

$$f_{cud} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (9.1)$$

Коэффициент ω_u учитывает увеличение прочности бетона за счет ограничения поперечных деформаций

$$\omega_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{cud}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u\max}, \quad (9.2)$$

где k_u – коэффициент, который учитывает эффект бокового сжатия,

$$k_u = 0.8 \frac{f_{cud}}{f_{cd}} \geq 14.0 \quad (9.3)$$

k_f – учитывает расположение участка передачи нагрузки (например рис. 9.1),

$$k_f = 0.8 + 0.2(c/b) \quad (9.4)$$

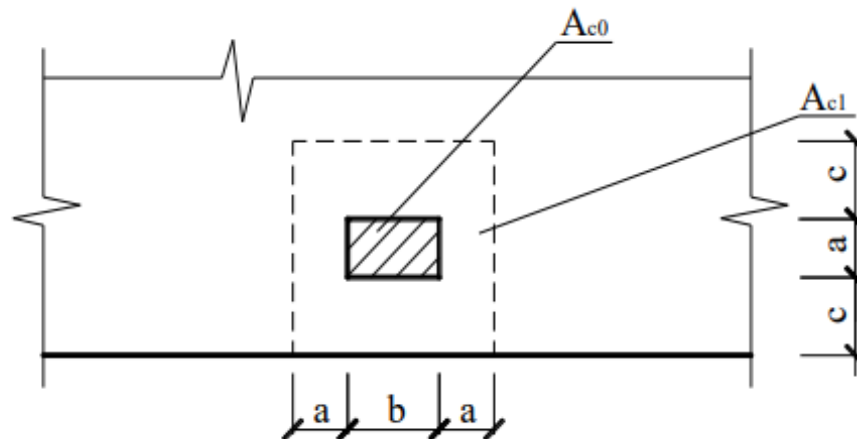


Рис. 9.1 Схема для нагружения A_{c0}, A_{c1}, k_f

Прочность бетонного элемента на смятие

$$N_{sd} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0}, \quad (9.5)$$

где α_u – учитывает распределение напряжений по площадке.

$$\alpha_u = 0.25 \left(3 - \frac{\sigma_{u\min}}{\sigma_{u\max}} \right) \geq 0.75, \quad (9.6)$$

при $f_{cd} = f_{ck} / 1.8$; $f_{cud} = f_{ck} / 1.8$

$\sigma_{u\min(\max)}$ – напряжения сжатия, действующие по площадке A_{c0} .

9.2 Расчет на местное сжатие элементов с косвенной арматурой

Проверяют условие:

$$N_{sd} \leq \alpha_u \cdot f_{cud,eff} \cdot A_{c0} \quad (9.7)$$

Значение приведенного сопротивления определится:

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \varphi_0 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s \leq 2f_{cud}, \quad (9.8)$$

φ_s – учитывает эффективность косвенного армирования с учетом положения участка приложения нагрузки (например рис. 9.1 и рис. 7.18 [1]).

$$\varphi_s = 4.5 - 3.5 \cdot (A_{c0} / A_{eff}), \quad (9.9)$$

где A_{eff} – площадь бетона внутри контура сеток, расположенных внутри площади A_{c1} ;

φ_0 – коэффициент эффективности косвенной арматуры

$$\varphi_0 = \frac{1}{0.23 + \psi}; \quad \text{при } \psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}; \quad (9.10)$$

ρ_{xy} – процент армирования сетками объема

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s}; \quad (9.11)$$

n, A_s, l, s – количество, площадь сечения, длина стержней, шаг сеток.

9.3 Расчет на отрыв (местное растяжение)

Отрыв может быть, если нагрузка приложена по нижней грани или в пределах высоты сечения.

$$F \left(1 - \frac{d_z}{d}\right) \leq \sum (f_{yotd} \cdot A_{sot}) \quad (9.12)$$

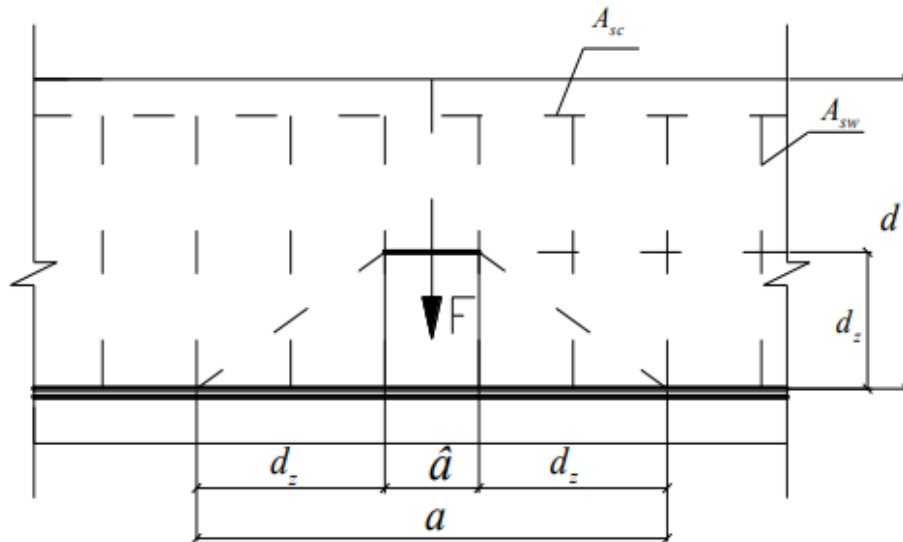


Рис. 9.2 Схема распределения усилий

$\sum (f_{yotd} \cdot A_{sot})$ – сумма усилий, воспринимаемых поперечными стержнями на длине a зоны отрыва.

9.4 Расчет на продавливание (местный срез)

Продавливание (местный срез) характерен при приложении нагрузки на локальном участке.

Прочность на продавливание определяется сопротивлением элемента вдоль критического периметра (смотри рис. 9.3).

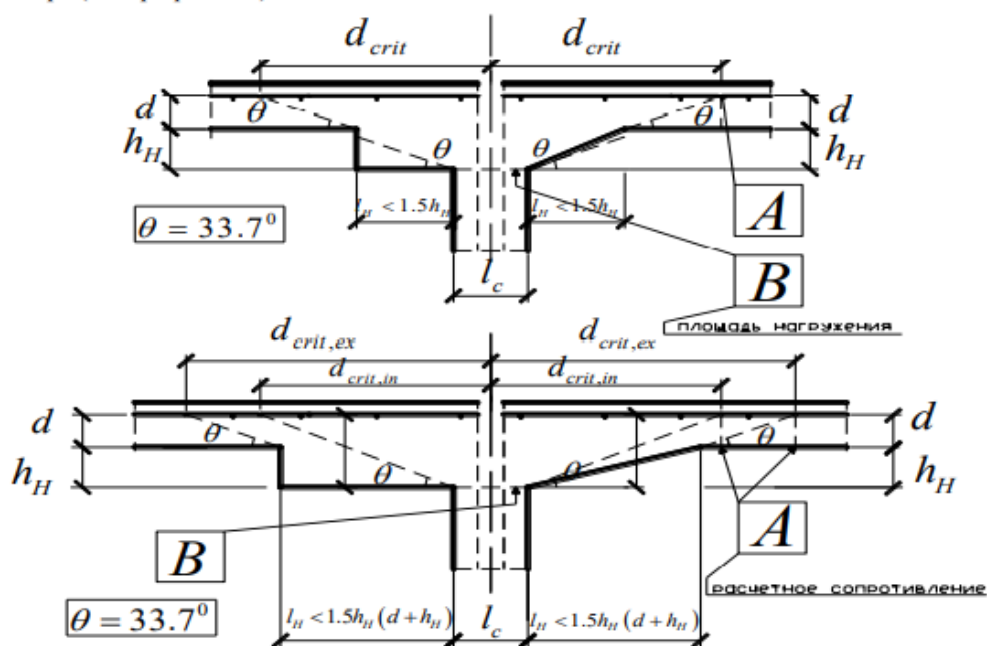


Рис. 9.3 Расчетные модели на продавливание

Предлагаемая методика расчета справедлива, если площадь приложения нагрузки не более:

- круговых с диаметром не более $3.5a$;
- прямоугольных с периметром не более $11d$ и $l/b \leq 2$.

Расчетный или критический периметр определяется углом θ и расположен на расстоянии $1.5d$ от грани площадки передачи нагрузки согласно рис. 9.3.

Расчет ведем из условия восприятия бетоном перерезывающей силы по периметру расчетного сечения.

$$V_{sd} < V_{Rdc} = \left[0.15 \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.1 \sigma_{cp} \right] \cdot d, \quad (9.13)$$

при условии, что $V_{Rdc} < (0.5 f_{ctd} 0.1 \sigma_{cp}) \cdot d$,

где V_{sd} – погонная поперечная сила от нагрузки.

$$V_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u}, \quad (9.14)$$

k – учитывает масштабный фактор,

$$k = 1 + \sqrt{200/d_{cp}} \leq 2 \quad (d_{cp} \text{ в мм}), \quad (9.15)$$

u – длина критического периметра.

Используются средние значения параметров, так как продавливание происходит по осям X и Y:

$$d_{cp} = 0.5(d_x + d_y); \quad \rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02; \quad \sigma_{cp} = 0.5(\sigma_{cx} + \sigma_{cy}).$$

Площадь продольной арматуры по осям X и Y должна быть не менее 0.002 площади критического сечения соответствующего направления.

Если условие (9.13) не выполняется, следует ставить поперечную арматуру в виде вертикальных хомутов или отгибов, устанавливаемых под углом $\alpha (\alpha \geq 45^\circ, \alpha \leq 90^\circ)$, при этом толщина плиты должна быть не менее 200мм. Порядок действий при этом должен быть следующий.

Возможность установки поперечной арматуры в данном сечении определится

$$V_{sd} \leq 1.5 \cdot V_{Rd,x}, \quad (9.16)$$

при V_{sd} и V_{Rd} по формулам (9.13) и (9.14).

Проверяем прочность плиты из условия раздавливания бетона сжатой зоны по периметру u_0 (для крайних колонн $u_0 = C_x + 3d \leq C_x + 2C_y$, Ж для средних колонн $u_0 = 3d \leq C_x + 2C_y$).

$$V_{sd0} = \frac{V_{sd}}{u_0} \leq 0.5v f_{cd} \cdot d \quad (9.17)$$

Прочность плит с поперечной арматурой проверяется по условиям:

$$V_{sdi} \leq V_{Rd, syi}; \quad (9.18)$$

$$V_{sda} \leq V_{Rd, ca}, \quad (9.19)$$

где V_{sdi} и V_{sda} – поперечная сила, действующая по периметрам i и a .

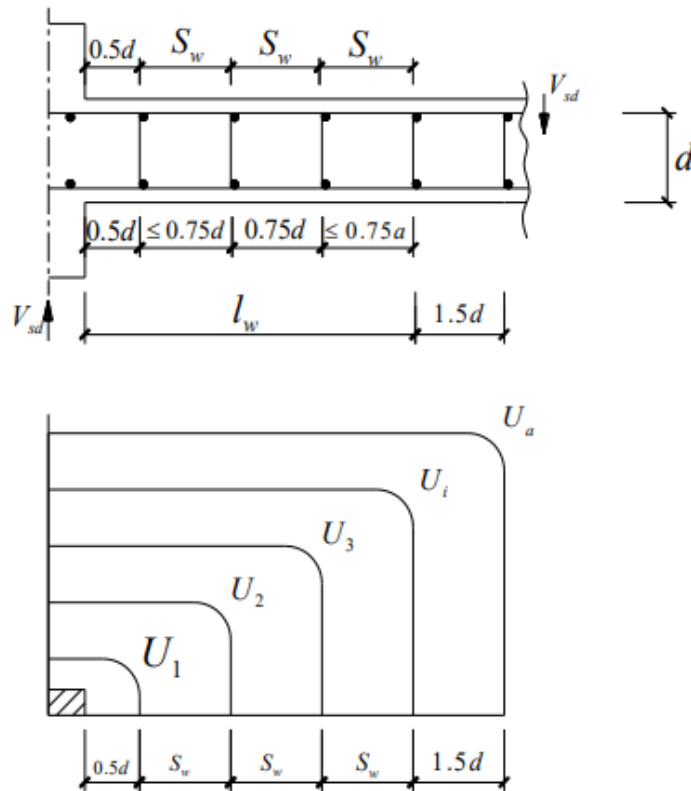


Рис. 9.4 К расчету поперечных хомутов

Значения $V_{Rd, syi}$ и $V_{Rd, ca}$ определяются:

$$V_{Rd, sy} = V_{Rd, c} + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{u_1}; \quad (9.20)$$

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{u_i \cdot s_w}; \quad (9.21)$$

$$V_{Rd,ca} = 0.75 \cdot V_{Rd,c}, \quad (9.22)$$

A_{sw} – площадь поперечных стержней, расположенных вдоль периметра.

Поперечное армирование, устанавливаемое в зоне продавливания, должно удовлетворять условию:

$$\rho_{swi} = \frac{A_{swi}}{s_w \cdot u_i} \geq \rho_{sw,min}; \quad (9.23)$$

$$\rho_{sw,min} = 0.16 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}. \quad (9.24)$$

Производится проверка прочности плиты на действие минимальных погонных изгибающих моментов m_{sdx} и m_{sdy} :

$$m_{sdx} = \eta \cdot V_{sd}; \quad (9.25)$$

$$m_{sdy} = \eta \cdot V_{sd}, \quad (9.26)$$

при значениях η по табл. 7.7 [1].

Тема №10 Расчет железобетонных элементов по прочности на действии крутящих моментов

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 10.1 Расчет на основе модели пространственного сечения
- 10.2 Расчет на основе модели пространственной фермы
- 10.3 Конструктивные требования

Случай совместного действия M_{sd} и V_{sd} с одной плоскости с дополнительным (крутящим) моментом, действующим в другой плоскости весьма специфичен и в предельной стадии характеризуется разрушением по спиральным трещинам после достижения бетоном сжатой зоны предельных напряжений в сочетании с появлением предельных напряжений в продольной и (или) поперечной арматуре.

10.1 Расчет на основе модели пространственного сечения

В общем виде расчет может быть выполнен по деформационной модели. Практически используют упрощенный подход. Схема действующих усилий дана на рис. 10.1

Должно выполняться условие

$$T_{sd} \leq 0.1 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b^2 \cdot h \quad (10.1)$$

Значение f_{cd} принимать не выше, чем для класса C25/30.

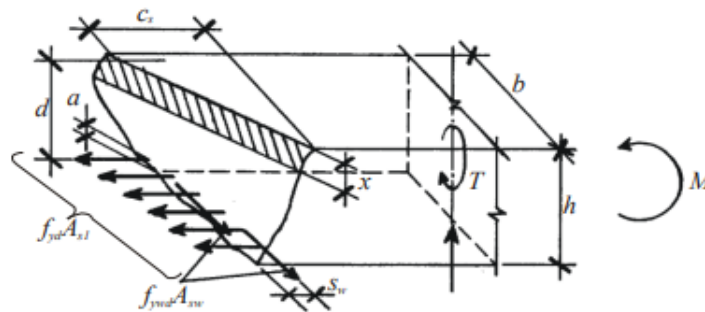


Рис. 10.1 Схема усилий в пространственном сечении

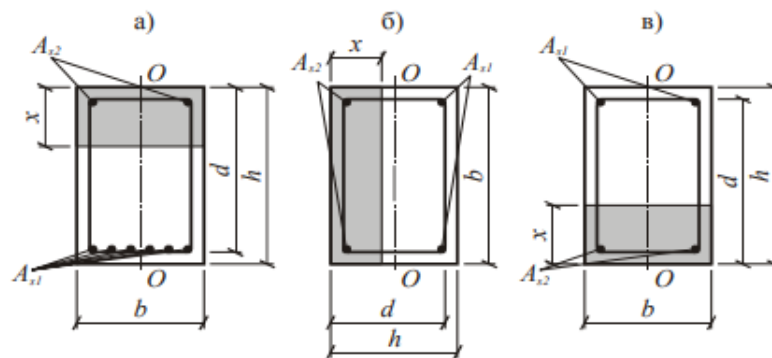


Рис. 10.2 Расчетные положения сжатой зоны пространственного сечения

Расчет пространственного сечения выполняется по условиям

$$T_{sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \frac{1 + \eta_w \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + \chi} \cdot (d - 0.5 \cdot x), \quad (10.2)$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x. \quad (10.3)$$

Из-за разного соотношения усилий T_{sd} , M_{sd} и V_{sd} положение сжатой зоны будет иметь разное положение (см. рис. 10.2).

В формуле (10.2) использованы следующие обозначения:

$$\delta = b / (2 \cdot h + b);$$

$\lambda = c_s / b$, где c_s – длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону на продольную ось, но не более $(2h+b)$.

Значения χ и η_q учитывают соотношение между действующими усилиями T_{sd} , M_{sd} и V_{sd} и принимаются:

$$-\chi = 0, \eta_q = 1 \text{ при значении } M_{sd} = 0;$$

$$-\chi = M_{sd} / T_{sd}, \eta_q = 1 - \text{при расчете по 1 схеме (рис. 10.2а);}$$

$$-\chi = 0, \eta_q = 1 + V_{sd} \cdot h / (2 \cdot T_{sd}) - \text{тоже по 2-ой схеме;}$$

$$-\chi = -(M_{sd} / T_{sd}), \eta_q = 1 - \text{тоже по 3-ей схеме;}$$

Коэффициент η_w характеризует соотношение A_{sw} и A_{s1} .

$$\eta_w = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot b}{A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot S}, \quad (10.4)$$

$$1.5 \left(1 - \frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right) > \eta_w > \frac{0.5}{1 + 0.5 \cdot M_{sd} / (\eta_w \cdot M_{Rd})}, \quad (10.5)$$

при $M_{sd} = 0$ – для 2-ой схемы (см. рис. 10.2 б);

при $M_{sd} = -M_{sd}$ – для 3-ей схемы (см. рис. 10.2 в).

Если выполняется условие

$$T_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{sd} \cdot b, \quad (10.6)$$

то вместо расчета по 2-ой схеме следует проверить условие

$$V_{sd} \leq V_{sw} + V_{cd} - \frac{3 \cdot T_{sd}}{b}. \quad (10.7)$$

10.2 Расчет на основе модели пространственной фермы

Принимаемая к расчету модель дана на рис.10.3 и включает: верхний и нижний пояс – из продольной арматуры, решетка – сжатые бетонные подкосы, образованные диагональными трещинами и растянутые раскосы из поперечной арматуры.

Сплошное сечение заменяется коробчатым. Открытое сечение делят на части и каждую рассматривают как коробчатую, а прочность берут как сумму. Допускается не учитывать крутящий момент, если

$$T_{sd} < 0.25 \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{U}, \quad (10.8)$$

где A – полная площадь коробчатого сечения, а U – его наружный периметр.

При расчете должно выполняться условие

$$T_{sd} \leq T_{Rd1}, \quad (10.9)$$

$$T_{sd} \leq T_{Rd2}. \quad (10.10)$$

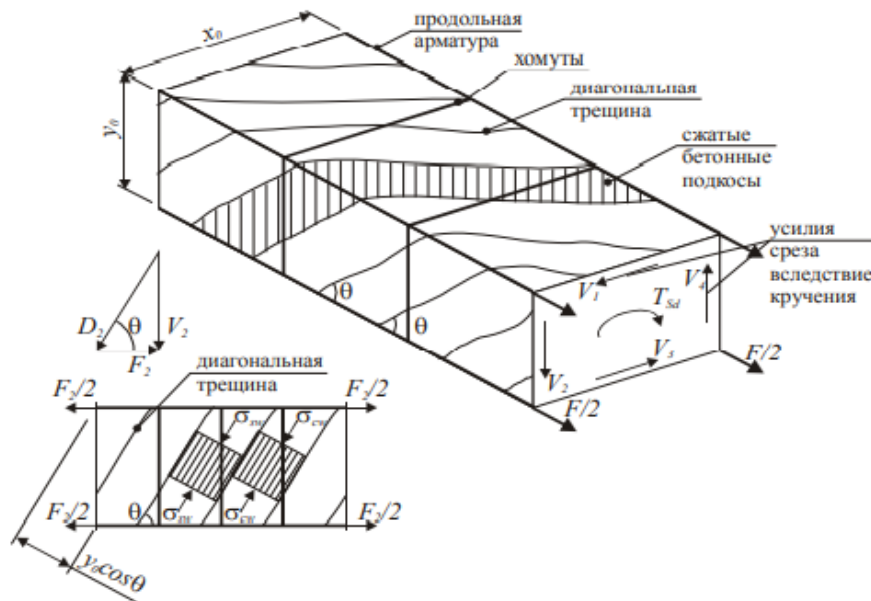


Рис. 10.3 Расчетная модель пространственной фермы

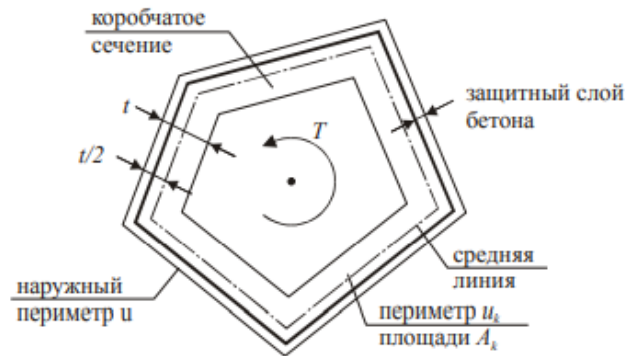


Рис. 10.4 Схема сечения элемента, работающего на кручение

Предельный крутящий момент (T_{Rd1}), который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами

$$T_{Rd1} = \frac{2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (10.11)$$

где $t \leq A/U$ и не менее двойной толщины защитного слоя бетона A_s .

v – коэффициент снижения прочности бетона, пересеченного диагональными трещинами.

$$v = 0.7 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \geq 0.35 \quad (10.12)$$

Прочность сечения на кручение T_{Rd2} определится

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{S} \cdot \cot \theta \quad (10.13)$$

Дополнительная площадь продольной арматуры (A_s) для восприятия T_{sd}

$$A_s \cdot f_{yd} = T_{Rd2} \cdot \frac{U_k}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \theta \quad (10.14)$$

При проверке прочности сечения (армирование известно) значения θ и T_{Rd2} определяются:

$$\tan^2 \theta = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} / S}{A_s \cdot f_{yd} / U_k}, \quad (10.15)$$

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot \sqrt{\left(\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S}\right) \cdot \left(\frac{A_s \cdot f_{yd}}{U_k}\right)}. \quad (10.16)$$

Обеспечение прочности сечения работающего на кручение с изгибом.

Следует установить дополнительное армирование на восприятие T_{sd} , а шаг и размещение поперечной арматуры определяется общими требованиями при действии M_{sd} , V_{sd} , N_{sd} и T_{sd} .

Напряжения в бетоне от главных сжимающих напряжений от изгиба и касательных напряжений $\tau_{sd} = T_{sd} / (2 \cdot A_k \cdot t)$ не должны быть более $\alpha \cdot f_{cd}$.

При действии T_{sd} и V_{sd} должны выполняться условия:

– для сплошного сечения

$$\left(\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd\max}}\right)^2 \leq 1 \quad (10.17)$$

– для коробчатого сечения

$$\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}} + \frac{V_{sd}}{V_{Rd,\max}} \leq 1 \quad (10.18)$$

Напряжения в стенке коробчатого сечения в этом случае должно быть не более $\sigma_c = \nu \cdot f_{cd}$

10.3 Конструктивные требования

Для полного использования поперечной арматуры, она должна крепится к продольной арматуре, установленной в каждом углу.

В элементах, работающих на кручение, хомуты (спирали) должны образовывать замкнутый контур.

Анкеровка поперечной арматуры в бетоне обеспечивается посредством отгиба концов под $\alpha = 135^\circ$. Шаг поперечной арматуры должен быть не более $U/10$ и 300мм . Продольная арматура, воспринимающая усилия от кручения должна располагаться равномерно (шаг $\leq 300\text{мм}$) по внутренней поверхности хомутов; иметь диаметр не менее 10 мм и $0.04S_w$; заводиться за точку теоретического обрыва не менее чем на $(b+d)$.

Допускается не устанавливать дополнительную расчетную арматуру для восприятия усилий от кручения и среза (кроме минимального), если выполняются условия

$$T_{sd} \leq V_{sd} \cdot b_w / 4.5, \quad (10.19)$$

$$V_{Rd,ct} \geq V_{sd} \left(1 + \frac{4.5 T_{sd}}{V_{sd} \cdot b_w}\right). \quad (10.20)$$

Тема №11 Статический расчет балок и плит по методу предельного равновесия

Перечень рассматриваемых вопросов:

- 11.1 Общие положения
- 11.2 Понятие о пластическом шарнире
- 11.3 Перераспределение усилий (моментов) в неразрезных балках
- 11.4 Перераспределение усилий (моментов) в плитных конструкциях

11.1 Общие положения

1. Традиционный расчет усилий в статически неопределимых конструкциях (СНК) методом строительной механики предполагает, что конструктивные элементы упруги, а их жесткости не зависят от величины и длительности усилий. В реальных строительных конструкциях развиваются неупругие деформации, появляются трещины, нарушается сцепление с арматурой и т. д. В силу этого напряженно-деформированное состояние при эксплуатации отличается, потому что неупругие деформации и начальные напряжения ведут к перераспределению усилий, влияя на прочность, жесткость и трещиностойкость.

2. Перераспределение усилий либо способствует росту несущей способности либо нет, но может привести к экономии материалов.

3. Предпосылки метода предельного равновесия таковы:

3.1. Деформации строительных конструкций до исчерпания несущей способности должны быть достаточно малы, чтобы пренебречь изменением геометрических величин, входящих в условия равновесия.

3.2. Усилия в элементах строительных конструкций должны быть ограничены предельными условиями, с достижением которых деформации этих элементов могут возрасти.

3.3. Проектировать строительные конструкции следует так, чтобы избежать разрушения по наклонному сечению (срез сжатой зоны, раздавливание сжатой полосы), так как перераспределение может увеличить поперечные силы. Рекомендуется назначать количество поперечной арматуры больше на 30...40%.

3.4. Применять для армирования мягкие стали с физической площадкой текучести, допускающих большие деформации в пластических шарнирах.

3.5. Проектировать сечение с пластическим шарниром, исключив разрушение по сжатой зоне (рекомендуется принимать $\xi \leq 0.35$).

3.6 Не допускать, чтобы усилия после перераспределения и в основной системе не отличались более чем на 30% из-за чрезмерного раскрытия трещин.

3.7 Арматура должна иметь сцепление с бетоном.

11.2 Понятие о пластическом шарнире

Зоны стержневого элемента с большими трещинами и деформациями в состоянии предельного равновесия называют пластическими шарнирами (ПШ), а в плоских элементах - линиями изгиба или линейными пластическими шарнирами. Они переводят СНС в статически определимую, в которой наблюдается рост деформаций без увеличения нагрузки.

В статически определимой СК появление ПШ вызывает взаимный поворот частей балки, развивается прогиб, сокращается высота сжатой зоны, где σ_c достигают αf_{cd} и наступает разрушение. В СНК появление ПШ не приводит к чрезмерным перемещениям, этому препятствуют лишние связи. Разрушение произойдет только после появления (n+1) шарниров.

В СНК рост нагрузки ведёт к дополнительным деформациям, перераспределению усилий, но значение $M = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot z$ не изменится, так как z практически неизменно.

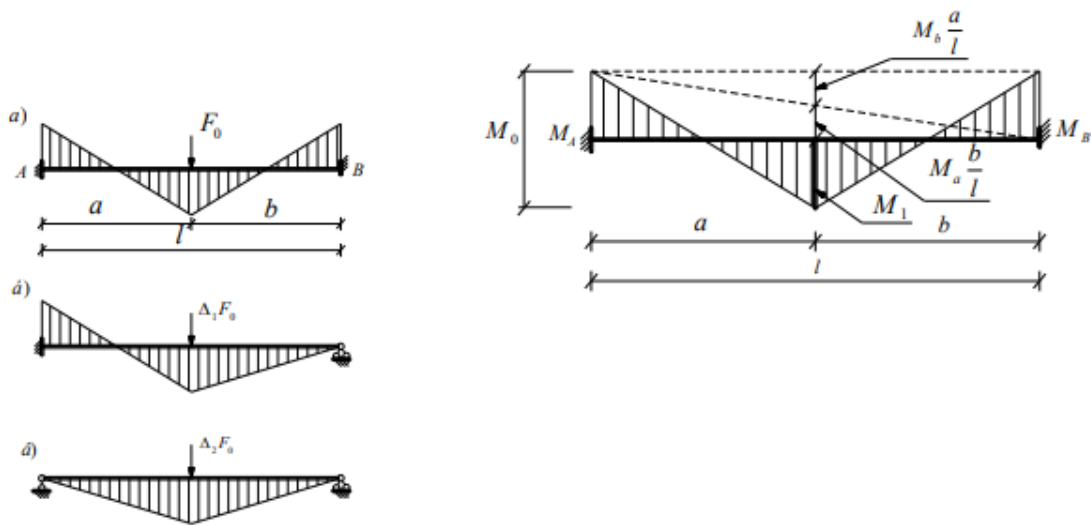


Рис. 11.1 Перераспределение усилий в статически неопределимой балке

$$F = F_0 + \Delta_1 F_1 + \Delta_2 F_2 \quad (11.1)$$

В методе предельного равновесия усилия (M) можно найти статическим или кинематическим способом.

Статический способ Рекомендуется для расчёта стержневых систем. Определяется наибольшая нагрузка (усилие), при которой возможно соблюдение условий равновесия статики и предельных условий – ограничение для всех элементов системы.

$$M_1 = M_0 - M_A \cdot \frac{b}{l} - M_B \cdot \frac{a}{l} \quad (11.2)$$

Т.е. значение пролётного момента не зависит от соотношения опорных и пролётного моментов.

Кинематический способ

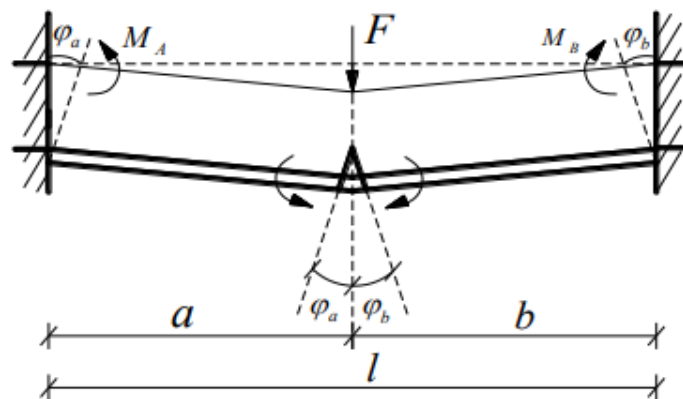


Рис. 11.2 Схемы усилий в статически неопределимой балке после появления пластических шарниров.

В предельной стадии балку рассматриваем как систему жёстких блоков, соединённых пластическими шарнирами.

Прогиб балки равен a_k , а работа $A_F = F \cdot a_k$.

Углы поворота звеньев: $\varphi_a = \operatorname{tg} \varphi_A = a_k / a$.

Вертикальная работа внутренних усилий изгибающих моментов в пластических шарнирах определится

$$A_M = \sum \varphi \cdot M = (\varphi_a + \varphi_b) \cdot M_1 + \varphi_a \cdot M_A + \varphi_b \cdot M_b. \quad (11.3)$$

С учетом значений φ_a и φ_b получим

$$A_M = a_k \cdot \left(\frac{M_1 \cdot l}{a \cdot b} + \frac{M_a}{a} + \frac{M_b}{b} \right). \quad (11.4)$$

При $A_F = A_M$ получим

$$F \cdot a_k = a_k \cdot \left(\frac{M_1 \cdot l}{a \cdot b} + \frac{M_a}{a} + \frac{M_b}{b} \right). \quad (11.5)$$

Разделим на a_k , умножим $a \cdot b / l$ и получим

$$\frac{F \cdot a \cdot b}{l} = M_0 = M_1 + \frac{M_a \cdot b}{l} + \frac{M_b \cdot a}{l}. \quad (11.6)$$

Получим тот же результат, что и в статическом способе.

11.3 Перераспределение усилий (моментов) в неразрезных балках

При проектировании СНК исходят из рационального распределения арматуры между опорными и пролетными сечениями, т. е. предварительно устанавливают соотношение моментов, места появления и очередность пластических шарниров. В частности это позволяет унифицировать армирование в стыках сборных железобетонных конструкций над опорами монолитных конструкций и т. д.

Для определения усилий в неразрезной балке выполняют расчет по упругой схеме по одному из вариантов.

Вариант А. От постоянной нагрузки и от временной нагрузки с варьированием ее положения в разных пролетах и построением всех эпюр на одной оси по принципу $G + Q_i$.

Вариант Б. От постоянной нагрузки и от временной нагрузки, расположенной через пролет по двум вариантам для определения максимальных усилий в пролетах и построением всех эпюр на одной оси по принципу $G + Q_i$.

Построенные эпюры подвергаются выравниванию посредством добавления треугольных эпюр, разных по знаку и значению опорной ординаты. При этом изменение усилия, вычисленного по упругой схеме, допускается не более чем на 30 %.

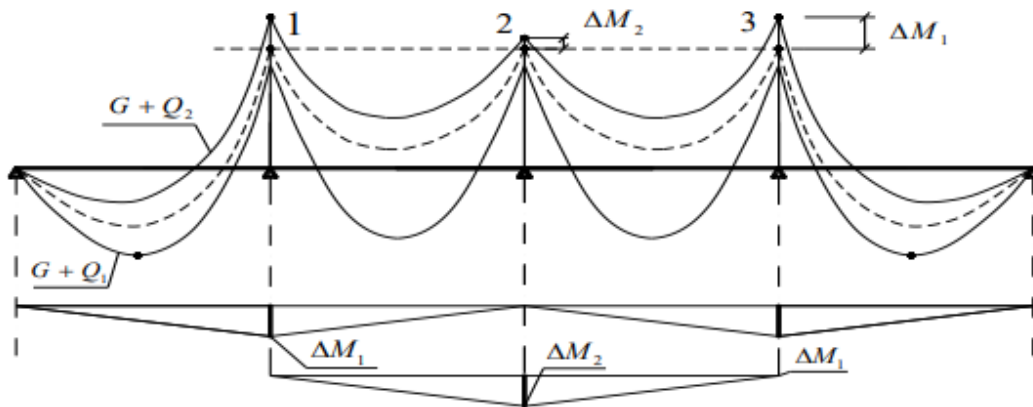


Рис. 11.3 Выравнивание опорных моментов в неразрезной балке

11.4 Перераспределение усилий (моментов) в плитных конструкциях

Плиты делятся на балочные и работающие в двух направлениях (П2Н).

Балочные плиты – прямоугольные, с соотношением сторон $l_2 / l_1 \geq 3$. В расчете балочные плиты рассматриваются в виде полосы ($b=1\text{ м}$), вырезанной вдоль короткой стороны.

Плиты, работающие в двух направлениях: прямоугольные с $l_2 / l_1 < 3$ нагруженные равномерной нагрузкой, неравномерной нагрузкой, круглые, кольцевые и безбалочных перекрытий.

Несущая способность П2Н определяется по методу предельного равновесия, предполагая, что плита разламывается (по линиям излома пластическими шарнирами) на плоские звенья с раскрытием трещин по нижней или верхней сторонам плиты (положительные и отрицательные линии излома соответственно).

Схема излома должна удовлетворять следующим требованиям:

- сеть положительных и отрицательных линий излома, если они образованы в одной плите, должна разделять (каждая из них) плиту на выпуклые многоугольники;
- сеть излома должна представлять собой однократно изменяемую систему, причем ее возможные перемещения д. б. согласованы с условиями закрепления плиты.

На рис. 11.4 дана схема линий излома плиты П2Н и действующих усилий.

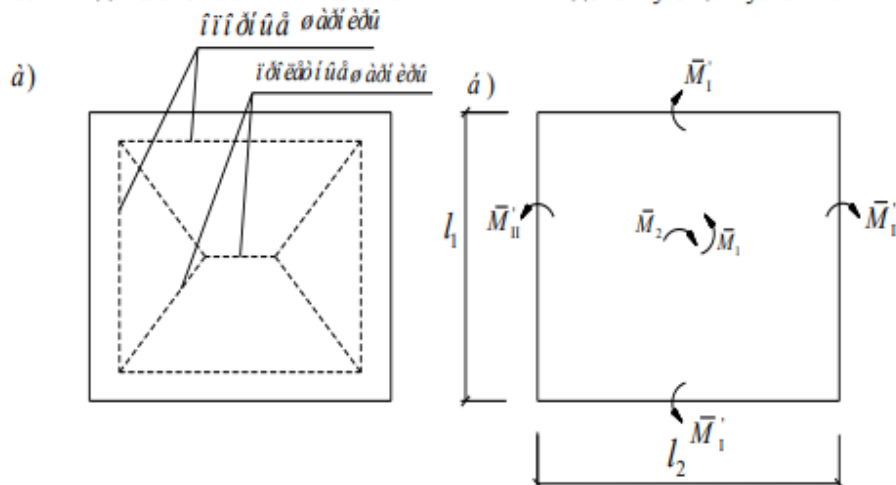


Рис. 11.4 Схема расположения пластических шарниров(а) и действия опорных пролетных моментов

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плита в предельном состоянии рассматривается как система плоских звеньев, соединенных пластическими шарнирами. Составляют уравнение работ внешних и внутренних сил (рис. 11.5).

Перемещение звеньев превращает плоскую поверхность плиты в поверхность пирамиды высотой f . Тогда

$$\varphi = \tan \varphi = 2f / l_1. \quad (11.7)$$

Работа внешних сил (нагрузки) при перемещении запишется как произведение нагрузки (q) на объем пирамиды (A)

$$A \cdot q = q \cdot V = \frac{q \cdot l_1 \cdot (3 \cdot l_2 - l_1)}{6}. \quad (11.8)$$

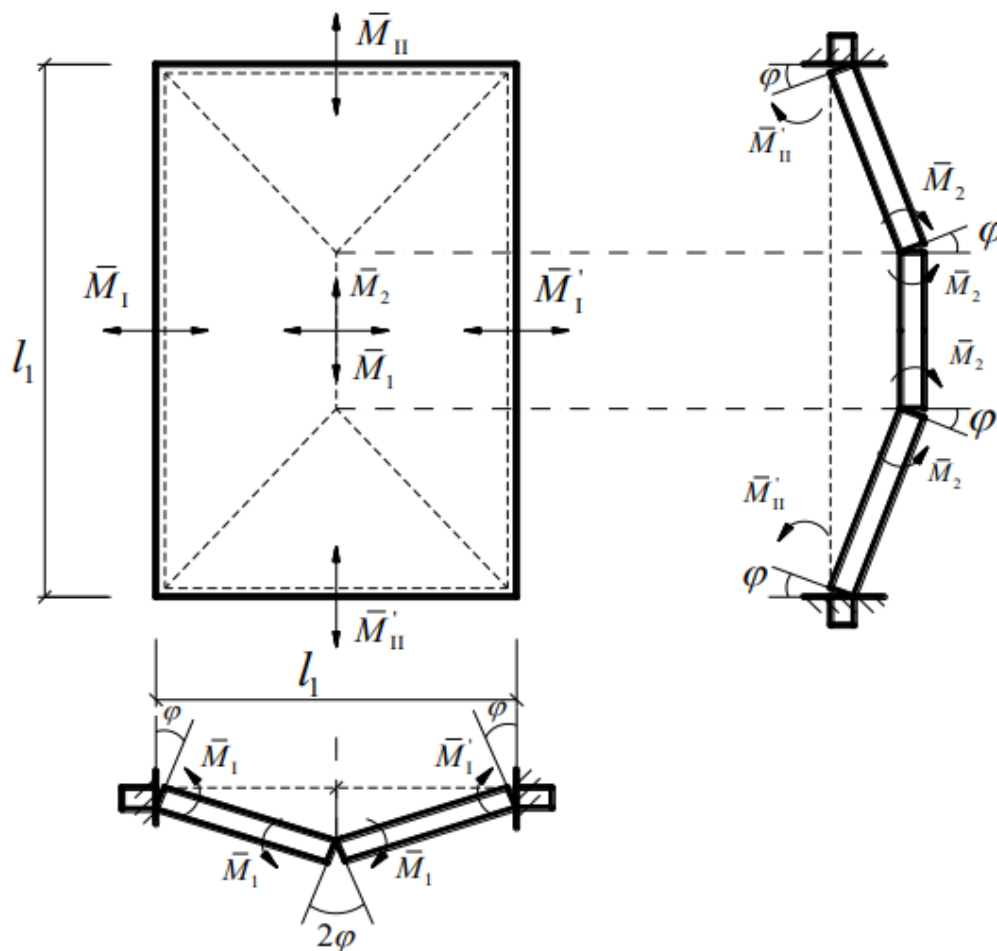


Рис. 11.5 К расчету плит, опертых по контуру, по методу предельного равновесия

Работа внутренних сил определится как работа моментов на соответствующие углы поворота

$$A_M = \sum M_i \cdot \varphi = (2 \cdot \varphi \cdot \bar{M}_1 + \varphi \cdot \bar{M}_I + \varphi \cdot \bar{M}_I') \cdot l_2 + (2 \cdot \varphi \cdot \bar{M}_2 + \varphi \cdot \bar{M}_{II} + \varphi \cdot \bar{M}_{II}') \cdot l_1 \quad (11.9)$$

Приравняв $A_q = A_M$ и при $\varphi = 2 \cdot f / l_1$ получим

$$\eta \cdot \frac{q \cdot l_1^2}{12} \cdot (3 \cdot l_2 - l_1) = 2 \cdot \bar{M}_1 + 2 \cdot \bar{M}_2 + \bar{M}_I + \bar{M}_I' + \bar{M}_{II} + \bar{M}_{II}', \quad (11.10)$$

где l_1 – расчетный пролет (при окаймлении балками – в свету, при свободном опирании – добавить по $0.5 \cdot h_{ns}$ с каждой стороны);

$\eta = 0.8$ (при $l_2 / l_1 \leq 1.5$) и $\eta = 0.9$ (при $l_2 / l_1 \leq 2$).

Величина моментов определится как произведение площадей поперечного сечения арматуры, пересекающей соответствующие линии излома. Например:

$$\bar{M}_1 = \sum A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1, \quad (11.11)$$

где $\sum A_{s1}$ – общая площадь стержней, пересекающих пролетные линии излома.

По экономическим и конструктивным соображениям принимаем:

- при армировании отдельными стержнями или плоскими сетками соотношение площадей поперечной арматуры на *l м.п.* плиты (f_{s2} / f_{s1}) по таблице 11.1 в зависимости от l_2 / l_1 ;
- тоже при армировании рулонными сварными сетками при $l_2 / l_1 > 1.5$;
- при армировании рулонными сетками при $l_2 / l_1 \leq 1.5$ следует принимать $f_{s2} / f_{s1} = 1$;
- соотношение площадей пролетной и опорной арматуры на *l м.п.* сечения (f_{sd} / f_{s1} ; f'_{sd} / f_{s1} ; f_{sll} / f_{s2} ; f'_{sll} / f_{s2}) рекомендуется принимать в пределах 1...2.5 (для средних пролетов ближе к 2.5).

Таблица 11.1 Рекомендуемые соотношения площадей арматуры в пролете

$\frac{l_2}{l_1}$	1	1.1	1.2	1.3	1.5	1.7	1.8	1.9	2.0
$\frac{f_{s2}}{f_{s1}}$	1-0.8	0.9-0.7	0.8-0.6	0.7-0.5	0.65-0.35	0.45-0.25	0.4-0.2	0.35-0.2	0.2-0.15

Тема №12 Предельное напряжение конструкции

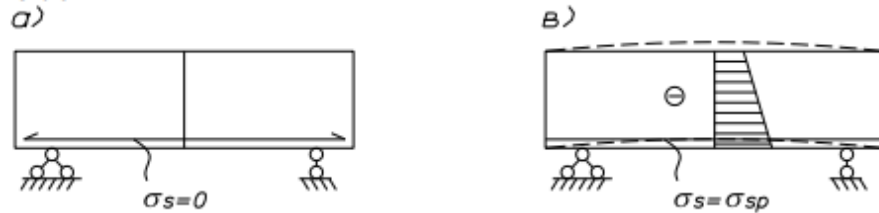
Перечень рассматриваемых вопросов:

- 12.1 Идея создания преднапряжения арматуры.
- 12.2 Методы создания преднапряжения.
- 12.3 Потери преднапряжения в арматуре.
- 12.4 Расчет ПЖБК в начальной стадии.
- 12.5 Особенности расчета ПЖБК по предельным состояниям I и II групп.
- 12.6 Конструктивные требования.

12.1 Идея создания преднапряжения арматуры

Т.к. прочность бетона на растяжение значительно ниже прочности на сжатие, то разрыв (появление трещин) бетона способствует снижению жесткости и долговечности конструкций. Искусственное создание в бетоне строительных конструкций напряжений сжатия (обжатия) получило название предварительного напряжения конструкций (рис. 12.1)

стадия изготовления



стадия эксплуатации



Рисунок 12.1. Распределение напряжений в балке с обычной арматурой (а, б) и с преднапряженной арматурой (в, г).

Эффективность преднапряжения арматуры можно увидеть анализируя деформации этих балок (на рис. 12.2.)

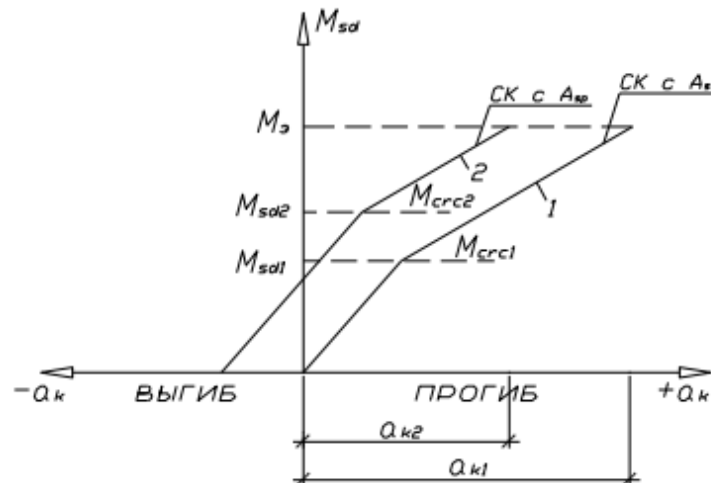


Рисунок 12.2. Поведение элементов с A_s (1) и A_{sr} (2) под нагрузкой.

Объем и перспективы применения преднапряженных конструкций зависит от их эффективности, т.е. от присущих им достоинств и недостатков.

Преднапряжение арматуры, позволяет:

- снизить расход стали, т.к. используют высокопрочную арматуру;
- увеличить сопротивление конструкций образованию трещин в бетоне;
- ограничить ширину раскрытия трещин;
- увеличить жесткость конструкции;
- снизить собственный вес конструкций;
- повысить устойчивость сжатых элементов;
- повысить выносливость конструкций работающих под воздействием многократно повторяющихся нагрузок.

Недостатки преднапряженных конструкций:

- использование высокопрочной арматуры;
- необходимость использования специального оборудования;
- более жесткие требования при организации эксплуатации.

Исторически развитие преднапряженного железобетона складывалось по следующим датам:

- идея поперечного обжатия – набивка оброчей на деревянную бочку;
- 1886 г. (П.Х. Джексон, США) – патент на мост с напряженными (работающими на растяжение) анкерами заанкеренных винтовой нарезкой или клиньями.
- 1888 г. (В. Деринг, Германия) – патент на изготовление плит с анкером натянутой проволоки для уменьшения раскрытия трещин;
- 1896 г. (И. Мандель, Австрия) – высказал мысль о создании противодействия напряжениям от нагрузки, посредством предварительного напряжения;
- 1910 г. (Зигварт, Швейцария) – обматывая бетонные трубы проволокой (с $\sigma_s=625$ МПа) увеличивает их водонепроницаемость;
- 1922 г. (У.Х. Хьюэтт, США) – исключает растягивающие напряжения в круглом резервуаре при помощи натянутых проволок;
- 1923 г. (Р.Х. Дилл, США) – предлагает натяжение проволок с защитным покрытием на затвердевший бетон;
- 1939 г. (Ф. Дишингер, Германия) – публикует работу об исследованиях усадки и ползучести;
- 1939 г. (Ф. Эмпергер, Австрия) – установка в конструкции двух видов арматуры с преднапряжением и без;
- 1940 г. (Пакистан) – впервые выполнена цилиндрическая оболочка с преднапряженной арматурой;
- 1941 г. (Австрия, Германия и т.д.) – выпуск железнодорожных шпал с преднапряженной арматурой;
- 1942 г. (К.Б. Бильнер, США) – обмазка арматуры составом с серой и ее, преднапряжение при нагревании в уже набравшем прочность бетоне;
- 1943 г. (Э. Мерш, Германия) – первая книга о преднапряженном железобетоне.

Ф. Леонард сформулировал 10 заповедей инженера создающего преднапряженную конструкцию:

1. Предварительное напряжение означает сжатие. Сжатие возможно лишь там, где возможно укорочение;
2. Изменение оси напрягаемого элемента ведет к появлению боковых составляющих усилия;
3. Уровень создаваемых в бетоне напряжений сжатия должен быть оправдан.
4. Проектируй так, чтобы в конструкции при действии постоянной нагрузки не возникали растягивающие напряжения;

5. Используй на участках передачи усилий на бетон ненапрягаемую арматуру, преимущественно поперечную;
6. Высокопрочная сталь более чувствительна к коррозии, надрезам, изгибам, температуре.
7. Методика бетонирования должна исключить дефекты, которые скажутся на преднапряжении арматуры;
8. До натяжения арматуры проверь - может ли конструкция деформироваться беспрепятственно в направлении ее обжатия.
9. Подвергай длинные элементы частичному обжатию в раннем возрасте для устранения трещин от усадки и температуры.
10. Нагнетай качественный раствор в подготовленные каналы с фиксируемым давлением.

12.2 Методы создания преднапряжения

На практике используется три основных метода:

- 1) преднапряжение арматуры на упоры;
- 2) натяжение арматуры на имеющий прочность бетон.
- 3) преднапряжение арматуры имеющей сцепление с бетоном при расширении его структуры.

Реализация этих методов выполняется следующими способами:

- 1) Механический – создание усилий в арматуре посредством приложения усилий создаваемого любым механизмом (домкрат, лебедка, и т.д.).
- 2) Электротермический (электротермомеханический) – за счет упругих деформаций арматуры зафиксированных анкерами после их получения посредством нагревания до критической температуры.
- 3) Физико-химический – создание усилий за счет протекания процессов расширения материала.
- 4) Комбинированный.

Конструкции с преднапряженной арматурой можно разделить по принципу действия напряженного армирования: одноосно -, двух - и трехосно предварительно напряженные (В.В. Михайлов)

Ф. Леонард предложил их классификацию по степени преднапряжения, оцениваемого при действии эксплуатационной нагрузки:

- полное предварительное напряжение – напряжение в бетоне на уровне ц.т. арматуры равно нулю;
- ограниченное предварительное напряжение – растягивающие напряжения в бетоне не превышают допустимых значений;
- частичное предварительное напряжение – ограничением является нормируемое раскрытие трещин.

12.3 Потеря предварительного напряжения в арматуре

Величина предварительного напряжения в арматуре должна определяться из условия, что деформации арматуры на стадии изготовления (с учетом потерь) в сумме с приращением деформаций от нагрузки не превышают полных деформаций (рис. 12.3).

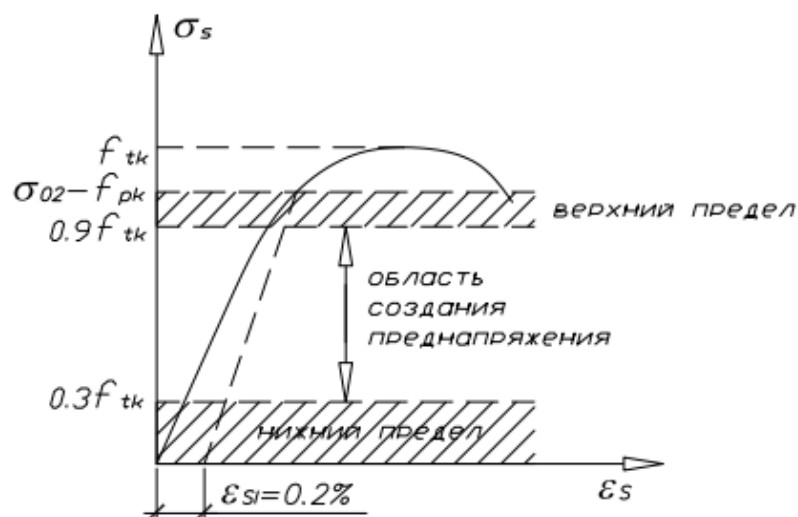


Рисунок 12.3. К определению величины предварительного напряжения арматуры.

$$\sigma_{o\max} + p \leq k_p f_{pk}; \sigma_{o\max} - p \geq k_p f_{pk} \quad (12.1)$$

при $k_p = 0.9$ и $k_p = 0.8$ для стержневой и проволочной арматуры соответственно

$p = 0.05 \cdot \sigma_{o\max}$ (при механическом способе преднапряжения)

$p = 30 + 360/l$ (при электротермическом способе преднапряжения)

При расчете прочности по методу предельных усилий (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне) и $\xi \leq \xi_{lim}$ расчетное сопротивление арматуры следует принимать равным $\eta_{sn} \cdot f_{pk}$

$$\eta_{sn} = \eta - (\eta - 1) \cdot (2\xi / \xi_{lim} - 1) \leq \eta \quad (12.2)$$

при $\eta = 1.15$ (для S800), $\eta = 1.10$ (для S1200), $\eta = 1.15$ (для S1400)

При расчете по II группе предельных состояний необходимо выполнить следующие требования:

- ограничить величину напряжений в бетоне из условий: $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$ (верхняя граница ползучести), $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$ (возможность образования продольных трещин), $\sigma_c \leq 0$ (из долговечности);
- ограничить величину напряжений в арматуре из условия: $\sigma_p = 0.75 f_{pk}$ (напрягаемая арматура), $\sigma_s \leq 0.8 f_{pk}$;
- из условия $a_k \leq a_{lim}$ и $W_k \leq W_{lim}$

Созданная в арматуре величина предварительного напряжения непрерывно изменяется в меньшую сторону вследствие потерь, которые обусловлены как физико-химическими процессами, так и взаимодействием арматуры с бетоном. Их условно можно разделить на две группы.

Первые потери (группа А), развивающиеся на стадии изготовления.

Вторые потери (группа Б), развивающиеся после передачи усилия обжатия на бетон в течение всего периода эксплуатации.

Потери предварительного напряжения арматуры на стадии изготовления:

а) обусловленные трением:

- от внутреннего трения в натяжных устройствах;
- от трения в технологических захватах и об отгибающие устройства;
- от трения о стенки бетонных каналов;

б) технологические (при натяжении на упоры):

- от проскальзывания в технологических захватах;

- от частичной релаксации напряжений;
- от температурного перепада;
- от деформации упоров (или формы)

Потери, развивающиеся после передачи усилия обжатия на бетон:

- от проскальзывания в анкере (натяжение на бетон);
- вследствие развития упругих деформаций бетона;
- в результате длительной релаксации напряжений в арматуре;
- связанные с деформациями усадки бетона;
- связанные с деформациями ползучести бетона;
- связанные с длительными деформациями стыковых соединений;

При расчете конструкций принимают фактически происходящие потери, т.е. рассматривают реальную последовательность событий.

12.4 Расчет преднапряженных конструкций в начальной стадии

Усилие обжатия в общем случае определится к моменту времени ($t > t_0$);

- при натяжении на упоры и на бетон

$$P_{m,t} = P_{m,0} \cdot \sum \Delta P_i(t) \quad (12.3)$$

$$\text{но не более } P_{m,t} \leq 0.65 \cdot f_{pk} \cdot A_p \text{ и } P_{m,t} \leq P_o - 100 \cdot A_p \quad (12.4)$$

Значение $P_{m,0}$ (усилие обжатия при $t=t_0$) после (непосредственно) передачи усилия обжатия на бетон

$$P_{m,0} = \sigma_{pm,0} \cdot A_p \leq 0.75 \cdot f_{pk} \cdot A_p \quad (12.5)$$

$$\text{при } \sigma_{pm,0} = \sigma_{om} - \sum \Delta \sigma_{spi} \quad (12.6)$$

$\sigma_{pm,0}$ - напряжение в арматуре с учетом потерь преднапряжения произошедших к моменту времени t_0

Напряжение в бетоне в момент передачи усилия обжатия должны быть не более:

- для элементов с натяжением арматуры на упоры: $0.60 \cdot f_{cm}$ (при осевом обжатии сечения); $0.75 \cdot f_{cm}$ (тоже при внецентренном);
- для элементов с натяжением арматуры на бетон: $0.50 \cdot f_{cm}$ (тоже при осевом); $0.65 \cdot f_{cm}$ (тоже при внецентренном)

Значение средней прочности $f_{cm}(t)$ должно быть не более $0.85 \cdot f_{code}^G$ (в возрасте 28 суток).

Прочность сечения в момент обжатия проверяется как внецентренно сжатого бетонного элемента (без учета случайного эксцентриситета). При наличии A_p и A_{p1} следует делать проверку как для бетонного элемента

$$N_{pd} = P_d = \gamma_p \cdot P_{m,0} \leq f_{cd} \cdot A_{cc} \quad (12.7)$$

при $\gamma_p = 1.2$

Проверку допускается не выполнять, если выполняются условия ограничения уровня сжимающих напряжений в бетоне, а $\sigma_{ct} \leq f_{ctd}$.

Проверка трещинообразования и прогибов в этом случае также не производится.

12.5 Особенности расчета ПЖБК по предельным состояниям I и II групп предельных состояний

При расчете ПЖБК по предельным состояниям следует принимать расчетное значение усилия предварительного обжатия по постоянной расчетной ситуации.

- для расчета по предельным состояниям первой группы

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{mt} \quad (12.8)$$

- для расчета по предельным состояниям второй группы

$$P_{k\text{ sup}} = r_{\text{ sup}} \cdot P_{\text{ mt}} \quad (12.9)$$

$$P_{k\text{ inf}} = r_{\text{ inf}} \cdot P_{\text{ mt}} \quad (12.10)$$

где γ_p - частный коэффициент безопасности для $P_{\text{ mt}}$

$\gamma_p = 0.9$ или $\gamma_p = 1.0$ (при благоприятном эффекте)

$\gamma_p = 1.2$ или $\gamma_p = 1.0$ (при неблагоприятном эффекте)

$r_{\text{ sup}}, r_{\text{ inf}}$ - коэффициенты, определяющие верхний и нижний предел $P_{\text{ mt}}$ соответственно.

$r_{\text{ sup}} = 1.05, r_{\text{ inf}} = 0.95$ (при натяжении арматуры на бетон)

$r_{\text{ sup}} = 1.1, r_{\text{ inf}} = 0.9$ (при натяжении арматуры на упоры)

Напряжения в сечениях нормальных к продольной оси определяют как от внешнего воздействия ($\sigma_{\text{ CN}}$), так и от обжатия ($\sigma_{\text{ CNP}}$).

$$\sigma_x = \sigma_{\text{ CN}} + \sigma_{\text{ CNP}} \quad (12.11)$$

$$\text{где } \sigma_{\text{ CN}} = \frac{N_{\text{ sd}}}{A_c} + \frac{(N_{\text{ sd}} \cdot e_0 - M_{\text{ sd}}) \cdot y}{I_c} \quad (12.12)$$

$$\sigma_{\text{ CNP}} = \frac{N_{\text{ pd}}}{A_c} + \frac{N_{\text{ pd}} \cdot z_{\text{ cp}} \cdot y}{I_c} \quad (12.13)$$

$N_{\text{ pd}}$ - усилие обжатия по расчетной ситуации;

Z - расстояние от центра тяжести сечения до точки приложения $N_{\text{ pd}}$;

y - тоже до рассматриваемого волокна

При расчете прочности следует использовать общую деформационную модель, учитывая начальные деформации в арматуре $\varepsilon_{\text{ pm}}$, а усилие P_d - как внешнюю силу.

Для симметричных сечений с арматурой сосредоточенной в сжатой и растянутой зонах с усилиями в плоскости симметрии сечения допускается вести расчет по методу предельных усилий при условии, что $\xi \leq \xi_{\text{ lim}}$, где

$$\xi_{\text{ lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{\text{ s lim}}}{\sigma_{\text{ scu}}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} \quad (12.14)$$

$$\text{где } \sigma_{\text{ s lim}} = f_{\text{ pd}} + 400 - \Delta\sigma_{\text{ pml}} \quad (12.15)$$

при $\Delta\sigma_{\text{ pml}} = (1500 \sigma_{\text{ pml}} / f_{\text{ pd}} - 1200) \geq 0$ (для арматуры S800 и S1200)

$\Delta\sigma_{\text{ pml}} = 0$ (для арматуры S1400).

Расчет на срез выполняется как для элементов без преднапряженной арматуры принимая $N_{\text{ sd}} = N_{\text{ pd}}$ (если арматура не отгибается) и $V_{\text{ s dred}} = V_{\text{ sd}} - N_{\text{ pd}} \cdot \sin \alpha$ (для арматуры отогнутой под углом α).

Расчет образования нормальных трещин выполняется проверкой условий:

$$N_{\text{ sd}} \leq N_{\text{ cr}} \quad (12.16)$$

$$M_{\text{ sd}} \leq M_{\text{ crc}} \quad (12.17)$$

Основным методом расчета является метод, на основе деформационной модели принимая за критерий достижение крайнего растянутого волокна сечения предельных деформаций растяжения.

Для простых сечений допускается расчет исходя из рассмотрения условно упругой модели.

При расчете ширины раскрытия трещин, следует рассматривать средние деформации как прирост деформаций от состояния соответствующего погашению начальных сжимающих напряжений в бетоне на уровне центра тяжести арматуры.

Прогибы элементов определяются на основе деформационной модели. При использовании упрощенного метода, перемещения от M_{sd} и N_{pd} суммируются

$$a(\infty, t_o) = \alpha_k \cdot \frac{M_{sd} \cdot I_{eff}^2}{B(\infty, t_o)} + \alpha_p \cdot \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot I_{eff}^2}{B_{e,eff}} \quad (12.18)$$

при $N_{pd} = P_{k,sup}$ или $N_{pd} = P_{k,inf}$

α_k - коэффициент, учитывающий схему приложения нагрузки

$\alpha_p = 1/8$ (при линейной оси), $\alpha_p = 5/48$ (для отгибаемых по параболе)

B – жесткость элемента.

12.6 Конструктивные требования

Требования к стали арматуры и арматурных элементов: высокий условный предел текучести и прочности, стабильные упругие и пластические свойства, высокий предел выносливости, надежное сцепление с бетоном.

Применение отдельных проволок арматуры класса S1200 и S1400 не везде оправдано (требуется развитие поперечного сечения элемента). Используют пучки, пряди, канаты из проволок, канаты многопрядевые (однослойные пряди до шести проволок без сердечника и семипроволочные пряди с проволочным сердечником)

Каналообразователи из искусственных материалов и тонколистовой вальцованной по винтовой линии стали ($\delta = 0.2 \dots 0.35$ мм) диаметром на 5...15 мм больше арматурного элемента.

Соединение напрягаемой арматуры по длине выполняют при необходимости (поставка стержневой арматуры длиной 9, 12, 15 до 30 м, проволочной и канатной в бухтах массой не более 150 кг) муфтами (резьбовые, клиновидные)

Закрепление преднапряженной арматуры производят при помощи анкеров типа:

- Э. Фрейсине (в виде колодок и конических клиньев);
- ББРВ (Швейцария) – холодная прессовка проволок в отверстиях стальных колодок;
- цанговые анкера для прядей (в стальной конической обойме);

Инъекционирование (заполнение каналов раствором) производится для обеспечения сцепления арматуры с бетоном и для ее защиты от коррозии. Растворы для инъектирования цементные (В/Ц-0.35...0.4) и полимерные (дороже до 10 раз) должны удовлетворять следующим требованиям;

- иметь требуемую подвижность до окончания работ;
- морозостойкость (отсутствие увеличения в объеме при $t \leq -20^\circ C$ в возрасте 3 суток при хранении при $t = +5^\circ C$);
- цилиндрическая (при $D=100$ мм, $H=120$ мм) прочность не ниже 20 МПа (7 суток) и 30 МПа (30 суток);
- уменьшение объема из-за седиментации и усадки не более 2%.
- полное отсутствие хлоридов, а объем других добавок – не более 20% от всего вяжущего.

Высокопрочная арматура в процессе эксплуатации подвержена коррозии:

- электрохимическая коррозия (возникновение электрического потенциала при наличии химического реагента и влаги)
- межкристаллическая коррозия (катодная – во влажных условиях, наличие химических реагентов и растягивающих напряжений)

Поэтому требования к защите арматуры от коррозии определяют долговечность конструкции и определяются плотностью бетона и величиной защитного слоя (см. раздел 11 [1])

Тема №13 Расчет трещиностойкости ЖБК

Перечень рассматриваемых вопросов:

13.1 Сопротивление ЖБК трещинообразованию.

13.2 Раскрытие нормальных трещин.

13.3 Раскрытие наклонных трещин.

13.1 Сопротивление ЖБК трещинообразованию

Трещины в железобетонных элементах присутствуют всегда: при формировании структуры, из-за усадки, температурных деформаций и т.д. При проектировании конструкций с учетом требований второй группы предельных состояний речь идет о трещинах появляющихся в результате действия нагрузок или вынужденных деформаций. Появление трещин открывает доступ среды эксплуатации к арматуре, стимулируя процесс коррозии. Для мягких сталей процесс интенсифицируется при раскрытии трещин (W_k) более чем на 0.3 мм, а для высокопрочных сталей начиная $W_k \geq 0.2$ мм при (рис. 13.1), СНБ 5.03.01-02 [Ф] ограничивает предельное раскрытие трещин в ЖБК из условия их долговечности в зависимости от среды эксплуатации (см. табл. 13.1)

Таблица 13.1 Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин (W_{lim})

Класс по условиям эксплуатации	ЖБК с A_s	ЖБК с A_{sp}
	Практически постоянная комбинация нагрузок	Частая комбинация нагрузок
ХО1, ХС1	0.4	0.2
ХС2, ХС3, ХС4	0.3	0.2 ¹
ХА1, ХА2, ХД1, ХД2	По СНиП 2.03.11	не допускается
1. Для этих классов по условиям эксплуатации при действии практически постоянной комбинации нагрузок на уровне центра тяжести A_{sp} не должно быть растягивающих напряжений		

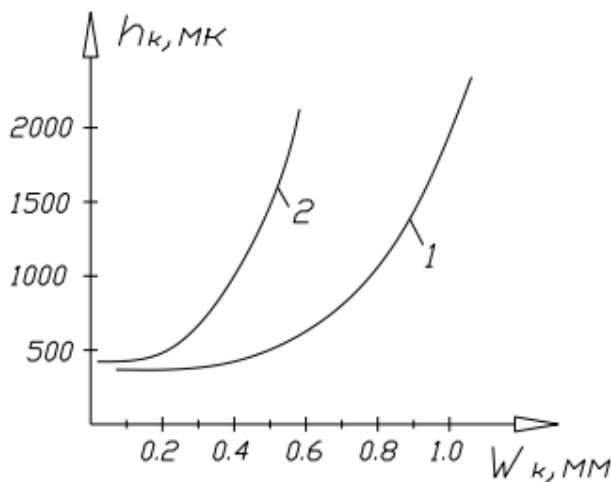


Рисунок 13.1 Влияние ширины раскрытия трещин (W_k) на глубину повреждения коррозией (h_k) мягких (1) и высокопрочных (2) сталей.

Проектирование ЖБК по предельным состояниям 2 группы ПС включает: обеспечение выполнения условий

$$W_k \leq W_{\text{lim}} \quad (13.1)$$

$$a_k \leq a_{\text{lim}} \quad (13.2)$$

При выполнении расчетов используют:

- расчетная нагрузка $q_d = q_k \cdot \gamma_f$, при $\gamma_f = 1$;
- расчетные сопротивления материалов $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$; при $\gamma_c = 1$;
- среднее значение модуля упругости (E_{cm});
- устанавливают минимальное количество арматуры, гарантирующей ограничение раскрытия трещин.

$$A_s \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_p \leq k_c \cdot n \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (13.3)$$

где A_p - площадь напрягаемой арматуры на расстоянии не более 300 мм от A_s ;

ξ_1 - коэффициент, характеризующий степень сцепления напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\Phi_s}{\Phi_p}} \quad (13.4)$$

Φ_p - эквивалентный диаметр: $\Phi_p = 16\sqrt{A_p}$;

A_{ct} - площадь растянутой зоны бетона перед образованием трещин;

$\sigma_c - \sigma_s$ после образования трещин. Допускается определить в зависимости от $\Phi_{s,max}$ и $S_{s,max}$ по табл. 8.2 и 8.3 [1] или принимать равным f_{yk} ;

$\Delta\sigma_p$ - приращение напряжений в A_p для погашения до нуля напряжений в бетоне на уровне центра тяжести Φ_p ;

$f_{ct,eff}$ - средняя эффективная прочность бетона к моменту образования трещин $f_{ct,eff} = f_{ctm}$.

Если возраст бетона не определен, но он менее 28 суток, то допускается принимать $f_{ct,eff} = 30 \text{ МПа}$

k_c - учитывает распределение напряжений перед образованием трещин с учетом формы сечения. $k_c = 1.0$ (для чистого растяжения)

- для прямоугольного сечений и стенок тавровых

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h_1/h^x) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (13.5)$$

- для полок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0.9 \cdot \frac{F_{ct}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0.5 \quad (13.6)$$

где σ_c - среднее напряжение в рассматриваемом сечении;

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{b \cdot h} \quad (13.7)$$

F_{ct} - равнодействующая растягивающих усилий в полке перед образованием трещин, т.е. при

$$\sigma_{ct} = f_{ct,eff} \cdot$$

13.1 Раскрытие нормальных трещин

Расчет при проверке условия:

$$W_k \leq W_{\text{lim}} \quad (13.8)$$

Ширина раскрытия есть произведение средних деформаций арматуры на участке между трещинами на длину этого участка. Расстояние между трещинами можно определить из условия, по которому разность усилия в A_s в сечении с трещиной и в середине участка между трещинами (принимается равной усилию воспринимаемому бетоном в момент появления трещины) уравновешивается силами сцепления арматуры с бетоном.

Для простых сечений расчет может быть выполнен по упрощенной схеме.

$$W_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (13.9)$$

β - коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней:

$\beta = 1.7$ - при меньшем размере сечения не более 800 мм; $\beta = 1.3$ - тоже не более 300 мм.

S_{rm} - среднее расстояние между трещинами

$$S_{rm} = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}} \quad (13.10)$$

k_1 - учитывает условия сцепления арматуры с бетоном; $k_1 = 1.6$ - гладкая поверхность;

$k_1 = 0.8$ - тоже рифленая;

k_2 - учитывает вид напряженного состояния; $k_2 = 0.5$ - изгиб; $k_2 = 1.0$ - осевое растяжение, при растяжении (см. рис. 13.2);

$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$ при $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$ и $k_2 = 0$ при $\varepsilon_2 = 0$.

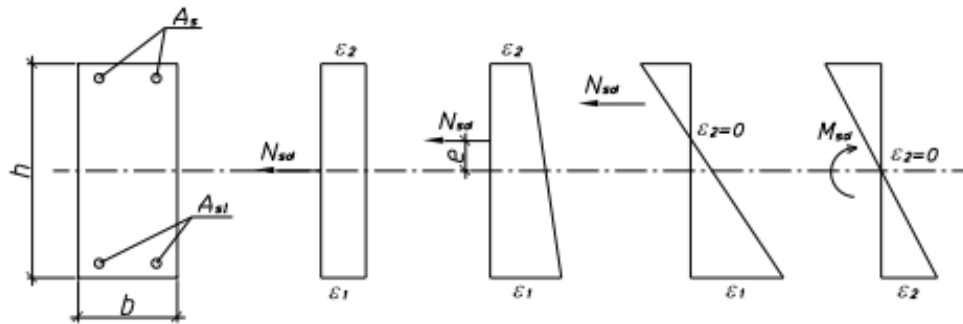


Рисунок 13.2 К определению k_2 .

ρ_{eff} - эффективный коэффициент армирования

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (13.11)$$

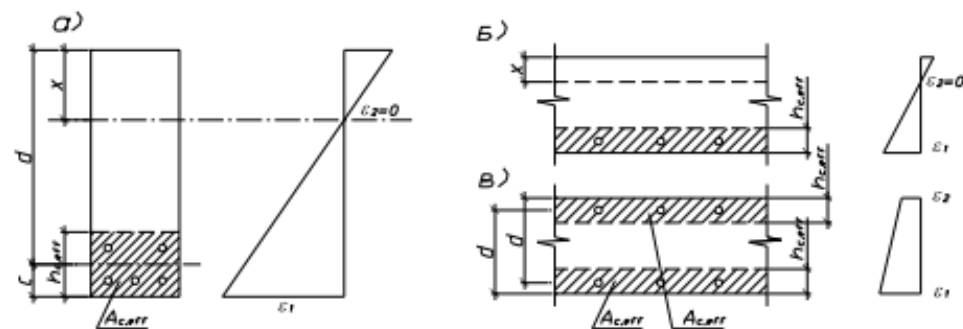


Рисунок 13.3 К определению эффективной площади сечения ($A_{c,eff} = b \cdot h_{eff}$): а) балки ($h_{c,eff} = 2.5c$), б) плиты ($h_{c,eff} = 2.5c$), в) растянутых элементов $h_{c,eff}$ принимать меньше: $2.5(h-d)$; $(h-x)/3$, $0.5h$.

ε_{sm} - среднее относительные деформации арматуры

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \psi_s \quad (13.12)$$

где ε_s - относительная деформация арматуры в сечении с трещиной;

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций арматуры на участке между трещинами

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (13.13)$$

σ_s, σ_{sr} - напряжения в арматуре при действии расчетной комбинации нагрузок при образовании трещин. Допускается принимать: N_{cr} / N_{sd} - при осевом растяжении; M_{cr} / M_{sd} - при изгибе. Усиления трещинообразования определять как для бетонного сечения, т.е. $M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c$ и $N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_c$;

β_1 - учитывает параметры сцепления: $\beta_1 = 0.5$ - при гладкой поверхности стержней; $\beta_1 = 1.0$ - тоже рифленой;

β_2 - учитывает длительность действия нагрузки: $\beta_2 = 1.0$ - кратковременное, длительное; $\beta_2 = 0.5$ - многократно повторное.

13.1 Раскрытие наклонных трещин

Ширина раскрытия трещин определяется:

$$W_k = \beta \cdot S_{r \max} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (13.14)$$

где $S_{r \max}$ - среднее расстояние между трещинами имеющими угол наклона $\theta > 15^\circ$

(см. рис.13.4)

$$S_{r \max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{r \max, x}} + \frac{\cos \theta}{S_{r \max, y}}} \quad (13.15)$$

$$S_{r \max, x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0.25 \cdot k_1 \cdot \frac{\Phi_{bx}}{\rho_{bx}} \quad (13.16)$$

$$S_{r \max, y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0.25 \cdot k_1 \cdot \frac{\Phi_{sw}}{\rho_{sw}} \quad (13.17)$$

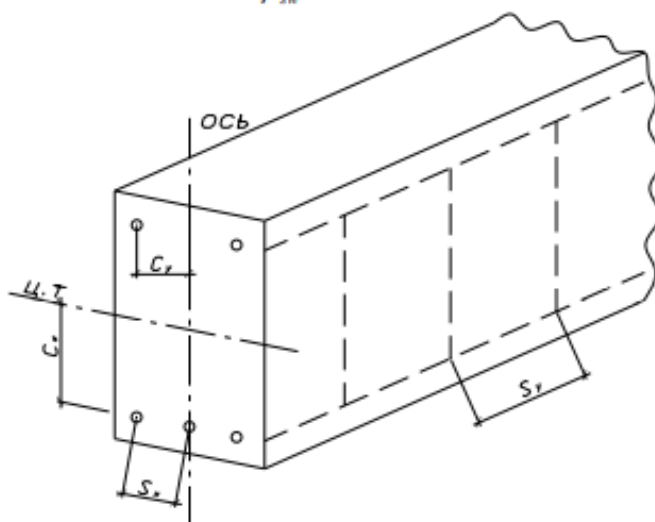


Рисунок 13.4 К расчету $S_{r \max}$.

ε_{sm} - среднее значение главных относительных деформаций железобетонного элемента с значительными трещинами.

Допускается выполнять упрощенный метод расчета цель которого в определении поперечной арматуры препятствующей появлению $W_k \leq W_{lim}$. Методом при определенных напряжениях в хомутах устанавливается предельно их допустимый шаг.

$$\sigma_{sw,red} = \frac{V_{sd} - 3V_{Rd,ct}}{\rho_{sw} \cdot b_w \cdot d} \quad (13.18)$$

где $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила воспринимаемая бетоном (р. 7.2.1.1 [1])

Таблица 13.2 предельно допустимый шаг хомутов обеспечивающий выполнения условия $W_k \leq W_{lim}$

$\sigma_{sw,red}$	<50	<75	100	150	200
S_{max}	300	200	150	100	50

Тема №14 Расчет ЖБК по деформациям

Перечень рассматриваемых вопросов:

14.1 Расчетные модели.

14.2 Определение кривизны элемента без трещин.

14.3 Определение кривизны элемента с трещинами.

14.4 Упрощенная проверка прогибов.

14.1 Расчетные модели

Проверку по деформациям проводят из условия:

$$a_k \leq a_{lim} \quad (14.1)$$

a_{lim} - предельно допустимые прогибы с (глава 10 СНиП 2.01.07) с учетом следующих требований: конструктивных, технологических, физиологических, эстетико – психологических.

Определение прогибов a_k связано с оценкой кривизны (φ) элемента жесткость (B) сечений от наличия или отсутствия трещин. С этим связано наличие ряда моделей, используемых при расчете (рис 14.1)

$$\varphi = \frac{1}{r} = \frac{M_{sd}}{B} \quad (14.2)$$

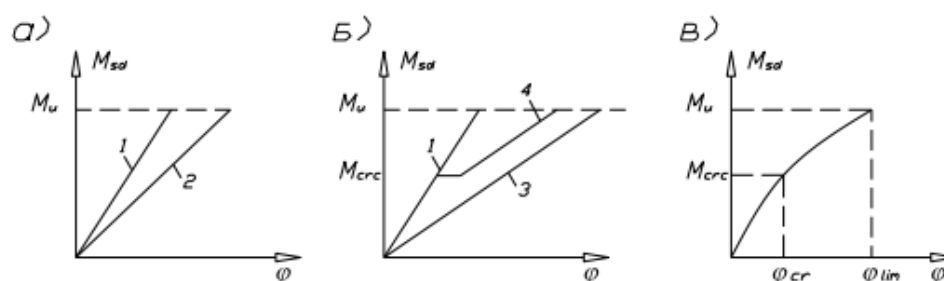


Рисунок 14.1 Расчетные модели: а) – линейно – упругая; б) – двухфазовая; в) – нелинейная.

Условные обозначения: 1 – изменение кривизны элемента без трещин при действии кратковременной нагрузки; 2 – тоже при длительно – действующей нагрузке; 3, 4 – тоже с трещинами.

Нелинейная зависимость (рис. 14.1) описана зависимостью характеризующей жесткость сечения.

$$B = B_o \cdot \left(1 - k_c \cdot \frac{M_i}{M_u} \right) \quad (14.3)$$

Прогибы могут быть определены по общим правилам строительной механики, а кривизна:

- при отсутствии трещин – разность краевых деформаций отнесенных к рабочей высоте;
- при наличии трещин – разность средних деформаций крайних сжатых волокон и средних деформаций арматуры, отнесенных к рабочей высоте.

Средние деформации сжатого бетона и растянутой арматуры принимаются исходя из того, что деформации в сечениях с трещинами и без трещин отличаются.

В общем случае расчет следует вести по деформационной модели. Допускается принимать условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости, т.е. вести условно упругий расчет сечения.

Значение прогиба определяется:

$$a_k = a_{km} + a_{kv} \quad (14.4)$$

где a_{km} - прогиб, обусловленный деформациями изгиба:

$$a_{km} = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{r(x)} dx = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{M_{sd}(x)}{B_m(x)} dx \quad (14.5)$$

a_{kv} - прогиб, обусловленный деформациями сдвига:

$$a_{kv} = \int_0^l \overline{V}(x) \cdot \gamma(x) dx = \int_0^l \overline{V}(x) \frac{V_{sd}(x)}{B_v(x)} dx \quad (14.6)$$

$\overline{V}(x), \overline{M}(x)$ - V и M в сечении X при действии единичной силы.

$B_v(x), B_m(x)$ - сдвиговая и изгибная жесткость сечения.

Для простых сечений допускается упрощенный расчет:

$$a_{(\infty, t_s)} = \alpha_k \cdot \frac{M_{sd} \cdot I_{eff}^2}{B_{(\infty, t_s)}} \quad (14.7)$$

где α_k - коэффициент, учитывающий схемы опирания СК и приложения нагрузки;

$B_{(\infty, t_s)}$ - изгибная жесткость элемента с трещинами с учетом длительного действия нагрузки

$$B_{(\infty, t_s)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{11}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{11}}{I_1}\right)} \quad (14.8)$$

$E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости бетона:

- при кратковременном действии нагрузки:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \quad (14.9)$$

- при длительном действии нагрузки:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi_{(\infty, t_s)}} \quad (14.10)$$

$\Phi_{(\infty, t_s)}$ - предельное значение коэффициента ползучести для бетона (раздел 6 [1])

I_{11}, I_1 - моменты инерции сечения с трещиной и без определяемые с учетом $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$.

14.2 Определение кривизны элемента без трещин

Кривизна определяется по зависимости:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h} = \frac{M_{sd}}{B_{m(\infty, t_s)}} \quad (14.11)$$

где $\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2}$ - деформации крайних (сжатого и растянутого) волокон соответственно.

Значение жесткости определяется по формулам (14.8) принимая $I_1 = I_{11}$ в (14.10)

14.2 Определение кривизны элемента с трещинами

Кривизна элемента определяется из условия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{smo}}{d} \quad (14.12)$$

ε_{cm} - средние относительные деформации сжатого бетона на участке между трещинами:

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc} \quad (14.13)$$

ε_{cc} - относительная деформация сжатого волокна в сечении с трещиной допускается

определять

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}}; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (14.14)$$

Напряжения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно упругого расчета сечения с трещиной

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{sd}}{A_{cc} \cdot z}; \quad \sigma_s = \frac{M_{sd}}{A_s \cdot z} \quad (14.15)$$

где A_{cc} (площадь сжатого бетона в сечении с трещиной) и z (расстояние между равнодействующими усилиями в сжатой зоне и растянутой арматуре) допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в нормальном сечении. Тогда в (14.12) значение $d=Z$.

Изгибная жесткость определяется:

$$B_{m,cr} = \frac{M_{sd}}{(1/r)_{cr}} \quad (14.16)$$

14.3 Упрощенный способ проверки прогибов

В основе способа заложено выполнение условия:

$$\frac{l_{eff}}{d} \leq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \delta_3 \cdot \left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim} \quad (14.17)$$

где $(l_{eff}/d)_{lim}$ - предельно допустимое значение коэффициента жесткости по табл. 14.1.

Таблица 14.1 Значение $(l_{eff}/d)_{lim}$

№ п/п	Вид конструкций	$(l_{eff}/d)_{lim}$	
		$\rho_l \geq 1.5\%$	$\rho_l \leq 0.5\%$
1	Свободно оперные балки и плиты	14	20
2	Крайние пролеты неразрезных балок и плит	18	26
3	Средние пролеты балок и плит	20	30
4	Плоские перекрытия (без балок) с опорой на колонне	17	24
5	Консоли балок и плит	6	8

δ_1 - зависит от величины эффективного пролета

а) для балок и плит:

$$\delta_1 = 7.00/l_{eff} \text{ при } l_{eff} > 7.0 \text{ м}$$

$$\delta_1 = 1.0 \text{ при } l_{eff} \leq 7.0 \text{ м}$$

б) для плит с точечной опорой на стойке:

$$\delta_1 = 8.50/l_{eff} \text{ при } l_{eff} > 8.5 \text{ м}$$

$$\delta_1 = 1.0 \text{ при } l_{eff} \leq 8.5 \text{ м}$$

δ_2 - учитывает уровень напряжений в арматуре т.к. в таблице 14.1 значения $(l_{eff}/d)_{lim}$

определены при $\sigma_s = 250 \text{ МПа}$ (при $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$) и $\sigma_s = 310 \text{ МПа}$ (при $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$)

- для арматуры S400:

$$\delta_2 = 250/\sigma_s \text{ или } \delta_2 = \frac{400}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,red}} \quad (14.18)$$

- для арматуры S500:

$$\delta_2 = 310/\sigma_s \text{ или } \delta_2 = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,red}} \quad (14.18)$$

где $A_{s,prov}$, $A_{s,red}$ - фактическая и требуемая площадь арматуры.

δ_3 - учитывает форму поперечного сечения (для тавровых и двутавровых сечений)

$$\delta_3 = 0.8 \text{ при } b_{eff}/b_w \geq 3.0$$

$$\delta_3 = 1.0 \text{ для остальных случаев.}$$

Тема №15 Одноэтажное промышленное здание

Компоновка. Обеспечение пространственной жесткости. Нагрузки. Расчет поперечной рамы.

Виды одноэтажных промышленных зданий

Промышленные здания проектируют одноэтажными и многоэтажными. В настоящее время в отечественной индустрии наибольшее распространение получили одноэтажные промышленные здания — их доля в общем объеме промышленных зданий составляет около 70 %. В одноэтажных зданиях размещают производства с тяжелым и громоздким оборудованием, которое нельзя разместить на перекрытиях многоэтажных зданий, так как они получатся слишком мощными и неэкономичными. Условия размещения и эксплуатации оборудования, а также необходимость изменения и будущем технологического процесса требуют крупной сетки колонн и большой высоты здания. Одноэтажные здания во многих случаях оборудуют мостовыми и подвесными кранами значительной грузоподъемности, создающими большие усилия в несущих элементах здания. Одноэтажные здания широко распространены в металлургическом, машиностроительной, других отраслях промышленности.

Существуют следующие разновидности одноэтажных промышленных зданий:

- однопролетные и многопролетные;
- здания без мостовых кранов (50 %),
- с подвесными (15 %) и с мостовыми кранами (35 %);
- здания с фонарями и бесфонарные;
- здания со скатной и малоуклонной. кровлей.

Рекомендуется проектировать одноэтажные промышленные здания прямоугольными в плане, с одинаковыми пролетами, без перепадов высот во избежание снеговых мешков.

Вопрос о выборе материала несущего каркаса должен решаться на основе технико-экономического анализа. Основным материалом для одноэтажных промышленных зданий является сборный железобетон. Из него возводят здания, обеспечивающие 85 % производственных площадей, тогда как из металла — лишь 12 %, а из других материалов — 3 %. Стальные несущие конструкции рекомендуют применять при больших пролетах и высотах здания (>18м), в зданиях с тяжелым крановым оборудованием, при необходимости установки мостовых кранов в двух ярусах, строительстве в отдаленных районах и т. п.

Возможно применение в одном здании железобетонных и металлических несущих конструкций (например, колонн из железобетона, стропильных конструкций и подкрановых балок из стали).

Конструктивные схемы зданий

Современные одноэтажные производственные здания в подавляющем большинстве случаев решаются по каркасной схеме. Каркас здания может быть образован из плоских элементов, работающих по балочной схеме (стропильных конструкций — ригелей, на которые опираются плиты покрытия, и колонн, заделанных в фундаменты), или включать в себя пространственную конструкцию покрытия (в виде оболочек, опертых на колонны). Оболочки более эффективны в работе, позволяют перекрывать большие пролеты, дают экономию бетона и арматуры до 30%, но пока более сложны в производстве работ и требуют в ряде случаев специальных устройств (эстакад) при оборудовании здания мостовыми кранами. Балочная схема проще, обеспечена обширной производственной базой и получила широкое распространение.

Пространственный каркас здания (рис. 22.1, а) условно расчленяют на поперечные и продольные рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки.

Основным элементом каркаса является поперечная рама, состоящая из колонн, защемленных в фундаментах, ригелей (фермы, балки, арки) и покрытия под ним в виде плит (рис. 22.1,б). Плиты покрытия привариваются к ригелям не менее чем в трех точках с помощью закладных деталей, швы тщательно замоноличиваются, при этом покрытие образует жесткий в своей плоскости диск. Ригели обычно соединяются с колонной шарнирно. В этом случае достигается простота монтажа и независимая типизация ригелей и колонн, поскольку при таком соединении приложенная к ригелю нагрузка не вызывает в стойках изгибающих моментов. Поперечная рама воспринимает нагрузку от массы покрытия, снега, кранов, стен, ветра и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении.

В продольную раму включается один ряд колонн в пределах температурного отсека и продольные конструкции: подкрановые балки, вертикальные связи, распорки по колоннам и конструкции покрытия (рис. 22.1, в).

Продольная рама обеспечивает жесткость здания в продольном направлении и воспринимает нагрузки от продольного торможения кранов и ветра, действующего в торец здания.

К элементам каркаса относятся также фахверковые колонны, несущие нагрузку от стеновых панелей и воспринимаемого ими ветра. Стеновые панели могут быть навесными и самонесущими.

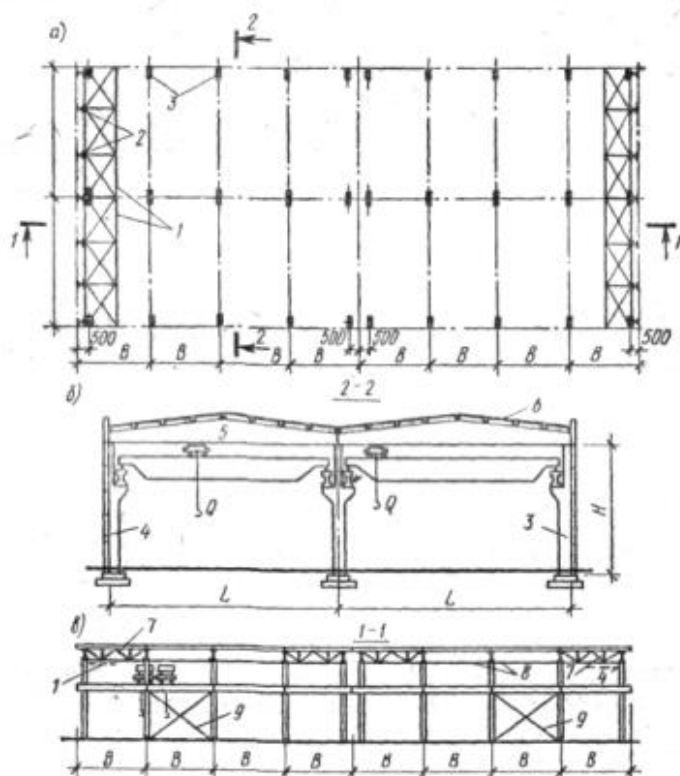


Рис. 22.1. Конструктивная схема одноэтажного промышленного здания.

При разработке конструктивной части проекта одноэтажного промышленного здания инженеру приходится решать ряд вопросов, основными из которых являются: выбор и

компоновка конструктивной схемы, статический расчет поперечной рамы, стропильных и подстропильных конструкций, плит покрытия, колонн, фундаментов и их конструирование.

Компоновка конструктивной схемы здания

• В задачу компоновки конструктивной схемы входят: выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания; компоновка покрытия; разбивка здания на температурные блоки; выбор схемы связей, обеспечивающих пространственную жесткость здания, и т. п.

• Выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания. С целью сокращения количества типоразмеров конструкций установлены единые унифицированные сетки колонн $L \times B$ для различных объемно-планировочных решений зданий, выполняемых в железобетоне: для зданий без мостовых кранов: 12x6, 18x12, 24x12 м при высотах здания $H = 3,6 \dots 14,4$ м через 1,2 м; для зданий с мостовыми кранами: 18x12, 24x12, 30x12 м при $H = 8,4 \dots 18$ м через 1,2 м.

Сетка колонн увязывается с технологией производственного процесса и выбирается на основании технико-экономического анализа; 75 % всех одноэтажных производственных зданий имеют сетку колонн 18x12 и 24 x12 м. Применение пролетов 18...30 м при шаге 12 м позволяет организовать технологический процесс для большинства производств при достаточно эффективном использовании полезных площадей и сократить количество монтажных единиц. Более крупная сетка оправдана, когда удорожание строительных конструкций компенсируется экономией производственных площадей или другими технологическими преимуществами (более удобное обслуживание и т. п.), например переход с сетки 24x12 на 24x24 м приводит к удорожанию строительства на 4...7 % и экономии площадей на 4 %.

Если в зданиях имеется подвесной транспорт, воздуховоды, подвесные потолки и т. п., то шаг ригелей устанавливают с учетом дополнительных затрат, связанных с устройством этих конструкций. В этих случаях более экономичным может оказаться шаг ригелей 6 м.

В целях обеспечения максимальной типизации элементов каркаса приняты следующие привязки к продольным и поперечным координационным (разбивочным) осям.

- колонн крайних рядов к продольным координационным осям (рис. 22.2, а, б): нулевая привязка - в зданиях без мостовых кранов ($B = 6 \dots 12$ м) и в зданиях с мостовыми кранами при шаге колонн $5=6$ м $Q \leq 30$ т, $H \leq 16,2$ м.; привязка 250 мм — при $B=6$ м, $Q > 30$ т $H > 16,2$ м. и во всех случаях при $B \geq 12$ м;
- геометрические оси средних колонн совмещаются с продольными координационными осями;

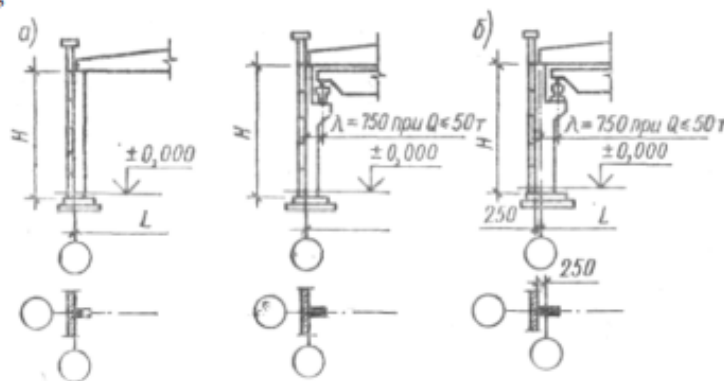


Рис. 22.2. Привязки колонн к координационным осям

Высота здания определяется технологическими условиями и назначается исходя из заданной отметки верха кранового рельса. Остальные размеры колонны по высоте определяются согласно рис. 22.3.

В зданиях с мостовыми кранами и бескрановых зданиях без подвесных потолков экономически целесообразно применять покрытия без подстропильных конструкций с шагом ригелей (пролетом плит покрытия) 12м. Покрытия с подстропильными конструкциями при шаге колонн 12м применяют главным образом при наличии подвесного транспорта или подвесных потолков, а также во всех случаях при шаге колонн 18 м.

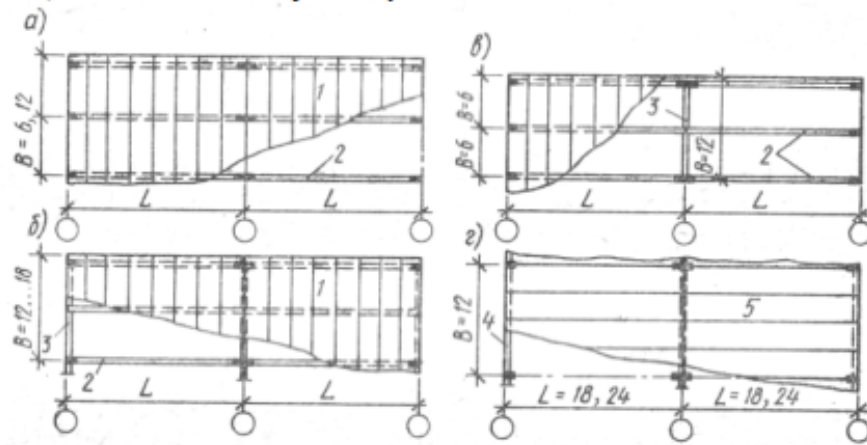


Рис. 22.4. Варианты компоновки покрытия (размеры в м): 1 — плиты покрытия; 2 — стропильные конструкции; 3 — подстропильные конструкции; 4 — продольные стропильные конструкции; 5 — плиты покрытия «на пролет»

При продольном расположении стропильных конструкций их укладывают на колонны по продольным осям, а плиты покрытия размером 3x18 или 3x24 м — поперек пролета. Трудоемкость монтажа покрытий такого типа примерно на 20 % ниже, чем при поперечном расположении ригелей.

Тип стропильных конструкций можно выбирать, руководствуясь следующими рекомендациями: а) стропильные балки применяют при пролетах до 18м включительно, а в отдельных случаях и при пролете 24 м; б) стропильные фермы — при пролетах 18...24 м и допускаются при пролете 30м; в) стропильные арки — при пролетах 30...36 м и более

Разбивка здания на температурные блоки. Вследствие больших размеров промышленных зданий в плане и непрерывности покрытия, представляющего единую жесткую плиту, изменения температуры наружного воздуха вызывают заметные деформации (удлинения и укорочения) поперечных и продольных ригелей, подкрановых балок и т. п. Усадка бетона приводит к аналогичным деформациям укорочения элементов. Эти деформации приводят к возникновению значительных дополнительных усилий в колоннах (рис. 22.5), которые могут вызвать образование чрезмерных трещин и разрушение части элементов.

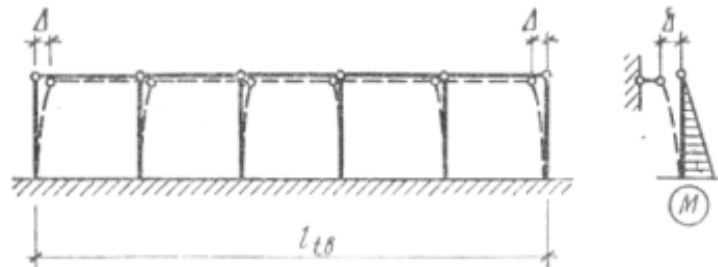


Рис. 22.5. Схема деформаций продольной рамы от температурных и усадочных воздействий

Для уменьшения такого рода усилий в конструкциях предусматривают температурно-усадочные швы, устраиваемые на спаренных колоннах с доведением шва до верха фундамента.

Если расстояние между швами не превышает определенных значений, то расчет на температурные воздействия может не производиться. В этом случае максимально допустимое расстояние, между швами составляет в отапливаемых одноэтажных промышленных зданиях из сборного железобетона 72 м, в неотапливаемых — 48 м. В ряде случаев оказывается целесообразным рассчитывать каркас на температурные воздействия и увеличивать $I_{\text{тб}}$. Это дает экономию за счет уменьшения числа поперечных рам.

Усилия в конструкциях, вызванные указанными деформациями определяют методами строительной механики.

Обеспечение пространственной жесткости каркаса.

Пространственной жесткостью здания или сооружения называют его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок. Обеспечение пространственной жесткое имеет важное значение, поскольку чрезмерные перемещения каркаса могут привести к нарушению нормальной эксплуатации здания (работы кранов и т. п.).

Пространственная жесткость каркаса одноэтажного промышленного здания в поперечном направлении обеспечивается расчетом и конструкцией поперечной рамы. Это объясняется тем, что специальные связи в этом случае установлены быть не могут, так как они препятствовали бы технологическому процессу. Поэтому основными факторами, обеспечивающими поперечную пространственную жесткость, являются защемление колонн в фундаментах и достаточная изгибная жесткость колонн.

Пространственную жесткость здания в продольном направлении обеспечивать подобным образом нецелесообразно. Выгоднее уменьшить ширину сечения колонн, экономя бетон, а для обеспечения пространственной жесткости использовать вертикальные связи из стального проката, устанавливаемые по продольным рядам колонн в серединах температурных блоков (для снижения температурных усилий в колоннах). Такие связи, как правило, не препятствуют технологическому процессу. Они устраиваются на высоту от пола до низа подкрановых балок и привариваются к закладным деталям колонн. По конструкции вертикальные связи по колоннам бывают крестовые (одноярусные и двухъярусные) и порталные, устраиваемые обычно по внутренним рядам колонн. При такой конструкции необходимость в расчете продольной рамы отпадает, производится лишь расчет связей на действие ветровой нагрузки на торец здания и усилий продольного торможения мостовых кранов. В бескрановых зданиях небольшой высоты ($H < 9,6$ м) продольные связи не устанавливают.

Помимо обеспечения пространственной жесткости здания в целом должна быть обеспечена пространственная жесткость его отдельных элементов (покрытия, фахверка и т. п.). Действующая на торец здания горизонтальная ветровая нагрузка передается со стеновых панелей через стойки фахверка на плиты покрытия (рис. 22.6 а). Сопряжение между плитами покрытия и колоннами осуществляется через ригели, обладающие малой жесткостью из своей плоскости. Поэтому при отсутствии связей горизонтальная сила, приложенная к покрытию, может вызвать чрезмерные перемещения ригелей (рис. 22.6, б). Кроме того, сила продольного торможения крана может вызвать деформации отдельной колонны (рис. 22.6, в). Для исключения этих явлений в торцах температурных блоков между колоннами устраивают вертикальные связевые фермы (из стальных уголков), обеспечивающие передачу усилия с покрытия на колонны. Поверху колонны связываются распорками (железобетонными или из уголков, см. рис. 11.1, в). При небольшой высоте h (до 800 мм) ригелей на опорах и наличии жесткого опорного ребра допускается вертикальные связевые фермы не устанавливать, однако в этом случае сварные швы в сопряжении ригеля с колонной должны рассчитываться на момент $M = Wh$ (рис. 22.6, г).

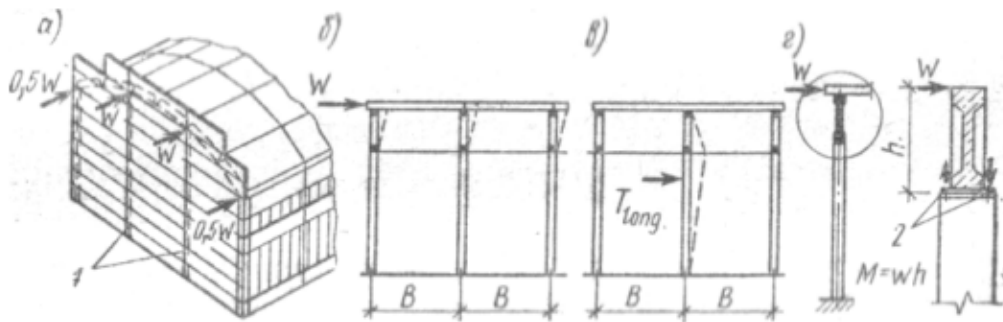


Рис.22.6. Воздействие горизонтальных нагрузок на продольную раму и покрытие здания: / — стойки торцового фахверка; 2 — сварные швы

Наряду с обеспечением устойчивости ригелей в целом из плоскости необходимо обеспечить устойчивость их сжатых поясов. При беспрогонной системе покрытия и отсутствии фонаря устойчивость верхних поясов обеспечивается плитами покрытия, приваренными к ригелям с последующим замоноличиванием швов. Таким путем достигается образование жесткого диска, и необходимость в дополнительных связях в плоскости покрытия отпадает. При наличии фонарей сжатый пояс ригеля имеет свободную длину, равную ширине фонаря. Для исключения потери его устойчивости из плоскости по коньку устраивают распорки.

При достаточно больших высотах и пролетах здания на уровне низа стропильных конструкций или на уровне крановых путей устраивают горизонтальные связи в виде ферм из стальных уголков. Эти связи являются дополнительными опорами для стоек фахверка по высоте и передают ветровую нагрузку на продольные ряды основных колонн.

Расчет поперечной рамы

Целью статического расчета поперечной рамы является определение усилий и перемещений в ее элементах. Прежде всего устанавливают расчетную схему сооружения, значения нагрузок и места их приложения.

Поперечная рама состоит из колонн, заземленных в фундаментах, и шарнирно опирающихся на них ригелей. Рамы температурного блока связаны между собой покрытием. Сборные железобетонные плиты покрытия, соединенные сваркой закладных деталей и заливкой швов, представляют жесткую в своей плоскости диафрагму, обеспечивающую совместную работу поперечных рам. Если нагрузка приложена одновременно ко всем рамам блока (ветер, масса конструкций, снег), то рамы находятся в одинаковых условиях и расчет каждой из них может производиться независимо. Если же внешняя нагрузка приложена к одной или нескольким рамам (крановая), то незагруженные рамы будут оказывать сопротивление указанному воздействию. В этом случае нужно учитывать пространственную работу каркаса.

Поперечные рамы одноэтажных зданий рассчитывают на воздействие: постоянных нагрузок — массы покрытия, навесных стен, собственной массы каркаса и т. п. и временных нагрузок.

В необходимых случаях при расчете рам следует учитывать также особые воздействия: сейсмические; воздействия, вызванные авариями технологического оборудования; просадкой грунтового основания и т. п. Расчет рамы выполняют на основные и особые сочетания нагрузок

Нагрузки на поперечную раму.

Постоянная нагрузка от массы покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля.

Исследованиями установлено, что это давление приложено на расстоянии трети длины опоры от внутренней ее грани (рис. 22.7, а, б). Расстояние от равнодействующей до продоль-

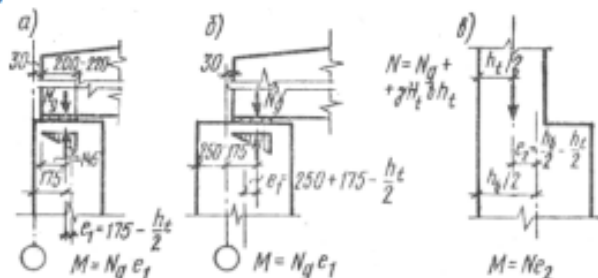


Рис.22.7. К определению эксцентриситетов.

ной координационной оси может быть принято 175мм (внутри здания). Эксцентриситет приложения этой нагрузки определяется согласно рисунку 22.7.

Продольная сила от навесных стеновых панелей передается па колонну в местах опирания панелей-перемычек с эксцентриситетом, равным полусумме толщины стены и высоты сечения колонны.

Расчетная снеговая нагрузка на покрытие

$$s = s_o \cdot \mu \cdot \gamma_F$$

где s_o —нормативный вес снегового покрова, устанавливаемый в соответствии с нормами в зависимости от географического района, для Iб района $S_o=0,8$ кН/м²; для II, = 1,2 кН/м²); γ_F — частный коэффициент безопасности (для временной нагрузки принимается равным 1.5); μ — коэффициент, зависящий от профиля кровли.

Эксцентриситеты приложения снеговой нагрузки на колонну принимаются так же, как и для нагрузки от собственной массы.

Расчетную ветровую нагрузку принимают нормально приложенной к поверхности сооружения

$$w = w_o \cdot k \cdot c \cdot \gamma_F$$

где w_o —нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от географического района (для I района $w_o = 0,23$ кН/м²); k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; c — аэродинамический коэффициент, принимаемый по нормам, для вертикальных поверхностей $c = 0,8$ при положительном давлении (напоре); $c=0,4...0,6$ при отрицательном давлении (отсосе); γ_F — частный коэффициент безопасности (для временной нагрузки принимается равным 1.5).

Ветровая нагрузка на колонны, передающаяся со стеновых панелей, считается распределенной, а передающаяся на часть здания выше колонн—приводится к сосредоточенной силе W, приложенной и уровне верха колонн.

• *Нагрузки от мостовых кранов.* Мостовой кран состоит из моста, имеющего, как правило, четыре колеса (по два с каждой стороны), тележки на четырех колесах, подъемного оборудования (включающего груз Q), (рис. 22.8, а) и сообщает каркасу здания вертикальные и горизонтальные нагрузки. Максимальное давление на колесо крана P_{max} возникает при

крайнем положении тележки с полным грузом; при этом на колесо крана с противоположной стороны действует нагрузка P_{\min} . Величины этих давлений приводятся в справочной литературе.

Расчетную вертикальную нагрузку на крайнюю колонну вычисляют от двух максимально сближенных кранов по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок F (рис. 11.7,6) с коэффициентом сочетаний $\psi = 0.85$.

$$F_{\max,d} = P_{\max,k} \cdot \gamma_F \cdot \psi \cdot \sum y + G_{cb,d}$$

Где $\sum y$ — максимально возможная сумма ординат линии влияния опорного давления, взятых под колесами кранов; максимальное значение $\sum y$ будет получено при расположении одного из колес на опоре (рис. 22.7,6);

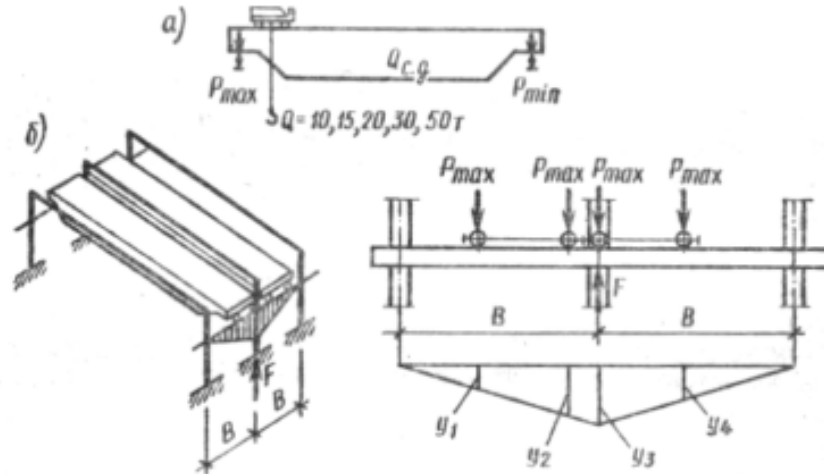


Рис.22.7. К определению эксцентриситетов

$G_{cb,d}$ - нагрузка от массы подкрановой балки; γ_F — частный коэффициент безопасности (для временной нагрузки принимается равным 1.5).

Нагрузку на среднюю колонну вычисляют аналогично, но от четырех кранов с коэффициентом сочетаний $\psi = 0.7$

Вертикальное давление F передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонны крайнего ряда с эксцентриситетом e_3 .

Для кранов грузоподъемностью до 50 т включительно $\lambda = 0,75$ м, при $Q > 50$ т $\lambda = 1,0$ м. При торможении кранов могут возникать продольные и поперечные тормозные усилия. Горизонтальная поперечная нагрузка, вызываемая торможением тележки крана с грузом, принимается: при гибком подвесе груза $T_{tr,k} = (Q + Q_c)/20$; при жестком подвесе $T_{tr,k} = (Q + Q_c)/10$.

Эта сила передается на один путь и распределяется поровну между двумя колесами крана.

Расчетная горизонтальная сила на колонну определяется от действия двух кранов по линиям влияния:

$$T_{tr} = T_{tr,k} \cdot \gamma_F \cdot \frac{\sum y}{2}$$

Продольная горизонтальная нагрузка, направленная вдоль кранового пути, вызываемая торможением моста, передается на весь ряд колони температурного блока

$$T_i = 0.1 \sum P_{\max, k} \cdot \gamma_F, \text{ где } 0.1 \text{ — коэффициент трения.}$$

Эта сила воспринимается вертикальными связями по колоннам.

• Порядок статического расчета поперечной рамы

Расчет рамы может выполняться одним из методов строительной механики. Учитывая, что в большинстве одноэтажных промышленных зданий ригели проектируют на одном уровне по высоте, а жесткость их в своей плоскости значительно выше жесткости колонн и может быть принята равной $EJ = \infty$, расчет рам наиболее просто производится методом перемещений. В этом случае основную систему получим введением связи, препятствующей горизонтальному смещению (рис. 22.8, а). В основной системе все стойки зашпемлены в фундаментах и имеют шарнирную опору на верхнем конце.

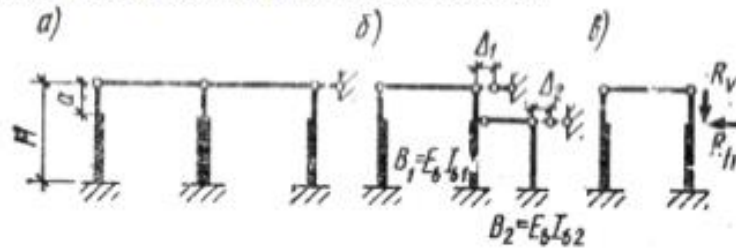


Рис.22.8. Расчетная схема рамы

Определение усилий в раме производится в такой последовательности:

- Задаются размерами сечений колонн и определяют их жесткости как для бетонных сечений в предположении упругой работы материала.
- Верхним концам колонн дают смещение $\Delta=1$ и находят реакцию в основной системе от этого смещения.

$$B_{\Delta} = \frac{3E_c I_c}{H^3 (1 + k + k_1)}$$

Находят сумму реакции всех колонн от смещения Δ

$$r_{11} = \sum_{j=1}^n B_{\Delta, j}$$

где r_{11} — число колонн.

- Определяют реакции B_i в стойках (переменного сечения) в основной системе от внешних нагрузок. Формулы для реакций обычно приводятся в справочной литературе.

Для каждого i -го вида загрузки находят реакцию $R_{1, p, i}$, равную сумме реакций во всех стойках,

$$R_{1, p, i} = \sum_{j=1}^n B_{ij}$$

- Для рассматриваемых загрузок составляют канонические уравнения, выражающие равенство нулю усилий введенной горизонтальной связи (поскольку в действительности эта связь отсутствует):

$$c_{sp} r_{11} \Delta_i + R_{1, p, i} = 0$$

и находят значения Δ_i (здесь c_{sp} , — коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса при действии крановой нагрузки, в зависимости от шага колонн и длины тем-

пературного блока $c_{sp} = 3,4...4,6$. Значение c_{sp} тем больше, чем меньше шаг колонн и больше длина температурного блока. При действии остальных нагрузок $c_{sp} = 1$.

• Определяют изгибающие моменты M , продольные N и поперечные Q силы в каждой колонне как в консольной балке от действия опорной реакции B_{ei} и внешних нагрузок. Эпюры усилий строят для каждого вида нагрузок, действующих на раму. Для расчета колонны необходимо знать усилия как минимум в трех сечениях: над крановой консолью, под крановой консолью, в основании колонны. Далее составляют таблицы M , N , Q и в указанных сечениях колонны устанавливают расчетные (основные или особые) сочетания усилий.

Для подбора арматуры обычно оказывается достаточным составить лишь несколько наиболее невыгодных сочетаний, определяющих следующие значения усилий M и N :

1) наибольший положительный момент $M_{Sd,max}$ и соответствующая продольная сила N_{Sd} ;

2) наибольший по абсолютной величине отрицательный момент $M_{Sd,min}$ и соответствующая N_{Sd} ;

3) наибольшая продольная сила $N_{Sd,max}$ и соответствующий M_{Sd} . В каждом из этих сочетаний определяется также поперечная сила Q_{Sd} .

Рамы, имеющие перепады высоты покрытий, следует рассчитывать как системы с несколькими неизвестными (рис. 22.8,6). Однако при $B_1/B_2 \geq 5$ в качестве расчетной схемы может быть принята однопролетная рама. Нагрузки с пристройки передаются на основную раму в виде горизонтальных и вертикальных реакций (рис. 22.8, в),

Железобетонные колонны

ф Сборные типовые железобетонные колонны, входящие в состав поперечных рам, применяют при $H \leq 18$ м, $B \leq 12$ м и $Q \leq 50$ т. При большей высоте здания, шаге колонн и грузоподъемности кранов обычно используют стальные колонны, а железобетонные — при специальном обосновании.

• Колонны бывают прямоугольного, двутаврового и кольцевого сечений, а также двухветвевые (рис.22.9 а...г). Двутавровые экономичнее прямоугольных по расходу материала (до 20 % бетона), но более трудоемки в изготовлении. Поэтому типовые колонны делают сплошного прямоугольного сечения. По мере совершенствования технологии изготовления применение колонн двутаврового сечения может оказаться целесообразным и дать экономию по стоимости до 35...45 %.

В последние годы находят применение железобетонные колонны кольцевого сечения, изготавливаемые методом центрифугирования. Процесс изготовления механизирован и автоматизирован, что позволило снизить расход бетона до 50 %, стали до 30 % и стоимость конструкций до 20...30 % по сравнению с типовыми колоннами.

Сплошные колонны с консолями используют в зданиях, оборудованных мостовыми кранами, грузоподъемностью $Q \leq 30$ т, при высоте от пола до головки кранового рельса $H_1 \leq 14,4$ м и $B \leq 12$ м. Двухветвевые колонны рациональны при $Q > 30$ т, $H > 10,8$ м и $B > 12$ м, а также в случаях, когда высота сечения нижней части колонны превышает 1 м. В бескрановых цехах обычно применяют колонны постоянного сечения по высоте.

Высота (м) сечения крайних колонн в надкрановой части назначается из условия размещения кранового оборудования: при нулевой привязке

$$h_i \leq 0.75 - B_1 - 0.07,$$

при привязке «250»

$$h_i \leq 1.0 - B_1 - 0.07$$

где B_l — расстояние от оси кранового рельса до края моста крана (рис. 22.9, д); 0,07 — горизонтальный зазор, необходимый по условиям эксплуатации крана, а также учитывающий возможные фактические отклонения сечения колотил от проектных значений.

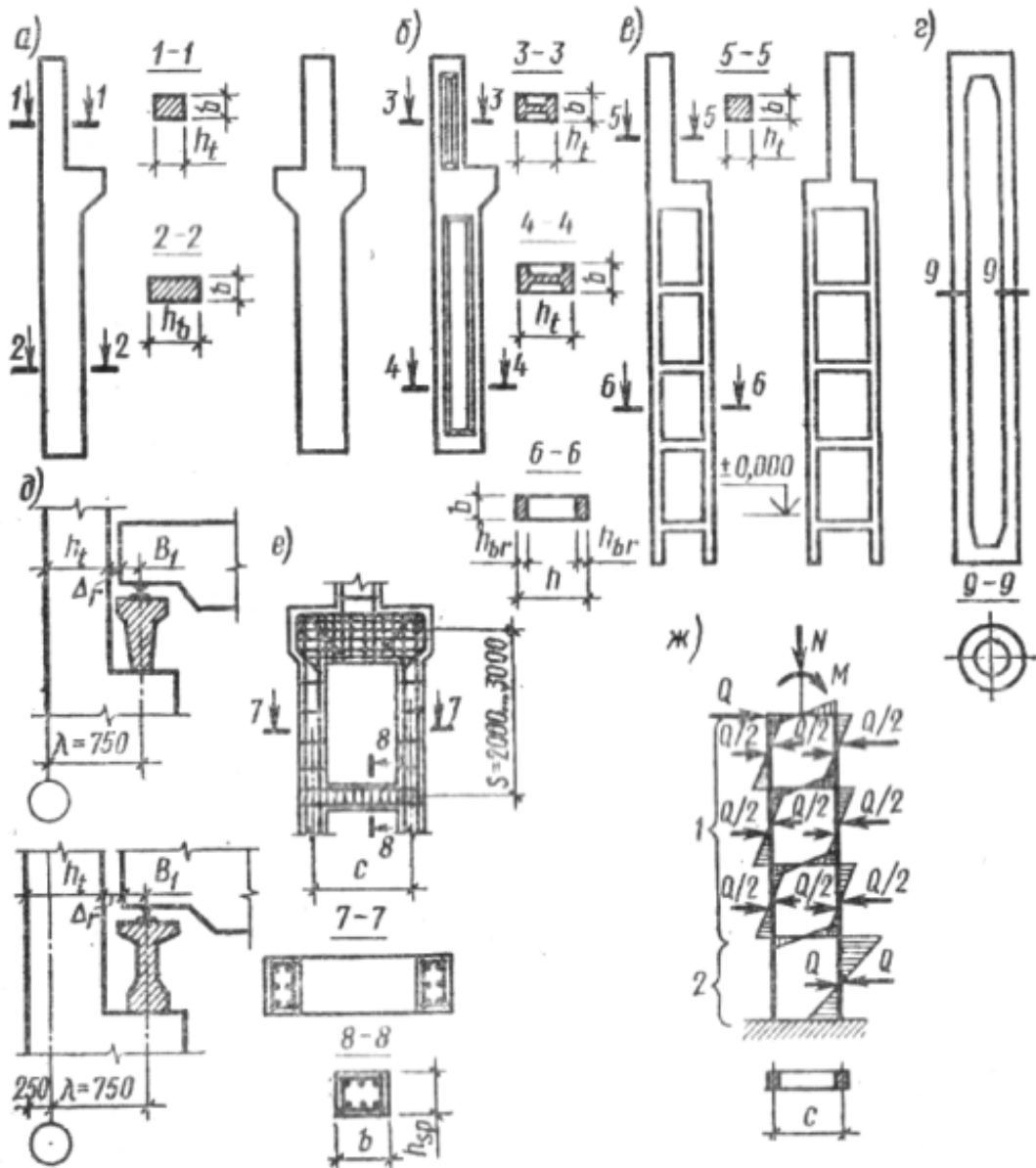


Рис 22.9. Конструкции колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами (а...в); центрифугированных колонн (г); к определению размеров сечений колонн (д)- армирование двухветвевой колонны (е)- к расчету двухветвевой колонны (ж): 1 — обе ветви сжаты; 2 — левая ветвь растянута

Высота сечения верхней части средних колонн назначается с учетом условий опирания двух ригелей на торец колонны; если $h_t < 60$ см, по верху колонны устраивают симметричные двусторонние консоли. Высоту сечения подкрановой части определяют условиями прочности и пространственной жесткости здания и на основании опыта проектирования:

$$h_b = \left(\frac{1}{9} \dots \frac{1}{12}\right) H$$

Ширину колонны b из условия изготовления принимают постоянной по всей высоте: для колонн крайнего и среднего ряда с шагом 6 м — не менее 40 см, а с шагом 12 м — не менее 50 см. Кроме того, ширина b должна удовлетворять требованиям жесткости и быть не менее $1/25H$.

Размеры сечений колонн округляются до величин, кратных 10 см, причем значение h_i — в меньшую сторону, а b и H_b — в большую. Сквозные колонны имеют в нижней части две ветви высотой сечения $h_{br}=20; 25; 30$ см, соединенные распорками (рис. 22.9,в). Высоту сечения распорок, кроме верхней, обычно принимают равной 40 см. Расстояние между распорками — 2...3 м, а от уровня пола до низа второй распорки — не менее 1,8 м. Верх первой распорки не должен выступать за уровень пола (для обеспечения прохода). Расстояние между осями ветвей также должно обеспечивать свободный проход людей.

Размеры консолей и их армирование определяются расчетом и условиями опирания подкрановых балок. В колоннах предусматривается устройство закладных деталей для установки стропильных конструкций, стеновых панелей и подкрановых балок.

Для колонн в настоящее время используют бетон классов $C^{16/20}...C^{30/37}$. Применение бетона более высоких классов позволяет получить существенную экономию. Так, применение бетона класса $C^{40/50}$ в колоннах двутаврового сечения дает экономию бетона до 25 % по сравнению с колоннами из бетона класса $C^{16/20}$.

На колонны одноэтажных промышленных зданий распространяются все требования по конструированию внецентренно сжатых элементов. В частности, продольная рабочая арматура выполняется из стали класса $S400 \text{ } \varnothing 16$ мм, поперечная — класса $S240$. Расстояние между осями продольных рабочих стержней не должно быть более 400 мм. В противном случае устанавливают дополнительные конструктивные стержни $\varnothing 12$ мм.

Колонны рассчитывают на внецентренное сжатие на усилия, найденные при расчете поперечной рамы. Подбор арматуры сплошных колонн производят по формулам для внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба для каждого расчетного сечения при невыгодных комбинациях нагрузок ($M_{sd,max}$, N_{sd} ; $M_{sd,min}$, N_{sd} , M_{sd} , $N_{sd,max}$). При близких по величине моментах разных знаков целесообразно подбирать симметричную арматуру.

Расчетную длину l_0 сборных железобетонных колонн принимают согласно норм. Например, для однопролетных зданий без мостовых кранов $l_0=1,5H$, многопролетных — $l_0=1,2H$.

Двухветвевые колонны в нижней части представляют собой многоярусную раму. В целях упрощения расчета принимают, что продольная сила распределяется между ветвями по закону рычага, а изгибающие моменты в ветвях определяют из условия, что нулевые точки моментов расположены в середине высоты панелей (рис. 22.9, ж). В соответствии с этим продольные силы в ветвях колонны

$$N_{br} = N_{sd}/2 \pm M_{sd} \cdot \eta/c,$$

где M_{sd} , N_{sd} — расчетные усилия по оси двухветвевой колонны; η — коэффициент, учитывающий деформирование оси колонны. При определении η следует учитывать влияние гибкости ветвей в плоскости изгиба двухветвевой колонны как для составного стержня.

Изгибающий момент в ветви

$$M_{br} = Q_{sd} \cdot s/4$$

Изгибающий момент в распорке равен сумме моментов в узле

$$M_{sp} = Q_{sd} \cdot s/2$$

Поперечная сила в распорке

$$Q_{sp} = Q_{sd} \cdot s/c.$$

Если одна из ветвей в каком-либо сечении окажется растянутой ($N_{br} < 0$), то моменты в сжатой ветви и распорке определяют из условия передачи всей поперечной силы в этом сечении на сжатую ветвь.

Помимо расчета колонн в плоскости поперечной рамы производят проверку их прочности из плоскости рамы на действие продольной силы $N_{sd,max}$ со случайным эксцентриситетом. Колонны также должны быть проверены на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. Фундаменты под колонны одноэтажных производственных зданий проектируют как внецентренно нагруженные.

Тема №16 Конструкции покрытия ОПЗ

Расчет и конструирование ребристых плит, плит Т, 2Т, КЖС (плит на пролет).

Железобетонные плиты покрытий

В настоящее время существует целый ряд типов плит (панелей) покрытий, решаемых по беспрогонной схеме, и постоянно разрабатываются новые конструктивные решения. Наибольшее распространение получили плиты пролетом 12 м (рис. 23.1, а) и 6 м, шириной 3 м (основные) и 1,5 м (доборные) с двумя продольными и поперечными ребрами. Основная продольная арматура выполняется предварительно напряженной. Полка армируется сварной сеткой, поперечные ребра — сварными каркасами. Толщина полки принимается 5 см. Бетон плит $C^{16/20} \dots C^{40/50}$. В ряде случаев уменьшают высоту сечения продольных ребер к опоре, что дает экономию бетона (до 9 %) и снижает стоимость конструкции. Поскольку нагрузка от собственной массы плит покрытия составляет значительную долю от полной нагрузки, целесообразно изготавливать их из бетона на легких заполнителях ($\gamma=18$ кН/м³), что снижает массу конструкций до 25 %.

Расчет плит в продольном направлении производят как однопролетных свободно опертых балок таврового сечения на совместное действие постоянных (от массы плиты и кровли) и временных (от снега) нагрузок.

Полка плиты в зависимости от расстояния между поперечными ребрами рассчитывается как неразрезная балочная плита или плита, опертая по контуру. Наиболее сложное напряженное состояние в плите возникает в опорных сечениях, которые усиливаются вутами и армируются дополнительными сетками. Весьма экономичными и простыми в изготовлении являются плиты типа «2Т» размерами 3х6, 3х12 м при поперечном расположении ригелей) и 3х18, 3х24 м (при продольном) (рис.23.1.б). К недостаткам этих конструкций относится сложность устройства продольных швов между плитами.

Существует два способа изготовления этих плит: полка плиты и ребра бетонируются совместно; продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее из бетона класса $C^{40/50}$, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой обеспечивают за счет устройства выпусков арматуры и сцепления бетона. Раздельное изготовление экономичнее, поскольку позволяет снизить класс бетона полок до $C^{16/20}$. Продольная арматура ребер — из высокопрочной стали, полка армируется сетками. В продольном направлении плиты рассчитывают как свободно опертые однопролетные балки таврового сечения, в поперечном — учитывается разгружающее влияние свесов полок.

Плита крупноразмерная железобетонная сводчатая КЖС представляет собой короткую цилиндрическую оболочку с предварительно напряженными ребрами — диафрагмами

сегментного очертания (рис. 23.1, с). Размеры плит в плане 3x12, 3x18 и 3x24 м. Очертание поверхности оболочки принимают по квадратной параболе. Толщина оболочки не должна быть менее 30 мм в середине пролета с утолщением до 140...160 мм у торцов. Высоту поперечного сечения плиты в середине пролета принимают $(1/15...1/20)l$ в зависимости от пролета и нагрузки. Для уменьшения массы плиты диафрагмы проектируют минимальной толщины (40 мм) с вертикальными ребрами жесткости. Основную напрягаемую арматуру располагают в нижней части диафрагмы. По концам напрягаемых стержнем предусматривают анкерные детали, обеспечивающие надежное закрепление рабочей арматуры в бетоне опорного узла. Эта арматура играет роль затяжки рассматриваемой сводчатой системы. Диафрагму армируют сварными каркасами только в опорных зонах, в вертикальных ребрах устанавливают стержни-подвески. Армируют оболочки сварной сеткой, подбираемой по расчету. Сопряжение оболочки с диафрагмой выполняют с помощью пологих втулок.

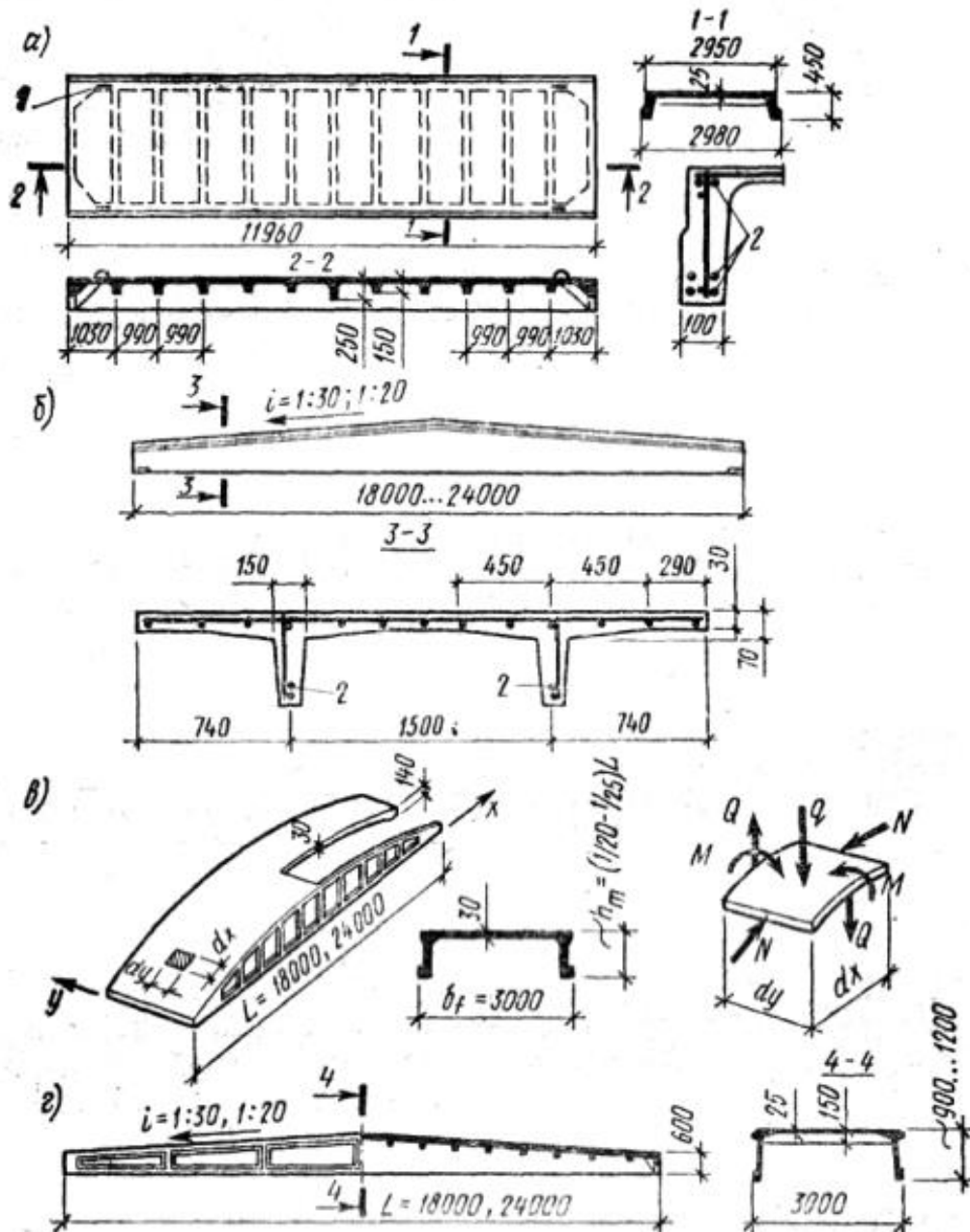


Рис.23.1. Конструкции плит покрытия

Плиты КЖС проектируют из бетонов классов $C^{20/25} \dots C^{40/50}$ в зависимости от пролетов и нагрузок. При расчете плиту рассматривают как цилиндрический свод, работающий совместно с диафрагмами. Полагают, что вдоль направляющей оболочки действует только продольная сила N , поперек — поперечные силы Q и изгибающие моменты M (см. рис. 23.1, в).

Изгибающий момент в системе «оболочка — диафрагма» (в продольном направлении) воспринимается растянутой арматурой диафрагм и полкой (оболочкой), работающей на сжатие. В соответствии с этим необходимую площадь сечения рабочей арматуры диафрагмы $A_{s,d}$ и толщину оболочки h определяют из условий:

$$A_{s,calc} = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} \cdot z_c}, h = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} \cdot z_c \cdot b_f},$$

где M_{sd} — изгибающий балочный момент в рассматриваемом сечении от расчетных нагрузок; z_c — расстояние от срединной поверхности оболочки до оси рабочей арматуры; b_f — ширина панели поверху.

Плиты КЖС экономичны, достаточно просты в изготовлении. Наиболее существенным их недостатком является трудоемкость устройства кровли по криволинейной поверхности.

Наряду с КЖС разработаны крупноразмерные плиты покрытий типа П размерами 3x8, 3x24 м под малоуклонную кровлю (рис. 23.1,г). Достоинство этих плит по сравнению с плитами КЖС — упрощение работ по устройству кровли, а стоимость плит типа П с учетом эксплуатационных расходов примерно равна стоимости плит КЖС. Общим недостатком крупноразмерных плит является усложнение устройства внутренних коммуникаций в уровне покрытия.

В последние годы предложены технические решения плит покрытия, направленные на снижение расхода материалов и трудоемкости возведения. К ним относятся плиты с решетчатыми ребрами под малоуклонную кровлю 3x18, 3x24 м, а также неразрезные ребристые плиты 3x2-1 м, укладываемые по стропильным конструкциям шагом 6 м.

Тема №17 Стропильные конструкции ОПЗ

Расчет и конструирование балок, ферм, арок.

Железобетонные стропильные балки

Железобетонные стропильные балки применяют для перекрытия пролетов 6, 9, 12 и 18 м. При пролетах 24 м и более они уступают фермам по технико-экономическим показателям и, как правило, не используются. Балки пролетами 6 и 9 м предназначены преимущественно для покрытия пристроек, а балки пролетом 12 м — в качестве поперечных или продольных ригелей покрытия. Балки пролетом 18 м применяют в качестве поперечных ригелей, по которым укладывают плиты 3х6 или 3х12 м.

В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными (рис. 24.1, б), односкатными, с параллельными полками (рис. 24.1, в), ломаным или криволинейным очертанием верхней полки.

Двускатные балки имеют уклон верхней полки 1 : 12 для скатных кровель, 1 : 30 — для малоуклонных кровель. Вследствие своей экономичности они получили наиболее широкое распространение для покрытий пролетов 18 м. Определенные трудности при их изготовлении связаны с устройством каркасов переменной высоты. При необходимости пропуска коммуникаций в уровне покрытия (воздуховоды и т.п.) используют двускатные решетчатые балки пролетом 12 и 18 м (рис. 24.1, б).

- Односкатные балки обычно применяют для устройства кровли с односторонним уклоном, например в пристройках.

Балки с параллельными полками наиболее просты в изготовлении, имеют арматурные каркасы постоянной высоты и применяются в качестве продольных ригелей при горизонтальных кровлях. Однако по расходу бетона и арматуры они уступают двускатным.

- Балки с ломаным и криволинейным верхним поясом, несмотря на экономичность, не нашли широкого применения вследствие сложной технологии их изготовления.

Высота сечения балок в середине пролета $(1/10 \dots 1/12)l$.

В целях экономии бетона сечение балок принимают тавровым (при $l=6; 9$ м) и двутавровым ($l=12; 18$ м). Ширину верхней полки балок из условия опирания плит покрытия и обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают равной $(1/50 \dots 1/60)l$, что обычно составляет 20...40 см. Ширину нижней полки (25...30 см) определяют из условия размещения в ней растянутой арматуры, прочности бетона пояса при действии усилия обжатия, а также условия опирания на колонны. Толщину вертикальной стенки в средней части пролета (6...8 см) назначают из условий изготовления балки (в вертикальном положении) и размещения поперечной арматуры (одного или двух каркасов). У опор стенка утолщается для обеспечения прочности и трещиностойкости опорных сечений. Бетон балок классов $C^{20/25} \dots C^{40/50}$.

Все типы балок пролетами 12...18 м выполняют предварительно напряженными, как правило, с натяжением на упоры. Для исключения образования и раскрытия трещин в верхней зоне от усилий, возникающих при отпуске нижней арматуры, в ряде случаев в верхней зоне размещают напрягаемую арматуру A_{pl} — (0,15...0,2) A_p . Поперечную и продольную монтажную арматуру выполняют из сталей классов S240, S400. В опорных частях балок, где возникают большие усилия от реакций опор и предварительного обжатия, устанавливают дополнительную арматуру в виде сеток и вертикальных стержней.

Нагрузки на балку от веса покрытия и снега передаются через ребра плит в виде сосредоточенных сил. При числе их более четырех нагрузка заменяется эквивалентной равномерно распределенной. Нагрузки от подвешенного транспорта и коммуникаций передаются на балку в виде сосредоточенных сил.

Балки рассматриваются как шарнирно опертые элементы с расчетным пролетом, равным расстоянию между линиями действия опорных реакций.

Подбор продольной и поперечной рабочей арматуры, расчет прогибов и трещиностойкости балок производится как для обычного элемента таврового или двутаврового сечения.

При расчете нормальных сечений двускатных балок необходимо учитывать, что сечение, где требуется наибольшая площадь продольной растянутой арматуры, не совпадает с серединой пролета, где действует максимальный изгибающий момент. Это объясняется тем, что по мере удаления от середины балки рабочая высота ее на некотором участке уменьшается быстрее, чем внешний погибающий момент. При уклоне верхней полки 1 : 12 опасное сечение находится на расстоянии $0,37l$ от опоры

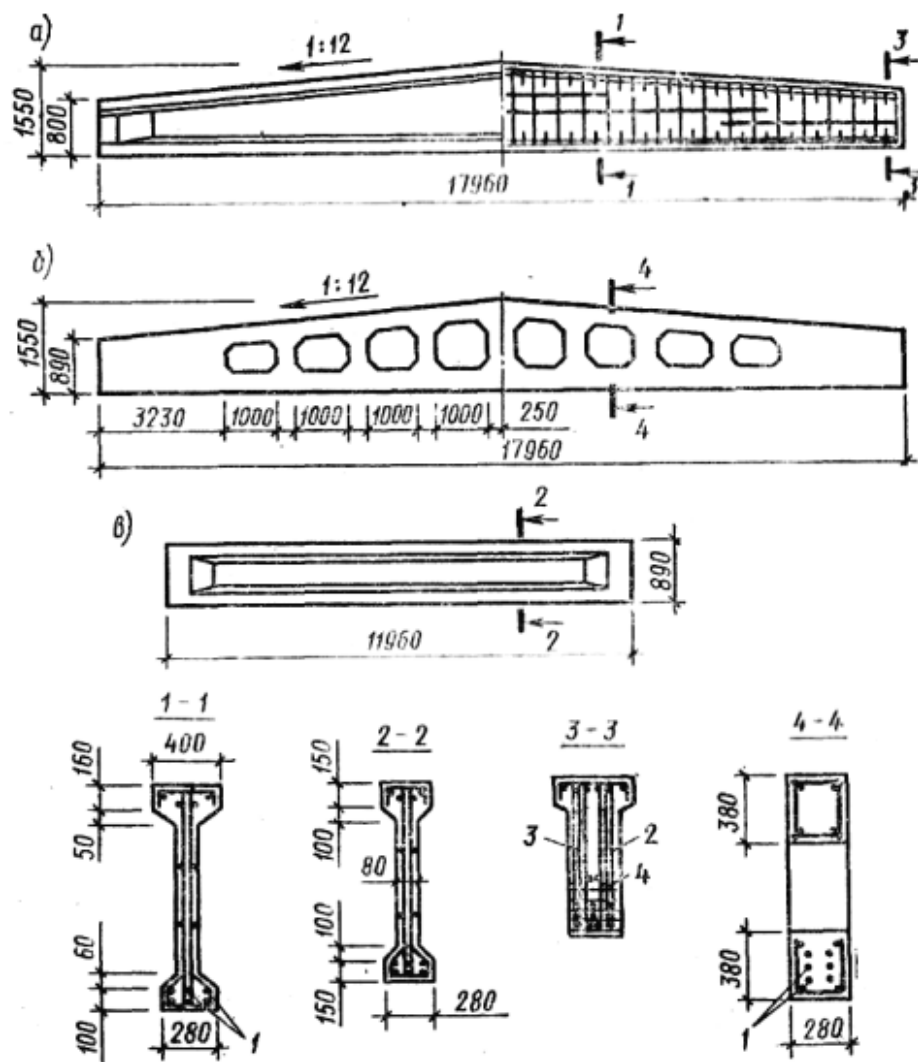


Рис. 24.1. Конструкции стропильных балок:
 1 — напрягаемая арматура; 2 — опорный каркас; 3 — анкеры; 4 — сетки косвенного армирования.

Железобетонные стропильные фермы

• Железобетонные стропильные фермы применяют в качестве ригелей покрытий промышленных и общественных зданий при пролетах 18, 24, 30 м и шаге 6 и 12 м. При больших пролетах железобетонные фермы получаются тяжелыми, неудобными при транспортировании, трудоемкими в монтаже и могут применяться лишь при специальном обосновании. Фермы устанавливают на колонны или крепят к подстропильным фермам с помощью анкерных болтов или сварки закладных опорных элементов. По фермам укладывают плиты покрытий и кровлю. Очертание стропильных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия. Для зданий со скатной кровлей как типовые фермы применяют: сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания (рис. 24.2, а, ж)

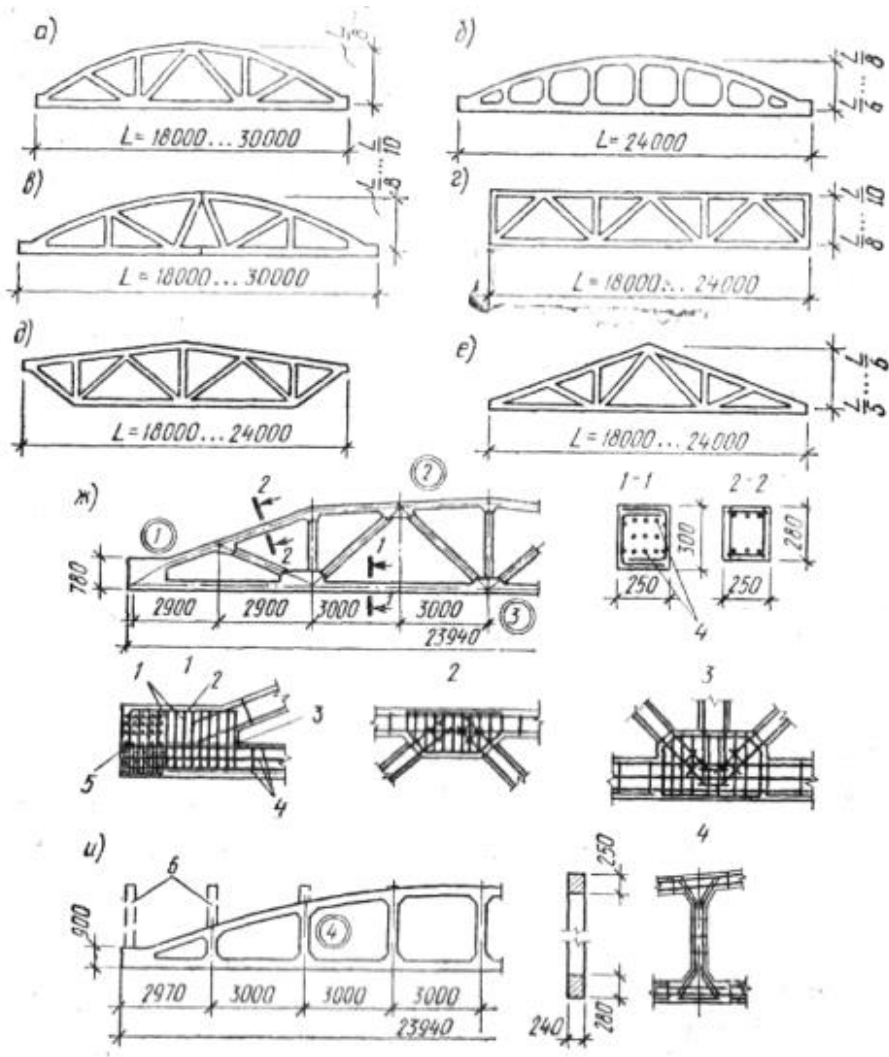


Рис. 24.2. Конструкция железобетонных стропильных ферм:

1 — поперечная арматура опорного узла; 2 — контурные стержни; 3 — дополнительная сетка; 4 — напрягаемая арматура; 5 — сетки косвенного армирования; б — стойки для опирания плит покрытия в зданиях с плоской кровлей; 7 — бетонная центрирующая прокладка; в — металлический накладка; 9 — стальная обойма;

и безраскосные арочного очертания (рис. 24.2, б, и), для зданий с плоской кровлей — раскосные с параллельными поясами (рис. 24.2, г). Для нетиповых решений возможны и другие виды ферм: арочные раскосные с разреженной решеткой (рис. 24.2, в), полигональные (рис. 24.2 г, д), треугольные, с нижним ломаным поясом. Наиболее рациональны с точки зрения статической работы сегментные и арочные раскосные фермы.

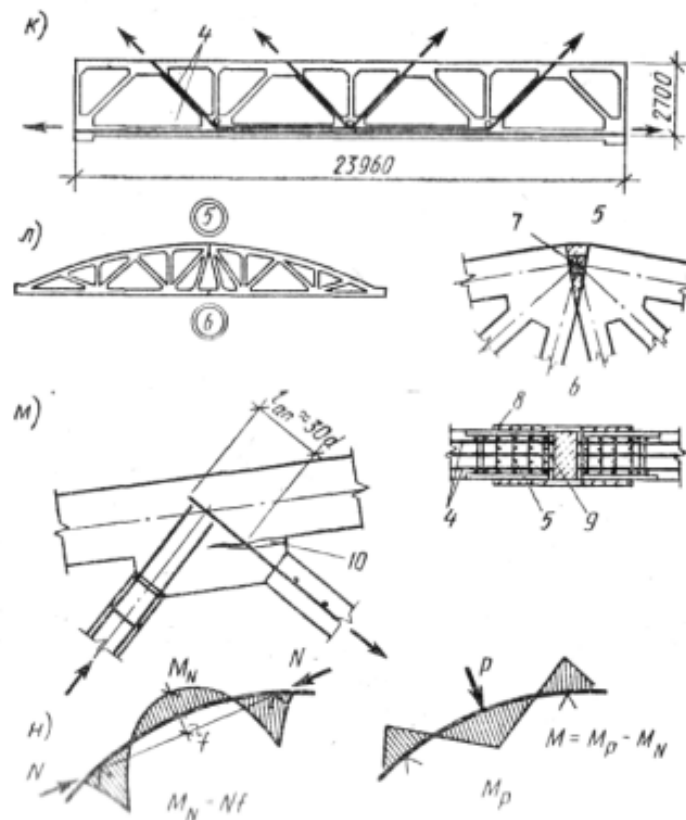


Рис. 24.2. продолжение . Конструкция железобетонных стропильных ферм:

- В сегментных раскосных фермах (см. рис. 24.2, а, ж) усилия в поясах по длине изменяются мало, а в элементах решетки — невелики. Это объясняется тем, что очертание верхнего пояса близко к кривой давления. Достоинством этого типа ферм также является то, что небольшая высота у опор приводит к уменьшению высоты стен здания и суммарной длины решетки. К числу недостатков следует отнести повышенную трудоемкость работ, связанных с устройством скатной кровли.

В последние годы широкое распространение получили безраскосные арочные фермы (рис. 22.4,6, и), которые отличаются простотой и удобством изготовления. Особенно целесообразно безраскосные фермы применять в зданиях, где межферменное пространство используется для коммуникаций, технических этажей, а также в цехах с насыщенным подвесным транспортным оборудованием. Эти фермы часто используются для устройства плоской кровли путем установки дополнительных стоек. Недостатком этого типа ферм является то, что в стойках и поясах фермы возникают значительные изгибающие моменты, для восприятия которых требуется дополнительный расход арматуры, что приводит к увеличению стоимости ферм.

- Железобетонные фермы с параллельными поясами обеспечивают более простое устройство плоской кровли. Однако они имеют большую высоту на опорах, что помимо увеличения высоты наружных стен приводит к необходимости устройства вертикальных связей между фермами в плоскости опорных стоек. По расходу бетона такие фермы уступают сегментным и арочным.

Техническое решение, предусматривающее отведение части предварительно напряженной арматуры из нижнего пояса в растянутые раскосы (рис.24.2 к), позволяет улучшить их технико-экономические показатели.

Расстояние между узлами верхнего пояса рассмотренных типов ферм принимается равным ширине плиты покрытия (3 м) и целям обеспечения узловой передачи нагрузки.

- Арочные раскосные фермы имеют мощный криволинейный пояс кругового очертания и легкую разреженную решетку. В таких фермах допускается внеузловая передача нагрузки от плит покрытия. Возникающие при этом изгибающие моменты от вертикальной нагрузки уменьшаются за счет моментов обратного знака, создаваемых эксцентрично приложенными продольными сжимающими усилиями в верхнем поясе. По экономическим показателям эти фермы при пролетах 18...24 м несколько дороже сегментных, а при пролетах 30 м и более — экономичнее.

- Треугольные фермы невыгодны ввиду большой высоты и значительного расхода материалов. Применение их оправдано только в случае использования кровли из асбестоцементных материалов или металлических волнистых листов, для которых требуется значительный уклон.

- Фермы с ломаным нижним поясом (рис. 11.11, д) более устойчивы, не требуют установки дополнительных связей, но сложны в изготовлении.

- По способу изготовления различают фермы с закладной решеткой бетонированные целиком.

В фермах с закладной решеткой элементы решетки готовятся заранее в отдельных формах, а затем укладываются в общую форму, после чего бетонированы пояса и узлы. Этот способ позволяет делать элементы решетки небольшого сечения и из бетона более низких классов, что приводит к экономии бетона и цемента. Фермы пролетом 30 м и более для обеспечения возможности транспортирования обычно изготавливаются из двух отправочных элементов и объединяются на строительной площадке стыком на сварке. Такие фермы дороже цельных на 10... 15 % и менее надежны в работе при динамических нагрузках.

Высота ферм в середине пролета $(1/6...1/10)l$. Ширина сечения верхнего пояса назначается из условия устойчивости его из плоскости фермы при монтаже и перевозке $(1/70...1/80)l$, а также из условия опирания плит. Ширина сечения нижнего пояса принимается такой же, как и верхнего, а высота сечения назначается из условия размещения рабочей растянутой арматуры. Размеры сечения сжатых элементов решетки и стоек определяются расчетом, при этом ширину их целесообразно назначать равной ширине поясов для удобства бетонирования в горизонтальном положении.

Фермы изготавливают из бетона классов $C^{20/25}...C^{40/50}$. Нижний пояс предварительно напряженный. Натяжение арматуры обычно осуществляют на упоры. Чтобы предотвратить появление продольных трещин, нижний пояс армируют конструктивной поперечной арматурой из проволоки $d=5...6$ мм, соединенной обычной арматурой в каркасы. В верхних поясах, раскосах и стойках. Применяют сварные каркасы из горячекатаной стали периодического профиля.

Особое внимание при конструировании ферм следует обращать на армирование узлов. В опорном узле для восприятия больших перерезывающих сил и сил обжатия устанавливают поперечную арматуру (рис. 24.2, ж), объединенную контурным стержнем 2 в плоский каркас. Два таких плоских каркаса образуют пространственный каркас узла. Для улучшения условий анкеровки напрягаемой арматуры и предотвращения возникновения продольных трещин в бетоне устанавливают косвенную арматуру 3 в виде сеток. Для предотвращения раскрытия трещин в месте сопряжения нижнего пояса с узлом ставят дополнительную сетку 4. Арматуру элементов решетки заводят в узлы, которые имеют уширения, позволяющие лучше разместить ее и заанкеровать (рис. 24.2, ж).

Фермы рассчитывают на эксплуатационные нагрузки от покрытия, фермы, снега, подвесного оборудования и т. п., а также нагрузки, возникающие при изготовлении, транс-

портировании и монтаже. Нагрузка от покрытия и от массы фермы считается приложенной к узлам верхнего пояса, а нагрузка от подвесного оборудования — к узлам нижнего.

Железобетонная ферма имеет жесткие узлы и представляет собой многократно статически неопределимую рамную систему. Однако в предельном состоянии по прочности в узлах раскрываются трещины, жесткость их падает, и влиянием возникающих изгибающих моментов можно пренебречь, рассматривая узлы как шарнирные. Это позволяет при расчете прочности рассматривать ферму как статически определимую систему. Такой расчет в общем верно отражает характер работы конструкции и обеспечивает достаточную точность. Если нагрузка приложена в панелях верхнего пояса между узлами, то при расчете учитывают местный изгиб верхнего пояса. При определении изгибающих моментов от внеузловой нагрузки пояс фермы рассматривают как неразрезную балку, опорами которой являются узлы фермы. При наличии выгибов или изломов верхнего пояса учитывают разгружающее действие момента от продольной силы N .

При расчете безраскосной фермы принимают жесткое соединение поясов и стоек и узле. Усилия определяют как для статически неопределимой системы,

Расчетные усилия в элементах ферм находят от всех возможных невыгодных сочетаний действующих нагрузок. По найденным усилиям производят расчет сечений элементов. Верхний пояс рассчитывают на сжатие со случайным или расчетным эксцентриситетом, нижний — на центральное растяжение, решетку — на сжатие или растяжение. Расчетные длины элементов в плоскости фермы и из ее плоскости принимают по нормам .

При расчете трещиностойкости предварительно напряженного нижнего пояса необходимо учитывать влияние изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слаборботающей решеткой (например, в сегментных) можно определить, рассматривая нижний пояс как неразрезную балку на упругооседающих опорах.

Железобетонные стропильные арки

- Арками называют системы, состоящие из криволинейных элементов, горизонтальное смещение опор которых ограничено. Последнее приводит к возникновению распора, обеспечивающего работу арки преимущественно на сжатие.

В одноэтажных промышленных зданиях арки применяют в покрытиях средних и больших пролетов ($l \geq 30$ м). Имеются примеры применения арочных конструкций в ангарах, спортивных сооружениях, мостах, где пролеты превышают 100 м.

- Железобетонные арки бывают трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. В трехшарнирных арках смещение опор в горизонтальном и вертикальном направлениях практически не сказывается на усилиях. Двухшарнирные арки малочувствительны к вертикальным осадкам и более чувствительны к горизонтальным смещениям. В бесшарнирных арках всякое смещение опор вызывает значительные дополнительные усилия, поэтому применение их возможно только там, где смещения опор заведомо невелики. Распор арки чаще всего воспринимается затяжками. Если по архитектурным или технологическим соображениям устройство затяжек нежелательно, то распор арки передают на жесткие боковые рамы, контрфорсы или непосредственно на фундамент.

Наиболее целесообразно такое очертание арки, при котором ось ее совпадает с кривой давления, и тогда изгибающие моменты минимальны. Совпадение кривой давления с осью арки обеспечить трудно (различные нагрузки, влияние усадки, ползучести), поэтому очертание принимают по дуге окружности, что упрощает конструкцию и уменьшает число типоразмеров сборных элементов, мало сказываясь на усилиях.

- Железобетонные арки могут быть сборными и монолитными. В качестве стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий наиболее широко применяют сборные пологие двухшарнирные арки с затяжкой (рис. 24.3.). Такие арки имеют стрелу подъема $f = (1/5 \dots 1/8)l$, высоту сечения $h = (1/30 \dots 1/50)l$ и ширину $b = (0,4 \dots 0,5)h$ и ширину $b = (0,4 \dots 0,5)h$.

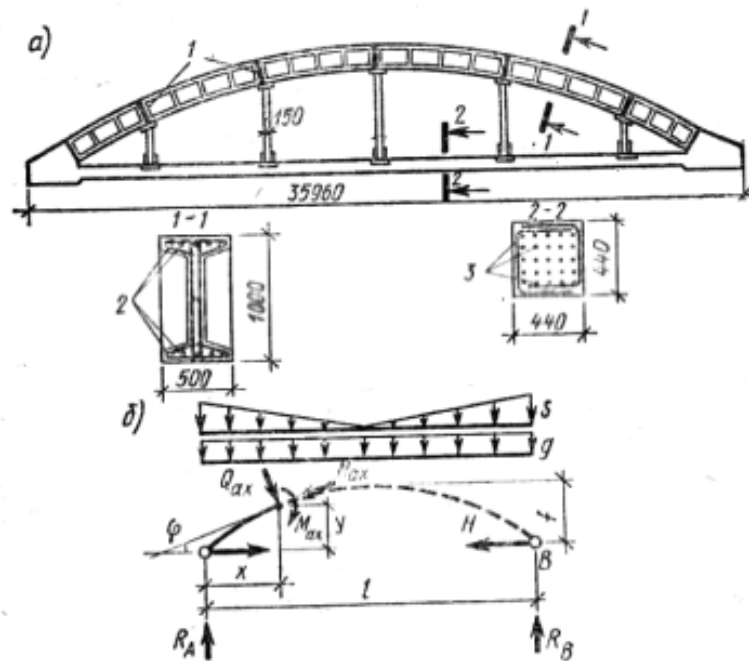


Рис. 24.3. Конструкция сборной арки покрытия (а) и расчетная схема (б):
 1—стык сборных элементов (при укрупнительной сборке); 2 — ненапрягаемая рабочая арматура; 3 — напрягаемая арматура

Сечение арки — прямоугольное или двутавровое, обычно с симметричным армированием, так как возможны моменты разных знаков. В стенке двутавра могут устраиваться отверстия для пропуска коммуникаций.

Арки собирают из отдельных блоков длиной 6 м (рис. 24.3,а). Между собой блоки соединяют ванной сваркой выпусков продольной арматуры с последующим замоноличиванием стыков мелкозернистым бетоном. По аркам укладывают железобетонные плиты, крепящиеся к верхнему поясу с помощью сварки закладных деталей и выполняющие функцию горизонтальных связей. Затяжки железобетонных арок, как правило, выполняют предварительно напряженными. Они мало податливы, поэтому изгибающие моменты от смещения опор в таких арках на 30...45 % меньше, чем в арках с ненапряженными железобетонными или стальными затяжками. Для уменьшения провисания затяжек устраивают подвески через 6 м.

В строительстве находят также применение высокие арки больших пролетов, обычно трехшарнирные. Ось их очерчена по дуге окружности или по более сложной кривой. Сечение арки сплошное или решетчатое.

Арки выполняют из бетона классов $C^{20/25}$... $C^{40/50}$, рабочая арматура арки—из стали класса $S400, S500$, затяжки из предварительно напряженной стержневой стали, проволочной и канатов.

Рассчитывают арки на нагрузку от собственного веса и покрытия, нагрузку от снега и сосредоточенные нагрузки от подвесного транспорта. Арки большого подъема рассчитывают также на действие ветра. Определение усилий производят методами строительной механики. Двухшарнирная арка с затяжкой является статически неопределимой системой с одним неизвестным. При ее расчете задаются сечениями арки и затяжки и определяют неизвестное усилие распора из уравнения метода сил (рис. 24.3).

В практике проектирования величину распора пологой железобетонной арки постоянного по длине сечения, очерченной по дуге окружности или квадратной параболы, определяют по формуле (при равномерно распределенной нагрузке)

$$H_{sd} = \frac{kql^2}{8f}$$

где k — коэффициент, учитывающий упругую податливость затяжки; предварительно принимают $k = 0,9$.

По найденному значению распора в нескольких сечениях арки определяют M_{Ax} , N_{Ax} и Q_{Ax} по известным формулам (см. рис. 24.3,6):

$$M_{Ax} = M_x - Hy$$

$$N_{Ax} = H \cos \varphi + Q_x \sin \varphi$$

$$Q_{Ax} = Q_x \cos \varphi + H \sin \varphi$$

Усилия в арке, вычисленные для различных нагружений, сводятся в таблицу, по которой устанавливают максимальные и минимальные расчетные усилия в сечениях при наиболее невыгодных сочетаниях нагрузок. Подбор сечений продольной арматуры арки производят по методикам расчета внецентренно сжатых элементов, при этом расчетную длину принимают: для двухшарнирной арки — $0,54L$, для трехшарнирной — $0,59L$, где L — длина оси арки. Затяжку рассчитывают на центральное растяжение, пренебрегая изгибающими моментами от собственной массы. Арматуру подбирают из условий прочности, после чего проверяют трещиностойкость затяжки.

Подстропильные конструкции

Подстропильные конструкции укладывают вдоль здания по рядам колонн, они являются опорами промежуточных стропильных ферм или крупноразмерных плит покрытия и имеют пролет, равный шагу колони 12 или 18 м. В качестве подстропильных конструкций применяют балки и фермы (рис. 24.4.). Последние несколько выгоднее по расходу материалов.

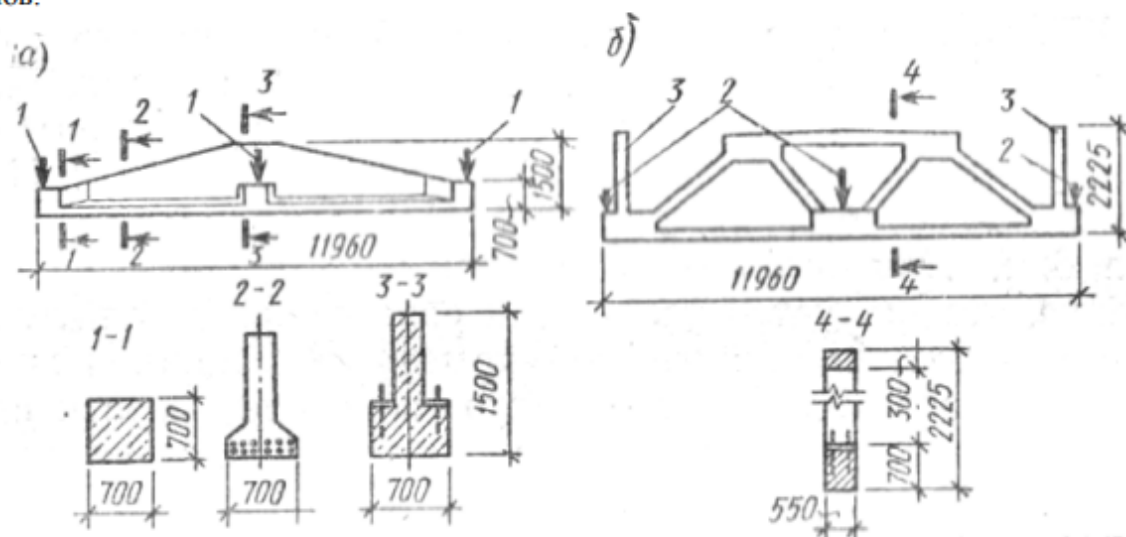


Рис. 24.4. Подстропильные балки (а) и фермы (б):

1 — реакция стропильных балок; 2 — то же, ферм; 3 — стойки для опирания плит покрытия

Железобетонные подкрановые балки

• Железобетонные подкрановые балки рекомендуется применять при кранах среднего ($Q \leq 30$ т) и легкого режимов работы. Основными их достоинствами по сравнению со стальными являются пониженный (до 50 %) расход металла, повышенная огнестойкость, отсутствие эксплуатационных расходов, а большая масса способствует лучшей работе на динамическую нагрузку. При кранах среднего ($Q > 30$ т) и тяжелого режимов работы целесообразно применять стальные балки.

Железобетонные подкрановые балки проектируют разрезными (в целях упрощения монтажа), с параллельными поясами: пролет их равен шагу поперечных рам — 6 или 12 м. Высоту сечения принимают $(1/8 \dots 1/10)l$. Наиболее целесообразно тавровое сечение балки при пролете 6 м. При пролете 12 м применяют двутавровое сечение, что диктуется условиями размещения значительного количества напрягаемой арматуры и нижней зоне сечения. Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана. Обычно толщину верхней полки принимают $(1/7 \dots 1/8)h$, ширину $1/10 \dots 1/20)l = 500 \dots 650$ мм (рис. 24.4,а). Балки выполняют предварительно напряженными с натяжением на упоры.

Крепление балок к колоннам осуществляется с помощью болтовых соединений с последующей обваркой шайб и гаек. Передача тормозных усилий от крана на колонну осуществляется с помощью ребер жесткости, привариваемых к закладным деталям подкрановой балки и колонны. Крепление подкрановых путей к верхнему поясу осуществляется с помощью стальных накладок — «лапок» и болтов. Расчет подкрановых балок выполняют на вертикальную нагрузку от собственной массы балки и кранового пути, а также от вертикального давления колес кранов и горизонтальную нагрузку от поперечного торможения тележки крана. Расчет балок производят по прочности и выносливости (первая группа предельных состояний), трещиностойкости и деформациям (вторая группа).

Усилия в каждом сечении от крановой нагрузки находят, загружая соответствующие линии влияния.

Расчетное сечение на вертикальные нагрузки — двутавровое или тавровое. При расчете на горизонтальную нагрузку в расчет вводят только верхнюю полку, при этом в целях упрощения сила считается приложенной в центре тяжести сечения верхней полки (рис. 24.4,б). Подобранные по прочности сечения балки и продольной арматуры проверяют расчетом на выносливость.

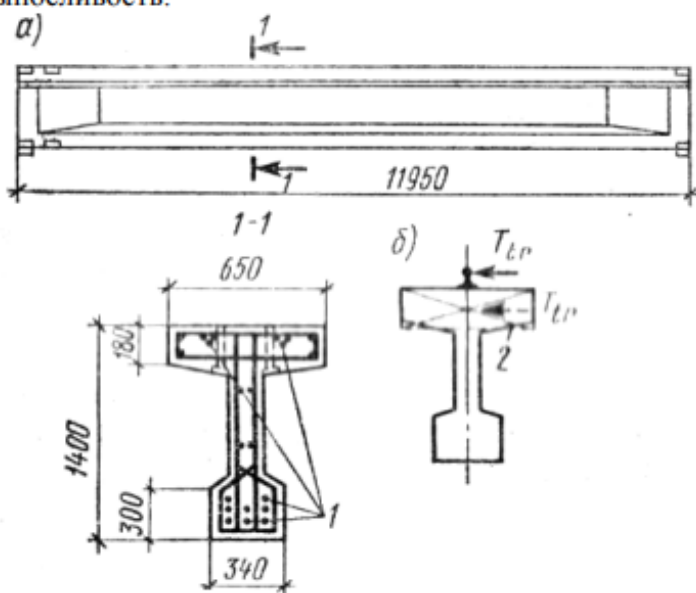


Рис. 24.4. Конструкция подкрановой балки: — напрягаемая арматура; 2 — расчетное сечение.

При многократно повторных нагружениях крановой нагрузкой бетон и стальная арматура разрушаются при напряжениях, меньших, чем при статическом нагружении.

Расчетные значения допустимых напряжений арматуры и бетона определяют по формулам СНБ 5.03.01-02.

$$\sigma_{sR} = f_{yd} \cdot \gamma_{sR} \cdot \gamma_{sRs} - \text{для ненапрягаемой арматуры};$$

$$\sigma_{sR} = f_{pd} \cdot \gamma_{sR} - \text{для напрягаемой арматуры};$$

$$\sigma_{cR} = f_{cd} \cdot \gamma_{cR} - \text{для сжатой зоны бетона},$$

Где коэффициенты $\gamma_{sR}, \gamma_{sRs}, \gamma_{cR}$ принимаются согласно п.10.2. норм СНБ 5.03.01-02.

Проверку усталостной прочности конструкций проводят по формулам:

$$\sigma_{c,\max} \leq \sigma_{cR}, \sigma_{s,\max} \leq \sigma_{sR},$$

Где $\sigma_{c,\max}$ и $\sigma_{s,\max}$ максимальные напряжения в бетоне и арматуре.

Тема №18 Железобетонные фундаменты

Отдельно стоящие, ленточные, сплошные. Расчет и конструирование.

Классификация фундаментов

Фундаменты, так же как и перекрытия, являются неотъемлемой частью любого здания. В подавляющем большинстве случаев их выполняют из железобетона. Они передают нагрузку от опирающихся на них колонн или стен на основание. Фундаменты бывают трех типов: отдельные — под каждой колонной (рис. 25.1, а), ленточные — под рядами колонн в одном или двух направлениях (см. рис. 25.5), а также под стенами (рис. 25.1,б), сплошные — под всем сооружением (рис. 25.1,в). Тип фундамента выбирают из сопоставления их стоимости, расхода материалов и трудовых затрат с учетом эксплуатационных и конструктивных требований. Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках, хороших грунтах и достаточно редком расположении колонн. При больших нагрузках и относительно слабых грунтах делают ленточные фундаменты. Последние особенно целесообразны при неоднородных грунтах и различных по величине нагрузках. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна, то устраивают сплошные фундаменты.

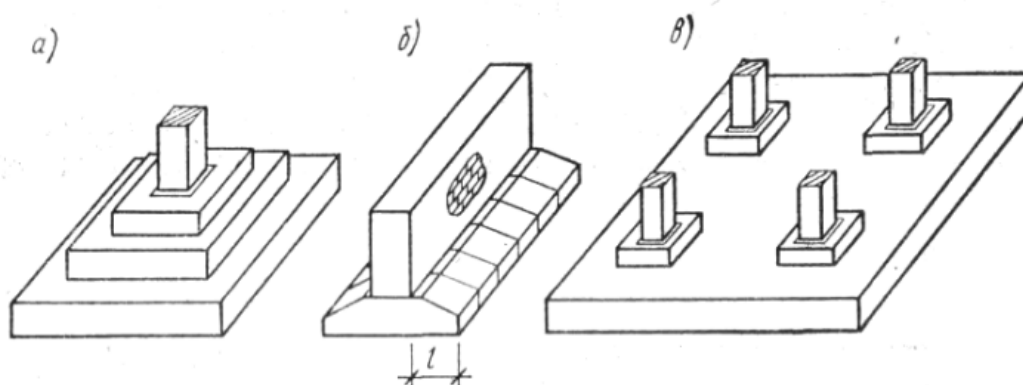


Рис. 25.1. Типы железобетонных фундаментов

Отдельные фундаменты

- Центрально-нагруженные фундаменты. Эти фундаменты проектируют квадратными в плане.

- По форме они могут быть ступенчатыми (рис. 25.1, а) или пирамидальными (рис. 25.1,б). Последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже.

Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента располагают на 15 см ниже уровня чистого пола. Устанавливают фундаменты на естественный грунт, бетонную, щебеночную или песчаную подготовку толщиной 10 см.

- По способу изготовления фундаменты сборные и монолитные. В большинстве случаев применяют монолитные фундаменты. Сборные устраивают, когда они невелики по размерам, в сложных геологических или суровых зимних условиях, а также когда применение их сокращает сроки строительства и дает экономию. Центрально-нагруженные фундаменты армируют сварными сетками классов с одинаковой арматурой в двух направлениях. Шаг стержней обычно принимают 150...200 мм, диаметр — не менее 10 мм. Минимальная толщина защитного слоя при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке — 40 мм, при ее отсутствии — 80 мм, для сборных фундаментов — 45 мм.

Сборные фундаменты проектируют под сборные колонны, монолитные фундаменты — как под сборные, так и под монолитные. Сборные колонны жестко заделывают в специальные гнезда — стаканы, оставляемые в фундаменте при бетонировании (рис. 25.2, а, б). Закрепление колонн в стакане осуществляют посредством заливки цементного раствора между стенкой и колонной. Для жесткого соединения монолитных колонн с фундаментами из последних выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетной площади арматуры колонны у обреза фундамента (рис. 25.2, б).

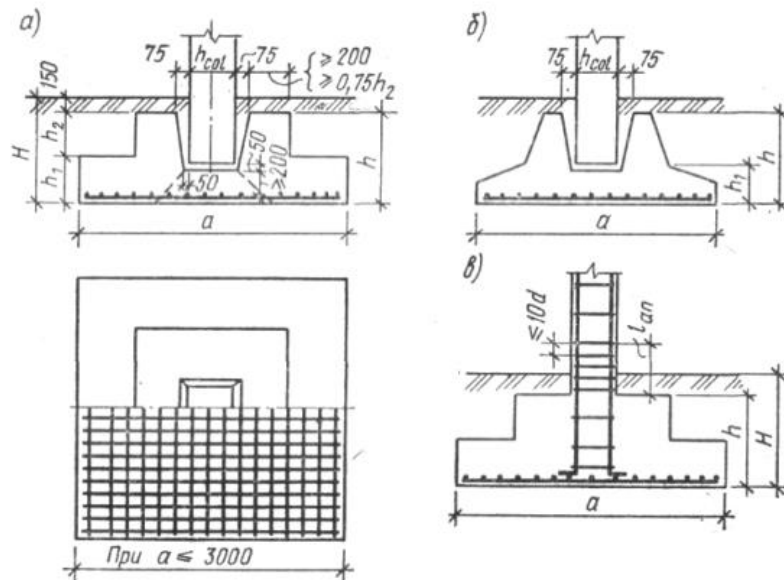


Рис. 25.2. Отдельные центрально нагруженные фундаменты:

а — монолитный под сборную колонну; б — сборный под сборную колонну; в — монолитный под монолитную колонну.

Выпуски арматуры фундамента стыкуют с арматурой колонны дуговой сваркой или внахлестку, без сварки. Стыки устраивают выше уровня пола. В пределах фундамента выпуски арматуры соединяют в каркасы хомутами и доводят до бетонной подготовки. Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания (определяют форму и размеры подошвы) и тела фундамента (высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры).

• *Расчет основания фундамента.* Определение размеров подошвы фундамента производят при допущении, что реактивное давление на грунт по подошве фундамента распределяется по линейному закону, например при центральном нагружении по прямоугольной эпюре (рис. 25.3). В действительности распределение давления зависит от свойств грунта, жесткости фундамента и имеет более сложный характер. Однако, как показали исследования, принятое допущение упрощает расчет и не приводит к ошибкам.

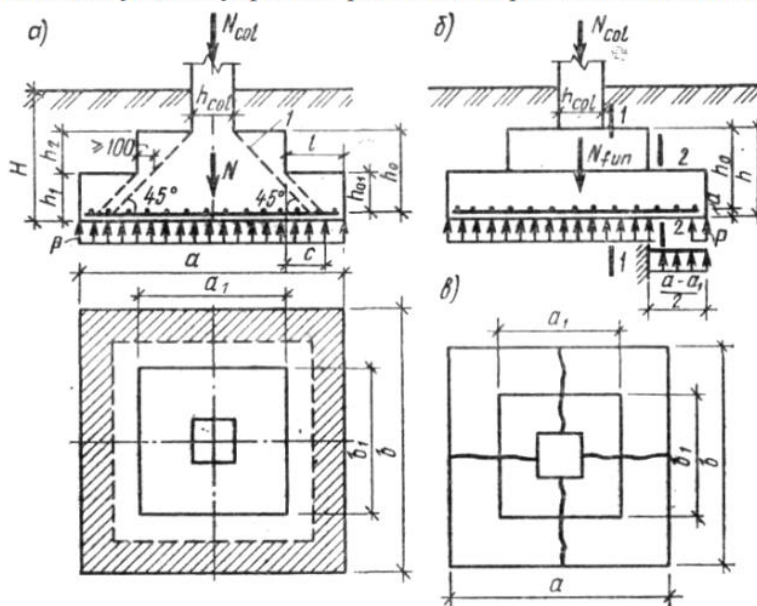


Рис. 25.3. К расчету отдельных центрально нагруженных фундаментов:

Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила N_{col} , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях N_{fun} . Площадь подошвы A должна быть подобрана так, чтобы среднее давление под подошвой не превышало расчетного давления на грунт R :

$$\frac{N_{col} + N_{fun}}{A} \leq R$$

Значение продольного усилия принимают с коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_F = 1$, поскольку расчет основания производят по деформациям. Обозначив глубину заложения подошвы фундамента H и принимая нагрузку от средней плотности материала фундамента и грунта на его ступенях $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ получают

$$\frac{N_{col} + AH\gamma_m}{A} \leq R, \text{ откуда}$$

$$A \geq \frac{N_{col}}{R - H\gamma_m}$$

По найденной площади устанавливают размеры сторон подошвы фундамента, округляя их в большую сторону до значения, кратного 30 см, если применяют металлическую инвентарную опалубку, и 10 см при использовании неинвентарной опалубки.

Далее переходят к расчету прочности тела фундамента.

• *Расчет тела фундамента.* Высоту фундамента определяют из условия его прочности на продавливание.

Проверку фундамента на продавливание следует производить не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Если в стакан фундамента устанавливают сборную колонну, то его глубина (м) должна также удовлетворять конструктивным требованиям обеспечения жесткого защемления колонны в фундаменте и достаточной анкеровки продольной арматуры :

$$h_{soc} \geq (1 \div 1.5)h_{col} + 0.05$$

$$h_{soc} \geq l_{bd} + 0.05, \text{ где}$$

l_{bd} - длина анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента.

Определив высоту фундамента из расчета на продавливание и конструктивных требований, принимают большую из них. При $h \leq 450$ мм фундамент выполняют одноступенчатым, при $450 < h \leq 900$ мм — двухступенчатым и при $h > 900$ мм — трехступенчатым.

Причинами разрушения фундаментов под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана (см. рис. 25.2, а) и раскалывание фундамента (рис. 25.3, в). Это имеет место при отсутствии надежного сопряжения колонны с фундаментом из-за некачественного омоноличивания стыка и т. п.

Ступени фундамента работают под воздействием реактивного давления грунта p снизу, подобно консолям заделанным в массив фундамента (рис. 25.3, б). Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высота нижней ступени должна быть также проверена на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном.

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям 1—1, 2—2; значения изгибающих моментов в этих сечениях как для консольных балок:

$$M_{1-1} = 0.125p(a - h_{col})^2 b$$

$$M_{2-2} = 0.125p(a - a_1)^2 b$$

Требуемую площадь арматуры, воспринимающую растягивающие напряжения при изгибе в сечении 1—1 на всю ширину фундамента, определяют из условия

$$A_s \geq \frac{M_{1-1}}{z_c \cdot f_{yd}}$$

аналогично для сечения 2—2

$$A_s \geq \frac{M_{2-2}}{z_c \cdot f_{yd}}, \text{ где}$$

z_c может быть приближенно принято $z_c = 0.9d$.

Из двух значений площади арматуры выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и количества стержней. Вначале задаются шагом стержней, затем определяют их количество, на единицу больше числа шагов. Деля A_s на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой подбирают диаметр. При ширине подошвы фундамента более 3 м в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на 1/10 длины в каждую сторону.

•**Внецентренно нагруженные фундаменты.** Фундаменты под внецентренно сжатые колонны испытывают воздействие нормальной силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q (рис. 25.4, а). При небольших моментах фундаменты проектируют квадратными в плане, при значительных — прямоугольными с большим размером в плоскости действия момента.

Требуемую площадь фундамента определяют предварительно по формуле с коэффициентом 1,2...1,6, учитывающим влияние момента:

$$A \geq \frac{(1.2 \dots 1.6) N_{col}}{R - H \gamma_m}$$

Вычислив площадь подошвы фундамента и задавшись соотношением сторон $b/a = (0,6 \dots 0,8)$, определяют a и b . Затем находят максимальное и минимальное давление под краем подошвы в предположении линейного распределения напряжений в грунте (рис. 25.4, б...г):

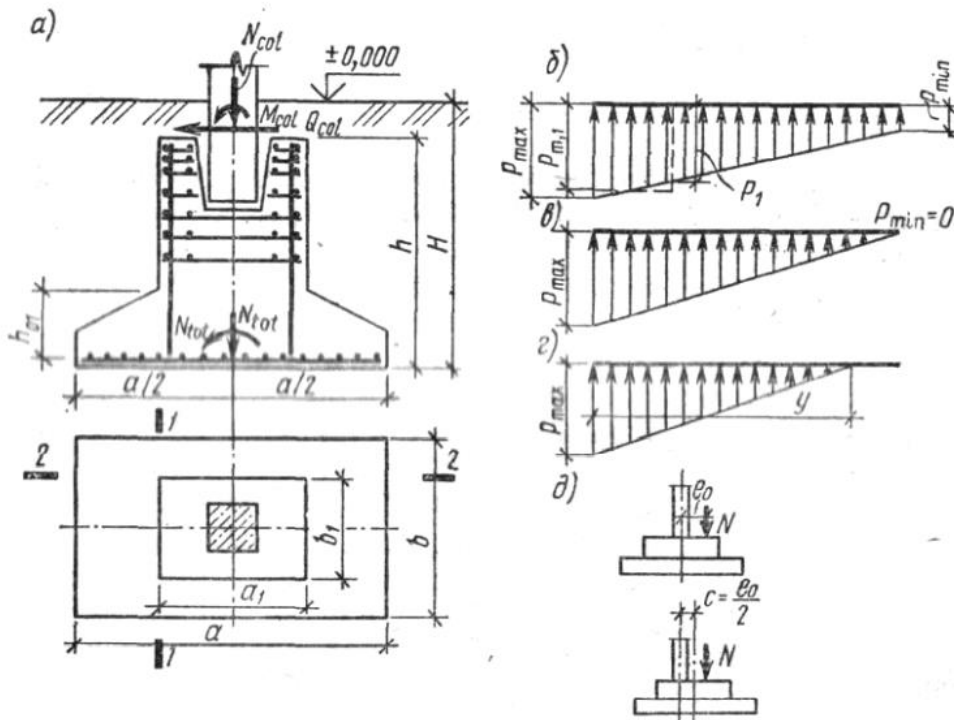


Рис. 25.4. К расчету отдельных внецентренно нагруженных фундаментов:

$$p_{\frac{\max, \delta}{\min, \delta}} = \frac{N_{tot}}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_{tot}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right), \text{ ГДЕ}$$

Нормальная сила и изгибающий момент на уровне подошвы фундамента определяются: $N_{tot} = N_{col} + AH\gamma_m$; $M_{tot} = M_{col} + Q_{col}h$

В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75т принимают $p_{min} \geq 0.25p_{max}$ (см. рис. 25.4,б), а грузоподъемностью менее 75т — $p_{min} \geq 0$ (см. рис. 25.4,б), т. е. не допускается отрыв фундамента от грунта. Последнее требование будет соблюдаться, если $a \geq 6e_0$. В зданиях без кранов допускается выключение из работы не более $\frac{1}{4}$ подошвы фундамента (см. рис. 25.4,г). Для уменьшения эксцентриситета при больших изгибающих моментах целесообразно сместить фундамент относительно колонны (см. рис. 25.4,д). Очевидно, при смещении на e_0 фундамент будет нагружен центрально. Обычно принимают $c = e_0/2$.

Высоту внецентренно нагруженного фундамента, как и центрально нагруженного, определяют из условия продавливания и конструктивных требований. Высота нижней ступени и дно стакана должны быть проверены расчетом на продавливание; нижнюю ступень, кроме того, проверяют по условию восприятия поперечной силы одним бетоном. Фундаменты под сборные колонны рассчитывают на раскалывание по обеим осям.

Для определения площади арматуры нижней части фундамента находят отпор грунта от расчетных нагрузок, передаваемых колонной без учета веса фундамента,

Затем вычисляют изгибающие моменты по граням колонны и уступов фундамента, как в консольной плите:

После определения моментов подсчитывают требуемое количество арматуры в каждом направлении по формуле

$$A_s \geq \frac{M}{z_c \cdot f_{yd}}$$

• Ленточные фундаменты

• Ленточные фундаменты устраивают под сплошные стены (см. рис. 25.1,б) и под рядами колонн в виде отдельных (рис. 25.5,б) или перекрестных лент (рис. 25.5, а).

• Ленточные фундаменты под стенами. Их обычно делают сборными, собираемыми из отдельных блоков-подушек, на которые опираются фундаментные блоки

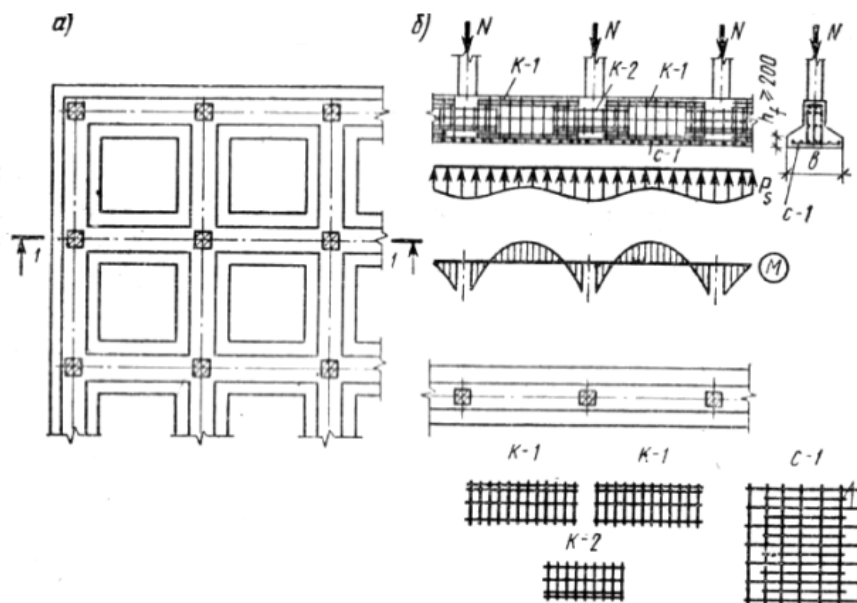


Рис. 25.5. Ленточные фундаменты под колонны.

Блоки-подушки могут быть сплошные — прямоугольного и трапециевидного профилей, ребристые и пустотные. Наибольшее распространение получили сплошные блоки трапециевидного профиля. Они имеют простую геометрическую форму, армируются понизу одной сеткой и поэтому более просты в изготовлении, чем блоки других типов. Блоки-подушки укладывают вплотную и с зазором. Ширину их определяют из расчета основания — делением нормативной нагрузки на сопротивление грунта. Расчет прочности подушки производят только в поперечном направлении, рассматривая выступы как консоли, загруженные реактивным давлением грунта p (без учета массы подушки и грунта на ней). Площадь арматуры подбирается по моменту $M = pl^2/2$, где l — вылет консоли (см. рис. 25.1,6).

Толщину сплошной подушки h назначают из условия восприятия поперечной силы $Q = pl$ одним бетоном (без поперечного армирования), принимая ее не менее 200 мм.

• Ленточные фундаменты под рядами колонн (рис. 25.5, а, б). Их выполняют обычно монолитными, таврового сечения с полкой понизу. В продольном направлении отдельная лента работает на изгиб, как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн и отпора грунта снизу. Ребра армируют подобно неразрезным балкам. Продольную арматуру определяют расчетом прочности нормальных сечений на изгибающий момент, поперечную — расчетом наклонных сечений на поперечную силу. Фундаменты армируют сварными или вязаными каркасами. При армировании сварными каркасами в ребре должно быть не менее двух каркасов при $b < 400$ мм, не менее трех — при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее четырех — при $b > 800$ мм. Плоские каркасы объединяют в пространственные. Для этого к верхним продольным стержням приваривают соединительные стержни или на них укладывают сварные сетки.

Поскольку в процессе возведения и эксплуатации сооружения возможно неравномерное нагружение фундамента и его неравномерная осадка, в ребрах укладывают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру в количестве 0,2...0,4 %.

Свесы полок тавра работают под воздействием отпора грунта как консоли, защемленные в ребре. Толщину полки назначают из условия, чтобы в ней не требовалась арматура для восприятия поперечной силы. Для армирования полок целесообразно применять сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. При этом поперечные стержни используют как арматуру полки, а продольные включают в площадь нижней рабочей арматуры.

При расчете фундаментные ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины при небольших расстояниях между колоннами можно считать абсолютно жесткими, поскольку деформации конструкции малы по сравнению с деформациями основания. Распределение давления по подошве таких фундаментов можно приближенно принимать по линейному закону.

Абсолютно жесткий ленточный фундамент рассчитывают как статически неопределимую балку, на которую сверху действует нагрузка от колонн, а снизу — реактивный отпор грунта. Размеры площади подошвы фундамента в этом случае устанавливают как для фундаментов, нагруженных внецентренно (или центрально) вдоль ленты. При симметричном нагружении ленты вдоль ее оси эпюра давления на грунт имеет вид прямоугольника, при несимметричном — трапеции.

Фундаментные ленты большой длины, нагруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, считаются гибкими, поскольку их перемещения соизмеримы с перемещениями основания. Железобетонные гибкие ленточные фундаменты рассчитывают как балки на упругом основании. При этом широкое применение нашли два метода расчета. Метод, основанный на гипотезе Винклера, предполагает, что величина осадки в какой-либо точке основания прямо пропорциональна давлению, приложенному к этой точке и не зависит от осадки других точек. Согласно другому методу грунт рассматривают как однородное упругое тело, бесконечно простирающееся вниз и в стороны и ограниченное сверху плоскостью. Такое основание принято называть упругим полупространством. Расчет железобетонных ленточных фундаментов как балок на упругом основании и упругом полупространстве детально разработан и изложен в специальной литературе.

Тема №19 Тонкостенные пространственные конструкции. Покрытия из железобетона

Напряженное состояние, сущность расчета и конструирования. Цилиндрические оболочки. Купольные покрытия. Покрытия из оболочек положительной гауссовой кривизны (прямоугольные в плане).

Особенности тонкостенных пространственных покрытий

В последние годы возрастает потребность в сооружениях большой вместимости: рынках, спортивных и зрелищных сооружениях и т. п. Пролеты таких сооружений могут превышать 100 м, а вместимость—100 тыс. человек.

Исследования показали, что наиболее экономичными при больших пролетах являются тонкостенные пространственные конструкции, состоящие из тонкостенных оболочек, очерченных по криволинейным поверхностям или поверхностям многогранников, и контурных элементов, передающих нагрузку от покрытия на колонны или несущие стены.

В отличие от плоской плиты, также имеющей малую толщину, поверхность оболочки обладает кривизной в одном или двух направлениях, благодаря чему в оболочках возникают усилия преимущественно одного знака (рис. 26.1, а). Изгибающие моменты в большинстве случаев проявляются лишь в ограниченных зонах вследствие чего их значение

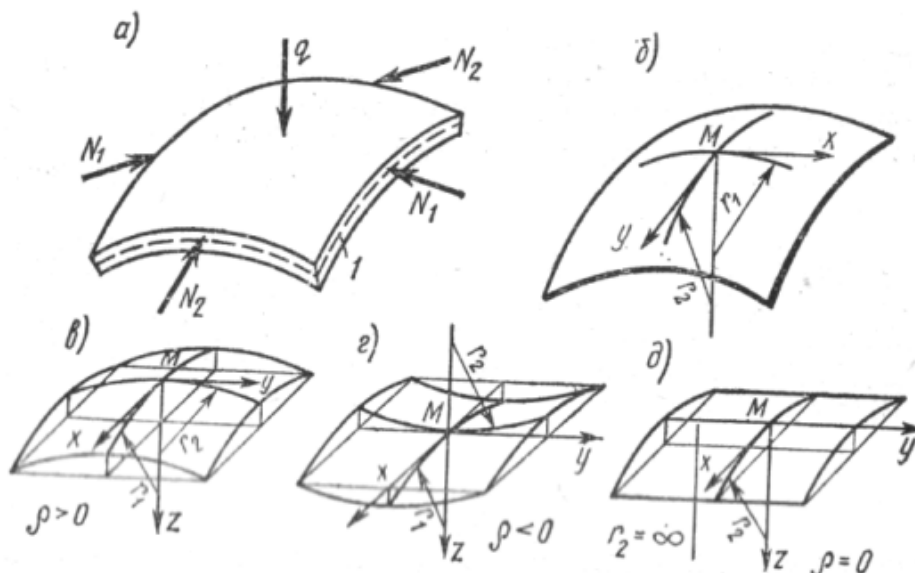


Рис. 26.1. Поверхности оболочек: 1 — срединная поверхность

для подбора сечений оболочек существенно меньше, чем в плоских конструкциях. Форма поверхности оболочки выбирается такой, чтобы обеспечить ее работу главным образом на сжатие, при этом бетон оболочки используется наиболее эффективно.

Применение пространственных покрытий было известно еще в глубокой древности (например, построенный в Риме в 132—137 гг. храм Пантеон был перекрыт кирпичным куполом диаметром 43 м, толщина которого достигала 2 м). Однако тонкостенные пространственные железобетонные конструкции стали применяться только с 1922 г. (купола фирмы «Карл Цейсс» в Германии $d = 20...40$ м, толщиной 4..8 см). В последние годы в результате развития строительной техники и совершенствования методов производства работ тонкостенные пространственные конструкции находят все более широкое применение.

Достоинства тонкостенных пространственных покрытий:

- возможность перекрывать большие пролеты без промежуточных опор в соответствии с функциональным назначением здания, а в промышленных зданиях — легко изменять технологический процесс;
- экономия материалов на 25...40 % по сравнению с плоскими конструкциями, что объясняется рациональным использованием работы бетона (на сжатие);
- совмещение несущих и ограждающих функций в отличие от плоских покрытий, где часть конструкций выполняет несущие и ограждающие функции (плиты покрытия), а часть — только несущие (стропильные и подстропильные конструкции);
- снижение собственной массы конструкций, что особенно важно при больших пролетах;
- архитектурная выразительность.

Недостатки этих конструкций:

- трудоемкость возведения, вызванная необходимостью использования специальных монтажных приспособлений — кондукторов или поддерживающих подмостей (в последние годы благодаря разработке эффективных решений в сборном железобетоне, применению прогрессивных методов монтажа этот недостаток в значительной степени устраняется);
- сравнительная сложность приспособлений для устройства подвешенного транспорта;
- усложнение устройства кровли, особенно при покрытиях двойкой кривизны;
- криволинейные элементы менее технологичны в изготовлении, чем плоские.

Классификация тонкостенных пространственных покрытий

Тип тонкостенного пространственного покрытия определяется главным образом конструкцией оболочки. Оболочкой называют тело, ограниченное двумя криволинейными поверхностями, расстояние между которыми существенно меньше других размеров. Поверхность, делящую пополам толщину оболочки, называют срединной поверхностью. Говоря о форме оболочки, имеют в виду срединную поверхность.

Разделение оболочек по типам чаще всего проводят на основании классификации, принятой в геометрической теории поверхностей. Рассмотрим произвольную поверхность, уравнение которой задано. Проведем в ней нормаль в точке М (рис. 26.1, б). Через эту нормаль можно провести бесконечное количество плоскостей, которые при пересечении с поверхностью образуют кривые; каждая из этих кривых имеет в окрестности точки М определенную кривизну $\rho=1/r$, где r — радиус кривизны.

В дифференциальной геометрии доказывается, что каждая поверхность в любой точке обладает взаимно перпендикулярными кривыми, имеющими наибольший и наименьший радиусы кривизны. Соответствующие им кривизны ρ_1 и ρ_2 называют главными. Выбрав оси координат (рис. 26.1, б), можно записать

$$\rho_1 = \frac{1}{r_1}, \quad \rho_2 = \frac{1}{r_2}$$

Произведение главных кривизн называют гауссовой кривизной $\rho = \rho_1\rho_2$. При расположении центров кривизны с одной стороны от поверхности имеют поверхность положительной гауссовой кривизны $\rho > 0$ (рис. 26.1, в), с разных сторон — отрицательной гауссовой кривизны $\rho < 0$ (рис. 26.1, г), а если один из главных радиусов равен бесконечности — нулевой гауссовой кривизны $\rho = 0$ (рис. 26.1, б).

В практике проектирования и строительства применяют в основном оболочки, поверхности которых образованы способом вращения или переноса. Оболочки, срединная поверхность которых образована вращением плоской кривой, прямой или ломаной вокруг неподвижной прямой, называют оболочками вращения. Оболочки, срединная поверхность

которых образована поступательным перемещением плоской кривой по некоторой другой плоской кривой, называют оболочками переноса или трансляционными.

Понятия гауссовой кривизны, а также поверхности вращения и переноса используют при классификации тонкостенных пространственных покрытий.

Железобетонные пространственные конструкции принято различать :

- По очертанию срединной поверхности оболочки (рис. 26.2): а) складки и складчатые своды с различной формой поперечного сечения; б) оболочки и своды нулевой гауссовой кривизны — цилиндрические и конические оболочки, цилиндрические своды; в) оболочки и волнистые своды положительной гауссовой кривизны — купола и висячие оболочки, очерченные по поверхности вращения с вертикальной осью, оболочки переноса в виде эллиптического параболоида и сферические оболочки на прямоугольном плане; бочарные своды и т. п.; г) оболочки и волнистые своды отрицательной гауссовой кривизны — оболочки, очерченные по линейчатым поверхностям гиперболического параболоида (гипары) и по поверхностям вращения с горизонтальной или вертикальной осью; д) составные оболочки, у которых гауссова кривизна имеет разные знаки на различных участках.

Складки и складчатые своды с малой длиной волны (по сравнению с пролетом) по характеру работы практически не отличаются от балок или арок того же пролета, т. е. от одномерных конструкций, рассмотренных в предыдущих главах.

Работа же остальных типов тонкостенных пространственных покрытий определяется усилиями, действующими в двух (взаимно перпендикулярных) направлениях.

- По форме перекрываемой площади: а) на круглом или другом криволинейном плане; б) на прямоугольном плане; в) на треугольном или полигональном плане; бывают и другие сложные формы плана.

- По конструктивным признакам: а) отдельно стоящие; б) неразрезные; в) многоволновые; г) с железобетонным и металлическим контуром; д) гладкие и ребристые и т. п.

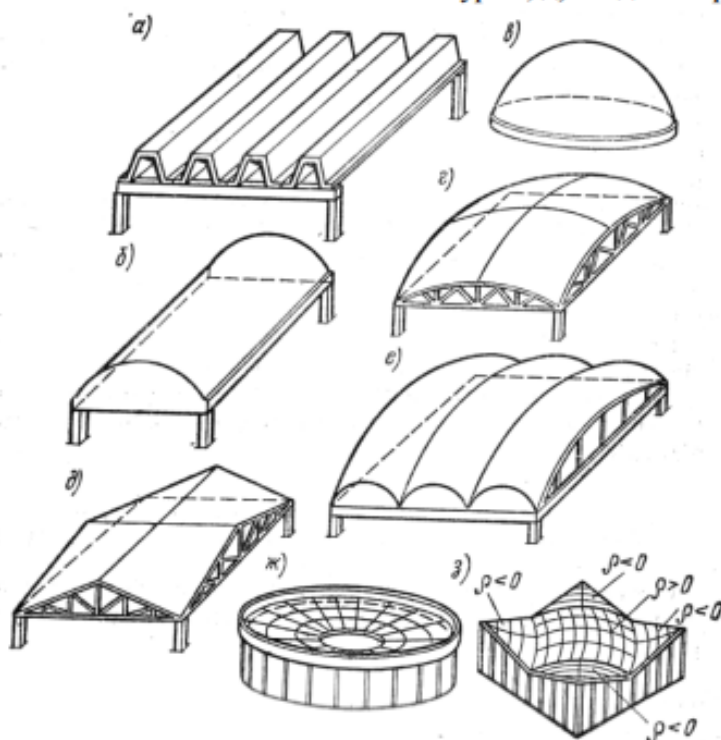


Рис. 26.2. Разновидности тонкостенных пространственных покрытий а — складка; б — цилиндрическая оболочка; в — купол; г — оболочка положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане; д — оболочка отрицательной гауссовой кривизны — гипар; е — волнистый свод положительной гауссовой кривизны; ж — висячая оболочка; з — составная оболочка

• По способу изготовления и возведения: а) монолитные, изготавливаемые на нулевой отметке с последующим подъемом или возводимые в проектном положении; б) сборные, монтируемые на кондукторах, подмостях или укрупненными элементами с применением временных затяжек, шпренгелей и других приспособлений.

Монолитные оболочки проще выполнять гладкими, а сборные — ребристыми.

Выбор типа пространственных конструкций покрытия производят на основе технико-экономического обоснования с учетом архитектурных требований, а также условий изготовления и возведения конструкций.

В строительной практике применяют в основном пространственные покрытия с пологими тонкими оболочками. Оболочку относят к пологой, если угол между плоскостью ее основания и плоскостью, касательной к ее срединной поверхности, во всех точках не превышает 18° . В оболочках с прямоугольным планом это условие реализуется, если наибольшая стрела подъема не превышает

* $\frac{1}{8}$ меньшей стороны основания. Длина дуги элемента срединной поверхности пологой оболочки незначительно отличается от длины ее проекции на основание, поэтому геометрические соотношения в срединной поверхности в расчетах заменяют для упрощения геометрическими соотношениями в проекции на основание.

Тонкими принято называть оболочки с соотношениями между толщиной и наименьшим радиусом $h \leq \frac{r_{\min}}{20}$

Основные уравнения теории тонких оболочек

Оболочки весьма распространены в технике, и теоретические основы их расчета к настоящему времени разработаны достаточно глубоко. Предложенные теории, как правило, применимы к оболочкам из идеальных материалов: упругого, упругопластического, упруговязкого. Железобетон не является идеальным материалом, для него характерна нелинейная диаграмма деформирования, при появлении трещин в отдельных зонах оболочек происходит изменение жесткости и перераспределение усилий. Поэтому для установления условий применимости той или иной теории и ее корректировки применительно к данному типу тонкостенных пространственных покрытий проводят эксперименты на моделях или натуральных конструкциях.

В качестве основы для расчета большинства применяемых в практике строительства оболочек покрытий принята техническая теория расчета тонких оболочек, согласно которой материал оболочки рассматривается как упругий, и считается справедливой гипотеза прямых нормалей: прямолинейный элемент, перпендикулярный срединной поверхности до деформации, остается прямым и перпендикулярным деформированной срединной поверхности и не изменяет своей длины; при этом нормальные напряжения на площадках, параллельных срединной поверхности, считаются пренебрежимо малыми по сравнению с прочими напряжениями.

Выделим из оболочки двумя сечениями, параллельными осям x и y , бесконечно малый элемент (рис. 26.3, а). При действии внешней нагрузки на оболочку в элементе возникнут нормальные N_1, N_2 сдвигающие S_1, S_2 силы (рис. 26.3, б), а также изгибающие M_1, M_2 , крутящие H_1, H_2 моменты и поперечные силы Q_1, Q_2 . В пологих тонких оболочках можно принять; $S = S_2 = -S_1; H = -H_2 = H_1;$

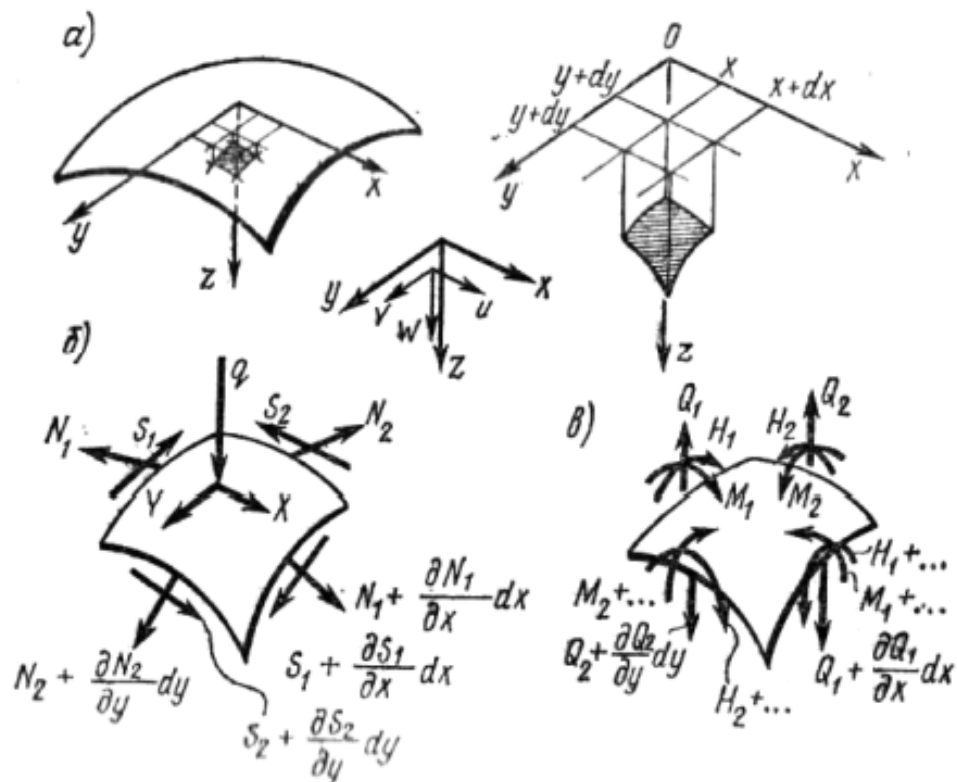


Рис. 26.3. Усилия, действующие в тонкой оболочке

Составляя уравнения равновесия всех действующих на элемент сил и учитывая геометрические и физические соотношения, а также выражая Q_1 и Q_2 через изгибающие и крутящие моменты, можно получить разрешающую систему

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial^2 M_1}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 H}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_2}{\partial y^2} + \frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} + q &= 0, \\ \frac{M_1}{r_1} + \frac{M_2}{r_2} + \frac{D}{B} \left(\frac{\partial^2 N_2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N_1}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 S}{\partial x \partial y} \right) &= 0 \end{aligned}$$

Из решения этой системы могут быть найдены искомые внутренние усилия, по которым производится подбор сечений.

Однако решение даже этой упрощенной системы при заданных условиях на контуре представляет значительные математические трудности. Для получения более удобных для практических расчетов зависимостей анализируют влияние различных условий на усилия, возникающие в оболочке. В инженерной практике встречаются задачи, когда изгибающие и крутящие моменты в оболочке настолько малы, что ими можно пренебречь. Напряженное состояние в этом случае будет определяться главным образом нормальными и сдвигающими усилиями. Такое «безмоментное» состояние имеет место при соблюдении

следующих основных условий: 1) оболочка должна быть тонкой, иметь плавно изменяющуюся поверхность (без переломов и скачкообразного изменения толщины); 2) нагрузка на оболочку должна изменяться плавно и быть непрерывной; 3) условия закрепления краев оболочки должны обеспечивать свободные их перемещения в направлении нормали к поверхности.

При выполнении этих условий в системе можно принять $D = 0$ и $M_1 = M_2 = 0$, тогда расчетные усилия безмоментного состояния оболочки определяют из уравнений:

$$\begin{aligned}\frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} &= 0, \\ \frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} + q &= 0,\end{aligned}$$

Решения этой системы разработаны достаточно подробно для широкого класса задач. При невыполнении сформулированных выше условий необходимо исходить из общей системы.

На базе технической теории и результатов экспериментов разработаны практические (инженерные) методы расчета различных тонкостенных пространственных покрытий, изложенные в последующих параграфах. Однако техническая теория справедлива, если прогибы тонкой оболочки малы по сравнению с ее толщиной. Если же они оказываются соизмеримыми с толщиной оболочки, возникает так называемая геометрическая нелинейность, что может повлиять на значения усилия. Система разрешающих уравнений в этом случае усложняется.

В последние годы интенсивно развиваются более точные методы расчета тонкостенных пространственных покрытий, учитывающие геометрическую и физическую нелинейность, наличие трещин и перераспределение усилий, характер армирования, предварительное напряжение и т. п. В их основе лежат численные методы (конечного элемента, конечных разностей), которые реализуются на ЭВМ. Вместе с тем методы, базирующиеся на технической теории, не утрачивают своего значения. Они широко применяются для предварительного подбора сечений элементов оболочек и их армирования, при вариантном проектировании, а также используются при анализе решений, получаемых с помощью ЭВМ.

Для определения полной несущей способности оболочек при действии распределенных и сосредоточенных нагрузок используется метод предельного равновесия.

Пологие оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане

Рассматриваемый тип покрытия является одним из наиболее распространенных, поскольку большинство промышленных и общественных зданий имеют прямоугольные планы, а оболочки положительной кривизны наиболее эффективны с точки зрения статической работы.

Покрытие состоит из тонкостенной оболочки переноса или вращения и контурных элементов-диафрагм, передающих нагрузку на колонны или несущие стены. Для покрытий производственных зданий наиболее часто применяют оболочки размерами в плане 18x24 и 18x30 м; для общественных и спортивных зданий диапазон размеров пространственных покрытий значительно шире — от 12x18 до 200 м и более. В нашей стране наибольшие размеры построенных железобетонных покрытий такого типа достигают 100 м (крытый рынок в Минске — 103x103 м).

Поверхность оболочки может иметь очертание эллиптического параболоида или сферы. Применительно к пологим оболочкам эти поверхности мало отличаются друг от дру-

га. В связи с этим при конструировании обычно применяют сферические оболочки, имеющие постоянную кривизну, обеспечивающую унификацию сборных элементов оболочки. При расчетах же используют поверхность эллиптического параболоида, для которой получаются более простые зависимости. Для сборных оболочек, прямоугольных в плане, рекомендуется также применять часть тороидальной поверхности, имеющую положительную кривизну. Применение такой поверхности позволяет сократить количество типоразмеров сборных плит.

В зависимости от количества и расположения ячеек здания оболочки бывают отдельно стоящими — одноволновыми и многоволновыми. Многоволновые оболочки могут быть неразрезными и разрезными. В неразрезных оболочках приконтурные зоны соседних конструкций жестко связываются между собой и с диафрагмами. Сборные многоволновые оболочки рекомендуется проектировать, как правило, разрезными. Неразрезные оболочки в целом более жесткие, чем разрезные, по требуют большего расхода стали, так как в зоне общего контура перпендикулярно ему возникают растягивающие усилия. Их рекомендуют применять при нагрузках на покрытия, превышающие 6 кН/м^2 , а также в районах с сейсмичностью 7 баллов и более.

Оболочка по контуру опирается на диафрагмы, которые выполняются в виде арок, ферм и контурных брусьев (рис. 26.4). Арки и фермы применяют, как правило, в многоволновых покрытиях, в которых оболочка опирается на четыре угловые точки. В отдельно стоящих оболочках, опертых по периметру здания на ряд часто расположенных колонн или на стены, используют контурный брус. Фермы как более жесткие в вертикальной плоскости имеют преимущество перед арками. В многоволновых решениях смежные оболочки проектируют на общей диафрагме, а в зоне температурных швов — на спаренных диафрагмах и колоннах.

Толщину и армирование средней зоны гладких монолитных оболочек, где действуют только сжимающие усилия, назначают конструктивно (рис. 26.4, г). Принятую толщину

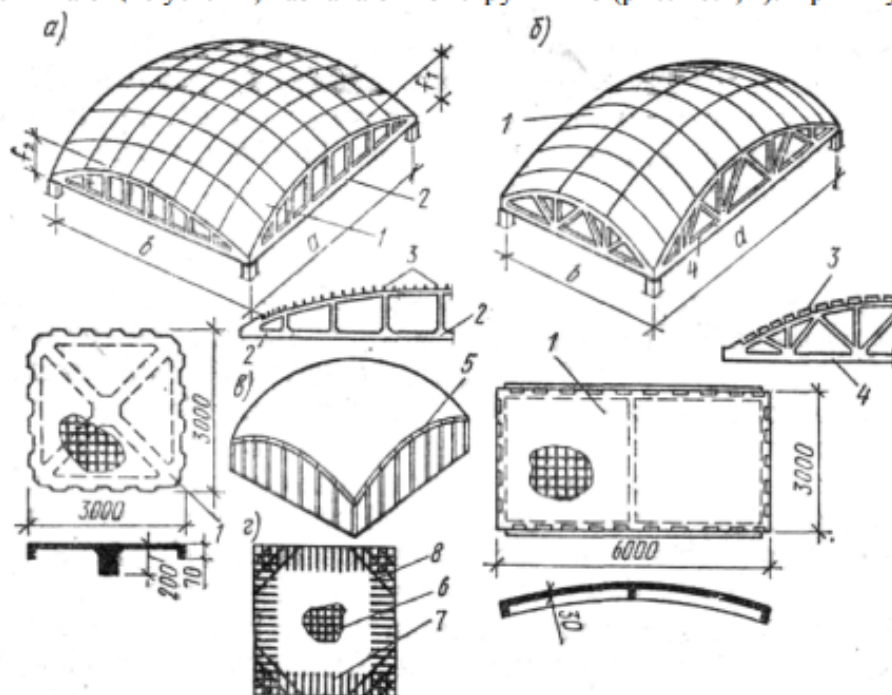


Рис. 26.4. Конструктивные решения пологих сборных оболочек положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане (а..в); схема армирования монолитной оболочки (г):

1—сборные плиты оболочки; 2 — диафрагма-арка; 3 — выпуски арматуры; 4 — диафрагма-ферма; 5 —контурный брус; 6 — конструктивная арматура; 7 - арматура, рассчитываемая на краевой изгибающий момент; 8 — угловая растянутая арматура

оболочки следует промерять расчетом на устойчивость по формуле. В приконтурных и угловых зонах оболочку рекомендуется утолщать. При этом в приконтурных зонах укладывают дополнительную рабочую арматуру для восприятия изгибающих моментов, а в угловых зонах — косую арматуру для восприятия главных растягивающих усилий.

Сборные оболочки выполняют из ребристых плит, поверхность которых может быть плоской, цилиндрической или двойкой кривизны. Рекомендуется применять плоские и цилиндрические плиты (рис. 26.4, а, б), так как плиты двойкой кривизны более сложны в изготовлении.

Наиболее распространены плоские плиты размером 3х3; 3х6; 1,5х6 м и цилиндрические размером 3х6 и 3х12 м.

Толщину полки плиты обычно определяют технологическими возможностями завода-изготовителя и принимают 30..35 мм, а при больших пролетах — до 40...50 мм. Плиты проектируют с контурными и поперечными ребрами. Размеры ребер и их армирование назначают расчетом прочности и жесткости при транспортировании, монтаже и проверяют по расчетные нагрузки в стадии эксплуатации. По внешним боковым граням ребер плит предусматривают пазы для образования шпонок, воспринимающих после замоноличивания швов сдвигающие усилия.

Чтобы не вводить дополнительные типы плит в угловых зонах, где возникают растягивающие усилия, устанавливают дополнительную предварительно напряженную или обычную арматуру по верху плит и укладывают слой монолитного бетона. При этом следует принимать необходимые меры для обеспечения сцепления сборного и монолитного бетона. Поле оболочки армируют сварными сетками, ребра — сварными каркасами с рабочей арматурой класса S400.

Опыты и расчеты показывают, что в средней части поля тонких оболочек при равномерно распределенной нагрузке прогибы имеют одинаковое значение (рис. 26.5, а), и если контур не деформируется в своей плоскости, то происходит искривление срединной поверхности в приконтурной зоне. Таким образом, в средней части оболочки имеет место безмоментное состояние, а в приопорной зоне возникают изгибающие моменты. В инженерной практике определение нормальных и сдвигающих усилий для указанного случая производят по безмоментной теории, а изгибающие моменты находят специальными приемами. Наиболее просто система уравнений решается путем введения функции напряжений $F(x, y)$, через которую выражаются усилия

Для определения возникающих вблизи контура изгибающих моментов существует ряд приближенных приемов. Наиболее часто используют прием, согласно которому реальная оболочка, имеющая, например, сферическую поверхность, у контура заменяется цилиндрической (рис. 26.5, ж). Такая замена является оправданной, так как точный расчет показывает, что изгибающие моменты действуют только в небольшой приконтурной зоне. В этой зоне очертания фактической и заменяющей цилиндрической поверхностей мало отличаются друг от друга. Определение же моментов в цилиндрической оболочке значительно проще. При расчете из нее мысленно вырезают полосу единичной ширины (рис. 26.5, ж). Прогиб такой полосы описывается дифференциальным уравнением аналогичным уравнению равновесия балки на упругом основании.

Полученные для этого случая усилия значения показаны на рис. 25.5, б...е. По этим усилиям и подбирают арматуру, устанавливаемую в нижней зоне.

При проектировании сборных оболочек во многих случаях оказывается достаточным ограничиться рассмотренным инженерным расчетом в стадии эксплуатации

(не прибегая к более точным машинным методам), тем более, что определяющими при подборе сечений оказываются усилия, возникающие при транспортировании и монтаже элементов оболочки.

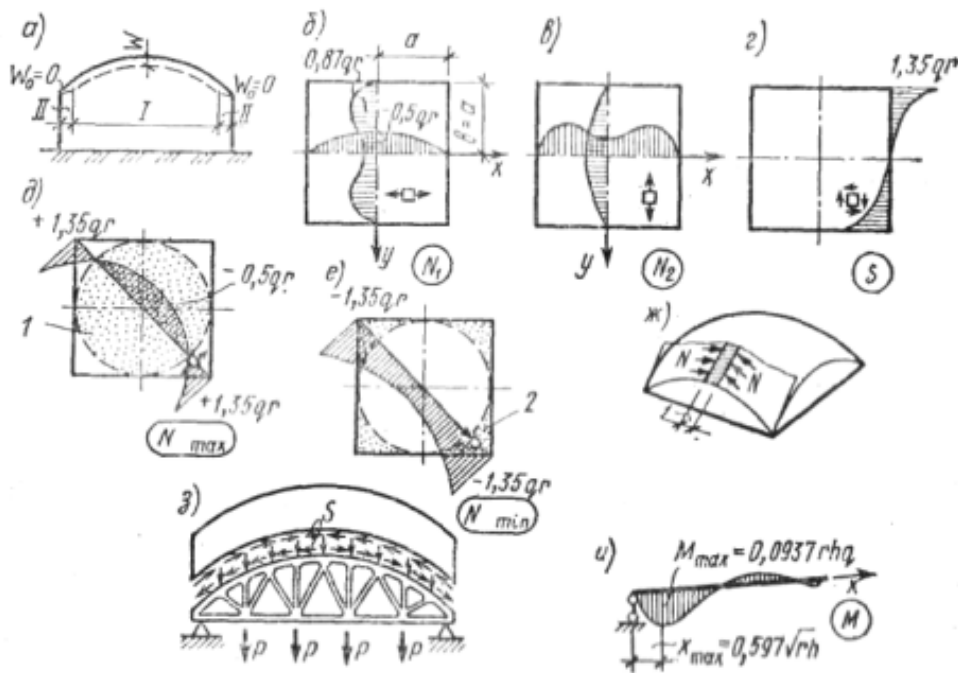


Рис. 25.5. К расчету пологих оболочек положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане:

Помимо расчета прочности для исключения потери устойчивости толщина гладкой оболочки должна удовлетворять условию

$$h \geq \sqrt{\frac{20r_1 r_2 q}{E_c}}$$

Диафрагму рассчитывают на нагрузку от собственного веса и сдвигающих усилий S , передающихся с оболочки (рис. 26.5, з). Если диафрагмой является ферма, то усилия S приводятся к узловым нагрузкам, при этом следует учитывать эксцентричное приложение сдвигающих сил относительно оси верхнего пояса фермы. Определение продольных усилий в элементах ферм производится по общим правилам. Арочные диафрагмы в конструктивном отношении подобны двухшарнирным аркам. В средней части арка диафрагмы под воздействием касательных усилий работает на внецентренное растяжение, на опорных участках — на внецентренное сжатие.

В контурных брусках, опертых на ряды колонн, помимо растягивающих усилий действуют изгибающие моменты, по характеру аналогичные моментам в неразрезных балках. Арматуру в контурном бруске рассчитывают на внецентренное растяжение и размещают по контуру сечения бруска. Ее рекомендуется выполнять предварительно напряженной. Для улучшения передачи сдвигающих усилий с оболочки на диафрагму на верхнем поясе последних устраивают выступы для образования шпонок.

Купола

• Куполом называют пространственную конструкцию, состоящую из гладкой или ребристой оболочки с вертикальной осью вращения и растянутого опорного кольца. При наличии фонарного проема в вершине купола устраивают сжатое фонарное кольцо.

Купола применяют для покрытий круглых и многоугольных в плане зданий (зрелищно-спортивных и выставочных залов, планетариев, резервуаров и др.) пролетом до 200 м. Форма купола обычно определяется архитектурными, технологическими и другими требованиями. В связи с этим принимают оболочки купола сферические (образованные вращением дуги круга), конические, Эллиптические, многогранные. Конические купола уступают

сферическим и эллиптическим по технико-экономическим показателям, но более просты в возведении; применяют их при пролетах до 30 м. В последнее время используют также купола, образованные волнистыми или складчатыми элементами.

Стрела подъема f тонкостенных куполов может изменяться в широких пределах от $1/2 D$ до $1/10 D$. Наиболее экономичными являются купола с $f=1/3...1/5 D$.

Опорное кольцо, воспринимающее распор купола, может лежать на сплошном основании, образованном стенами, или на отдельных колоннах.

По способу возведения купола делят на монолитные и сборные. Монолитные купола проектируют гладкими, сборные — из ребристых цилиндрических или плоских панелей трапецевидного очертания в плане. Монолитные купола возводят на сплошной опалубке, повторяющей геометрию купола. Такой способ возведения сложен, трудоемок и требует больших затрат на опалубку. Поэтому в строительстве применяются преимущественно сборные купола.

Разрезка куполов на сборные элементы может быть радиальной и радиально-кольцевой. Радиальную разрезку (рис. 26.6, а) применяют для куполов диаметром примерно до 40 м. В этом случае криволинейные элементы (рис. 13.6, б) понизу опирают на возведенное ранее опорное кольцо, вверху — на фонарное, которое во время монтажа поддерживается лесами; после его окончания леса снимают. Сопряжение сборных элементов оболочки с нижним и верхним кольцами осуществляют на сварке соединительных пластин с закладными деталями. Сборные элементы окаймлены по контуру ребрами, размеры которых и армирование (плоскими каркасами) устанавливают расчетом прочности и жесткости на нагрузки, возникающие при перевозке и монтаже, а также на устойчивость купола при эксплуатации. Для обеспечения поля оболочки минимальной толщины (30...40 мм) устраивают поперечные ребра через 2...3 м, рассчитываемые на полную расчетную нагрузку на купол.

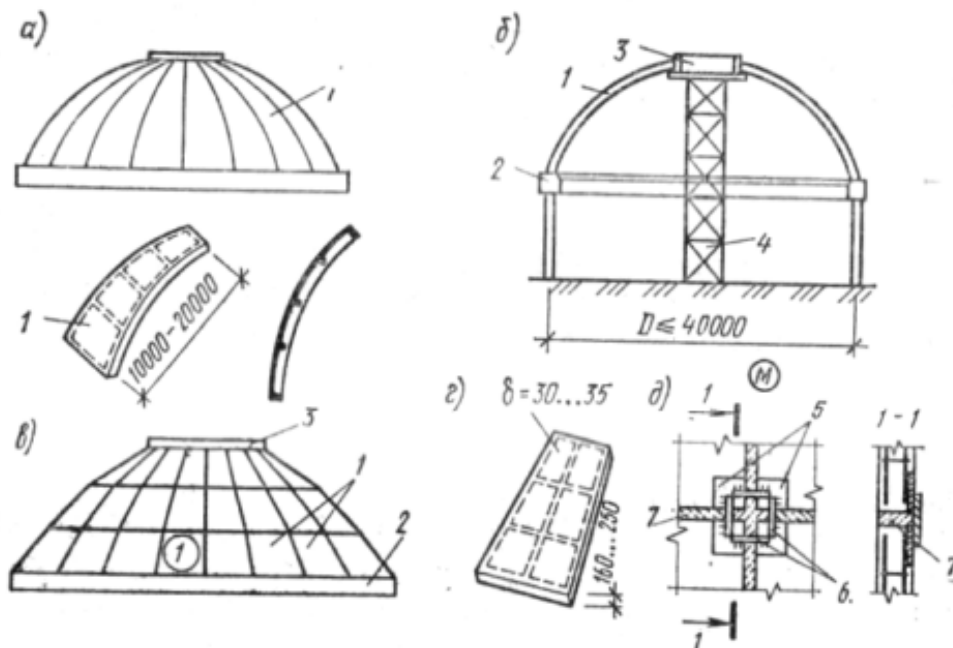


Рис. 26.6. Конструкции сборных куполов:

1 — сборный элемент оболочки; 2 — опорное кольцо; 3 — фонарное кольцо; 4 — монтажная стойка; 5 — закладные детали; 6 — соединительные стержни; 7 — бетон омоноличивания

Радиально-кольцевая разрезка (рис. 26.6.) может применяться и в куполах диаметром более 40 м. Сборные элементы, имеющие в плане форму трапеции (рис. 26.6,г), в этом

случае могут быть как плоскими, так и криволинейными. Первые проще в изготовлении, однако ухудшают работу конструкции под нагрузкой, поскольку в местах стыков плит будут переломы, а это приводит к возникновению в оболочке нежелательных изгибающих моментов.

После окончания монтажа швы между сборными элементами замоноличивают бетоном, а выпуски арматуры; и закладные детали сваривают между собой.

Опорное кольцо купола может быть сборным или монолитным. Для повышения трещиностойкости и жесткости кольцо делают предварительно напряженным. В этом случае для создания предварительного натяжения высокопрочную арматурную проволоку класса S500 наматывают по периметру кольца с последующим бетонированием. Предварительное натяжение арматуры осуществляют также с помощью канатов или стержней, располагаемых в пазах по периметру кольца и закрепляемых в специально устроенных выступах. Для купольных покрытий диаметром не более 30 м при устройстве на уровне опорного кольца горизонтального покрытия, опоясывающего купол по всему периметру, целесообразно передавать распор на это покрытие. Покрытие в этом случае проектируют с учетом передающихся на него распора и изгибающих моментов. Если нижнее кольцо купола диаметром более 30 м укладывается на жесткие стены, то под кольцом устраивают цилиндрические катки или шарниры скольжения, обеспечивающие радиальное перемещение опорного кольца.

Армирование гладких монолитных оболочек куполов при толщине до 70 мм можно выполнять конструктивно, одиночной сеткой из стержней диаметром 4...6 мм, шагом 150...200 мм. При большей толщине рекомендуется устанавливать две сетки. В зоне примыкания оболочки к кольцу толщину оболочки увеличивают и ставят дополнительную меридиональную арматуру из стержней диаметром 6...8 мм, рассчитанную по опорному изгибающему моменту, а также кольцевую арматуру для восприятия растягивающих усилий.

В куполе, при действии нагрузки, изменяющейся по произвольному закону, возникают меридиональные, кольцевые усилия, изгибающие моменты, сдвигающие, поперечные силы и другие внутренние усилия, для определения которых нужно исходить из общих уравнений теории тонкостенных оболочек. Если же купол нагружен осесимметричной нагрузкой, имеет гладкую поверхность без изломов, толщина оболочки мала, а конструкция опор обеспечивает свободные радиальное и угловое смещение, то внутренние изгибающие, крутящие моменты и поперечные силы не возникают и расчет куполов может производиться по безмоментной теории. Поскольку в реальных конструкциях оболочка закреплена в опорном контуре, в ней возникают опорные изгибающие моменты, быстро затухающие. Эти моменты вычисляются методами строительной механики.

Определим усилия в куполе по безмоментной теории. Элемент купола (рис. 13.7, а), ограниченный двумя меридиональными и кольцевыми сечениями, находится под воздействием меридионального, кольцевого усилия и внешней нагрузки. При осесимметричной нагрузке сдвигающие усилия $S = 0$ и усилия N_1 и N_2 могут быть определены из условий статики. Сделаем горизонтальный разрез (рис. 26.7, б). Сумму вертикальных сил на части купола выше сечения, заданного углом φ , обозначим через Q_φ . Тогда, проектируя все силы на ось z , получим

$$Q_\varphi = N_1 \sin \varphi \cdot 2\pi a \text{ где } a = r_2 \sin \varphi. \text{ Отсюда}$$

$$N_1 = \frac{Q_\varphi}{\sin \varphi \cdot 2\pi a}$$

Горизонтальная проекция этого усилия H , называемая распором:

$$H = N_1 \cos \varphi = \frac{Q_\varphi \operatorname{ctg} \varphi}{2\pi a}$$

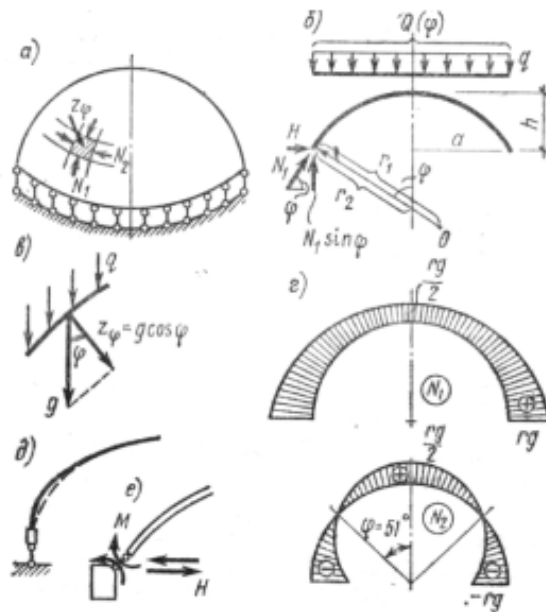


Рис. 26.7. К определению усилий в куполе

Растягивающее усилие n кольце от действия распора:

$$U = Ha = \frac{Q_{\varphi} \operatorname{ctg} \varphi}{2\pi}$$

По этому усилию подбирают рабочую арматуру кольца.

Величину кольцевого усилия N_2 можно получить, спроектировав на нормаль все силы, действующие на Элемент поверхности. Тогда будем иметь

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} = z_{\varphi}$$

где $-z_{\varphi}$ — проекция нагрузки на нормаль к поверхности.

Расчет несущей способности сферических куполов на осесимметричную нагрузку может производиться по методу предельного равновесия.

Гипары

Гипары (гиперболические параболоиды) состоят из оболочки и диафрагм и могут применяться как самостоятельные конструкции (рис. 26.8,б) или в качестве элемента составных оболочек (см. рис. 26.2, з).

Оболочки таких покрытий при прямоугольном плане могут быть образованы двумя способами: а) переносом образующей параболы, выпуклой вверх (вниз) по направляющей параболы, выпуклой вниз (вверх) (см. рис. 26.1, г); скручиванием прямоугольника или параллелограмма, края которых остаются прямыми (рис. 26.8,а). Ими перекрываются общественные, производственные, складские и другие здания с размером плана 10...70 м и более. Гипары находят в последние годы все более широкое распространение благодаря ряду достоинств, к которым относятся: линейчатость поверхности, позволяющая упростить устройство опалубки, заготовку арматуры. Основным недостатком является наличие значительных растягивающих усилий в одном из направлений. Покрытия могут быть выполнены в виде одного гипара (рис. 26.8, б) или составными—из нескольких гипаров (см. рис. 26.2, д). По способу возведения они могут быть сборными и монолитными. Монолитные

оболочки чаще всего гладкие. Плиты сборных оболочек по краям обычно окаймлены ребрами, геометрические размеры и армирование которых определяются нагрузками при 100%-таже. Для восприятия сдвигающих усилий при бетонировании стыков сборных плит предусматривают шпонки. Членение на сборные элементы целесообразно выполнять вертикальными плоскостями, параллельными кронам контура. Гипары обычно проектируют с контурными балками или фермами. Возможно также применение контурных брусьев по рядам колонн. Монтаж сборных гипаров, как и других оболочек двойной кривизны, ведут с помощью стальных подмостей или кондукторов.

Армирование оболочки определяют усилиями, действующими в ней от внешней нагрузки. Рекомендуется располагать арматуру по прямолинейным образующим и направляющим (рис. 26.8,6). Для армирования плит следует использовать сварные сетки. При больших растягивающих усилиях целесообразно применять предварительно напряженные стержни. Нижние углы могут быть усилены косыми стержнями, служащими для восприятия главных растягивающих напряжений.

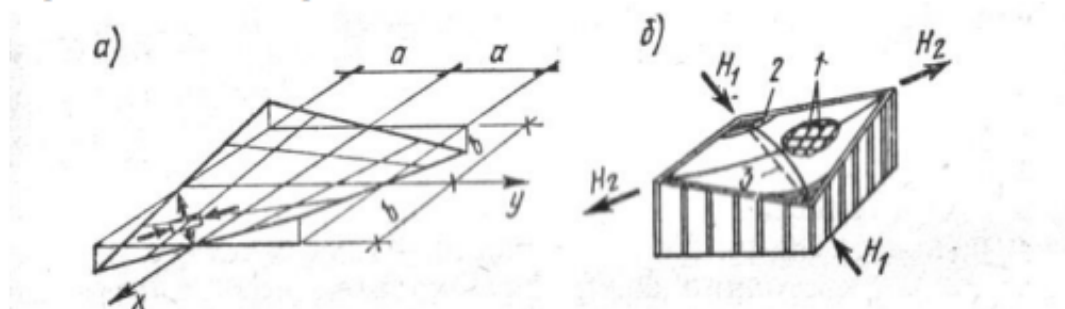


Рис. 26.8. Гипары:

1 — основная арматура; 2 — растянутая арматура угловых зон; 3 — затяжка

Расчет по безмоментной теории оболочек, показанных на рис. 26.1, г, аналогичен расчету оболочек положительной кривизны на прямоугольном плане. Нужно лишь иметь в виду, что кривизна в направлении оси x отрицательна, поэтому усилия N_1 будут растягивающими и должны полностью восприниматься рабочей арматурой. Усилия N_2 сжимающие.

Расчет гипаров по моментной теории даже в упругой постановке представляет значительные трудности и производится на ЭВМ с применением численных методов. Определение полной несущей способности гипаров при равномерно распределенной нагрузке может быть произведено методом предельного равновесия.

Касательные силы с оболочки передаются на контурные конструкции. Если такими будут жесткие стены, то они в состоянии воспринять касательные силы; если фермы, то в нижних углах возникает распор, для восприятия которого могут быть устроены затяжки (рис. 26.8,6) или контрфорсы.

Цилиндрические оболочки

Цилиндрическими оболочками называют тонкостенные покрытия, состоящие из тонкой криволинейной плиты (собственно оболочки), бортовых элементов и поперечных диафрагм (рис. 26.9).

Цилиндрические оболочки бывают однопролетными и многопролетными (рис. 26.9,в), одноволновыми и многоволновыми (рис. 26.9,б). В зависимости от характера работы под нагрузкой оболочки условно разделяют на Длинные, отношение пролета которых к длине волны более 4, средней длины при $l < l_1/l_2 < 4$, и короткие при $l_1/l_2 \leq 1$. Первые два вида обычно объединяют одним наименованием — длинные оболочки. Применяемые на

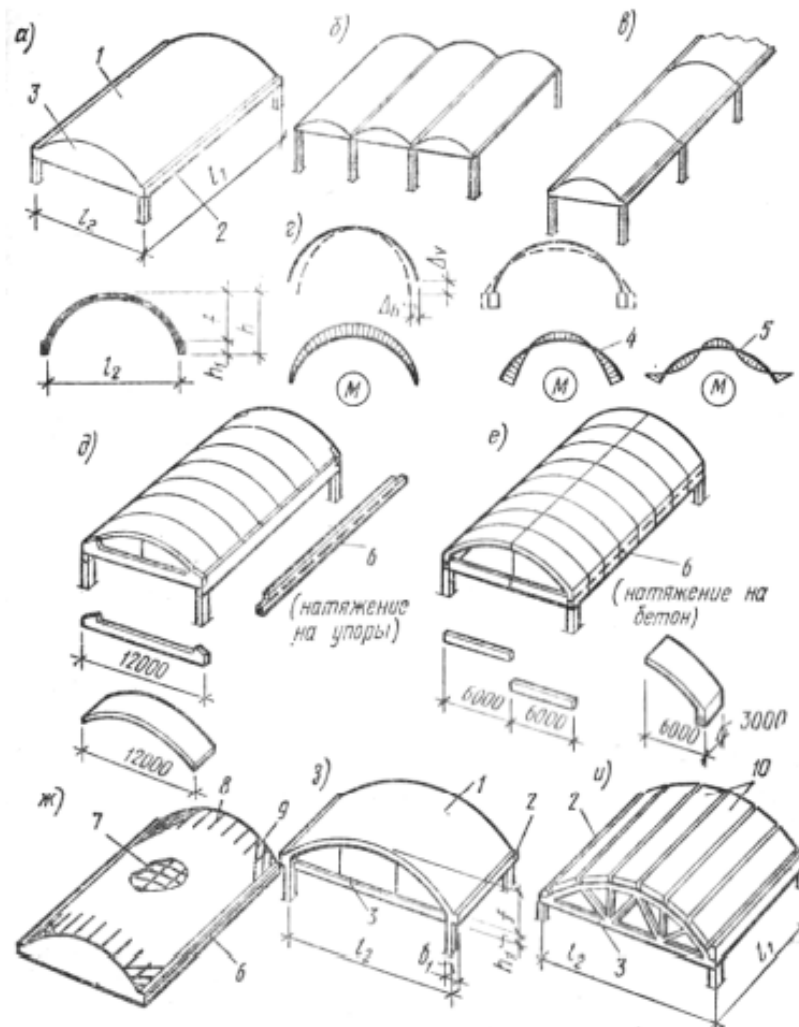


Рис. 26.9. Конструкции длинных (а...ж) и коротких (з, и) цилиндрических оболочек:

1 — оболочка; 2 — бортовой элемент; 3 — диафрагма; 4 — моменты одноволновой и 5 — многоволновой оболочки; 6 — напрягаемая арматура; 7 — конструктивная арматура поля оболочки; 8 — арматура, рассчитываемая на краевой Р момент; 9 — угловая растянутая арматура; 10 — сборные плиты оболочки.

практике длинные оболочки обычно имеют размеры: $l_1 = 24; 30; 36$ м; $l_2 = 12$ м, короткие $l_1 = 12$ м, $l_2 = 24; 30$ м.

• *Длинные цилиндрические оболочки.* Высоту оболочки h , включающую сечение бортового элемента, рекомендуется принимать $(1/10...1/15)l$, стрелу подъема $f = (1/6...1/8)l$, а высоту бортовых элементов $(1/20...1/30)l$ (рис. 26.9, а). Оболочки бывают монолитные (гладкие) и сборные ребристые, получившие более широкое распространение вследствие своей индустриальности. Очертание плит оболочки может быть круговым, эллиптическим и т. п. Наиболее простым и удобным для сборных плит является круговое очертание.

Бортовые элементы, в которых размещается основная растянутая арматура, существенно уменьшают вертикальные и горизонтальные смещения краев оболочки. Это видно из рис. 26.9, г, на котором показаны усилия и перемещения в поперечном сечении оболочки при отсутствии и наличии бортовых элементов. Для сборных конструкций обычно применяют предварительно напряженные бортовые элементы.

Опорные диафрагмы выполняют в виде арок с затяжками или балок переменной высоты, опирающихся на колонны или стены.

Возведение сборных цилиндрических оболочек осуществляют в двух основных вариантах.

- В первом варианте предварительно напряженные бортовые элементы устанавливают на проектной отметке, а для уменьшения монтажных усилий под них подводят 2...3 временные опоры. По верху бортовых элементов укладывают сборные криволинейные ребристые панели размером 3x12 м (рис. 26.9, д). Далее производят сварку выпусков арматуры плит и бортового элемента и замоноличивание швов. С целью экономии материалов и устройства водостока бортовые элементы могут выполняться переменной высоты с некоторым увеличением подъема конструкции в средней части пролета.

- Во втором варианте ребристые плиты оболочки размером 3x6 м (рис. 26.9, е) бетонируют на заводе с бортовыми элементами. Далее на лесах все элементы объединяют в единую систему с помощью предварительно напряженной арматуры, пропускаемой через специальные каналы, устраиваемые в бортовых элементах.

После сварки стыков, замоноличивания швов и инъекции каналов раствором леса убирают.

Первый вариант по расходу материалов менее экономичен, что связано с условиями работы сборных элементов на монтаже и наличием стыков элементов оболочки с бортовыми элементами, однако он не требует устройства лесов и проведения на строительной площадке ответственных работ по натяжению арматуры и инъектированию раствора.

Все элементы оболочки должны быть рассчитаны на усилия, возникающие при изготовлении, монтаже, а также эксплуатации готового сооружения. Конструкция стыков зависит от вида передаваемых через них усилий. В средней части сборных оболочек в нормальных сечениях действуют сжимающие и небольшие сдвигающие усилия. Стыки здесь решаются путем замоноличивания швов бетоном и устройства шпонок. В местах соединения оболочки с бортовыми элементами и диафрагмами действуют значительные сдвигающие усилия и изгибающие моменты. Их воспринимают шпонками и сваркой выпусков арматуры. В угловых зонах для восприятия главных растягивающих напряжений смежные элементы соединяют сваркой выпусков арматуры или накладками через закладные детали. Принципиальная схема армирования монолитной цилиндрической оболочки показана на рис. 26.9, ж. В неразрезных многопролетных оболочках кроме растянутой арматуры в пролете ставится арматура в верхней части оболочки для восприятия растягивающих напряжений над опорой (диафрагмой).

Как уже указывалось, железобетонные оболочки, подобно другим железобетонным конструкциям, в начальной стадии нагружения работают упруго, после образования трещин в бетоне растянутой зоны в них развиваются пластические деформации и с увеличением нагрузки происходит разрушение. В соответствии с этим статический расчет оболочек производится по упругой стадии и по стадии предельного равновесия (т. е. по стадии разрушения).

Точный расчет оболочки в упругой стадии математически труден. Для практических расчетов разработаны методы, основанные на допущениях, применяемых к определенным конструктивным решениям. Широкое применение нашли методы, основанные на работах В. З. Власова, в которых оболочка заменяется вписанной в нее складкой. Эти методы позволяют рассчитывать упругие оболочки по прочности, жесткости и трещиностойкости при различных нагрузках.

Вместе с тем исследования показали, что длинные цилиндрические оболочки с жестким контуром могут рассчитываться по прочности отдельно в продольном и поперечном направлениях. Расчет в продольном направлении может быть произведен по методу предельного равновесия как балки с криволинейным поперечным сечением, а расчет в поперечном направлении на сдвигающие усилия и изгибающие моменты производят из условия равновесия элементарной полосы оболочки, вырезанной по ее длине. Таким методом могут быть рассчитаны одноволновые и многоволновые цилиндрические оболочки.

Схема усилий в поперечном сечении показана на рис. 26.10, а.

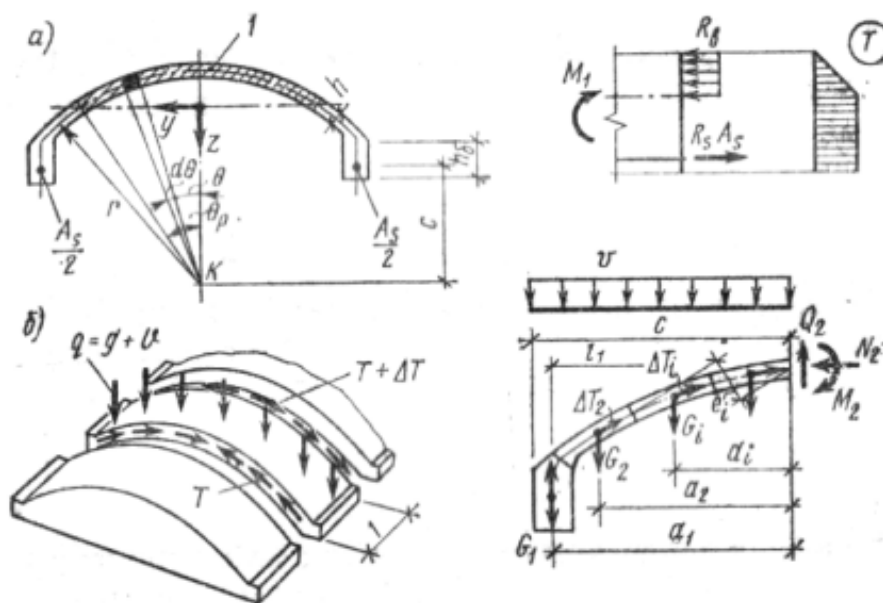


Рис. 26.10. К расчету длинной цилиндрической оболочки в продольном (а) и поперечном (б) направлениях.

• Короткие цилиндрические оболочки. Эти оболочки бывают монолитные и сборные (см. рис. 26.9, з,и). Наиболее часто применяют оболочки с шагом диафрагм 6...12 м при отношении $l_1/l_2 < 0,5$ и стреле подъема $l > (1/7)l_2$. Такие оболочки рассчитывают упрощенным методом, выполняя раздельно расчет плиты, бортового элемента и диафрагмы.

Толщину плиты монолитной оболочки (см. рис. 26.9,з), нагруженной собственным весом, весом кровли и снега, принимают по производственным соображениям без расчета равной 5см .при $l_1=6м$, 7...9 см при $l_1 = 12 м$. При расчете принимают, что бортовые элементы являются частью оболочки и работают совместно с ней. Оболочку рассчитывают как балку криволинейного сечения пролетом l_1 , шириной l_2 , опирающуюся на диафрагмы.

Продольную арматуру бортовых элементов объединяют в сварные каркасы, поперечные стержни которых ставятся конструктивно. Вблизи бортовых элементов оболочку армируют дополнительными сетками, а над диафрагмой также ставят дополнительную сетку, которую заводят в каждую сторону от диафрагмы.

Как и в длинных оболочках, малая толщина сводчатой плиты обуславливает передачу на диафрагмы нагрузок, действующих на плиту главным образом за счет сил, направленных по касательной к срединной поверхности оболочки. Расчет диафрагмы в этом случае производят с учетом взаимодействия с плитой оболочки. Для средней диафрагмы в многопролетных оболочках в расчет вводится плита оболочки шириной, равной шагу диафрагм.

Совместная их работа обеспечивается устройством бетонных шипов на верхнем поясе диафрагм, пазов на наружных гранях продольных и торцовых ребер плит, установкой арматурных каркасов в швах замоноличивания. Расчет коротких сборных оболочек производится в соответствии с двумя этапами работы конструкции: до и после замоноличивания швов между сборными элементами покрытия. До замоноличивания швов сборные элементы рассчитывают как разрезные конструкции на действие нагрузок, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже. После замоноличивания швов (в стадии эксплуатации) оболочку рассчитывают на действие постоянных и временных нагрузок как пространственную конструкцию по схемам разрушения, охватывающим одну или две крайние плиты согласно.

Висячие оболочки

В последние годы для покрытий больших пролетов в сооружениях промышленного, культурно-бытового и общественного назначения (цехи, склады, кинотеатры, крытые рынки) широко применяют висячие оболочки.

- Висячие железобетонные оболочки состоят из совместно работающих вант, железобетонного покрытия (собственно оболочки) и опорной конструкции (рис. 26.11). Основные несущие элементы в висячих оболочках—ванты, работающие только на растяжение, что позволяет полностью использовать в работе высокопрочную сталь и добиваться ее минимального расхода. Высокая несущая способность, простота изготовления и монтажа, возможность возведения в короткие сроки обуславливает высокую эффективность висячих оболочек, особенно покрытиях большепролетных сооружений. При пролетах более 100 м они экономичнее железобетонных оболочек других типов.

Однако покрытиям со свободно подвешенными вантами присуща высокая деформативность, их геометрическая форма существенно зависит от вида внешней нагрузки. Чтобы обеспечить стабильность геометрической формы покрытия, а также повысить его жесткость и трещиностойкость, железобетонные висячие оболочки выполняют с предварительным напряжением, которое осуществляют одним из следующих способов:

- после монтажа вант и укладки железобетонных кровельных плит ванты приводятся в напряженное состояние с помощью пригрузов (временной нагрузкой или вертикальными оттяжками); после замоноличивания швов и выдержки бетона пригрузки снимают и железобетонная плита (оболочка) обжимается;

- после монтажа вант, укладки кровельных плит, омоноличивания швов и выдержки бетона ванты натягивают домкратами на жесткую несущую контурную конструкцию. В этом случае ванты размещают в специальных каналах, заполняемых раствором после окончания натяжения;

- после монтажа вант и укладки кровельных плит швы между ними заполняют раствором на напрягающем цементе. Ширина швов назначается из условия создания в оболочке заданного напряжения.

При небольших пролетах для повышения неизменяемости покрытия и снижения местных деформаций применяют жесткие нити, состоящие из прокатных и сварных балок.

По конфигурации в плане и взаимному расположению вант висячие оболочки бывают с параллельными (рис. 26.11,а), радиальными (рис. 26.11,б,в), перекрестно расположенными и полигональными вантами.

- Систему с параллельно расположенными вантами применяют при прямоугольном плане.

Такая конструкция менее эффективна вследствие трудности восприятия распора, величина которого весьма значительна. Обычно распор воспринимается анкерами, жесткими рамами, а при небольших пролетах — контурными балками, работающими на изгиб (рис. 26.11, г...е).

- Висячие оболочки с радиальным расположением вант применяют при круглом плане здания. Эти оболочки состоят из вант, наружного сжатого и внутреннего растянутого кольца и выполняются по двум схемам (рис. 26.11,б,в). Покрытия такой формы наиболее выгодны, поскольку позволяют максимально унифицировать все элементы оболочки и обеспечивают безмоментную работу наружного опорного кольца.

- Висячие оболочки с перекрестной сеткой из вант применяют для зданий овального, эллиптического или прямоугольного очертания в плане. Сетка обычно устраивается ортогональная, пологая. Перекрестные вантовые сетки имеют очертание поверхности положительной или отрицательной гауссовой кривизны.

При выборе системы вант следует иметь в виду, что по расходу арматуры на оболочку в целом, а также по расходу бетона на опорный контур оболочки с радиальной системой вант примерно в 1,5 раза экономичнее оболочек, имеющих перекрестную систему из вант.

Висячие железобетонные оболочки, как правило, проектируют пологими с провесом $f=(1/10...1/30)$

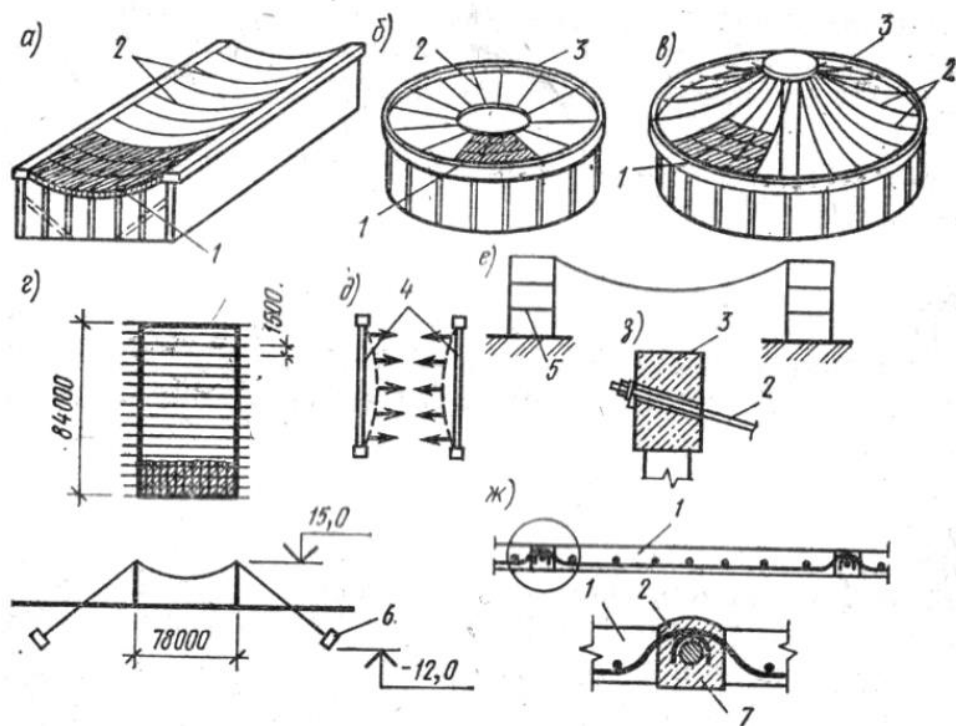


Рис. 13.11. Конструктивные решения висячих железобетонных оболочек:
 1 — сборные плиты; 2 — ванты; 3 — опорное кольцо; 4 — контурная балка; 5 — рама; 6 — анкер; 7 — бетон шва

Тема №20 Конструкции инженерных сооружений

Классификация. Основы расчета и конструирования. Железобетонные резервуары. Водонапорные башни. Бункера и силосы. Подпорные стенки. Напорные и безнапорные трубы.

Резервуары

В комплексах промышленных объектов помимо зданий производственного и административного назначения возводятся инженерные сооружения. К их числу относятся резервуары, водонапорные башни, бункера, силосы, подпорные стены, каналы и туннели для инженерных сетей и др.

• *Резервуары*, предназначаются для хранения воды, технологических растворов, нефти, нефтепродуктов и т. п.,. По *форме* железобетонные резервуары бывают *цилиндрическими* и *прямоугольными* (рис. 14.1). Выбор формы определяется главным образом экономическим расчетом. При одинаковой емкости и высоте периметр стенок U цилиндрического резервуара меньше, чем прямоугольного. Это дает экономию материала и сокращает смачиваемую поверхность, что приводит к уменьшению потери хранимой жидкости. Однако в стенках цилиндрических резервуаров растягивающие усилия от гидростатического давления возрастают пропорционально диаметру, а в прямоугольных — изгибающие моменты в стенах не зависят от размеров резервуаров в плане. Стенки железобетонных резервуаров для обеспечения требуемой трещиностойкости должны быть предварительно напряженными.

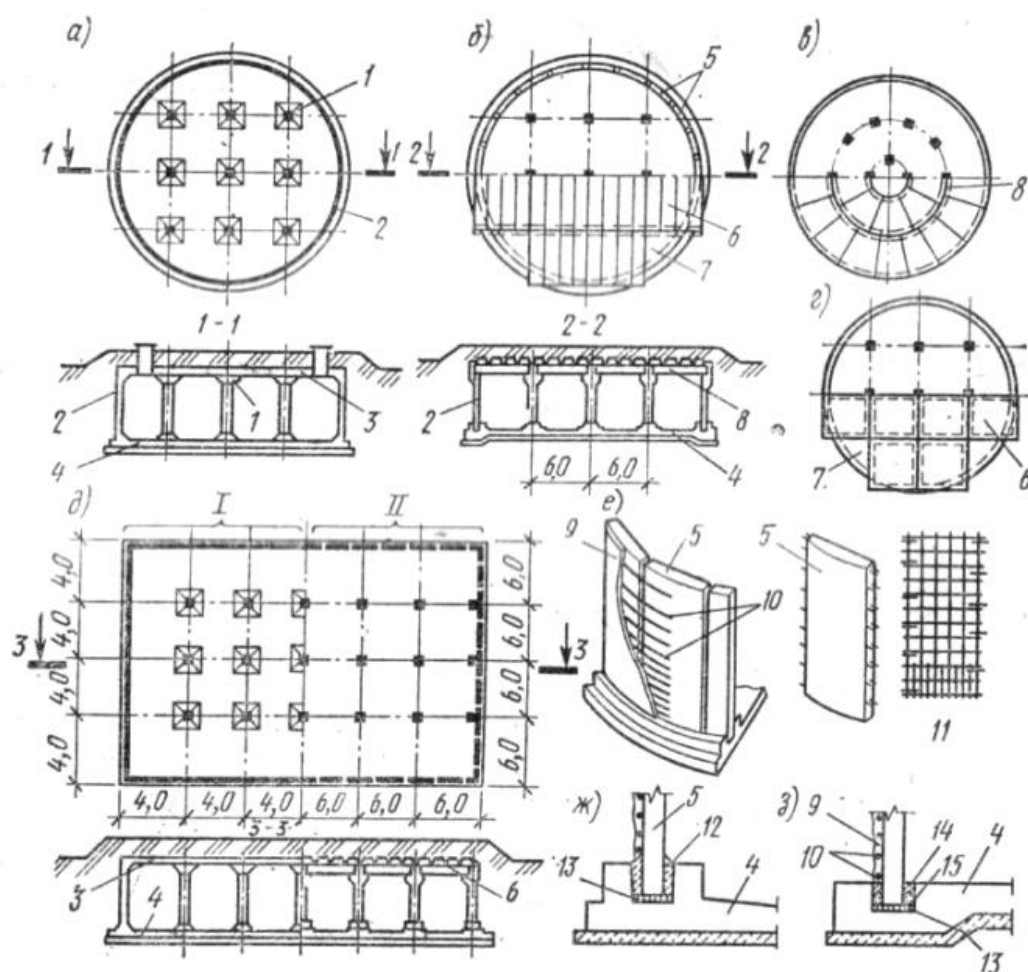


Рис. 27.1. Конструкции железобетонных резервуаров (размеры в м):

Расчеты показали, что резервуары вместимостью до 2...3 тыс. м³ экономичнее круглой формы в плане, а более 5—6 тыс. м³ — прямоугольной.

Конструкции покрытия, колонн и днища рассчитывают на действие собственной массы, массы грунтовой засыпки и временных нагрузок, расположенных на покрытии.

Стенки открытых наземных резервуаров рассчитывают на гидростатическое давление жидкости при заполнении резервуара; стенки заглубленных резервуаров — на вертикальные нагрузки, передаваемые на них конструкциями покрытия, и горизонтальные нагрузки: от внутреннего гидростатического давления, при отсутствии обсыпки; от горизонтального давления грунта при порожнем резервуаре. Кроме того, в ряде случаев конструкции рассчитывают на неравномерный нагрев или охлаждение.

При жестком сопряжении стенки с дном радиальные перемещения на уровне дна практически равны нулю. В результате этого стенка искривляется и в направлении образующей цилиндра возникают изгибающие моменты M_x и поперечные силы Q_x .

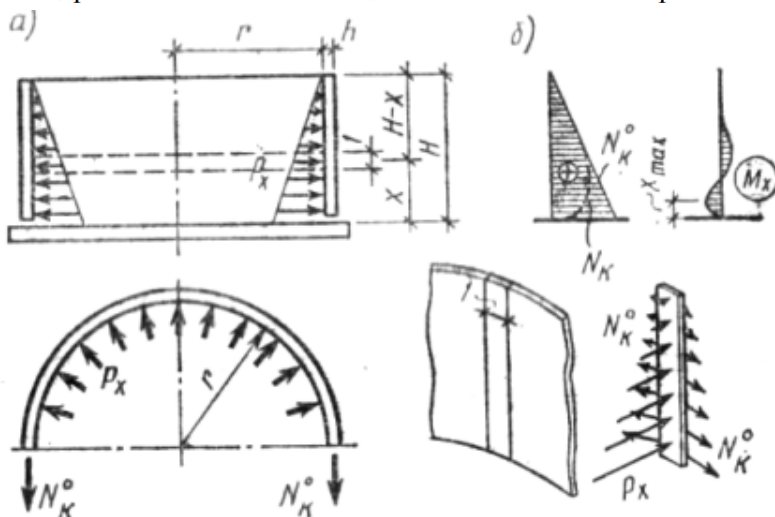


Рис. 27.2. К расчету стенок цилиндрического резервуара

Днища резервуаров при отсутствии подпора воды армируют конструктивно, поскольку нагрузка от днища и жидкости над ним уравнивается подпором грунта, не вызывая изгиба днища. Исключение составляют участки, примыкающие к стенам и фундаментам колонн, где возникают местные изгибающие моменты. На этих участках днище усиливается местными утолщениями и дополнительной арматурой.

• Прямоугольные резервуары. Конструкции покрытий прямоугольных резервуаров решаются аналогично конструкциям покрытий цилиндрических резервуаров (см. рис. 27.1,5). Стенки могут быть гладкими или ребристыми, монолитными или из сборных панелей. Стыки сборных панелей осуществляют шпоночными или путем сварки выпусков арматуры с последующим омоноличиванием. Днища сборных и монолитных резервуаров обычно делают монолитными.

Определение усилий в стенках прямоугольных резервуаров производят при тех же комбинациях нагрузок, что и цилиндрических. При этом усилия, возникающие в стенках, зависят не только от нагрузок, но и от типа резервуара (открытый, закрытый) и соотношения между высотой стенки резервуара и ее длиной (или расстоянием между вертикальными ребрами).

Водонапорные башни

Водонапорные башни предназначены для создания необходимого напора в водонапорной сети и обеспечения запаса воды во время остановки работы насосных станций. В состав конструктивной схемы водонапорной башни входят резервуар, опора и фундамент (рис. 27.3,а). Чтобы оградить резервуар от температурных воздействий, стены его утепляют, а над ним устраивают шатер (рис. 27.3,б).

Вместимость резервуара водонапорных башен 15... 3000 м³, высота опорной части 6...50 м. При емкости резервуара до 50 м³ его устраивают стальным, при большей емкости — стальным или железобетонным. Наибольшей простотой отличается конструкция железобетонного резервуара с цилиндрической стенкой и плоским несущим днищем, расположенным на сплошном железобетонном перекрытии опоры (рис. 27.3,а). Резервуары со сферическим днищем более экономичны по расходу материала, но сложны в изготовлении. По сравнению с ними более простыми и достаточно экономичными по расходу материалов и стоимости являются резервуары с цилиндрической стенкой, переходящей внизу в коническую.

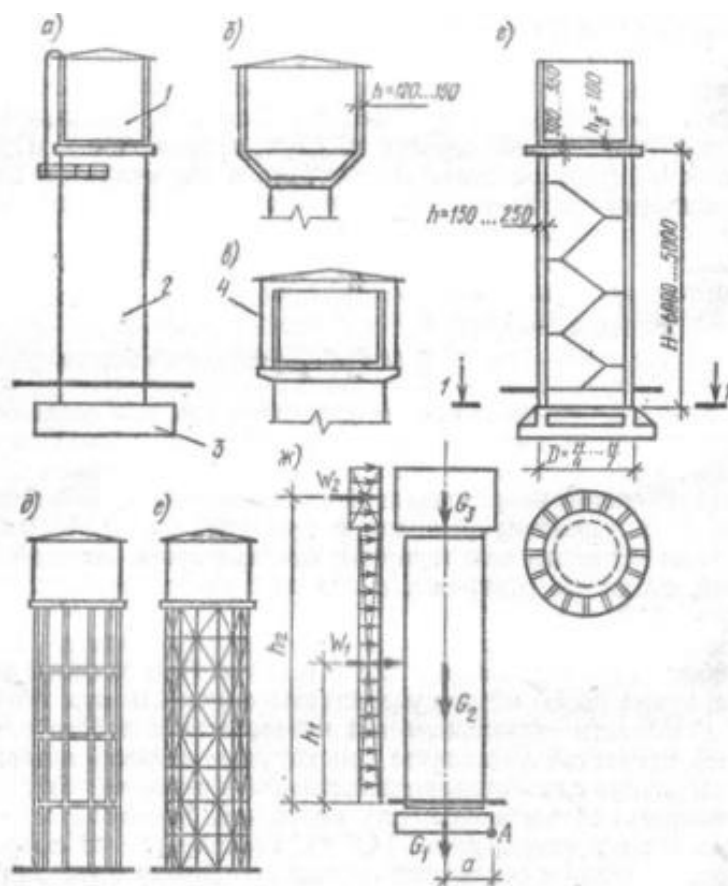


Рис. 27.3. Конструкции (а...е) и схема расчета на опрокидывание (ж) водонапорных башен: диванив 1 — резервуар; 2 - опора; 3 — фундамент; 4 - шатер 322

Возможны и другие решения. Фундамент башни железобетонный, монолитный с кольцевыми ребрами по контуру ствола (рис. 27.3,г).

В водонапорных башнях расчету подлежат конструкции резервуара, опор, фундамента и шатра. Резервуар рассчитывают по прочности и трещиностойкости на давление содержащейся в нем жидкости. При расчете конструкции опоры основным и нагрузками служат давление наполненного резервуара и фундамента с грунтом на его уступах, горизонтальное давление ветра на резервуар W_2 и на опору W_1 (рис.27.3,ж). Опора в целом оказывается внецентренно сжатой. Помимо расчета прочности необходим расчет устойчивости башни на опрокидывание при пустом резервуаре.

Бункера

• Бункерами называют саморазгружающиеся емкости призматической или цилиндрической формы, предназначенные для хранения сыпучих материалов (зерно, цемент, песок, уголь, руда и т. п.). Загрузка бункеров, производят сверху, разгрузку — снизу. Поэтому днища у них устраивают с наклонными стенками в виде воронок. Угол наклона плоскостей днища — воронки должен быть на $5...10^\circ$ больше угла естественного откоса сыпучего материала.

Железобетонные бункера строят монолитными и сборными, последние более индустриальны. В сборных бункерах вертикальные стенки делят на прямоугольные панели, а стенки воронок — на треугольные или трапециевидные (рис. 27.4, б). Все сборные элементы соединяются на монтаже с помощью сварки закладных металлических деталей, швы замоноличиваются.

Расчет бункеров включает определение давления сыпучего материала на отдельные плоскости конструкций бункера и вычисление изгибающих моментов и продольных усилий, возникающих в стенках бункера. Давление сыпучего материала на стенки бункера и воронки опре-

деляется на основе теории сыпучего тела, в соответствии с которой в любой точке стенки имеются две составляющие: вертикальное p_v и горизонтальное p_h давление (рис. 28.4,г). Зная давление на две взаимно перпендикулярные площади, можно определить нормальное и касательное давление на любой площадке, проходящей через рассматриваемую точку.

Точный расчет бункеров как пространственных систем сложен, поэтому для практических расчетов, когда по условиям эксплуатации в конструкции могут быть допущены трещины,

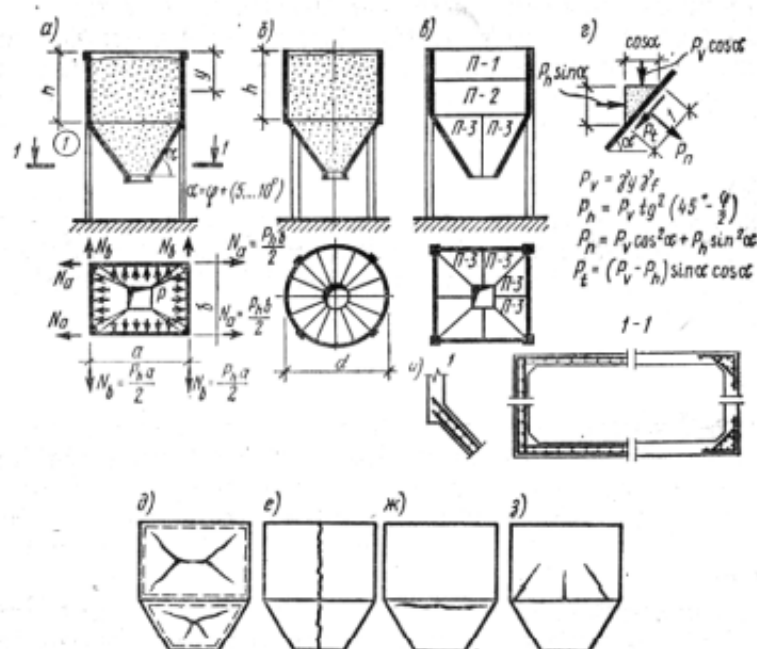


Рис. 27.4. К расчету бункеров:

используют метод предельного равновесия. Исследованиями установлено, что одиночный прямоугольный бункер может разрушаться по нескольким схемам [13] (рис. 14.4, д...з): вследствие изгиба стен из их плоскости, разрыва стен от горизонтального внутреннего распора, отрыва воронки, изгиба стенок бункера в их плоскости по нормальным или наклонным сечениям. Прочность против всех возможных видов разрушений должна обеспечиваться расчетом.

Моменты, возникающие в стенах вследствие изгиба из плоскости, находят как для плит, защемленных по контуру. Горизонтальные усилия разрыва на единицу высоты вертикальных стенок находят по формулам (рис. 28.4 а):

Армирование стенок осуществляется как для внецентренно растянутых прямоугольных элементов. Прочность воронок в месте возможного отрыва проверяют на усилия от массы содержимого бункера и собственной массы воронки. Кроме того, производят проверку прочности стенок бункера как однопролетных балок по нормальным и наклонным сечениям.

Силосы

• Силосами принято называть емкости для хранения сыпучих материалов, у которых соотношение глубины h и размеров в плане a и b отвечает условию $h > 1,5a$, ($a > b$). Силосы бывают отдельные (рис. 27.5,а) и групповые (рис. 27.5,б), объединенные в единую конструкцию. По форме силосы могут быть цилиндрические или призматические с четырьмя, шестью или восемью гранями. Для цилиндрических силосов оптимальный диаметр $6m$, для

квадратных в плане размер стороны 3...4 м. Полная высота типовых силосов принята 15...42,6 м.

Силосы сооружают монолитными и сборными. Монолитные возводятся в скользящей или переставной опалубке. Толщина стенок 180...240 мм. Стенки армируют преимущественно арматурой в виде сеток. Сборные элементы стенок призматических силосов могут быть гладкими толщиной 100 мм или ребристыми с толщиной стенки 60 мм (рис. 27.5, б). Цилиндрические сборные силосы возводят из кольцевых или сегментных элементов. Кольцевые элементы применяют при диаметре до 3 м, так как при больших размерах возникают трудности в транспортировании. Наибольшее распространение получили силосы из сегментных элементов. В этом случае каждое кольцо может собираться из 4-х, 6-ти или

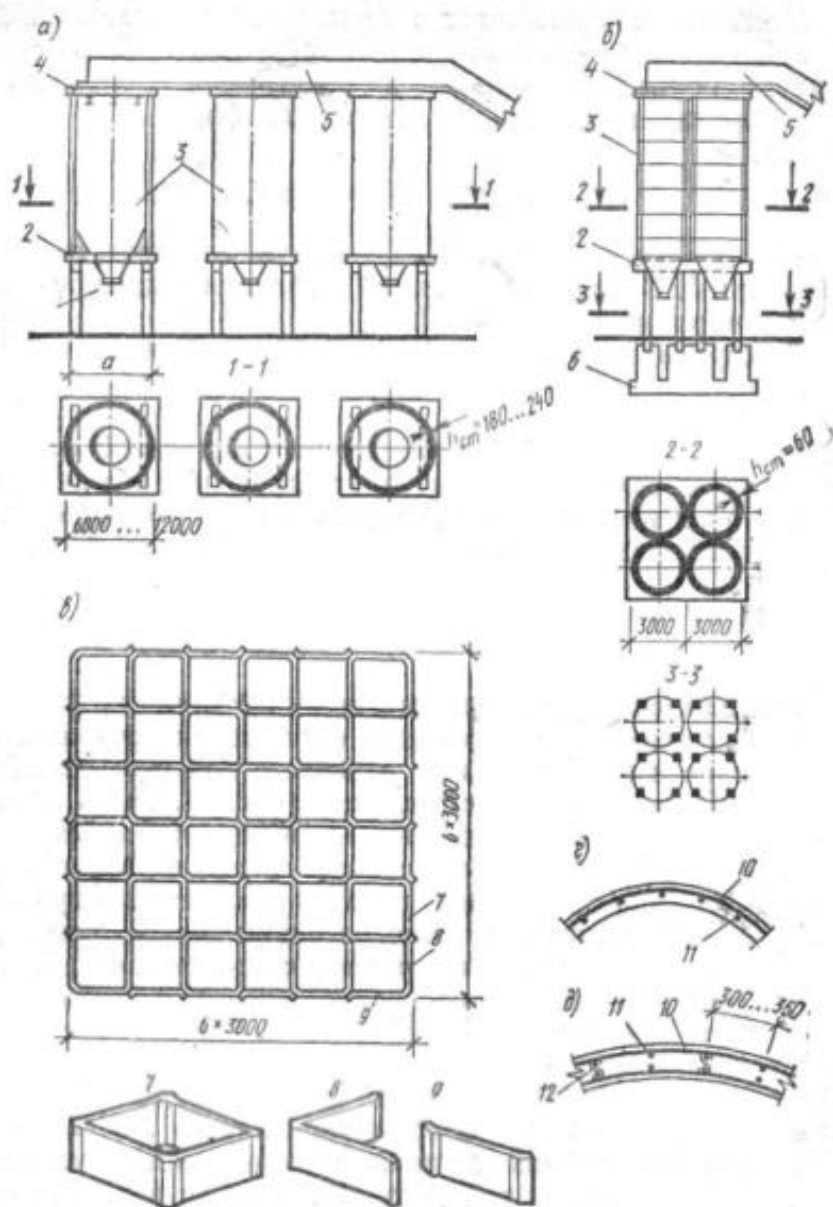


Рис. 14.5. Конструкции монолитных и сборных силосов:

8-ми элементов криволинейного очертания, соединенных на болтах или сваркой закладных деталей. При сборке колец большого диаметра целесообразно применять предварительное напряжение.

Расчет силосов включает расчет стенок, днища, колонн, фундаментов, элементов надсилосной галереи и покрытия.

Стенки силосных банок испытывают растяжение в горизонтальном направлении и внецентренное сжатие в вертикальном при действии нагрузок от собственного веса, давления сыпучего материала, веса конструкций покрытия и снеговой нагрузки на покрытие. Нужно также учитывать, что сыпучий материал создает как горизонтальное давление, так и вертикальное, возникающее вследствие трения его о стенки. Растягивающее усилие в стенках круглого силоса от давления p , нормально приложенного к поверхности, будет $N=phr$. В вертикальном направлении расчет производят на действие сжимающего усилия от массы всех вышерасположенных конструкций и снега, а также усилия, вызванного в стенке трением сыпучего материала. Обычно наиболее опасным является сечение у воронки или у фундаментальной плиты. Ячейку отдельного квадратного в плане силоса рассчитывают на каждом ярусе высоты как замкнутую раму при воздействии внутреннего давления p_n .

Подпорные стены

• Подпорные стены представляют собой инженерные сооружения, служащие для удержания в требуемом положении грунта или других сыпучих тел. По конструктивному решению подпорные стены делят на массивные и тонкие. Массивные, выполняемые из бетона и каменной кладки, воспринимают действующее на них давление грунта за счет собственной значительной массы. Железобетонные подпорные стены, являясь относительно тонкими конструкциями, воспринимают действующие на них усилия в основном за счет веса засыпки грунта,

находящегося на нижней плите, специальных анкеров, препятствующих скольжению, и т. п. Различают железобетонные подпорные стены: уголковые, с контрфорсами, анкерные (рис. 27.6, а...г) и др.

Уголковые подпорные стены применяют, когда полная высота стены не превышает 4,5 м. При большей высоте экономичнее стены с контрфорсами или анкерные. Уголковые стены могут быть монолитными и сборными. Сборные стены при разрезе только вертикальными швами (через 2...3 м) по характеру работы не отличаются от монолитных

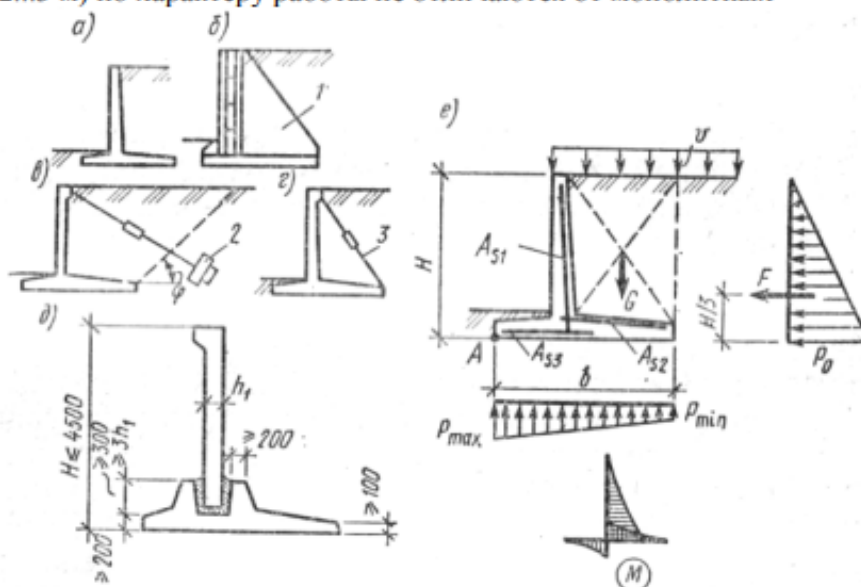


Рис. 28.6. Конструктивные решения подпорных стен (а...д) и схема армирования уголковой подпорной стенки (е): 1 — контрфорс; 2 — анкер; 3 — тяж

В контрфорсных подпорных стенах давление грунта воспринимается стеновыми плитами и передается ребрам (контрфорсам), которые работают как консольные балки, жестко заземленные в фундаментной плите.

Каналы и туннели

• *Каналом* называют сооружение для прокладки коммуникаций, но без прохода по нему людей.

• *Туннелем* называют подземное горизонтальное или наклонное протяженное сооружение, предназначенное для размещения коммуникаций (трубопроводов, электрокабелей) и оборудования (например, транспортеров) с проходом для обслуживающего персонала.

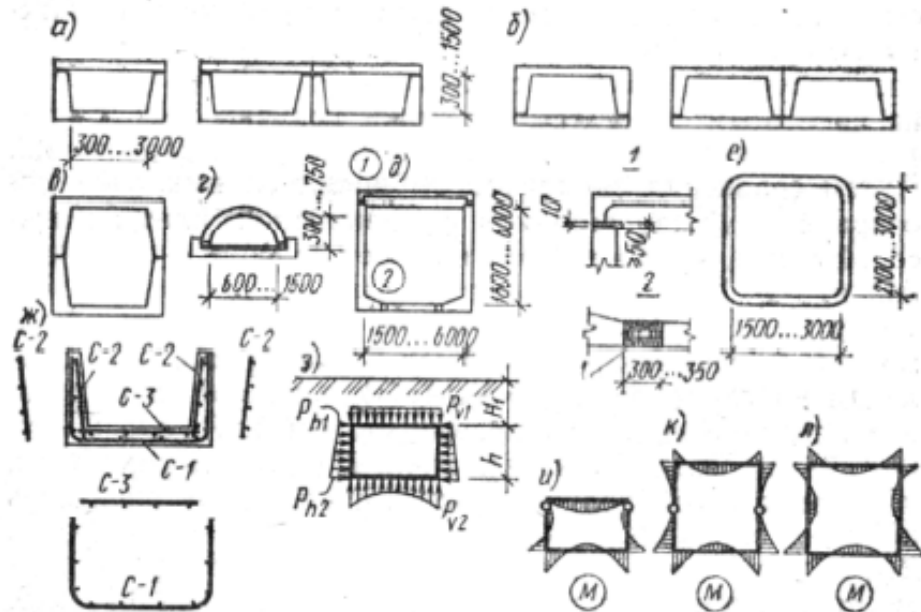


Рис. 27.7. Конструктивные решения каналов и туннелей.

туннелей определяют технологическими соображениями. Каналы и туннели проектируют, главным образом, из сборного железобетона. Каналы выполняют из лотковых элементов и плит (рис. 27.7, а, б). При наличии производственной базы возможно применение сводчатых сборных элементов, более экономичных по расходу материалов (рис. 27.7,г). Туннели могут выполняться из лотковых (рис. 27.7,з), уголковых (рис. 27.7,д) и объемных (рис. 27.7,е) элементов. Каналы и туннели из монолитного железобетона делают при высоких нагрузках на перекрытие и при небольшой протяженности трассы.

Конструкции каналов и туннелей рассчитывают на прочность, трещиностойкость и по деформациям на вертикальное p_v и горизонтальное p_h , давление грунта, нагрузки от размещаемого внутри технологического оборудования, от колес подвижного состава транспорта и т, п.

Нагрузки от подвижного состава принимают по нормам проектирования транспортных сооружений. При наличии грунтовых вод учитывается также давление воды и возможность всплытия.

Каналы и туннели из лотковых и уголковых элементов рассчитывают методами строительной механики как упругие рамные системы. Вводимая в расчет ширина рамы принимается равной 1 м (вдоль трассы) или длине сборного элемента (1,5 или 3 м). Сопряжения лотков между собой и с плитами, а также уголков с плитами — шарнирные (рис. 27.7,и,к).

Тема №21 Заключительная лекция. Перспективы дальнейшего развития железобетона

Перспективы дальнейшего развития железобетона. Снижение себестоимости, материалоемкости, веса, совершенствование форм элементов, учет совместной работы несущих конструкций.

Железобетон во всем мире признан одним из самых экономичных, экологически чистых, надежных и долговечных строительных материалов. И хотя за последние пятьдесят лет область применения бетона и железобетона в строительстве осталась практически неизменной, материал начал активно внедряться в машиностроении, кораблестроении, при возведении платформ для добычи нефти и газа на шельфах и в других областях.

Основным потребителем бетона и железобетона несомненно является строительная отрасль. Помимо промышленного и гражданского строительства железобетон широко применяется в энергетическом строительстве при возведении атомных, тепловых и гидроэлектростанций (плотины и здания ГЭС), опоры линий электропередач, в транспортном, автомобильном и железнодорожном строительстве, в сельском строительстве, при строительстве метрополитенов, шахт, аэродромов, водном транспорте: причалы, эстакады, судоходные шлюзы, плавучие пристани, баржи, суда и доки, морские платформы для добычи нефти, и других сооружений. Железобетон широко применяется в военной отрасли при строительстве различных фортификационных сооружений, пусковых шахт баллистических ракет и т.д. Некоторые из примеров применения железобетона при возведении уникальных конструкций последнего десятилетия показаны на рис.

В 2001 г. в мире было произведено до 2 млрд. м³ бетона. В начале 90-х годов Беларусь имела мощности по выпуску 8000 тыс. м³ изделий в год, в том числе изделий индустриального домостроения . 2600 тыс. м³ или 3410 тыс. кв. метров площади жилья в год. При этом объем выпуска предварительно напряженных конструкций достигал 27..29 % от общего объема производства железобетонных изделий.

Несомненно бетон и железобетон сохраняют свои ведущие позиции как основной строительный материал в XXI веке и основными приоритетными направлениями его развития и применения на современном этапе продолжают оставаться:

- разработка высокопрочных, легких и коррозионностойких бетонов с применением химических добавок. Особая роль здесь отводится напрягающим бетонам. Исследования в этой области ученых БГТУ показали возможность их применения в сборно-монолитном и монолитном строительстве каркасных зданий и других сооружений;

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

- создание новых типов стальной и неметаллической арматуры;

- создание прогрессивных, высокомеханизированных и автоматизированных технологий бетонных и арматурных работ, внедрение безопалубочного формования массовых предварительно напряженных конструкций на длинных стендах с минимальным расходом энергоносителей и использованием высокопрочной арматурной стали и высокопрочных бетонов;

- совершенствование опалубок и технологии возведения монолитного железобетона;

- повышение долговечности и надежности бетонных и железобетонных конструкций;

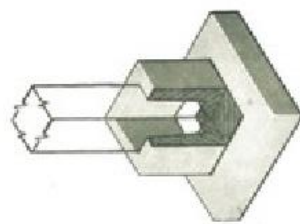
- совершенствование методов контроля качества бетона и арматуры, методов обследования и усиления конструкций зданий и сооружений;

- снижение отрицательного воздействия производства железобетона на окружающую среду;

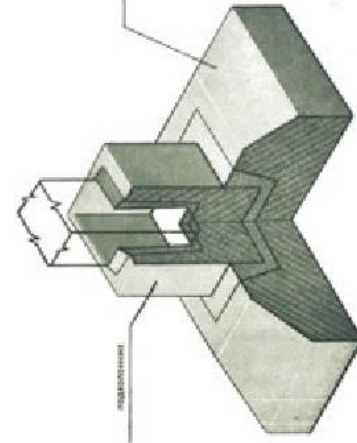
- совершенствование на базе новых экспериментальных исследований теории расчета и конструирования железобетонных конструкций, в том числе с использованием современного программного обеспечения расчетов на ЭВМ.

СТОЛБЧАТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

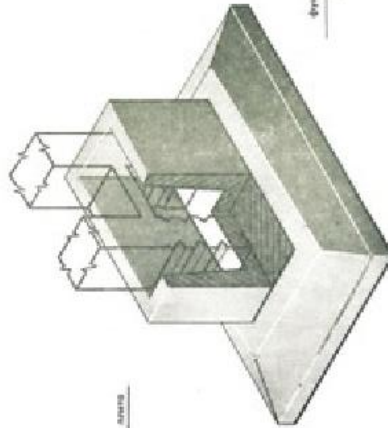
СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ



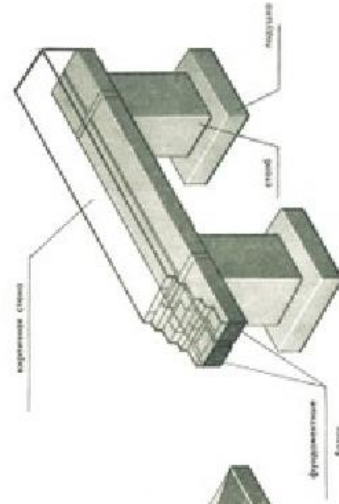
из одного элемента — сборных железобетонных колонн



составной из подкопника и сборных железобетонных колонн

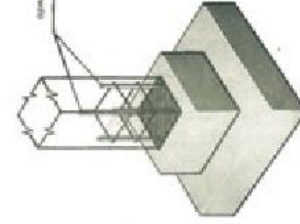


из одного элемента под двутавровую стержневую железобетонную колонну

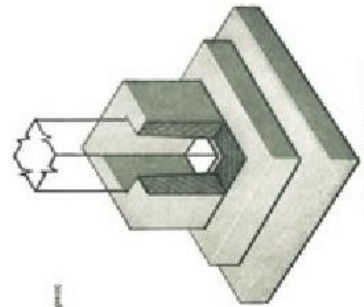


под кирпичные стены малоэтажных зданий

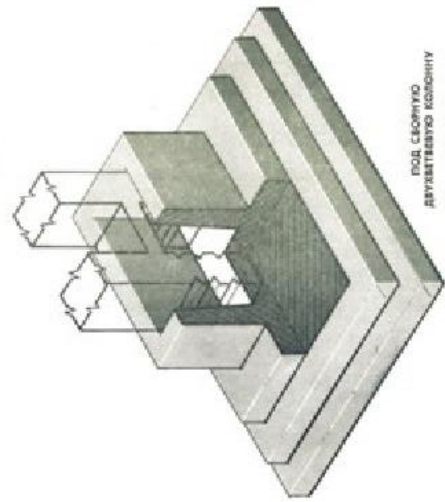
МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ



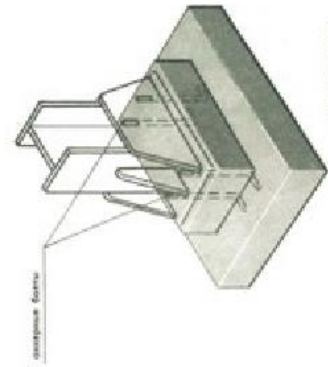
под монолитную колонну



под сборную колонну с обратного литья



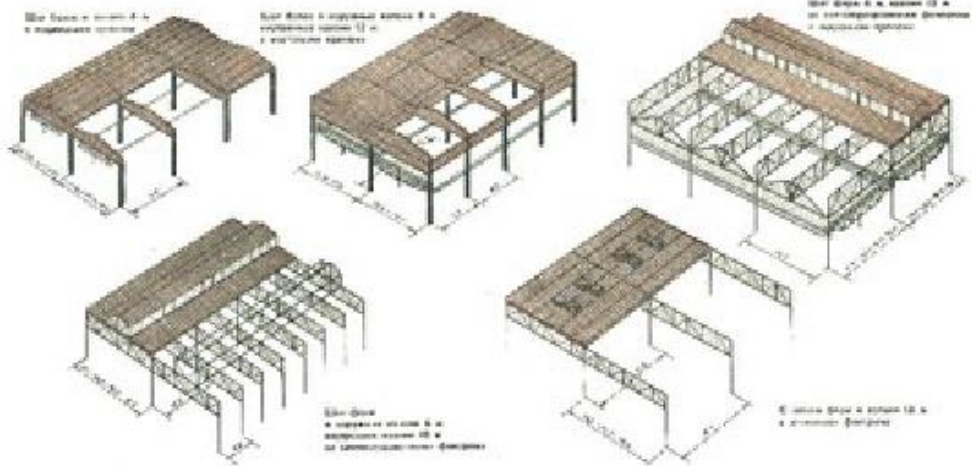
под сборную двутавровую колонну



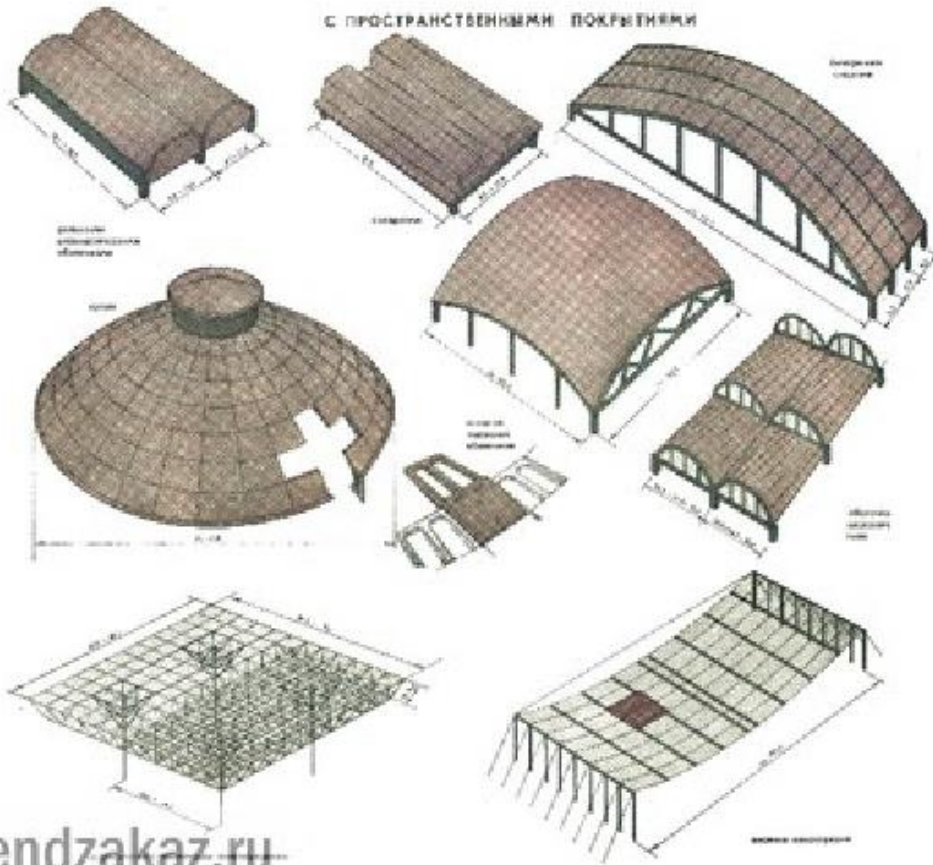
под старую колонну

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

С ПОКРЫТИЕМ ИЗ ПЛОСКОСТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

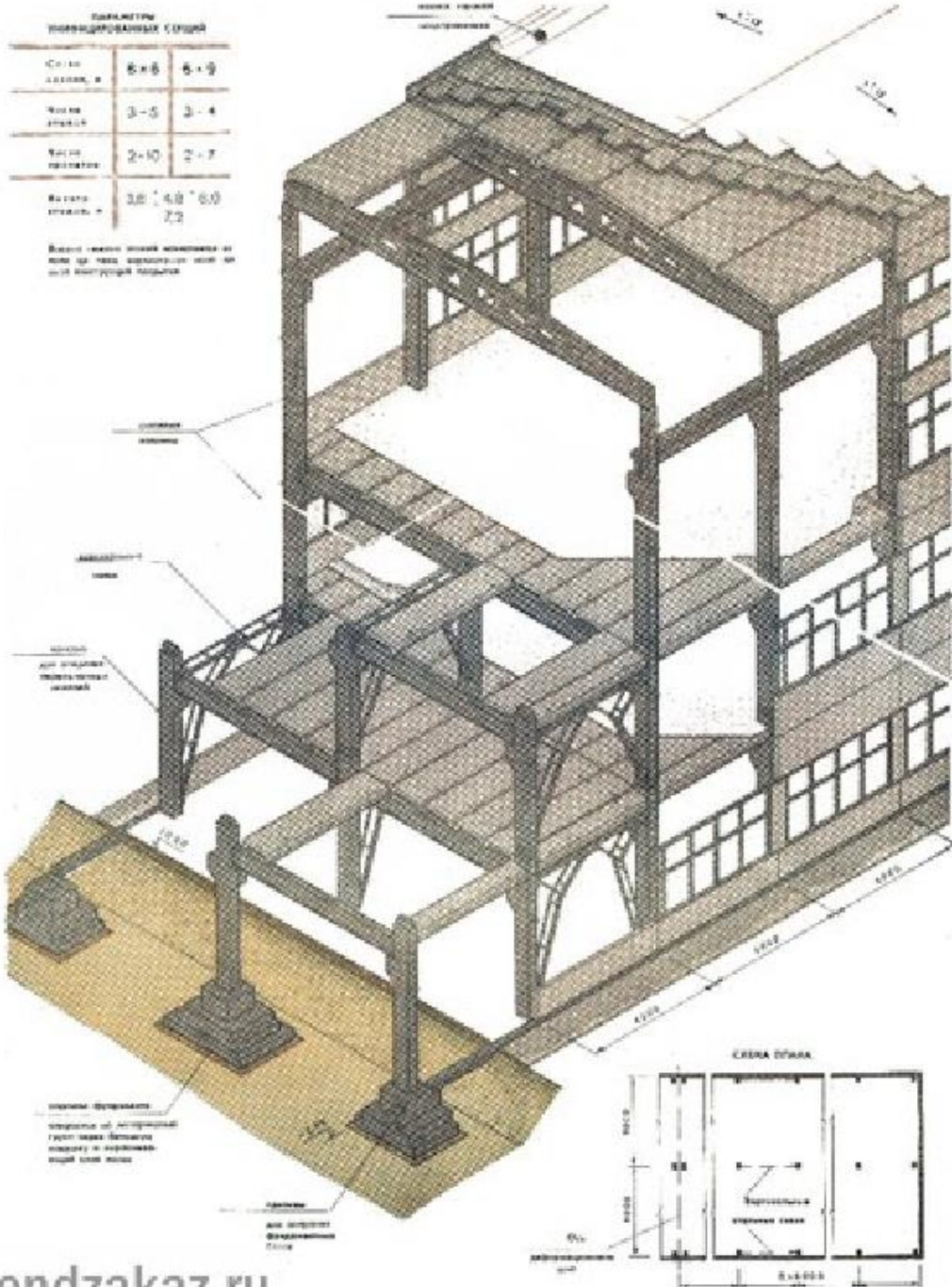


С ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ ПОКРЫТИЯМИ



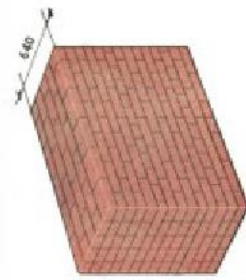
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

МНОГОЭТАЖНОЕ ПРОМЫШЛЕННОЕ ЗДАНИЕ

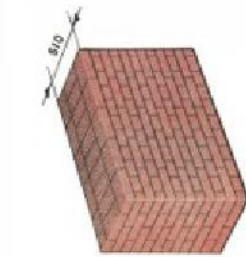


stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

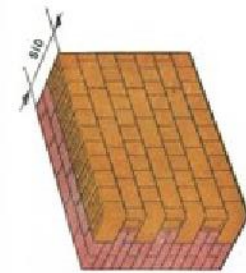
СТЕНЫ ИЗ КИРПИЧА И ИСКУССТВЕННЫХ КАМНЕЙ



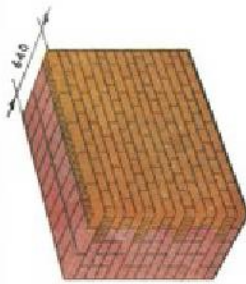
Из обыкновенного глиняного кирпича
[толщиной 2,5 кирпича]
при многорядной перевязке



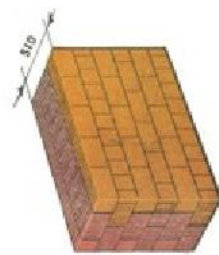
Из глиняного пустотелого кирпича
с 32 пустотами [толщиной 2 кирпича]
при цепной перевязке



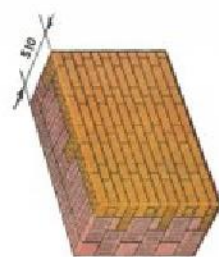
Из обыкновенного глиняного кирпича
с облицовкой керамическими
пустотелыми клинкерами



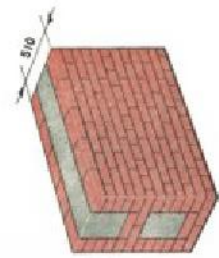
Из обыкновенного глиняного кирпича
с облицовкой искусственным
каменным с 18 пустотами и светопрозрачными
стеклами



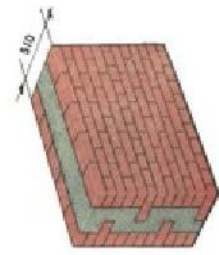
Из керамических клинкеров
[толщиной 2 камня] с облицовкой
из термостойкого стекла



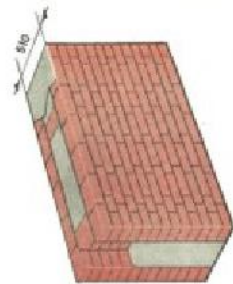
Из керамических клинкеров
[толщиной 2 камня] с облицовкой
аффинированным кирпичом с 18 пустотами
из светопрозрачного стекла



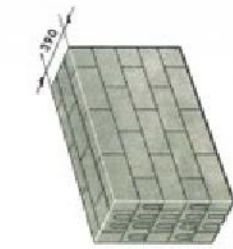
Облицовка керамическим стеклом
[надпись из обыкновенного кирпича
с дополнительным шпательванием]



Облицовка керамическим стеклом
[надпись из обыкновенного кирпича
с дополнительным шпательванием]



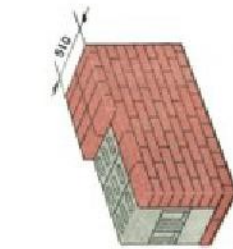
Облицовка керамическим стеклом – «калорифера»
из обыкновенного кирпича
и клинкера



Из бетонных пустотелых камней
с 10 квадратными пустотами
[толщиной 310 мм]

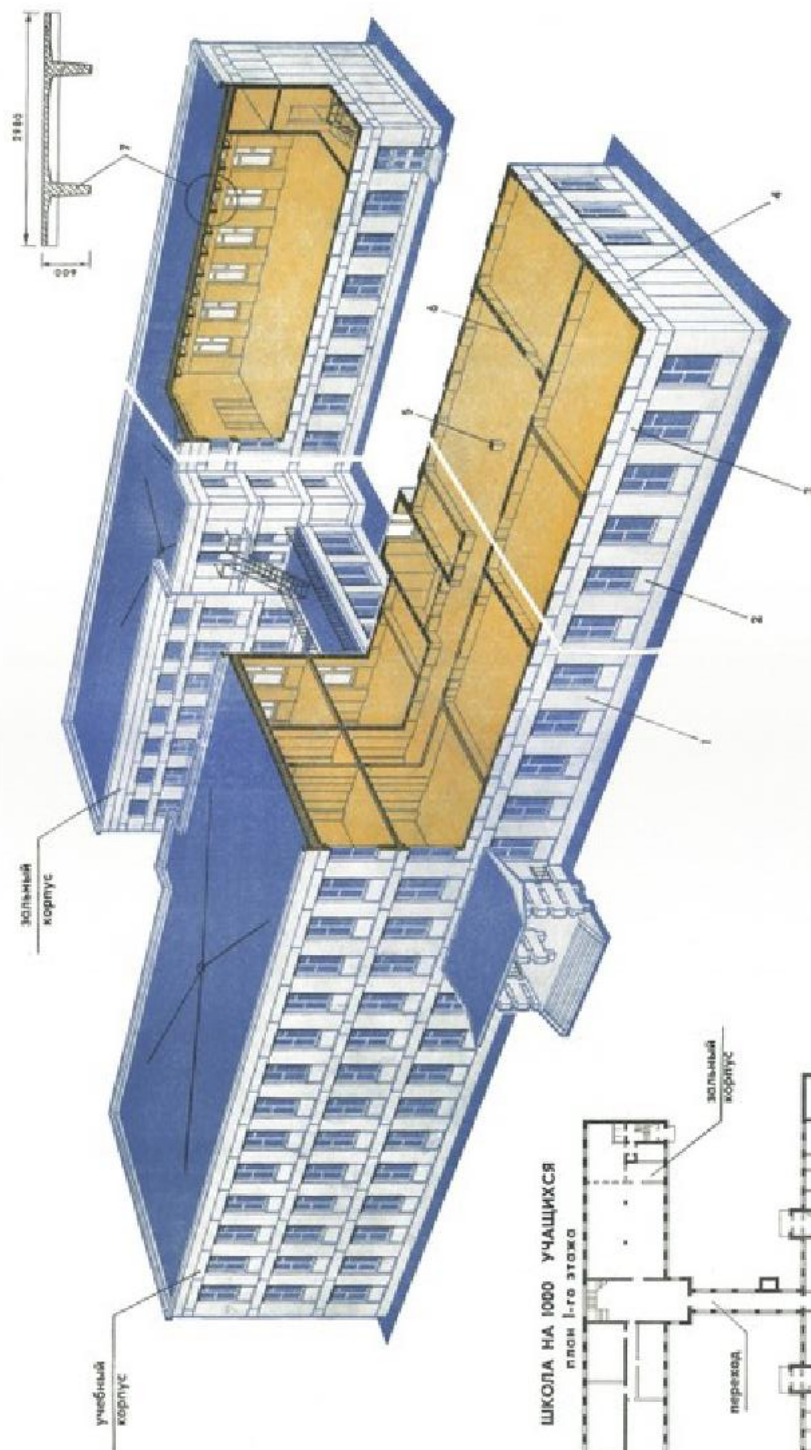


Из бетонных сплошных камней
[толщиной 190 мм]



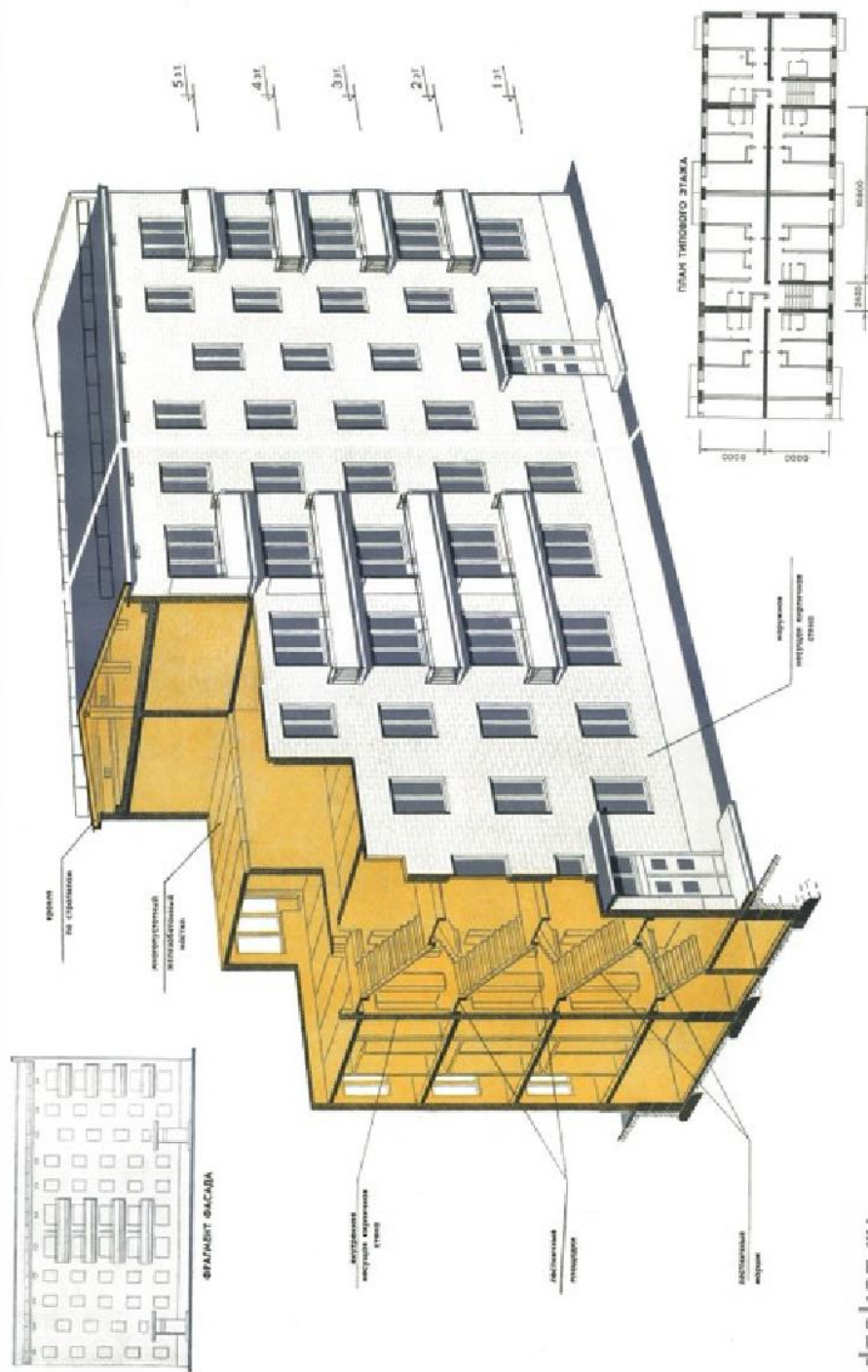
Из бетонных пустотелых камней
со квадратными пустотами с облицовкой
кирпичом [толщиной 810 мм]

ШКОЛА СО СТЕНАМИ ИЗ КРУПНЫХ БЛОКОВ



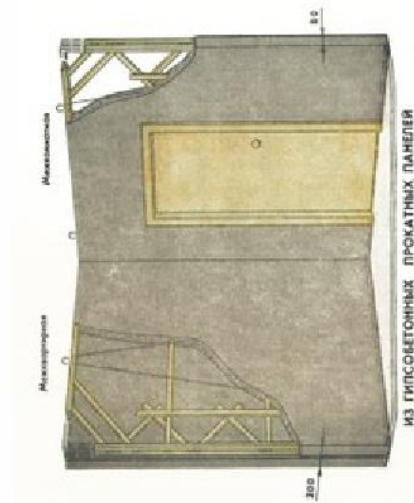
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

ПЯТИЭТАЖНЫЙ ЖИЛОЙ ДОМ СО СТЕНАМИ ИЗ КИРПИЧА

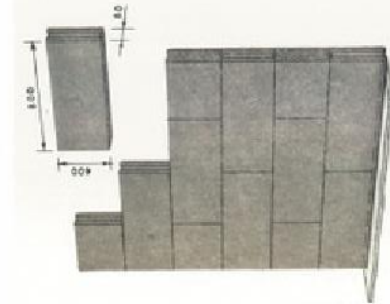


stendzakaz.ru
ЛИДЕР СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

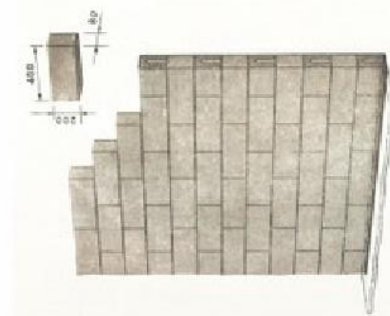
ПЕРЕГОРОДКИ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ



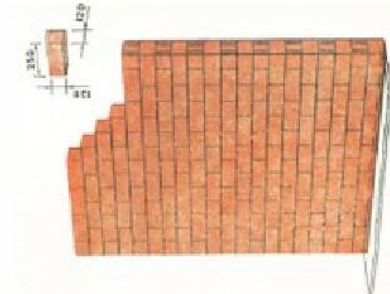
ИЗ ГИПСОБЕТОННЫХ ПРОКАТНЫХ ПАНЕЛЕЙ



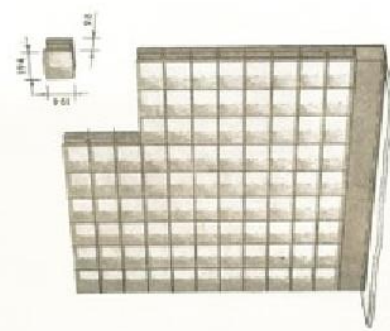
ИЗ ГИПСОВЫХ ПЛИТ



ИЗ ПУСТОТЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ



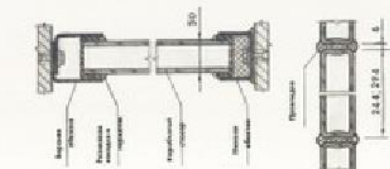
ИЗ ПУСТОТЫХ КЕРАМИЧЕСКИХ КАМНЕЙ



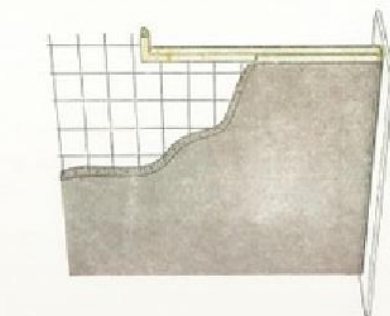
ИЗ СТЕКЛЯНЫХ БЛОКОВ
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ



ИЗ СТЕКОРА



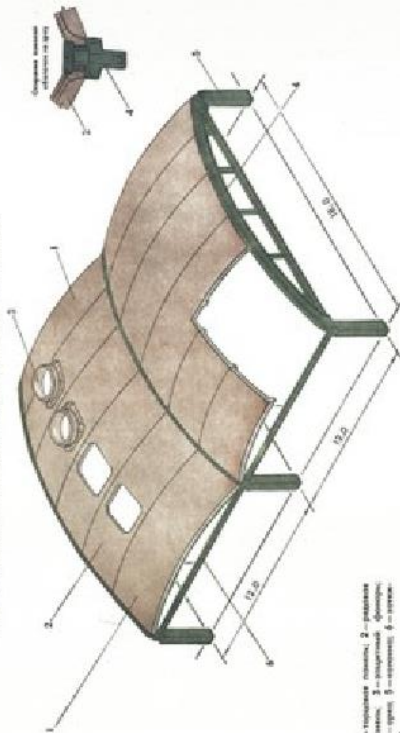
МОНОЛИТНАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ



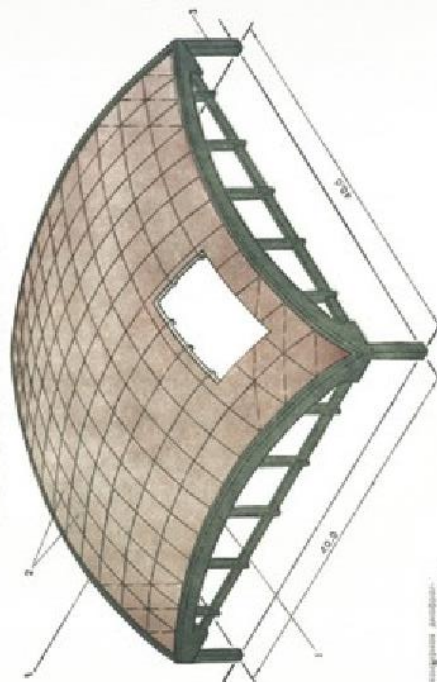
ДЕРЕВЯННАЯ ИЗ ТРЕХСЛОЙНЫХ ШИТОВ

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ

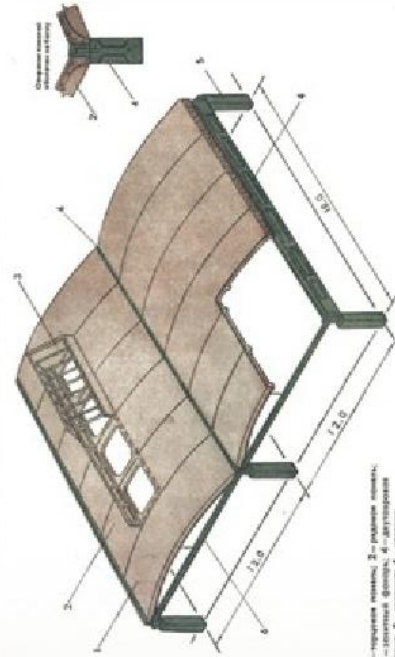
МНОГОКОМПОНОВАЯ ОБОЛОЧКА ДВОЙНОЙ КРИВЫМИ ИЗ ПЛИТ 3-12 М



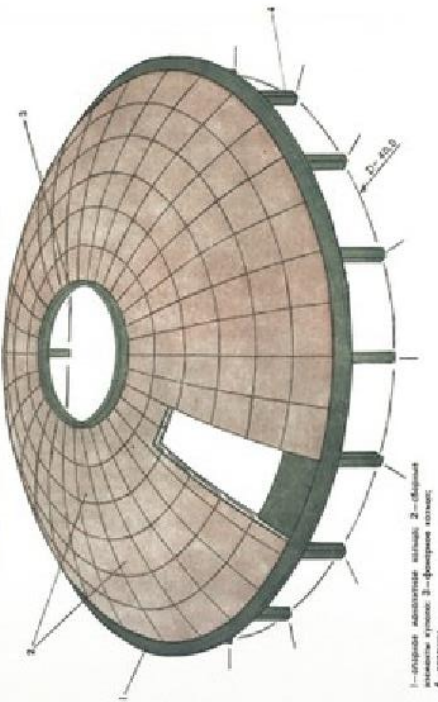
ОБОЛОЧКА ДВОЙНОЙ КРИВЫМИ ИЗ ПЛИТ 3-12 М



МНОГОКОМПОНОВАЯ ЦИЛИНДРИЧЕСКАЯ ОБОЛОЧКА ИЗ ПЛИТ 3-12 М

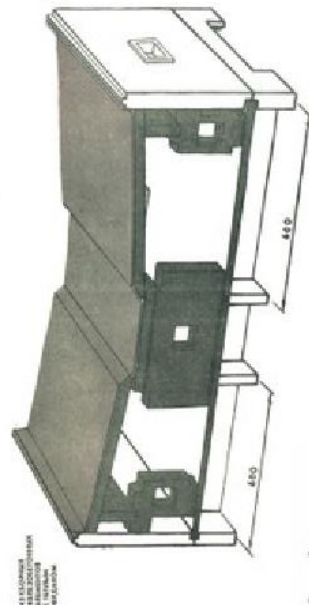
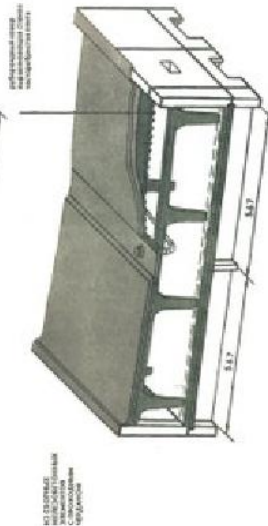
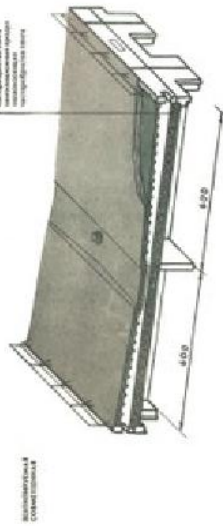


КРУГЛЫЕ ПОКРЫТИЕ ИЗ СЕРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

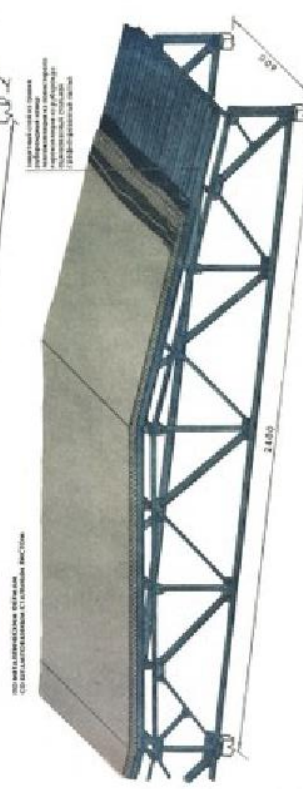
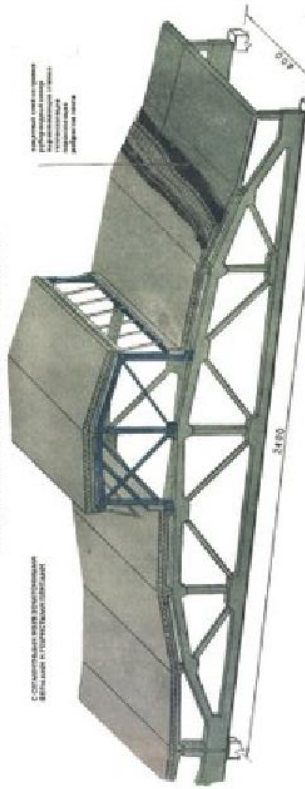


ПОКРЫТИЯ И КРЫШИ

КРЫШИ ЖИЛЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

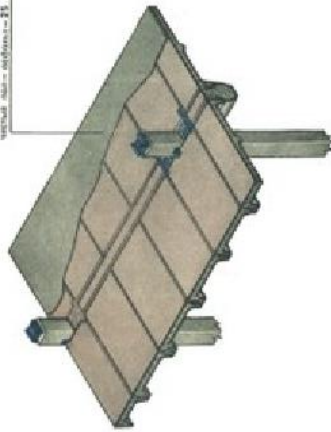


ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

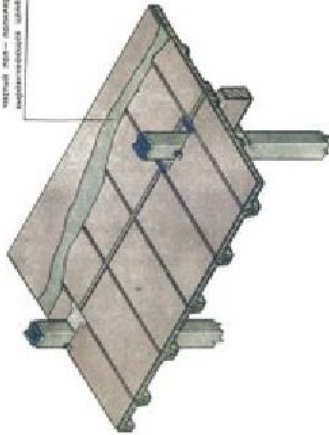


СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

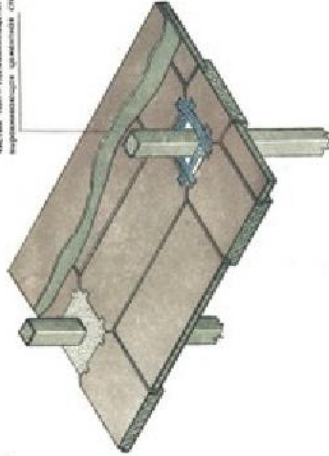
НО ПЕРИМЕТРЕ ПЛИТ, ОПОРНЫХ НА ПОСКИ РИЗОВ
ЧУЛЫК АМ-1-1000000000-15 мм



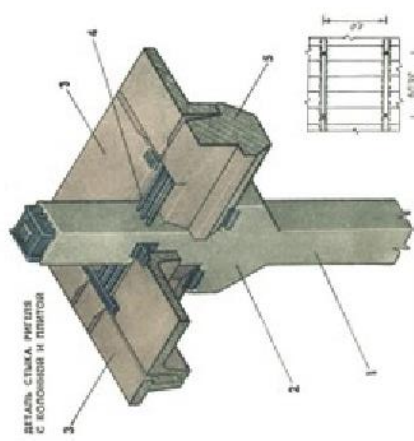
ИЗ РЕБЕРНЫХ ПОСТ. ОПОРНЫХ ПО ВЕРХУ РИЗОВ
ЧУЛЫК АМ-1-1000000000-4 мм
металлической шпательной стальной



БЕЗБОЛТОВЫЕ ИЗ МНОГОУСЛУБНЫХ ПЛИТ
ЧУЛЫК АМ-1-1000000000-6 мм
металлической шпательной стальной

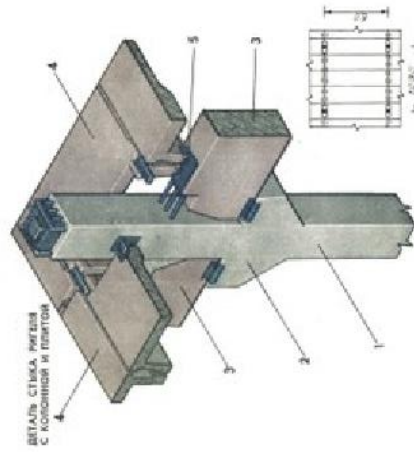


ДЕТАЛЬ СТЫКА РИЗОВ
С КОЛОННОЙ И ПИЛТОМ



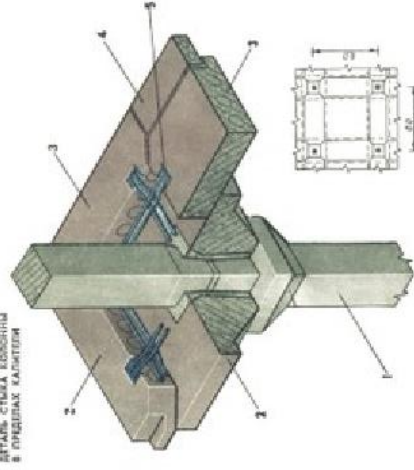
1- колонна; 2- железобетонная колонна; 3- колонная опора; 4- металлостружечный элемент

ДЕТАЛЬ СТЫКА РИЗОВ
С КОЛОННОЙ И ПИЛТОМ



1- колонна; 2- железобетонная колонна; 3- железобетонная опора; 4- металлостружечный элемент

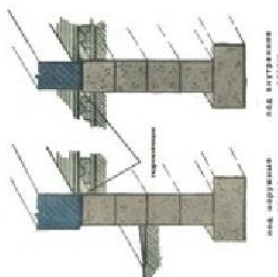
ДЕТАЛЬ СТЫКА КОЛОННЫ
В ПИЛТОХ КАЛЮПОВ



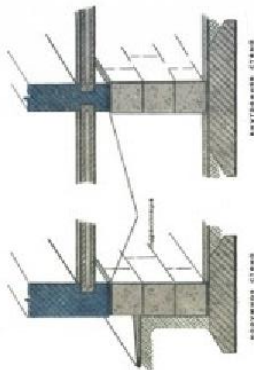
1- колонна; 2- железобетонная колонна; 3- колонная опора; 4- металлостружечный элемент; 5- структурная стальная

ЛЕНТОЧНЫЕ И СПЛОШНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

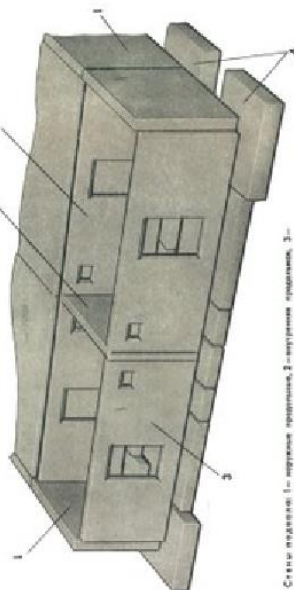
ЛЕНТОЧНЫЕ СБОРНЫЕ ИЗ БЕТОННЫХ БЛОКОВ



ЛЕНТОЧНЫЕ СБОРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ И СТЕНЫ ПОСЛАБА ИЗ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЛОКОВ

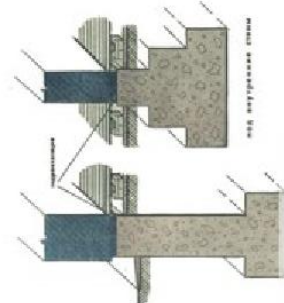


ЛЕНТОЧНЫЙ СБОРНЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД СТЕНЫ КРУГОЛОКАЛЬНОГО ЗДАНИЯ

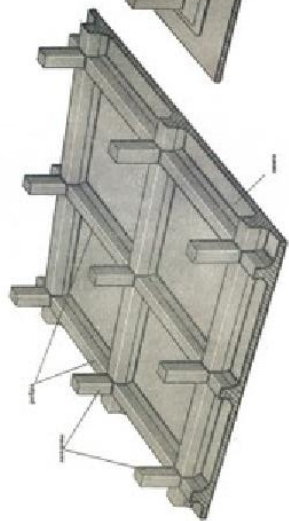


Стены здания: 1 — наружная стена, 2 — внутренняя стена, 3 — ленточный фундамент. 4 — блок сплошного фундамента

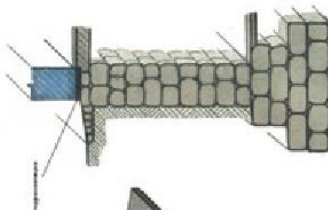
БЕТОННЫЕ ЛЕНТОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ



СПЛОШНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

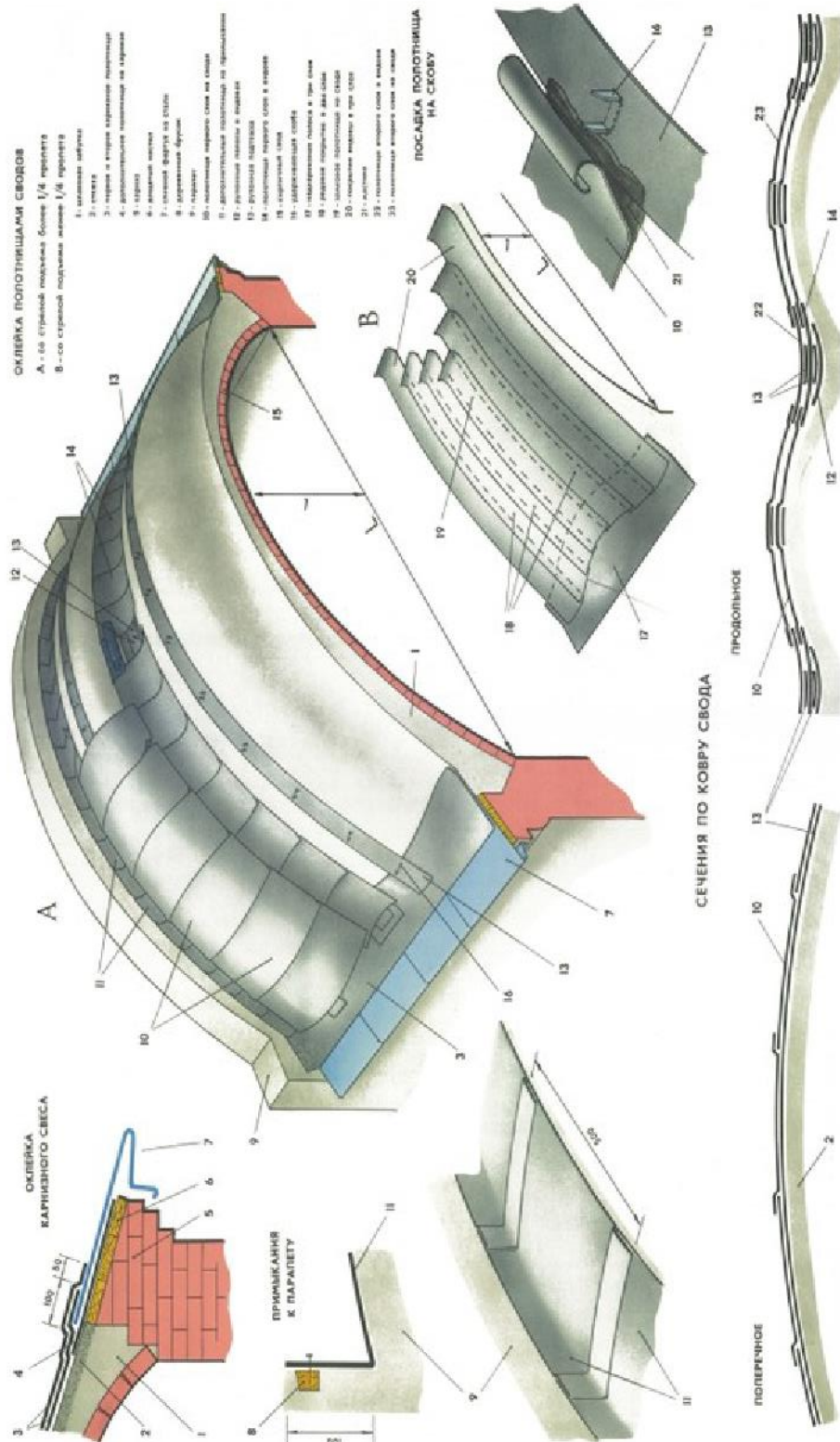


ФУНДАМЕНТ И СТЕНЫ ИЗ БУТОВЫХ БЛОКОВ



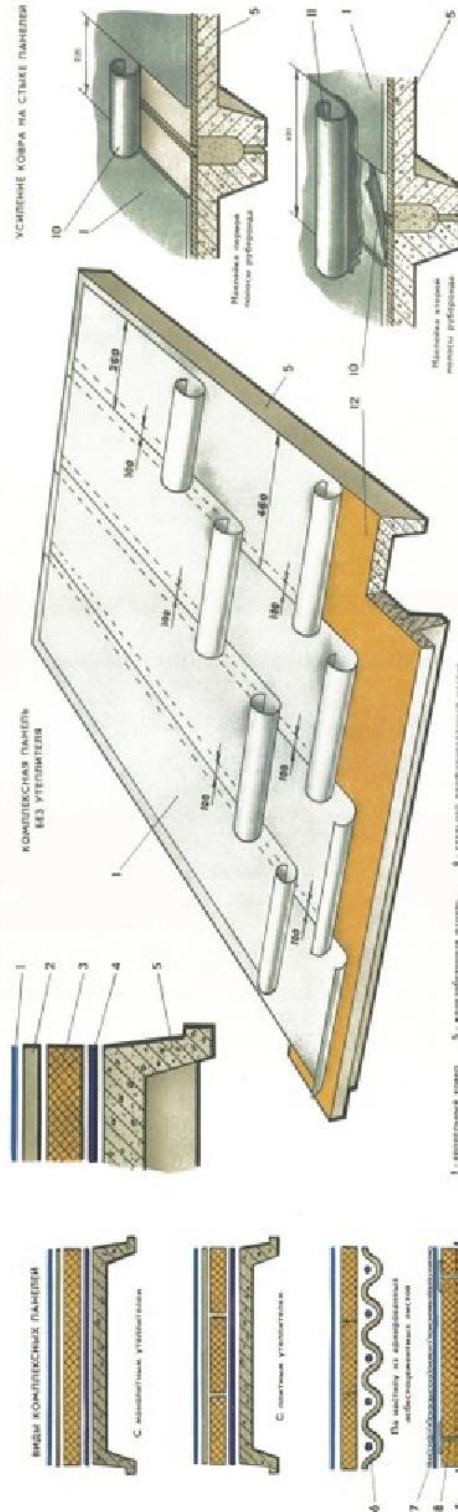
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

РУЛОННАЯ КРОВЛЯ НА СВОДЕ ДВОЙНОЙ КРИВИЗНЫ

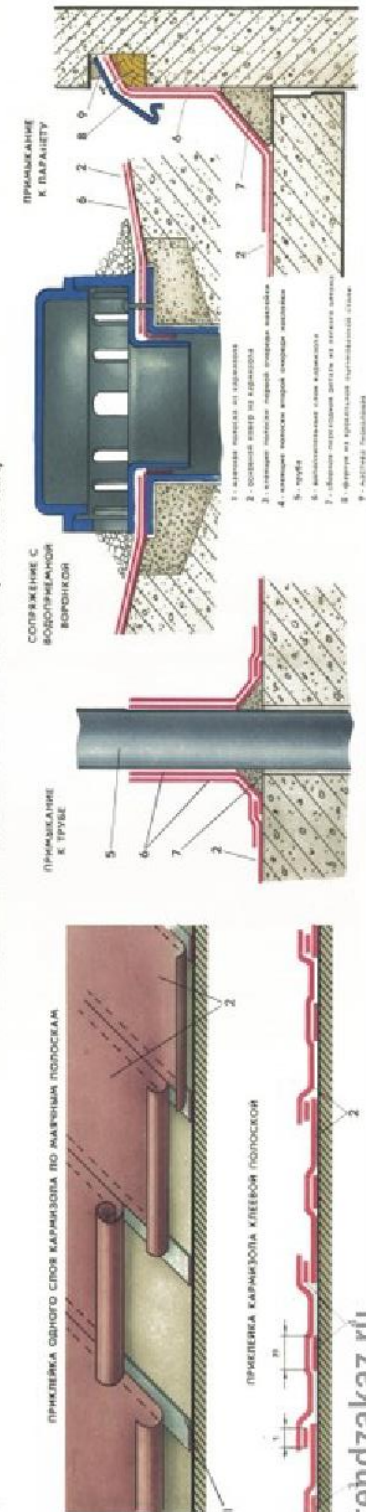


КОМПЛЕКСНЫЕ ПАНЕЛИ И РУЛОННЫЕ ПОЛИМЕРНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

КОМПЛЕКСНЫЕ ПАНЕЛИ ПОВЫШЕННОЙ ЗАВОДСКОЙ ГОТОВНОСТИ



КРОВЛИ ИЗ РУЛОННЫХ ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ (КАРМИЗОЛА)



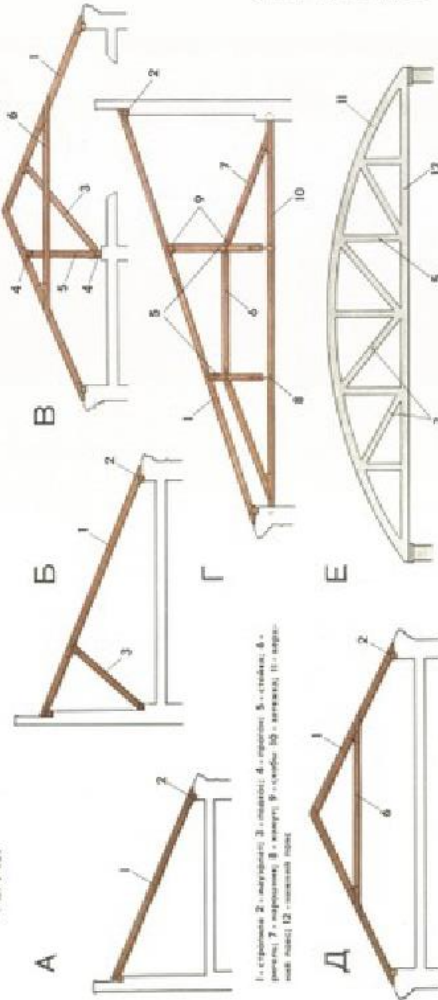
stendzakaz.ru
ЛИДЕРНЕ СТЕПАН НА ЗАКАЗ

КОНСТРУКЦИИ, МАТЕРИАЛЫ И УКЛОНЫ КРЫШ

НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

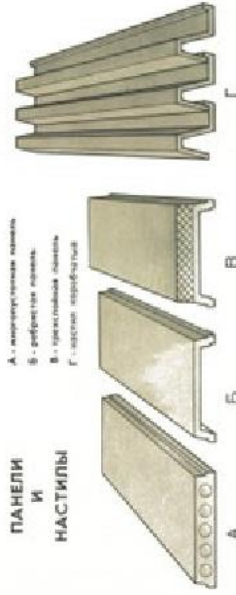
А - односкатная стропила; Б - односкатная стропила с мауэрлатом; В - односкатная стропила с ригелем и подстропилом; Г - односкатная стропила с затяжкой; Д - двускатная стропила с ригелем; Е - многоскатная ферма.

СТРОПИЛА И ФЕРМЫ



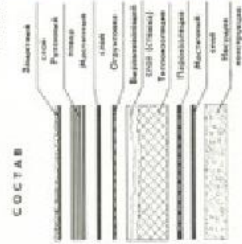
1 - стропила; 2 - мауэрлат; 3 - затяжка; 4 - стропила; 5 - стоек; 6 - ригель; 7 - подстропило; 8 - мауэрлат; 9 - затяжка; 10 - подстропило; 11 - стропила; 12 - мауэрлат.

ПАНЕЛИ И НАСТИЛЫ



А - многослойная панель; Б - ребристая панель; В - плоская панель; Г - лисневый паробарьер.

ПОКРЫТИЯ



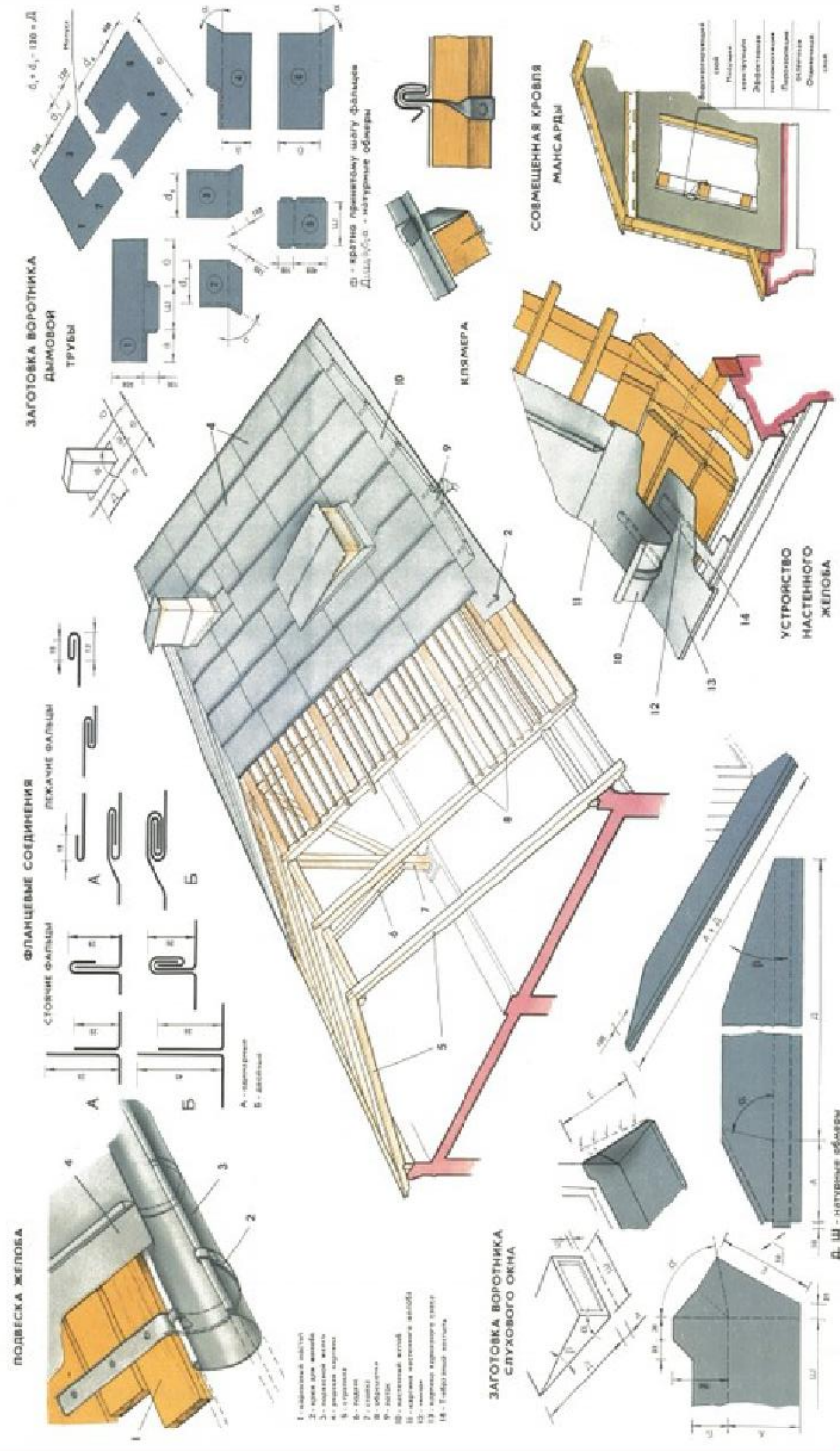
СОСТАВ
 Защитный слой
 Ресурсная пленка
 Минеральная вата
 Слой
 Структурный ОВЛ (сталь)
 Теплоизоляционный материал
 Пароизоляционный слой
 Массивная конструкция

КРОВЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ДОПУСТИМЫЕ ДЛЯ НИХ УКЛОНЫ КРОВЕЛЬ

<p>МИНИМАЛЬНЫЕ УКЛОНЫ КРОВЕЛЬ</p> <p>Деревянные - для РКМ до 10 %</p> <p>Трапециевые до 2,5 %</p> <p>Черепичные и листовые до 0 %</p> <p>из рулонных, в том числе наплавленных и полимерных (эпеночных) материалов</p> <p>— в случае паробарьера К-2, мембраны типа АК-2</p>	<p>30 %</p> <p>из листовой стали</p>	<p>50 %</p> <p>из асбестоцемента и черепицы</p> <p>В - черепица; А - асбестоцемент; В - стальная; В - полимерная; Г - листовая</p>	<p>70 % 80 %</p> <p>из дерева (руль, стл. доски)</p>
--	--------------------------------------	--	--

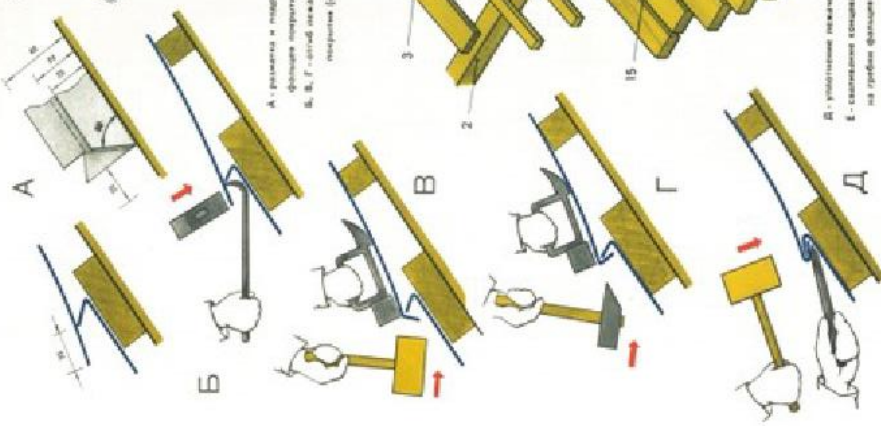
stendzakaz.ru
 ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

КРОВЛИ ИЗ ЛИСТОВОЙ СТАЛИ



КРОВЛИ ИЗ ЛИСТОВОЙ СТАЛИ

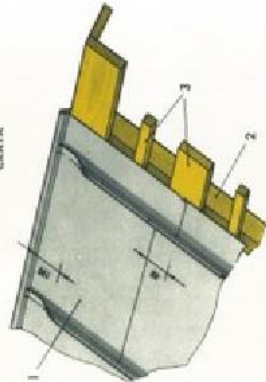
СОЕДИНЕНИЕ РАДОВОГО ПОКРЫТИЯ С КАРТИНАМИ НАСТЕННОГО ЖЕЛОВА



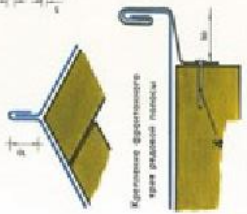
А - рама и подкладка системы фанеры покрытия
 Б, В, Г - способ монтажа фанеры покрытия (съемный рабл)

В - установка листов фанеры
 Г - скрепление листов фанеры на гребнях фанеры

РЯДОВОЕ ПОКРЫТИЕ СВАТА

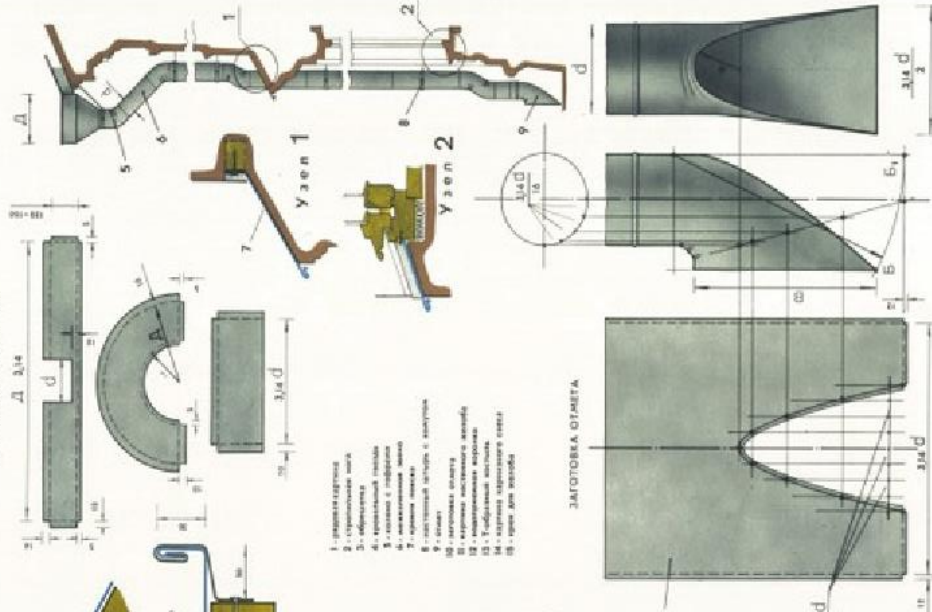


Клиновидные стальные фланцы



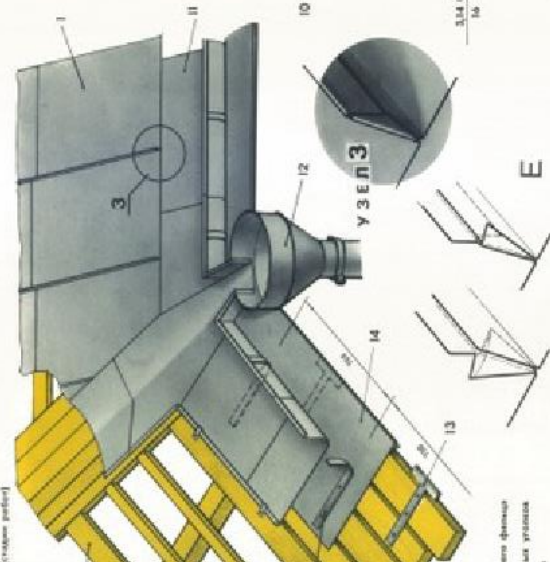
Круглые фланцы при разном наклоне

ВОЗВРАЩЕННАЯ ВОРОНКА



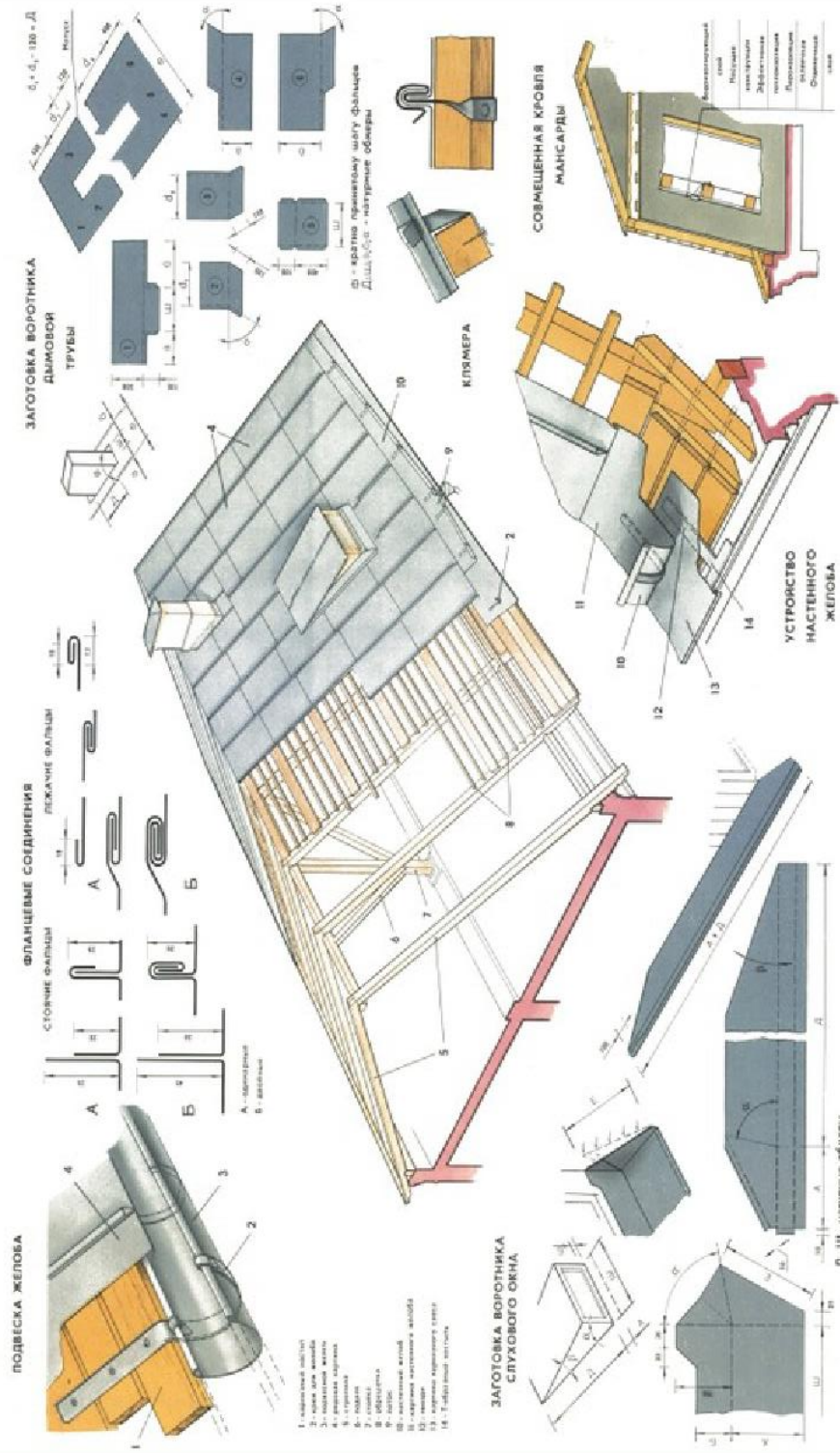
- 1 - радиаторная труба
- 2 - стальной лист
- 3 - обрешетка
- 4 - кровельный лист
- 5 - листовой металл
- 6 - кровельный металл
- 7 - кровельный металл
- 8 - стальной шпатель с рукояткой
- 9 - лист
- 10 - листовой металл
- 11 - кровельный металл
- 12 - листовый металл
- 13 - стальной лист
- 14 - стальной лист
- 15 - стальной лист
- 16 - стальной лист

УСТРОЙСТВО НАСТЕННОГО ЖЕЛОВА, РАЗМЕЛОВОК (ВНУТРИ) И ВОДОПРИЕМНОЙ ВОРОНКИ



А - установка листов фанеры
 Б - скрепление листов фанеры на гребнях фанеры

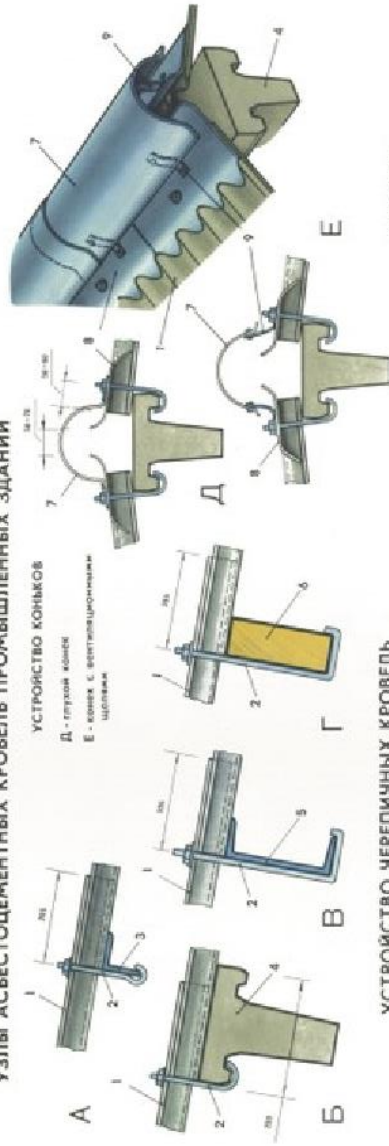
КРОВЛИ ИЗ ЛИСТОВОЙ СТАЛИ



stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

КРОВЛИ ИЗ ШТУЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

УЗЛЫ АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫХ КРОВЕЛЬ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ



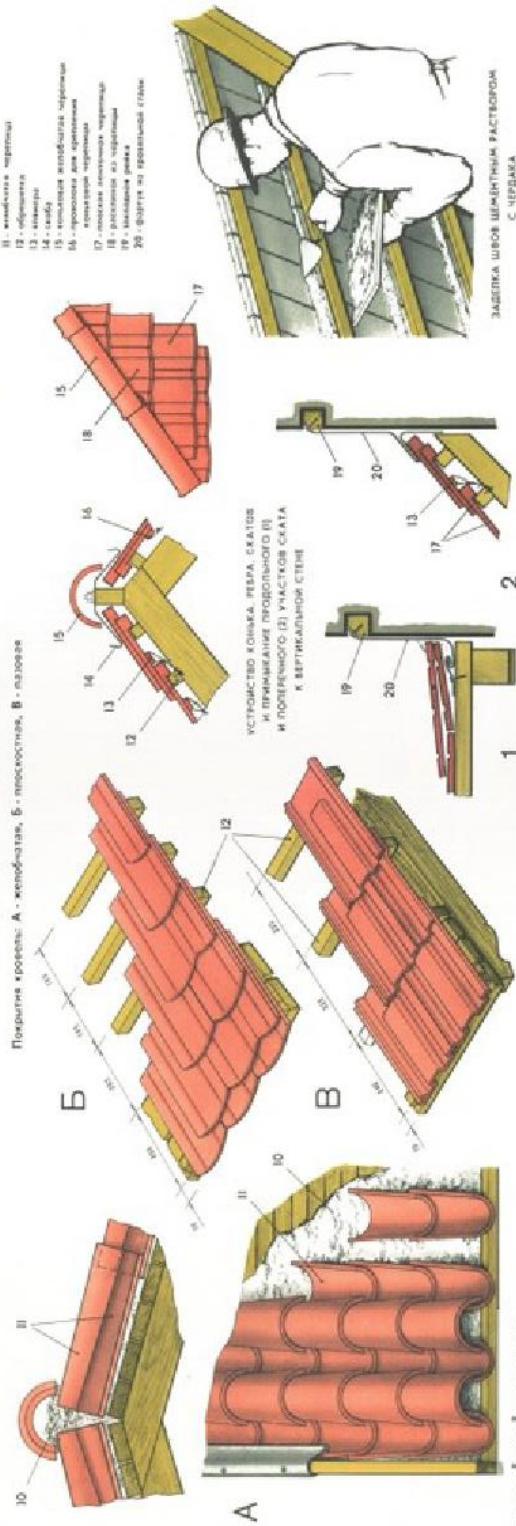
СПОСОБЫ КРЕПЛЕНИЯ ВОЛНИСТЫХ ЛИСТОВ К ОБРЕЗКЕТКЕ

- А - к ребру папки усадки
- Б - к железобетонному прогону
- В - к швеллеру
- Г - к деревянному прогону

- 1 - монтажный винт типа
- 2 - шпиль для прогона
- 3 - уголок
- 4 - монтажный прогон
- 5 - швеллер
- 6 - деревянный брус
- 7 - кровельная доска
- 8 - волна перекладочной доски
- 9 - стальная обрешетка

УСТРОЙСТВО ЧЕРЕПИЧНЫХ КРОВЕЛЬ

Покрытие кровель: А - железобетон, Б - железобетон, В - дерево



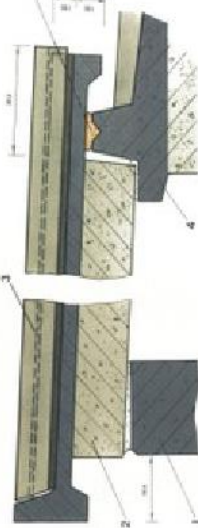
ЗАШПКА ШВОВ ЦЕМЕНТИМ РАСТВОРОМ С ЧЕРДАКА

stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗИМУ

КРОВЛИ ИЗ ШТУЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

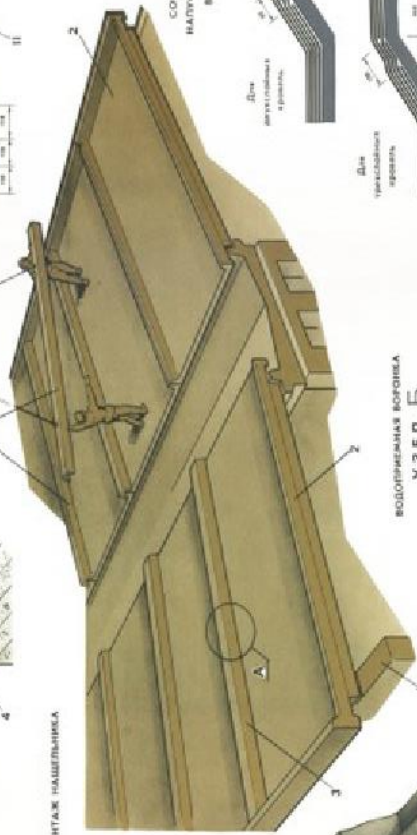
БЕЗРУЛОННЫЕ КРОВЛИ

БЕЗРУЛОННОЕ ПОКРЫТИЕ С ДВУХСЛОЙНЫМИ ПАНДЕЛЯМИ И НАЩЕПЫЛКАМИ



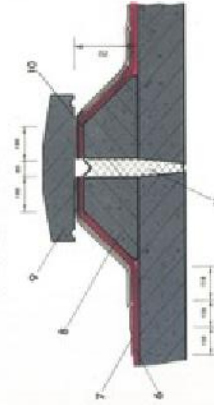
- 1 - бетонная плита
- 2 - водоизоляционный слой
- 3 - панель
- 4 - щепылышка
- 5 - гидроизоляционная мембрана

МОНТАЖ ПАНДЕЛЯ

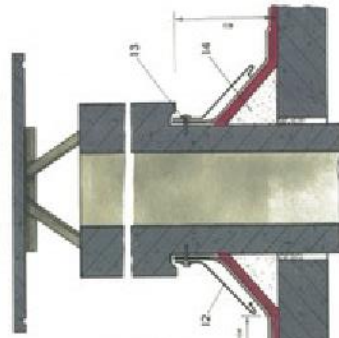


ДЕТАЛИ КРОВЕЛЬ ИЗ РУЛОННЫХ МАТЕРИАЛОВ

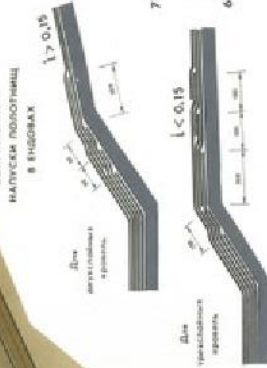
ПРИМЕНИМЫЕ РУЛОННОГО КОВРА К ТЕМПЕРАТУРНОМУ ШВУ



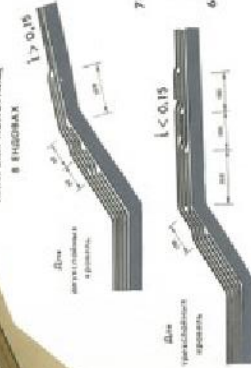
ПРИМЕНИМЫЕ РУЛОННОГО КОВРА К ВЕРТИКАЛЬНОЙ ШАХТЕ



ПРИМЕНИМЫЕ КОВРА К ПАРАЛЛЕЛУ



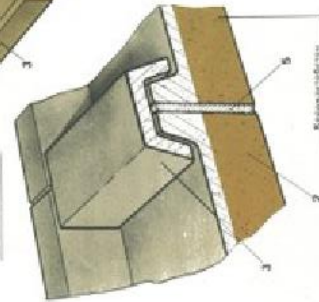
СОТЯЖЕНИЕ И НАПРАВЛЕНИЕ ПОЛОТНИЩ В РИЗОВАХ



Для крутой кровли

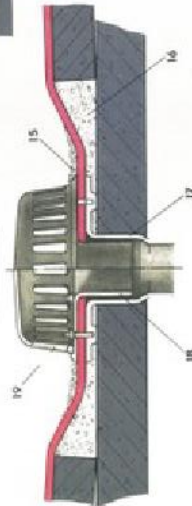
Для плоской кровли

УЗЕЛ А

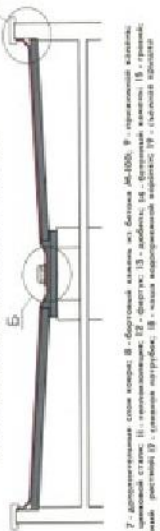


ВОДОУСТАНОВКА

УЗЕЛ Б



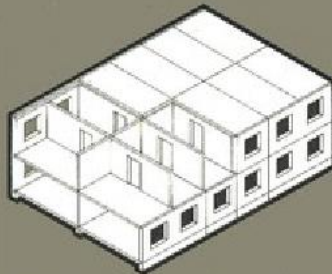
РУЛОННАЯ КРОВЛЯ ПО ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ ПАНДЕЛЯМ



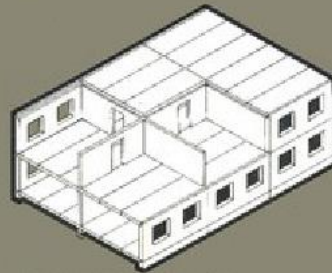
6 - гидроизоляция кровли; 7 - дополнительный слой ковров; 8 - бортовой элемент из бетона М-100; 9 - армирующий слой; 10 - армирующий слой; 11 - армирующий слой; 12 - армирующий слой; 13 - армирующий слой; 14 - армирующий слой; 15 - армирующий слой; 16 - армирующий слой; 17 - армирующий слой; 18 - армирующий слой; 19 - армирующий слой; 20 - армирующий слой; 21 - армирующий слой; 22 - армирующий слой; 23 - армирующий слой; 24 - армирующий слой; 25 - армирующий слой; 26 - армирующий слой; 27 - армирующий слой; 28 - армирующий слой; 29 - армирующий слой; 30 - армирующий слой; 31 - армирующий слой; 32 - армирующий слой; 33 - армирующий слой; 34 - армирующий слой; 35 - армирующий слой.

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ КАРКАСНЫХ И БЕСКАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

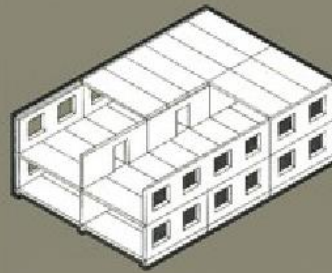
БЕСКАРКАСНОЕ



1. ВЕРХНИЙ ЭТАЖ С ЦЕНТРАЛЬНОЙ ПЕРЕКЛАДКОЙ

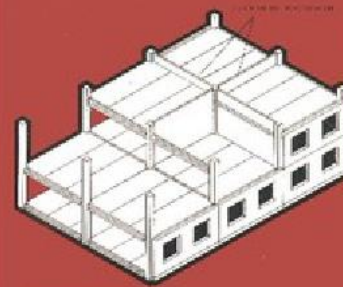


2. ВЕРХНИЙ ЭТАЖ С ЦЕНТРАЛЬНОЙ ПЕРЕКЛАДКОЙ

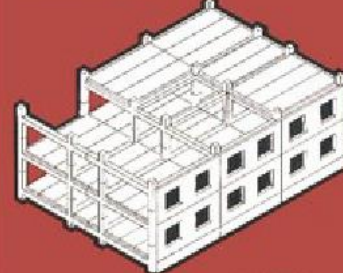


3. ВЕРХНИЙ ЭТАЖ С ЦЕНТРАЛЬНОЙ ПЕРЕКЛАДКОЙ

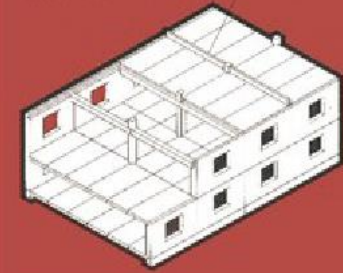
КАРКАСНОЕ



4. ВЕРХНИЙ ЭТАЖ С ЦЕНТРАЛЬНОЙ ПЕРЕКЛАДКОЙ



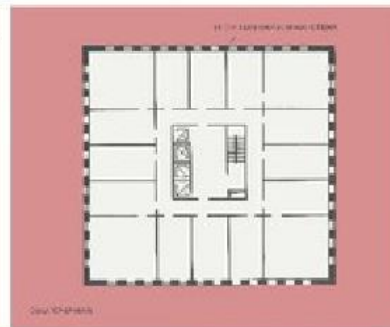
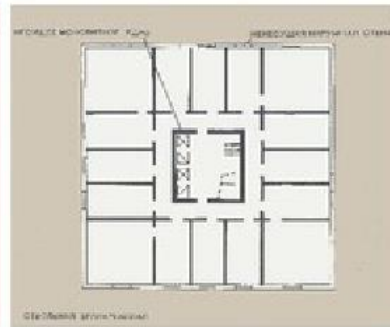
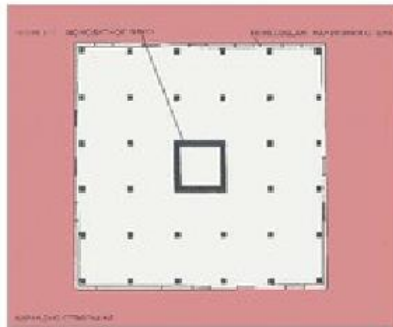
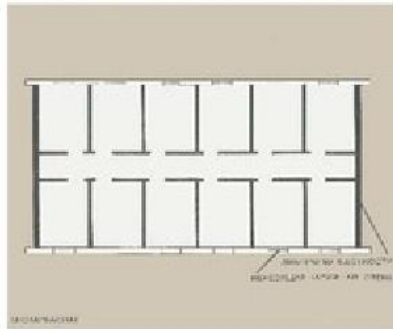
5. ВЕРХНИЙ ЭТАЖ С ЦЕНТРАЛЬНОЙ ПЕРЕКЛАДКОЙ



6. ВЕРХНИЙ ЭТАЖ С ЦЕНТРАЛЬНОЙ ПЕРЕКЛАДКОЙ

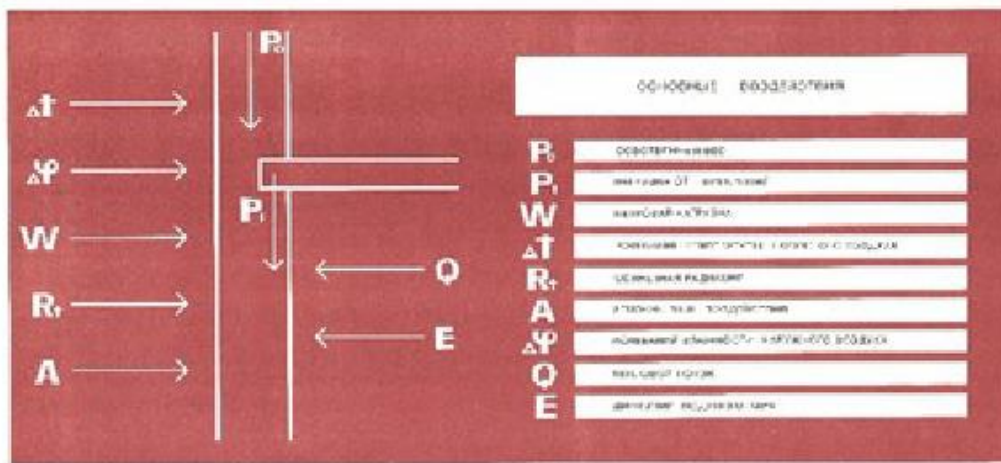
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ ВЫСОТЫХ ЗДАНИЙ



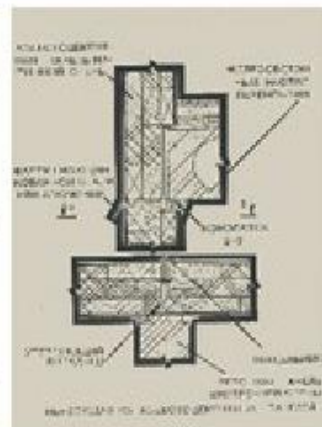
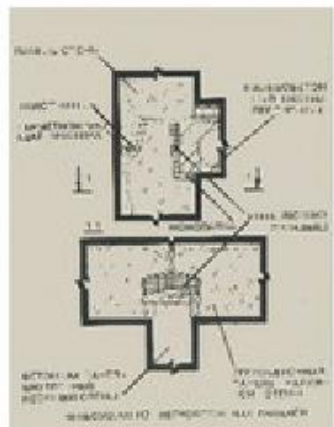
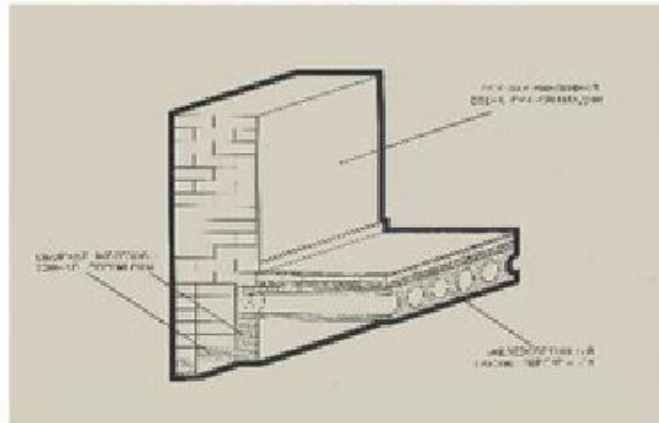
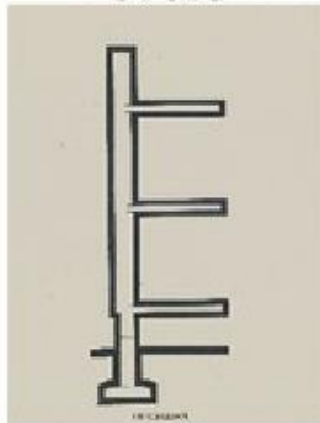
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ



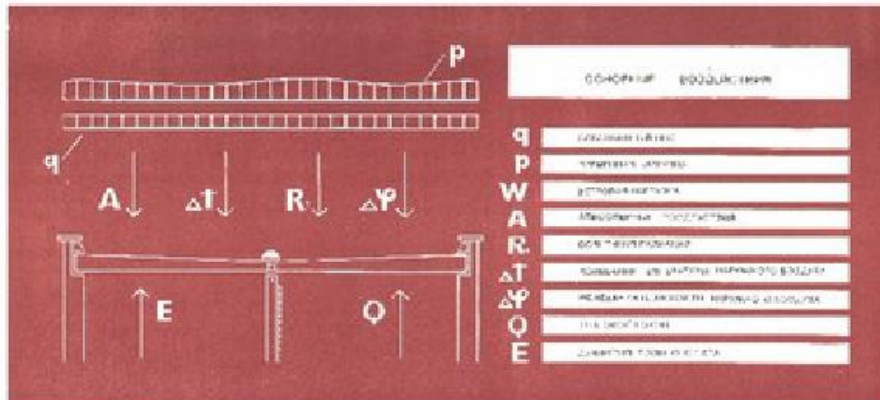
СТАТИЧЕСКАЯ
ОСНОВА

КОМПЛЕКТОВАНИЕ

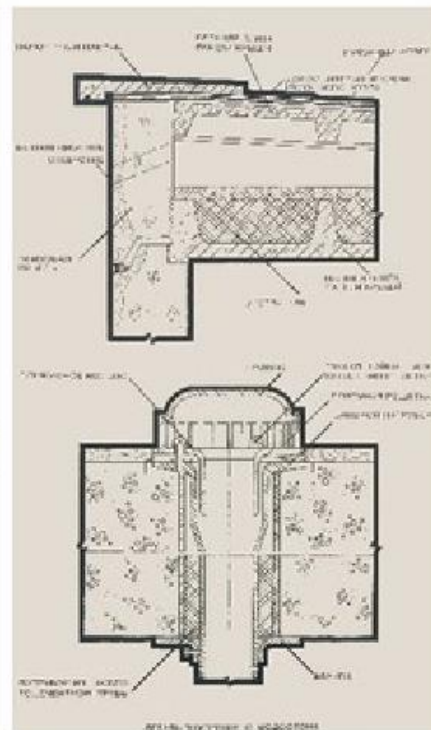
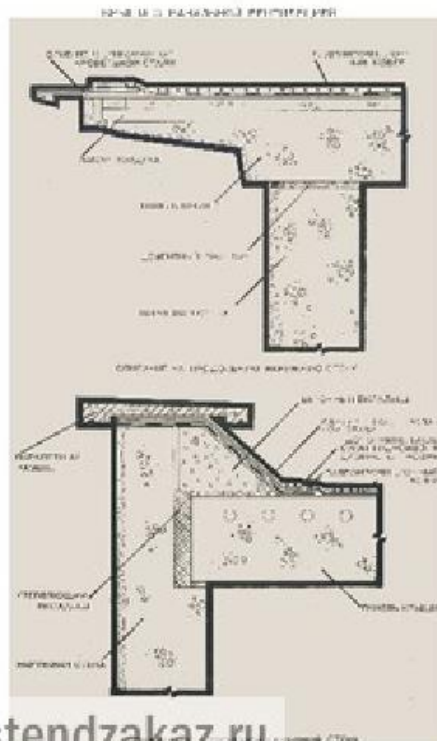


stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

СОВМЕЩЕННЫЕ КРЫШИ

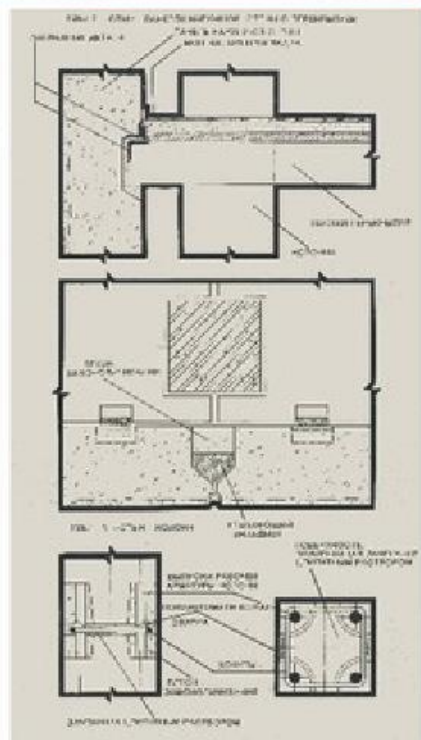
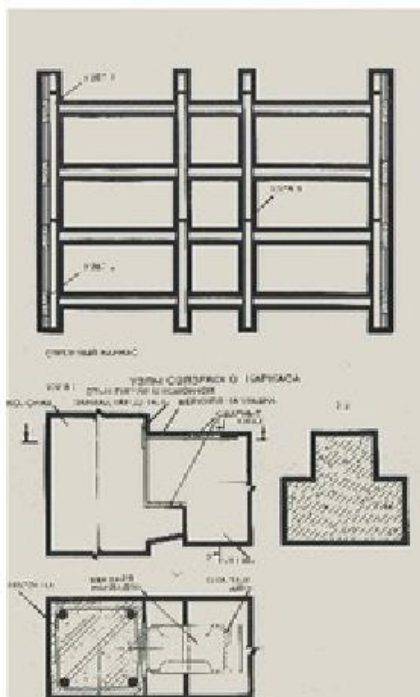
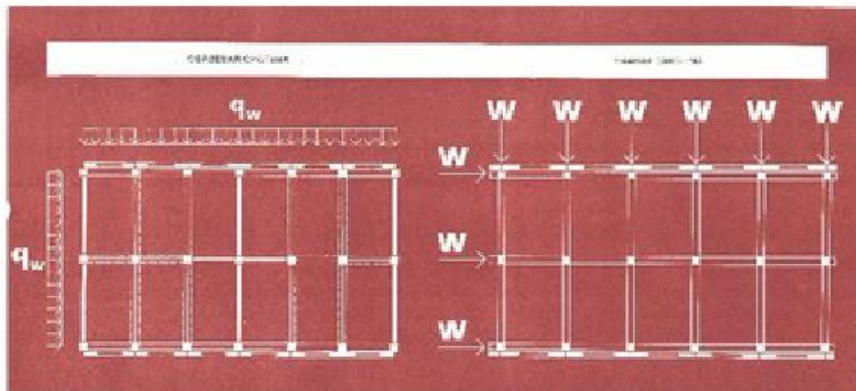


Вариант совмещенной кровли



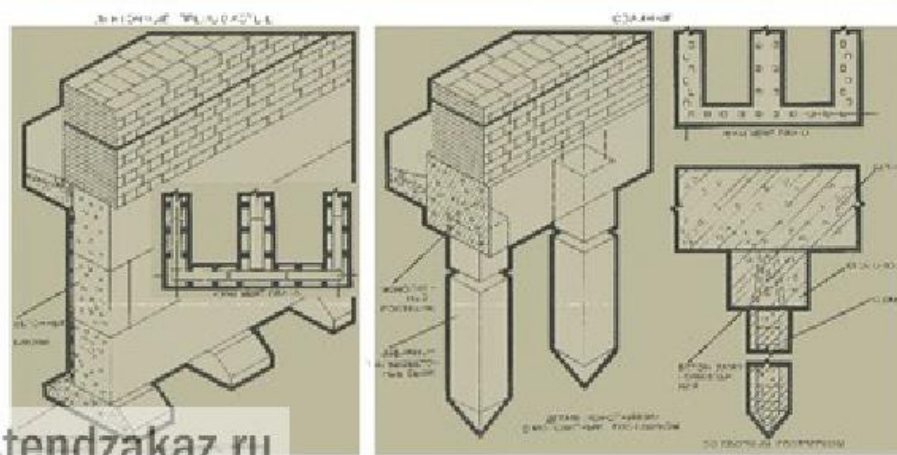
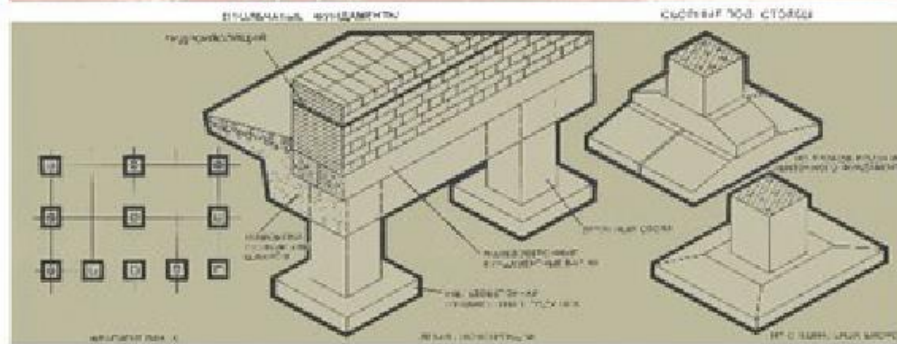
stendzakaz.ru
 ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ КАРКАС



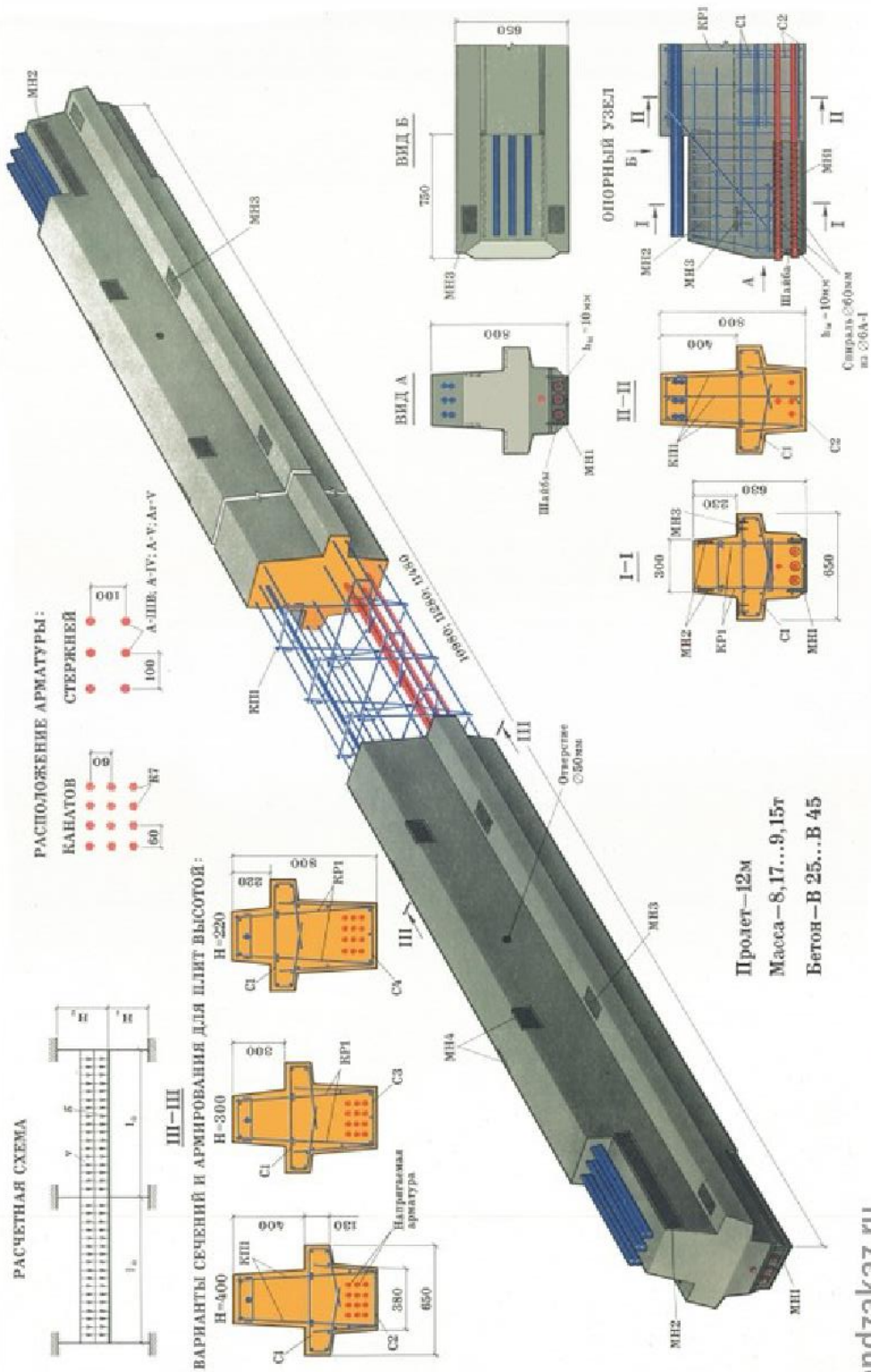
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

ФУНДАМЕНТЫ



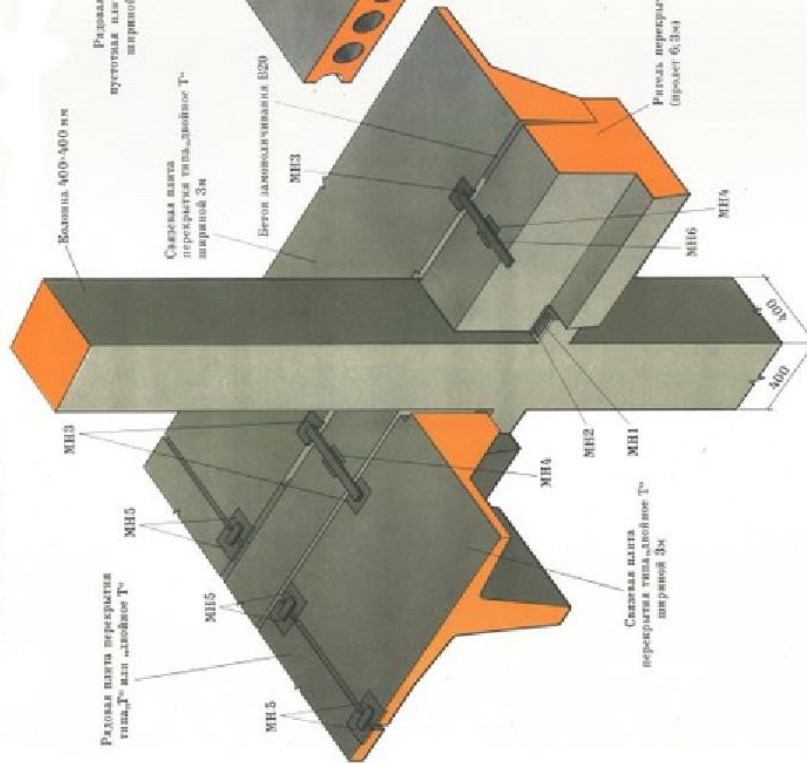
stendzakaz.ru
любые стены на заказ

РИГЕЛЬ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРОЛОТОМ 12 М (ЗАДАНИЯ С РАМНЫМ КАРКАСОМ)

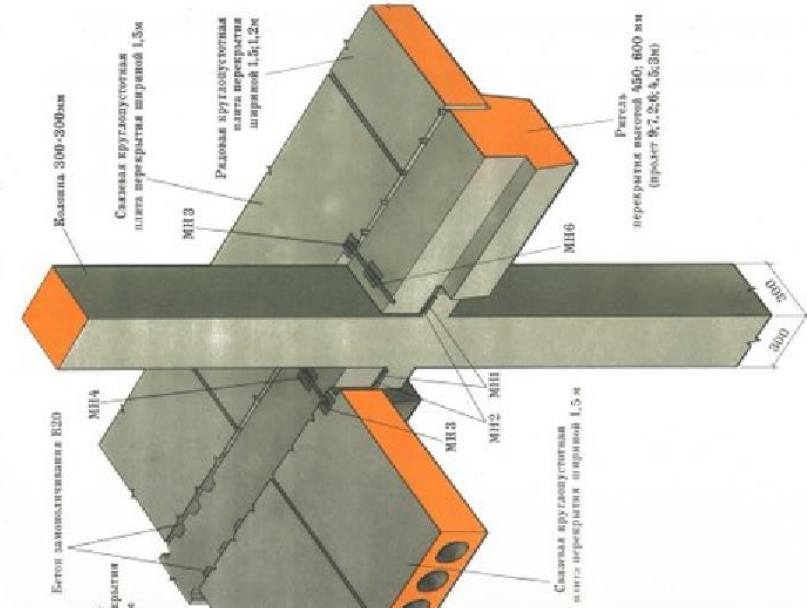


СТЫКИ КОНСТРУКЦИЙ (ЗДАНИЯ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ)

ПРИ КОЛИЧЕСТВЕ ЭТАЖЕЙ БОЛЬШЕ 5
И РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКЕ ОТ 8000 Н/м² ДО 16000 Н/м²

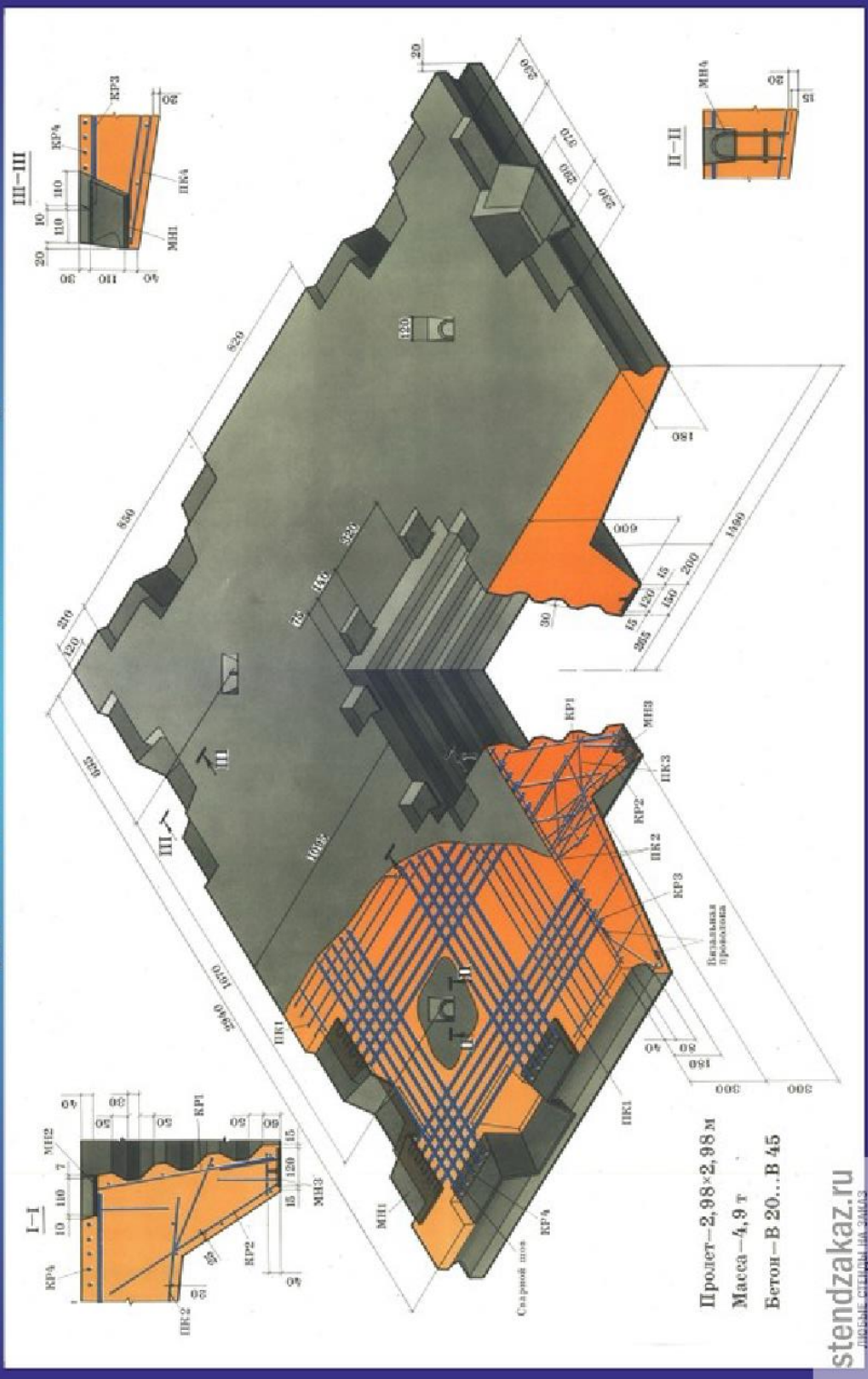


ПРИ КОЛИЧЕСТВЕ ЭТАЖЕЙ ДО 5 ВКЛЮЧИТЕЛЬНО
И РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКЕ ДО 8000 Н/м²



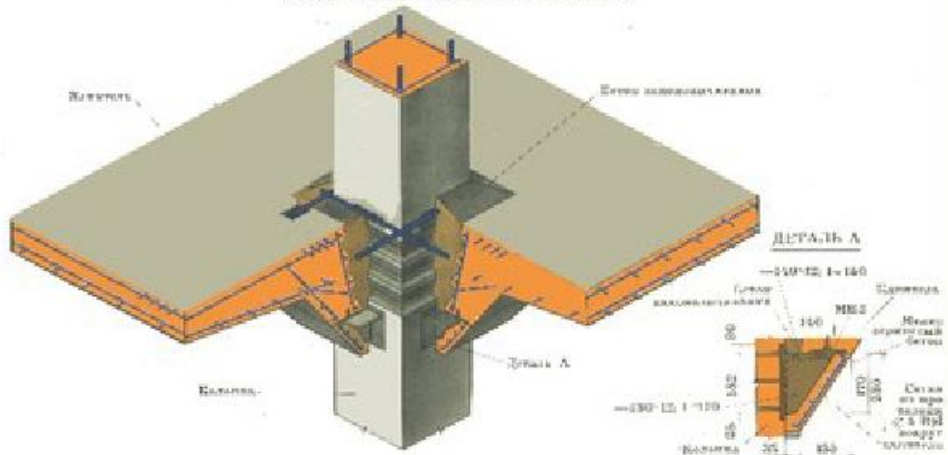
КАПИТЕЛЬ

(ЗДАНИЯ С БЕЗБАЛОЧНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ)

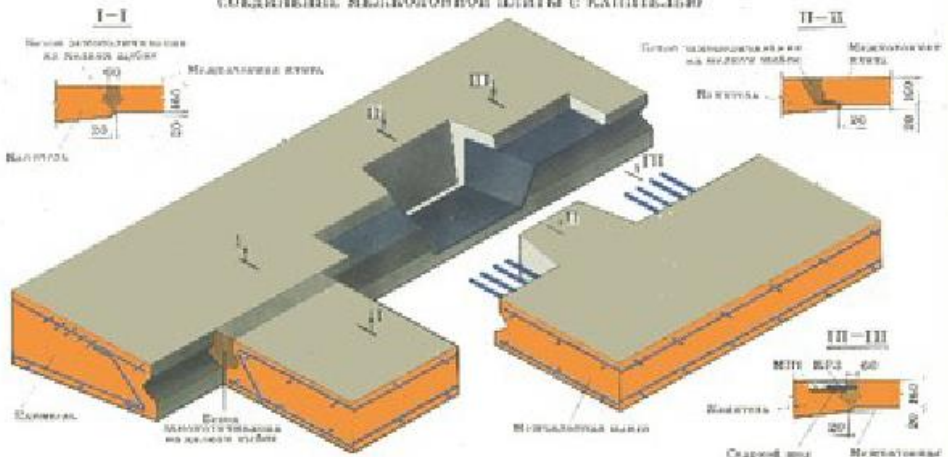


СТЫКИ КОНСТРУКЦИЙ (ЗДАНИЯ С БЕЗБАЛОЧНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ)

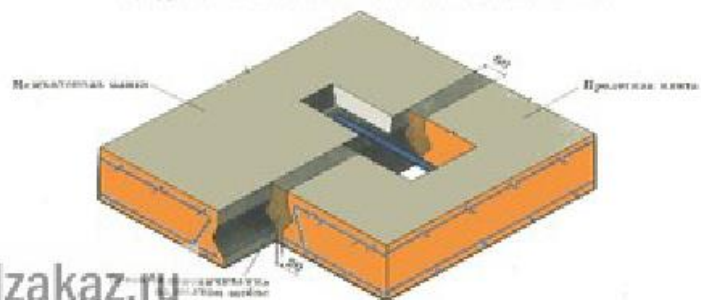
СОЕДИНЕНИЕ КАПИТЕЛИ С КОЛОШКОЙ



СОЕДИНЕНИЕ МЕЖКОЛОШНОЙ ПЛИТЫ С КАПИТЕЛЮЮ

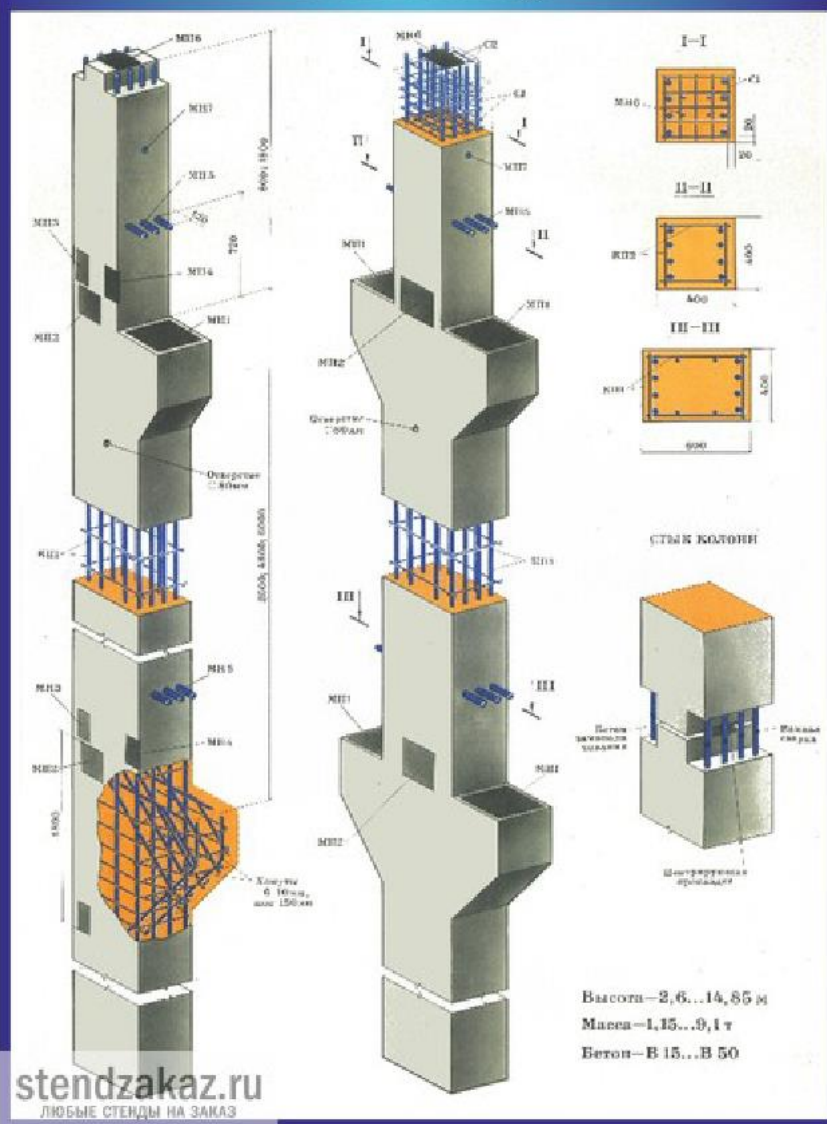


СОЕДИНЕНИЕ ПРОДВЕТНОЙ ПЛИТЫ С МЕЖКОЛОШНОЙ



stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

КОЛОННЫ (1)

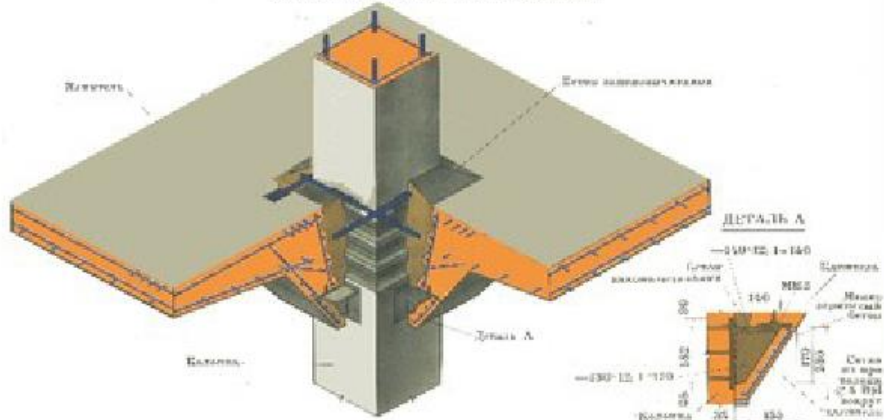


Высота—2,6...14,85 м
 Масса—1,15...9,1 т
 Бетон—В 15...В 50

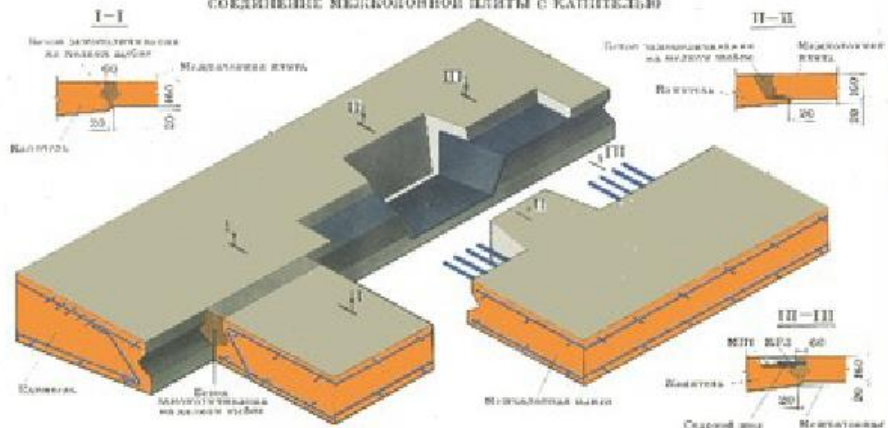
stendzakaz.ru
 ЛЮБЫЕ СЕРВЫ НА ЗАКАЗ

СТЫКИ КОНСТРУКЦИЙ (ЗДАНИЯ С БЕЗБАЛОЧНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ)

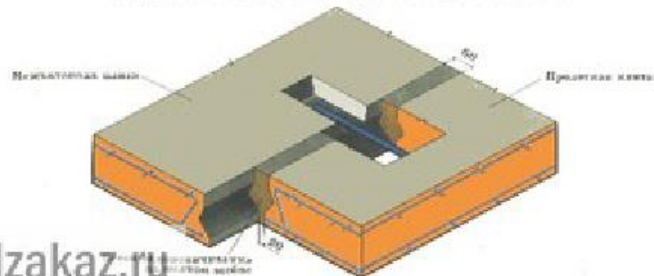
СОЕДИНЕНИЕ КАПИТЕЛИ С КОЛОНОНОЙ



СОЕДИНЕНИЕ МЕЖКОЛООННОЙ ПЛИТЫ С КАПИТЕЛЮ

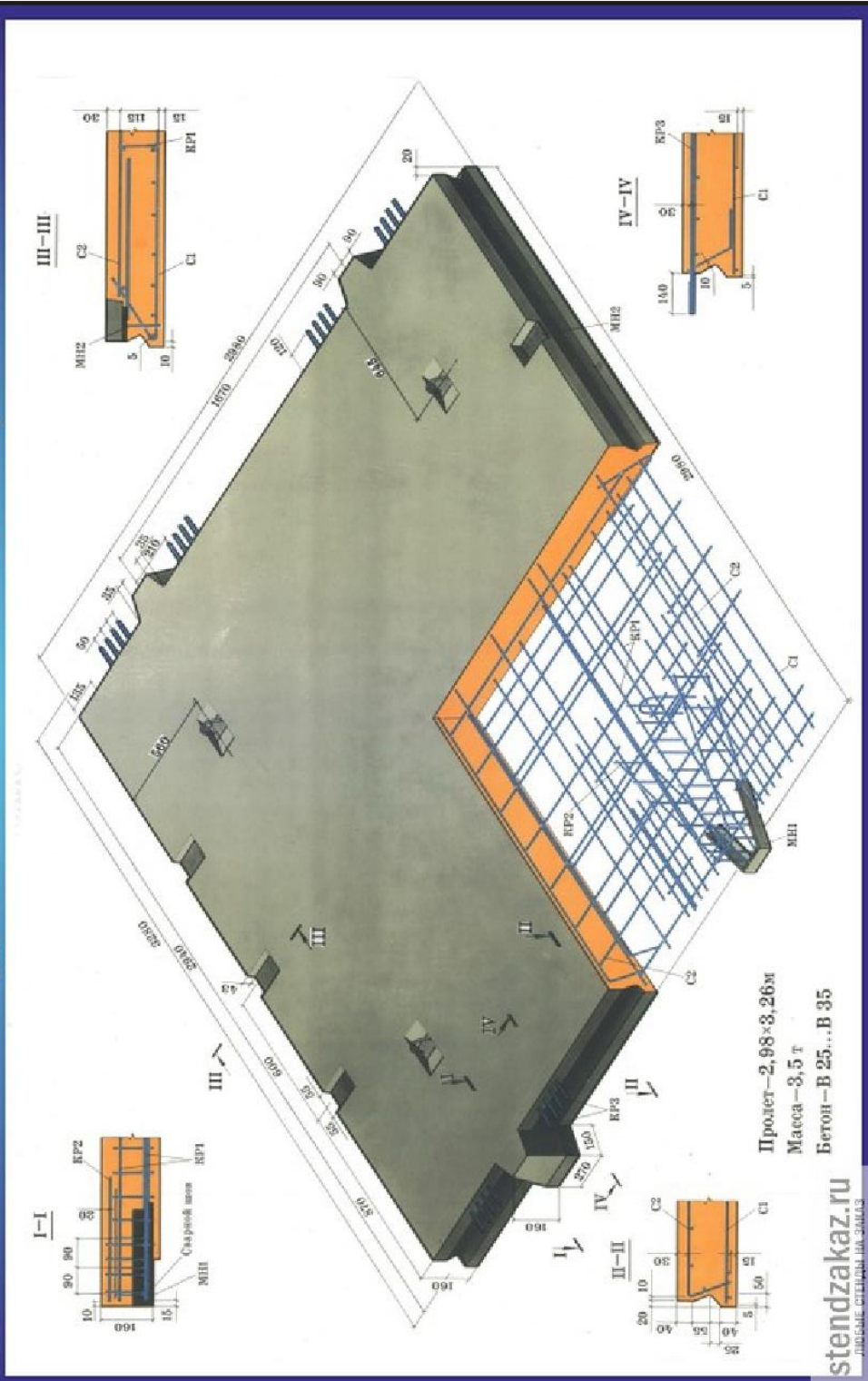


СОЕДИНЕНИЕ ПРЯМОЙ ПЛИТЫ С МЕЖКОЛООННОЙ



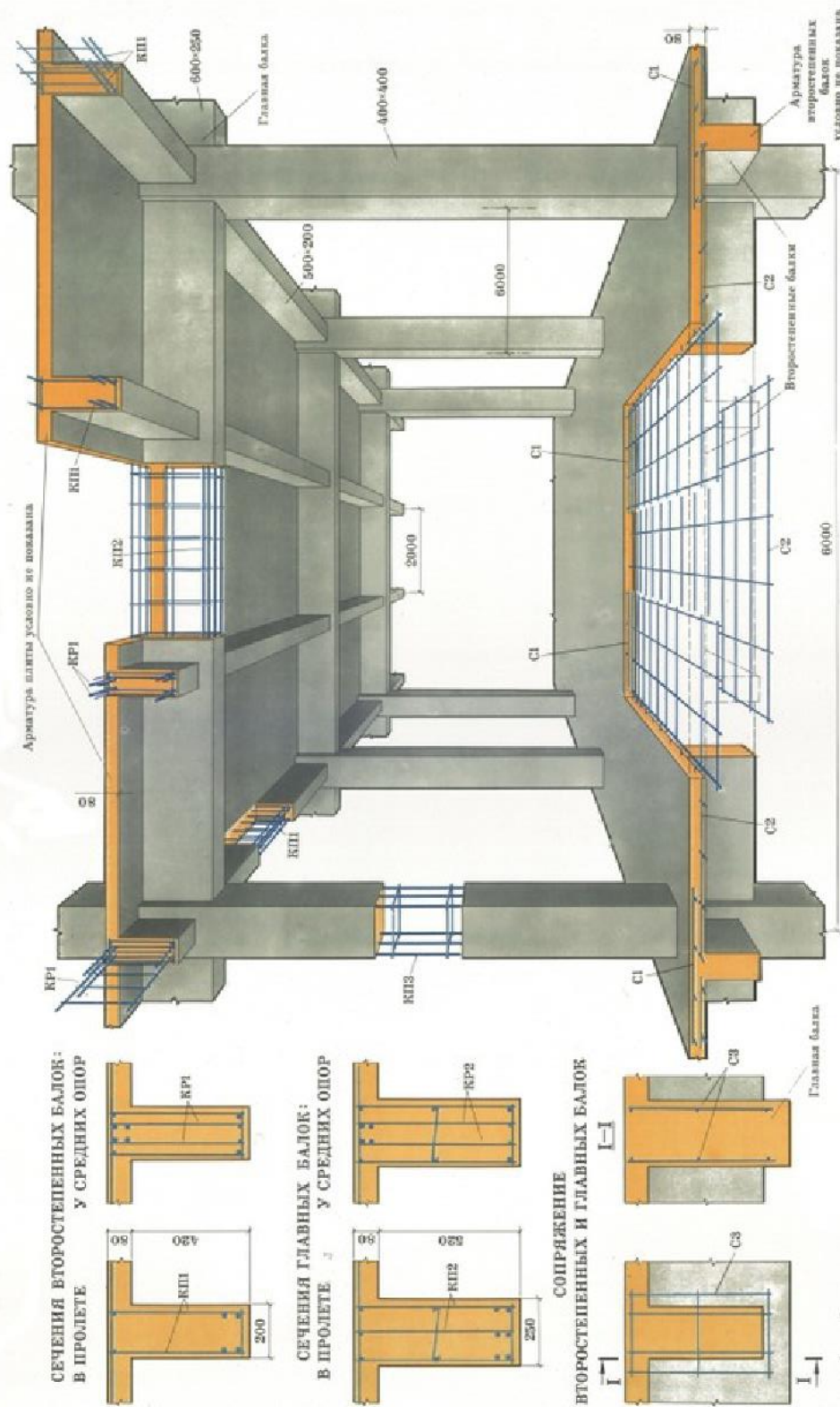
stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

МЕЖКОЛОННАЯ ПЛИТА (ЗААНИЯ С БЕЗБАЛОЧНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ)



stendzakaz.ru
 ЛЮБКАЕ СТЕПАНОВА 344443

МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ



stendzakaz.ru
ЛЮБЫЕ СТЕНЫ НА ЗАКАЗ

II ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

1 МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ ЛАБОРАТОРНЫХ РАБОТ

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ

«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных конструкций

ЖУРНАЛ ИСПЫТАНИЙ

к проведению лабораторных работ по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»
для студентов очной формы обучения

3-е издание, дополненное и исправленное



Брест 2021

УДК 624.012 (07)

Журнал испытаний предназначен для выполнения лабораторных работ по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» студентами очной формы высшего образования. Тематика лабораторных работ соответствует учебной программе по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

Составители:

Малиновский В.Н., к.т.н., доцент, профессор
Шалобыта Н.Н., к.т.н., доцент, доцент
Кривицкий П.В., к.т.н., доцент, доцент
Матвеевко Н.В., м.т.н., ст. преподаватель

Рецензент: заместитель директора по научной работе филиала РУП «Институт БелНИИС» –
Научно-технический центр, к.т.н., Демчук И.Е.

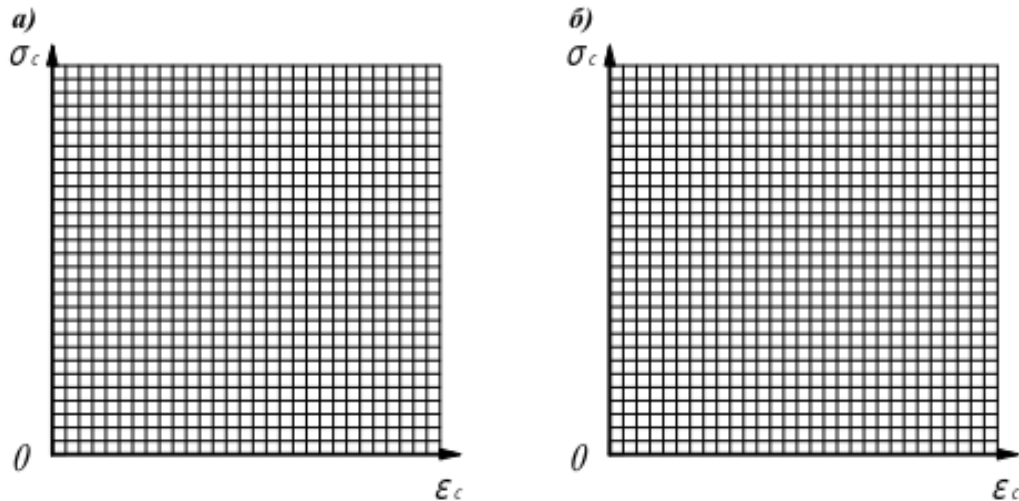
Учреждение образования
© «Брестский государственный технический университет», 2021

Математическое выражение для полной диаграммы деформирования бетона представляется в следующем виде:
при $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cw}|$:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta}; \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; \quad k = 1,1 \cdot E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

Упрощённые диаграммы деформирования бетона при сжатии

В моделях сопротивления сечений элементов железобетонных конструкций допускается применять упрощенные параболически-линейную (рисунок 1.2а) и билинейную (рисунок 1.2б) диаграммы деформирования бетона при сжатии.



а) параболически-линейная; б) билинейная

Рисунок 1.2 – Упрощенные диаграммы деформирования бетона при сжатии
1 – характеристическая (нормативная); 2 – расчетная

Математическое выражение для характеристической (нормативной) диаграммы деформирования можно записать в следующем виде:

при $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c2}|$:

$$\sigma_c = f_{ck} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right),$$

при $|\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cw2}|$:

$$\sigma_c = f_{ck}$$

Математическое выражение для расчетной диаграммы деформирования представляется в следующем виде:

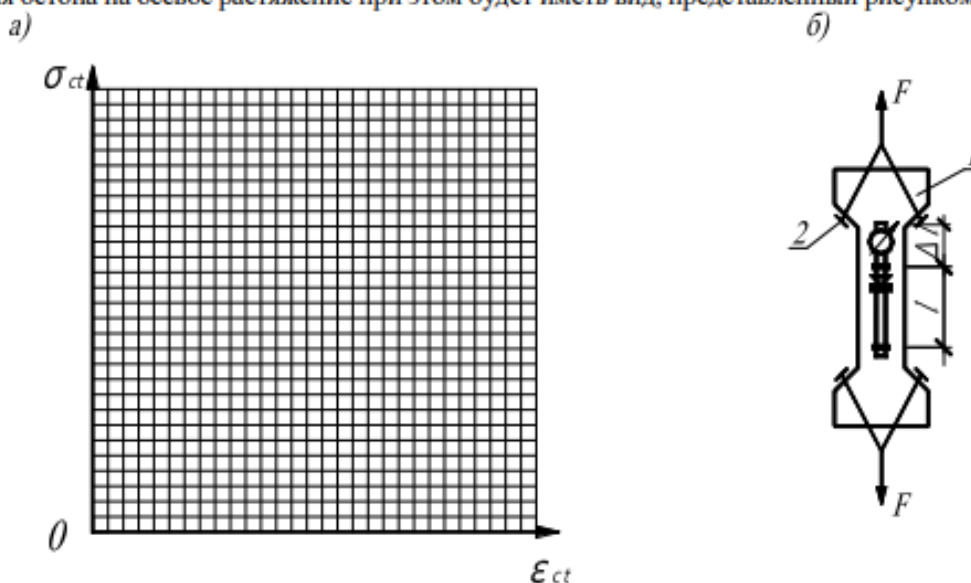
при $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c2}|$:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right),$$

при $|\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cw2}|$:

$$\sigma_c = f_{cd}$$

Б. Диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении может быть получена в результате испытаний образцов в виде бетонных «восьмерок» по схеме согласно рисунку 1.3б. Диаграмма деформирования бетона на осевое растяжение при этом будет иметь вид, представленный рисунком 1.3а:



- а) общий вид диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении;
 б) схема испытания опытных образцов при растяжении

Рисунок 1.3 – К построению диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении:

1 – опытный образец; 2 – цанговые захваты пресса

f_{ct}' – кратковременная прочность бетона при осевом растяжении;

f_{ctm} – средняя прочность бетона при осевом растяжении;

$f_{ctk0,05}$ – характеристическая прочность бетона при осевом растяжении;

f_{ctd} – расчетная прочность бетона при растяжении для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;

$\varepsilon_{ct1} = 44 f_{ct}' \cdot 10^{-6}$ – относительная деформация бетона, соответствующая прочности при растяжении f_{ct}' ;

ε_{ctk} – относительная деформация, соответствующая предельному растяжению бетона.

Математическое выражение диаграммы для восходящей и нисходящей ветвей диаграммы можно записать в следующем виде:

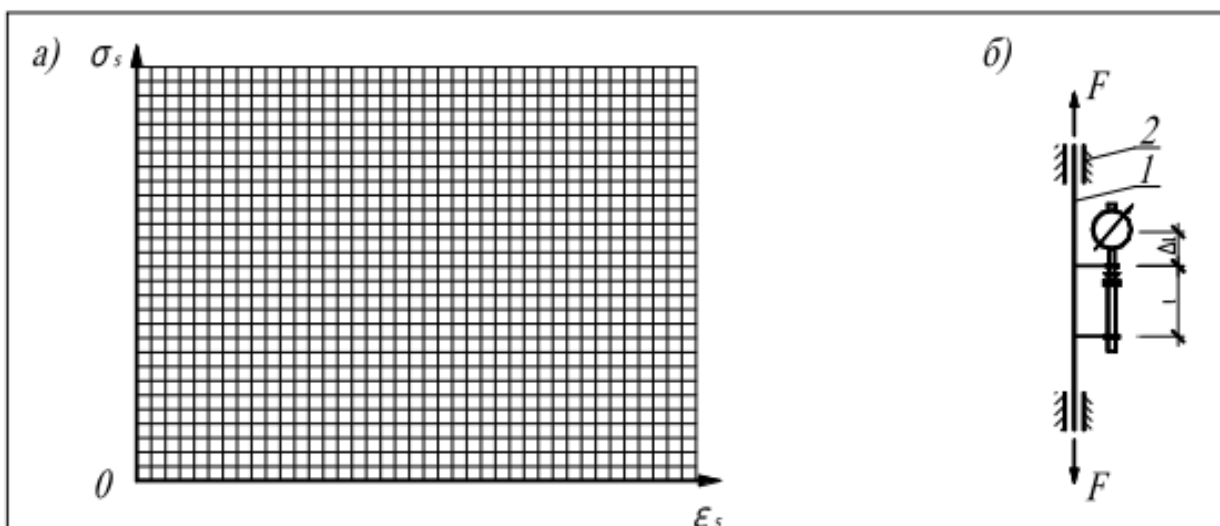
при $\varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct1}$ имеем:

$$\sigma_{ct} = 1.2 \cdot f_{ct}' \cdot \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right) - 0.2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)^6,$$

при $\varepsilon_{ct1} \leq \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ctk}$ имеем:

$$\sigma_{ct} = \frac{f_{ct}' \cdot \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)}{0,312 \cdot (f_{ct}')^2 \cdot \left(\left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)^{1,7} - 1 \right) + \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}} \right)}.$$

В. Для построения диаграммы деформирования горячекатаной и холоднодеформированной арматуры производят испытания образцов на растяжение согласно действующим нормативно-техническим стандартам. Диаграммы деформирования имеют вид:



а) общий вид диаграмм деформирования горячекатаной и холоднодеформированной арматуры при осевом растяжении; б) схема испытания опытных образцов при растяжении
 Рисунок 1.4 – К построению диаграмм деформирования арматуры при осевом растяжении
 1 – опытный образец; 2 – захваты пресса

f_t – временное сопротивление;

$f_{yk(0,2k)}$ – характеристическое значение физического или условного предела текучести;

f_{yd} – расчетное значение прочности арматуры на растяжение;

ϵ_{yk} – относительная деформация арматуры, соответствующая пределу текучести;

ϵ_{su} – предельное значение относительного удлинения, равное $10^4 / \sigma_s$.

Математическое выражение расчётной (характеристической) диаграммы на участке упругой работы при $0 < \epsilon_s \leq \epsilon_{yk}$ имеет вид:

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s,$$

при $\epsilon_s > \epsilon_{yk}$ имеет вид:

$$\sigma_s = f_{yk}, \sigma_s = f_{yd}.$$

1.2 Стадии напряжённо-деформированного состояния (НДС) нормального сечения балки при изгибе

При изменении изгибающего момента от внешней нагрузки, от начального значения до разрушающего (рисунок 1.5), в нормальном сечении происходит изменение напряжений и деформаций. Выделяют три характерные стадии напряженно-деформированного состояния (НДС):

Стадия I характеризует напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента, работающего без трещин в растянутой зоне. При этом удобно рассматривать два промежуточных состояния, зависящих от величины относительных деформаций наиболее растянутых волокон сечения

Стадия Ia (рисунок 1.6 а) имеет место на начальных этапах нагружения элемента, когда значение действующего усилия на элемент не велико. В этом случае бетон как в сжатой, так и в растянутой зонах работает в области упругих деформаций (участок OA и O'A' на рисунке 1.7 а, б). Эпюры распределения напряжения в сжатой и растянутой зонах сечения носят в этом случае линейный характер и представляются двумя треугольниками.

Стадия Ib (рисунок 1.6 а) по мере увеличения нагрузки происходит рост относительных деформаций в бетоне в сжатой и растянутой зонах. Сжатый бетон до образования трещин продолжает работать практически упруго, и эпюру сжимающих напряжений без особых погрешностей можно считать треугольной (рисунок 1.6 а). Связь между напряжениями и деформациями в бетоне растянутой зоны полностью повторяет диаграмму деформирования при растяжении (участок O'A'B'C' рисунок 1.6 а). Накануне образования первых трещин относительные деформации на наиболее растянутой грани сечения стремятся к своему предельному значению (рисунок 1.6 а).

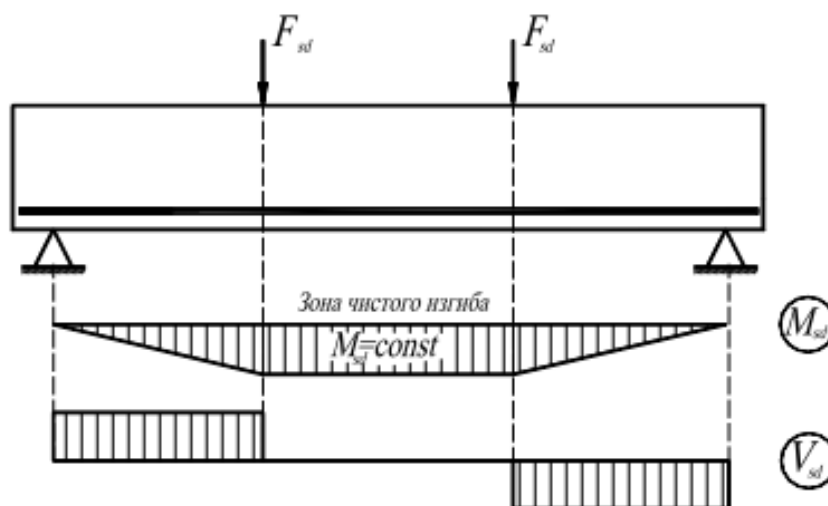


Рисунок 1.5 – Схема загрузкигибаемого элемента для исследования НДС

Стадия 1 считается законченной, когда относительные деформации бетона растянутой зоны достигают своих предельных значений. **Стадию 1 используют для выполнения расчётов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента и расчёта прогибов изгибаемых элементов (предельное состояние эксплуатационной пригодности конструкции).**

Стадия 2 (рисунок 1.6 б) характеризует работу элемента с трещинами в растянутой зоне. Характерной особенностью данной стадии является то, что при появлении трещин бетон выключается из работы на растяжение и всё растягивающее усилие воспринимается арматурой. На участке между трещинами растягивающее усилие воспринимается частично арматурой и частично бетоном при их совместной работе. При этом деформации в растянутой арматуре и сжатом бетоне не достигают предельных значений и разрушение отсутствует. При увеличении нагрузки эпюра напряжений в сжатой зоне искривляется, принимая по мере удаления от нейтральной оси (положение 2 рисунок 1.7 б) явно выраженный нелинейный характер, обусловленный появлением и накоплением пластических деформаций в бетоне сжатой зоны (участок ОАВ рисунок 1.7 б). **Стадия 2 положена в основу расчетов железобетонных элементов по раскрытию трещин и по прогибам (предельное состояние эксплуатационной пригодности конструкции).**

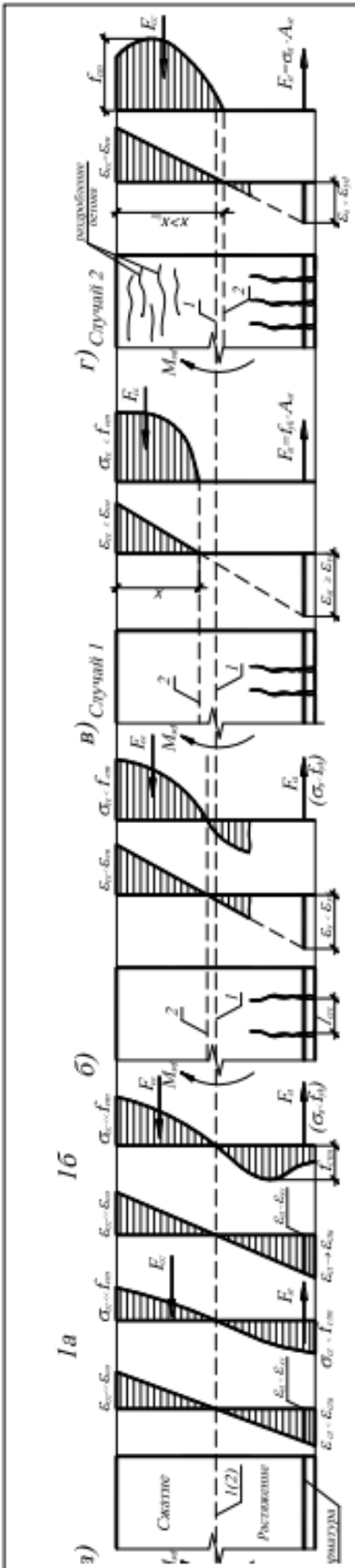
Стадия 3 (рисунок 1.6 в, г) имеет место в момент разрушения материалов по нормальным сечениям с трещиной. При этом возможны 2 случая разрушения:

1-й случай – (рисунок 1.6 в). В начальный момент разрушения относительная деформация растянутой арматуры ϵ_{st} достигает значения ϵ_{yd} , соответствующего напряжению, равному физическому или условному пределу текучести. При этом относительные деформации бетона наиболее сжатой грани сечения могут не достигать величины предельной сжимаемости (ϵ_{cu}). Разрушение, начавшееся по растянутой арматуре с увеличением деформаций $\epsilon_{yd} < \epsilon_s \leq \epsilon_{st}$, заканчивается по сжатому бетону, вследствие достижения относительными деформациями своего предельного значения (ϵ_{cu}) (участок ОАВС рисунок 1.7 б, в).

2-й случай – (рисунок 1.6 г). В момент разрушения относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений (ϵ_{cu}) раньше, чем в растянутой арматуре деформации достигнут значений соответствующих физическому (условному) пределу текучести (ϵ_{yd}) (рисунок 1.7 б, в). Разрушение происходит с раздроблением бетона в сжатой зоне и носит нежелательный хрупкий (мгновенный) характер. **Стадия 3 НДС используется для расчета железобетонных элементов по прочности нормальных сечений (предельное состояние несущей способности конструкции).**

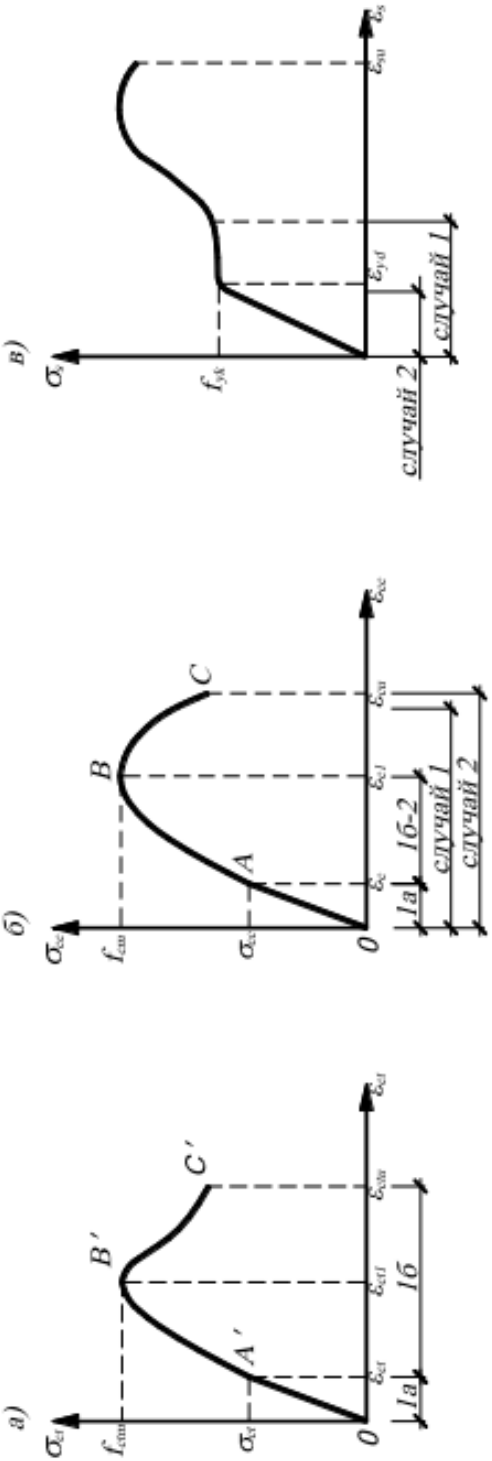
Вывод:

--



а) стадия 1; б) стадия 2; в) стадия 3, случай 1; г) стадия 3, случай 2
 1 - ось центра тяжести сечения; 2 - нейтральная ось

Рисунок 1.6 Стадии напряженно-деформированного состояния



а) бетона на растяжение; б) бетона на сжатие; в) арматуры на растяжение
 Рисунок 1.7 Диаграммы деформирования материалов

Лабораторная работа № 2

Тема: Испытание железобетонной балки на прочность по нормальным сечениям

Цель работы:

- 1) определить сущность железобетона и назначение бетона и арматуры в комплексном строительном материале – железобетоне;
- 2) ознакомиться с техникой и методикой проведения эксперимента;
- 3) ознакомиться с характером деформирования, трещинообразования и разрушения балки при изгибе;
- 4) проверить точность совпадения несущей способности балки по нормальным сечениям, полученной на основании теоретических расчетов, с несущей способностью, полученной опытным путем.

I. Общие сведения

Бетон хорошо работает на сжатие и хуже в 10..15 раз на растяжение. Бетонная балка разрушается при небольших значениях $F_{sd}/2$ (рисунок 2.1) от разрыва бетона растянутой зоны. Постановка стальной арматуры в растянутой зоне отдалает момент разрушения балки, существенно повышает ее несущую способность. Для получения методики расчета прочности нормальных сечений рассмотрим балку на двух опорах, нагруженную двумя сосредоточенными силами, равноудалёнными от опор (рисунок 2.1). При данной схеме нагружения в зоне между сосредоточенными силами действует постоянный по величине изгибающий момент, а поперечная сила отсутствует. Данная зона называется зоной “чистого изгиба”. В зоне “чистого изгиба” трещины образуются только от действия нормальных напряжений, что позволяет оценить несущую способность сечений без влияния других факторов (поперечных сил).

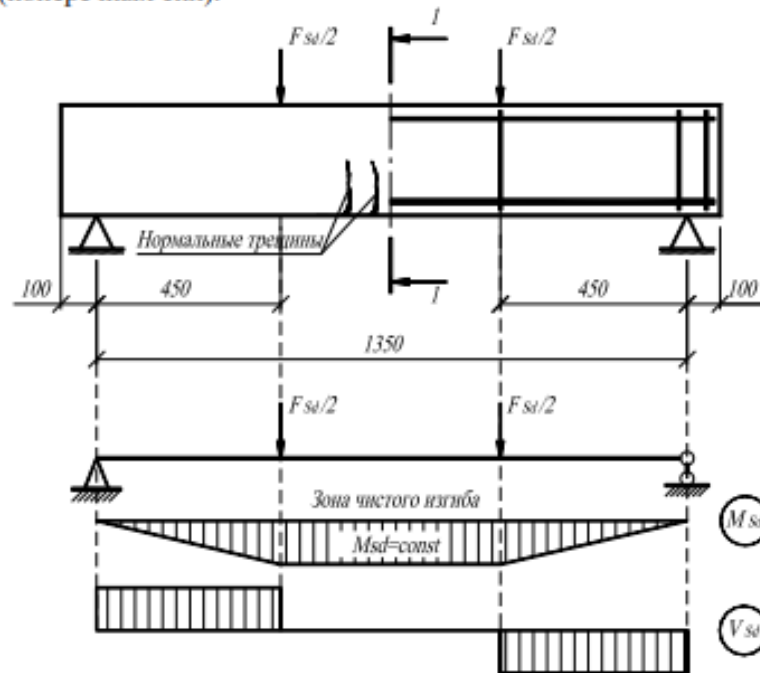


Рисунок 2.1 – Схема испытания балки с эпорами усилий

Для определения разрушающего усилия (изгибающего момента) рассмотрим фрагмент балки, в котором показано усилие от внешней нагрузки и система внутренних предельных усилий (уравновешивающий внутренний момент) (рисунок 2.2).

1-70 02				
Изм.	Кол	№ докум.	Подпись	Дата
Выполнил				
Руководитель				
			Стадия	Лист
			Листов	
БрГТУ, кафедра СК				

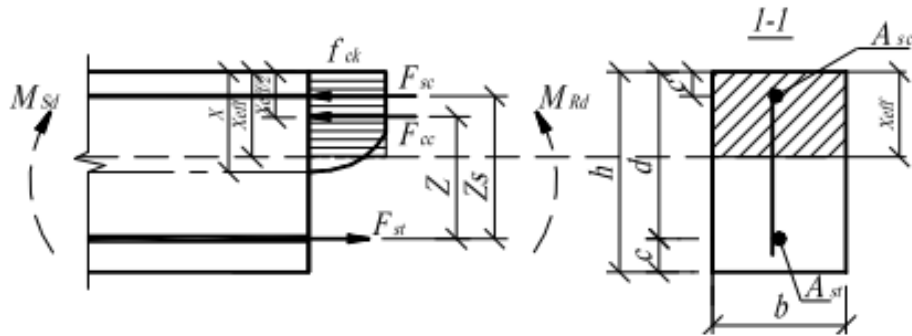


Рисунок 2.2 – Схема для определения внутренних усилий в нормальном сечении

Теоретический разрушающий момент в нормальном сечении по методу предельных усилий определяется как сумма моментов внутренних усилий относительно центра растянутой арматуры:

$$M_{rd} = F_{cc} \cdot z + F_{sc} \cdot z_s = F_{cc} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) + F_{sc} \cdot (d - c')$$

$$F_{cc} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot x_{eff} \cdot b - \dots$$

$$F_{sc} = f_{yk} \cdot A_{sc} - \dots$$

$$F_{st} = f_{yk} \cdot A_{st} - \dots$$

Эффективная высота сжатой зоны определяется из условия равновесия внутренних предельных усилий и внешних сил:

$$F_{cc} + F_{sc} - F_{st} = 0,$$

$$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot x_{eff} \cdot b + f_{yk} \cdot A_{sc} - f_{yk} \cdot A_{st} = 0.$$

Откуда:

$$x_{eff} = \frac{f_{yk} \cdot A_{st} - f_{yk} \cdot A_{sc}}{\alpha \cdot f_{ck} \cdot b},$$

- где b –
 x_{eff} –
 α_{cc} –
 f_{ck} –
 f_{yk} –
 A_{st} –

II. Экспериментальная часть

II.1 Схема испытания, расстановки приборов и армирования опытной балки (рисунок 2.3, 2.4)

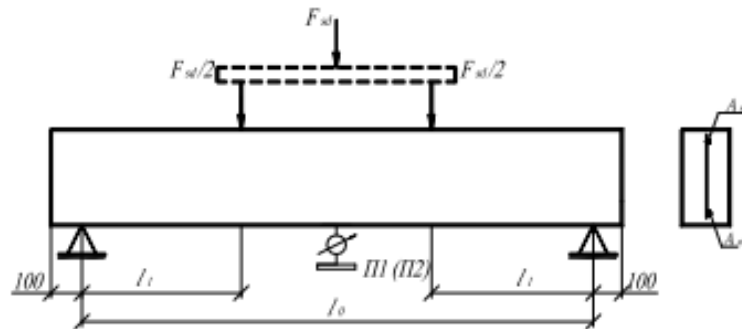
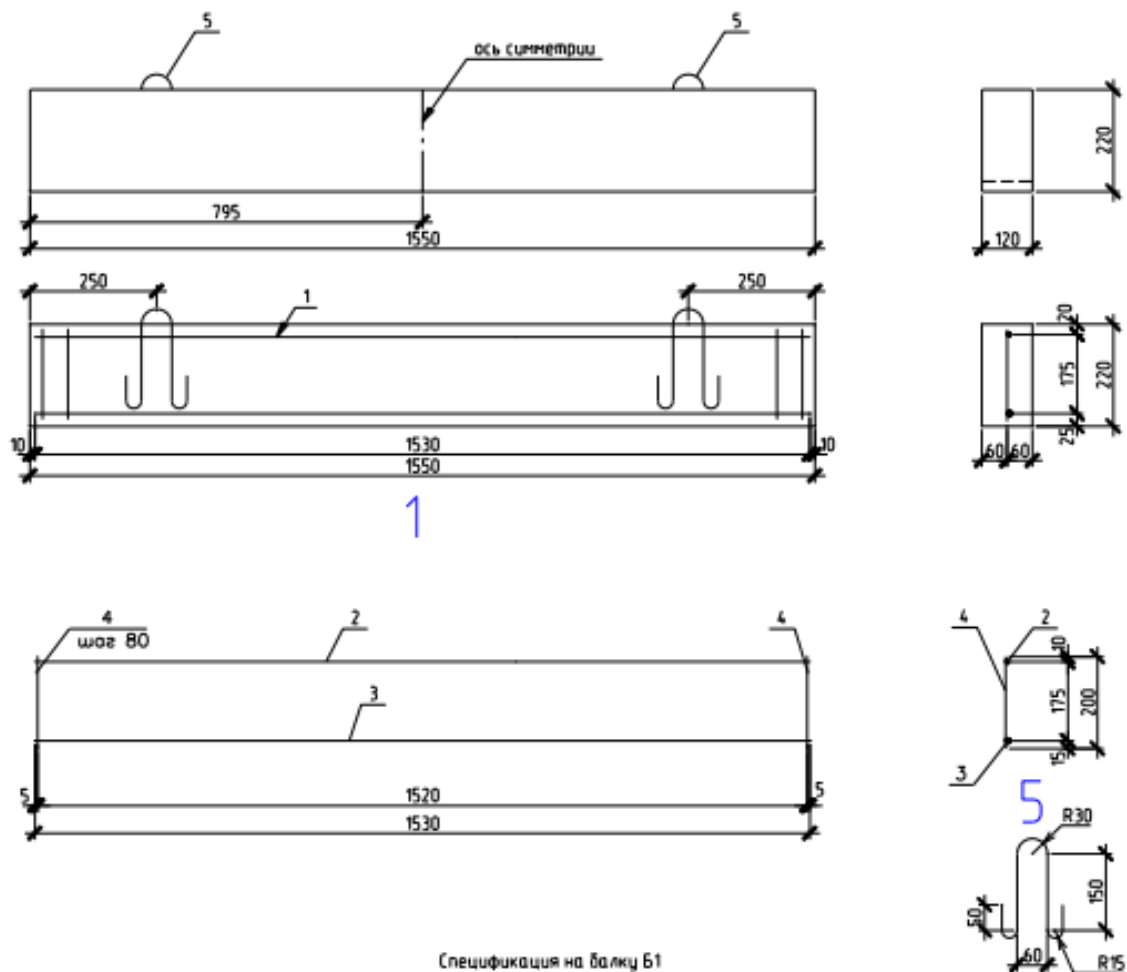


Рисунок 2.3 – Схема испытания и схема расстановки приборов опытной балки

1-70 02 01-

Лист



Спецификация на балку Б1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1		Каркас плоский КП-1	1	3 320	
		Детали			
2		Ø8 S500 СТБ 1706-2012 L=1530	1	0 128	
3		Ø14 S500 СТБ 1706-2012 L=1530	1	1 848	
4		Ø6 S500 СТБ 1706-2012 L=200	20	0 044	
5		Ø8 S240 СТБ 1704-2012 L=588	2	0 232	
		Бетон С16/20	м³	0 042	

Рисунок 2.4 – Армирование балки

II.2 Характеристики опытной балки и её материалов

Таблица 2.1 – Геометрические характеристики опытной балки

Размеры балки (см)						Характеристики продольной арматуры						
b	h	c	d	l	l ₁	в растянутой зоне			в сжатой зоне			
						Класс	Диаметр, мм	Площадь, см²	Класс	Диаметр, мм	Площадь, см²	

1-70 02 01-

Лист

Лабораторная работа № 3

Тема: Испытание железобетонной балки на прочность по наклонным сечениям.

Цель работы:

- 1) ознакомиться с техникой и методикой эксперимента;
- 2) выяснить особенность напряженного состояния изгибаемых элементов в приопорной зоне;
- 3) ознакомиться с характером деформирования, трещинообразования и разрушения балки по наклонным сечениям;
- 4) проверить точность совпадения несущей способности балки по наклонным сечениям, полученной на основании теоретических расчетов, с несущей способностью, полученной опытным путем.

I. Теоретическая часть

1.1 В приопорных зонах изгибаемые элементы испытывают сложное напряженное состояние (плоское, рисунок 3.1). Нормальные напряжения являются функцией от величины изгибающего момента $\sigma = f_1(M_{sd})$, а касательные напряжения – функцией от поперечных сил $\tau = f_2(V_{sd})$. В зонах сложного напряженного состояния оценка производится по величине действующих в рассматриваемом сечении главных растягивающих (σ_1) и главных сжимающих (σ_2) напряжений.

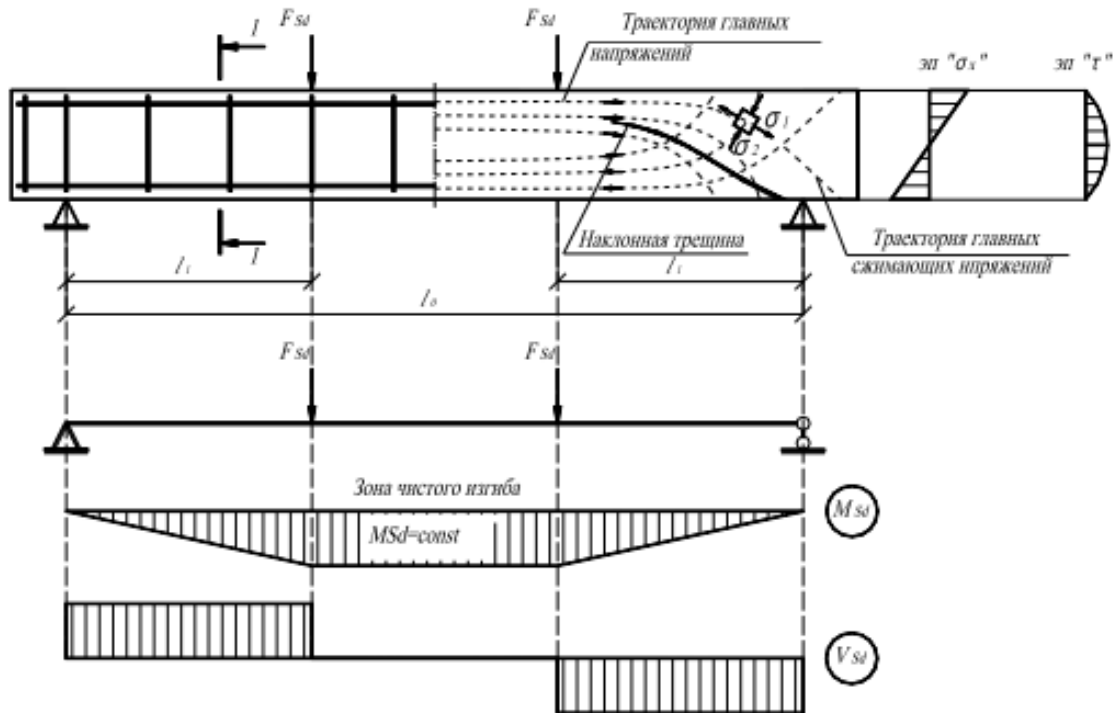
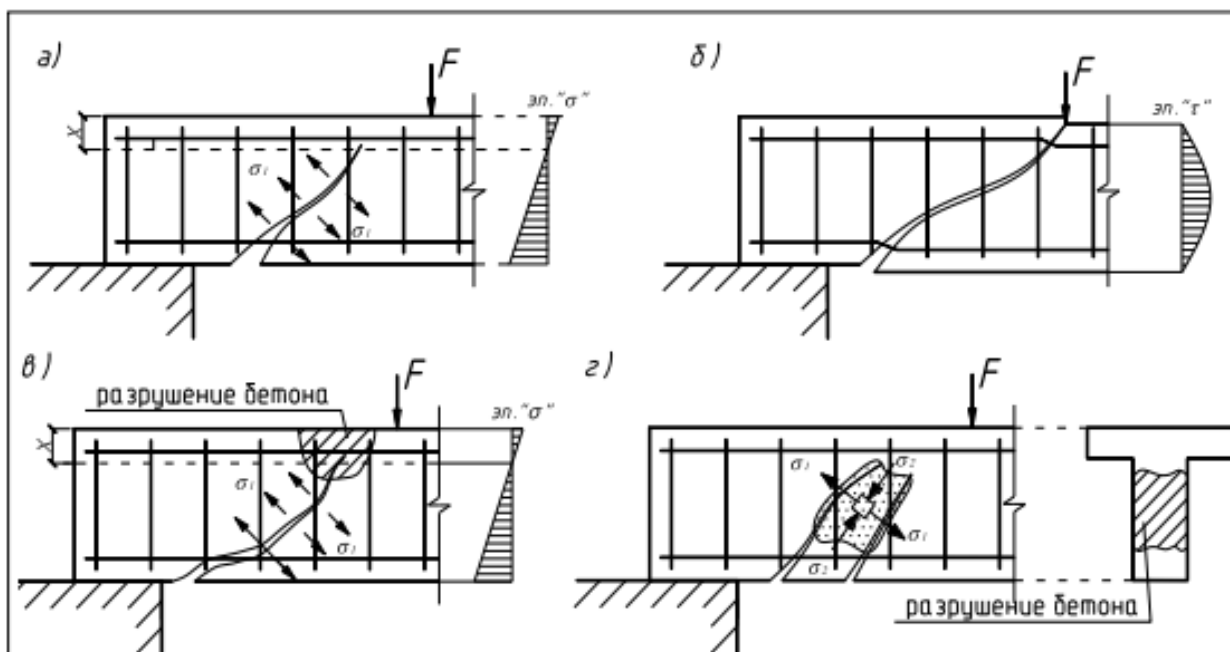


Рисунок 3.1 – Схема испытания и характер напряженного состояния балки

При увеличении внешней нагрузки (M_{sd} и V_{sd}) преодолевается прочность бетона растяжению, появляются наклонные трещины, разделяющие бетон на ряд блоков, соединённых между собой сжатой зоной бетона и арматурой, пересекаемой наклонной трещиной.

При дальнейшем увеличении внешней нагрузки, в зависимости от прочности бетона и арматуры, характера армирования, формы поперечного сечения и т.д., может произойти разрушение опытной балки по наклонной трещине по одной из 4-х форм (рисунок 3.2 а-г).

1-70 02				
Изм.	Кол	№ докум.	Подпись	Дата
Выполнил				
Руководитель				
			Стадия	Лист
			Листов	
БрГТУ, кафедра СК				



а) разрушение взаимным поворотом; б) разрушение взаимным сдвигом;
 в) разрушение по диагональной трещине (с раздроблением или срезом бетона сжатой зоны);
 г) разрушение по наклонной сжатой бетонной полосе
 Рисунок 3.2 – Возможные формы разрушения опытной балки

Форма разрушения 1 – разрушение взаимным поворотом (рисунок 3.2 а).

Разрушение поворотом имеет место при слабой продольной арматуре (малое количество или ненадёжная её анкеровка на опоре). Характеризуется разрушением наступлением текучести сначала в продольной, а затем в поперечной арматурах; происходит поворот двух частей балки вокруг мгновенного центра, совпадающего с центром тяжести сжатой зоны бетона в конце наклонной трещины. Для предотвращения разрушения необходимо выполнение условия:

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

где M_{sd} – момент в наклонном сечении, от действия внешней нагрузки;

M_{rd} – момент, который может воспринять наклонное сечение балки.

Выполнение вышеуказанного условия и предотвращение разрушения поворотом можно добиться конструктивными требованиями.

Форма разрушения 2 – разрушение взаимным сдвигом (рисунок 3.2 б).

В момент разрушения элемент пронизан сквозной наклонной трещиной, при этом относительная деформация в поперечной арматуре в трещине достигает значений, соответствующих пределу текучести (f_{yk}), что приводит к взаимному сдвигу частей.

Для предотвращения разрушения сдвигом необходимо выполнение условия:

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

где V_{sd} – поперечная сила в наклонном сечении, от действия внешней нагрузки;

V_{rd} – поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой и бетоном в наклонном сечении.

Форма разрушения 3 – разрушение по диагональной трещине (рисунок 3.2 в).

Разрушение по диагональной трещине имеет место при низкой прочности бетона на сжатие и при перearмировании сечения. Разрушение сечения начинается со сжатой кромки, где происходит раздробление бетона ($\sigma_c = f_{cm}$); в этот момент относительная деформация в продольной растянутой арматуре не достигает значений, соответствующих пределу текучести.

Форма разрушения 4 – разрушение по наклонной сжатой бетонной полосе (рисунок 3.2 г).

В балках таврового и двутаврового поперечного сечения наклонные трещины образуются в стенке (ребре) и развиваются по направлению к сжатой и растянутой граням. Достигнув сжатой полки, трещина проникает в нее или развивается вдоль ее нижней грани. В свою очередь, наличие «мощного» рабочего продольного армирования в нижней зоне препятствует к чрезмерному раскрытию трещин. В результате чего, разрушение балок таврового и двутаврового поперечного сечения происходит из-за раздробления бетона в наклонной полосе, образовавшейся между смежными диагональными трещинами.

1.2 Теоретические вычисления разрушающей поперечной силы (рисунок 3.3)

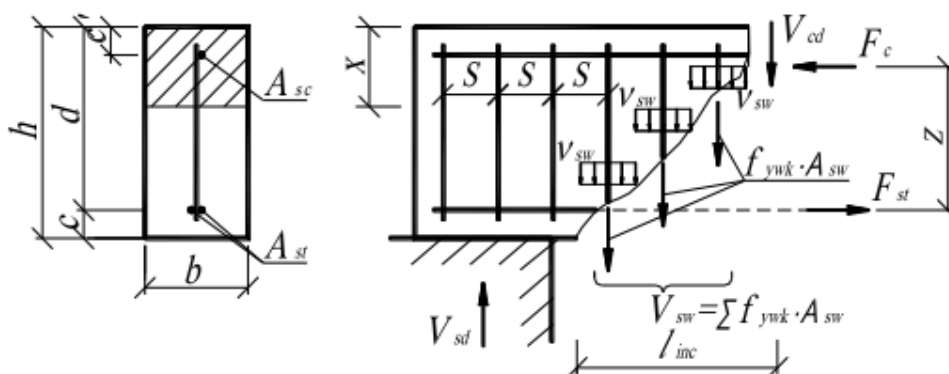


Рисунок 3.3 – К расчёту прочности по наклонному сечению

В наклонном сечении, перед разрушением, действие внешней поперечной силы оказывает сопротивление бетон сжатой зоны над трещиной и поперечная арматура, пересекаемая наклонной трещиной. Тогда прочность наклонного сечения может быть определена по выражению:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw}$$

где V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, работающим на срез над вершиной наклонной трещины:

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot d^2}{l_{inc}}$$

где η_{c2} – коэффициент, зависящий от вида бетона (для тяжёлого бетона $\eta_{c2} = 2$);

η_f – коэффициент, учитывающий влияние свесов сжатых полок на несущую способность элементов (для прямоугольного $\eta_f = 0$);

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил на несущую способность (для изгибаемых элементов без преднапряжения $\eta_N = 0$);

l_{inc} – длина проекции наклонной трещины;

V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси предельных усилий в поперечных стержнях по длине наклонной трещины;

$$V_{sw} = \sum f_{ywk} \cdot A_{sw} = \sum v_{sw} \cdot S = v_{sw} \sum S = v_{sw} \cdot l_{inc}$$

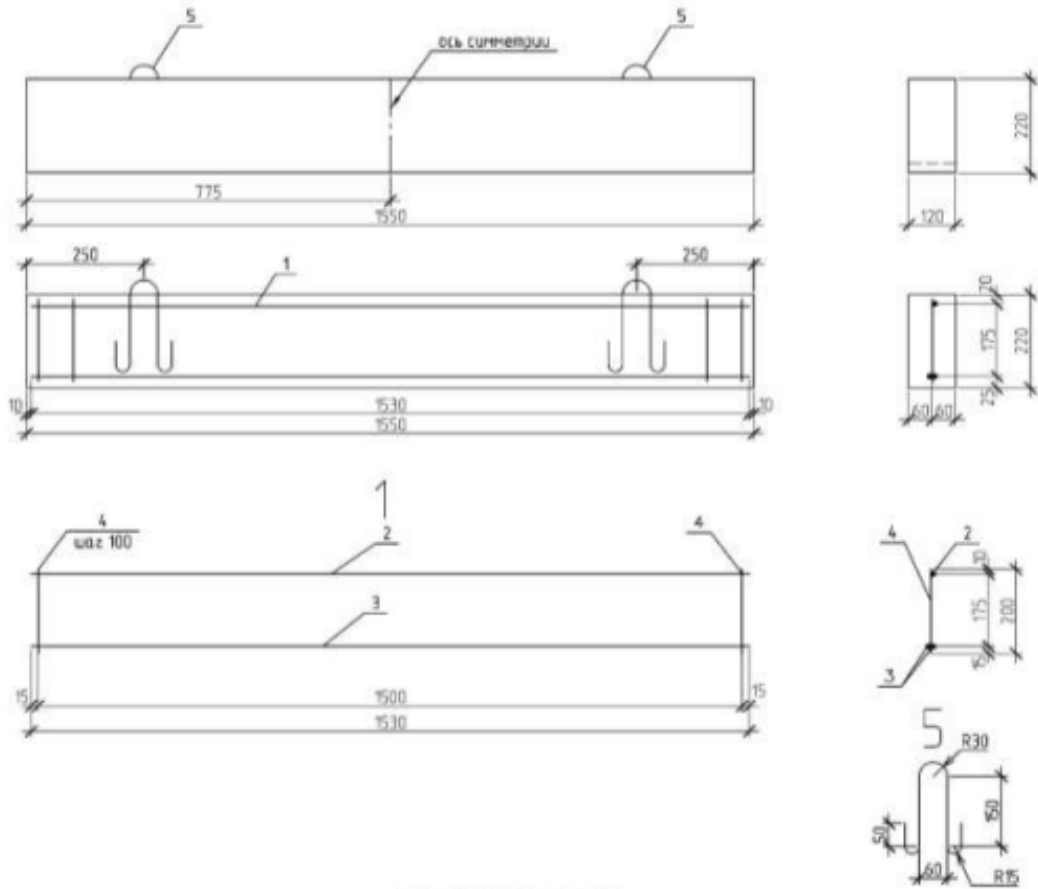
$$v_{sw} = \frac{f_{ywk} \cdot A_{sw}}{S}$$

где v_{sw} – интенсивность поперечного армирования (погонное усилие) в поперечных стержнях;

S – шаг поперечной арматуры.

II. Экспериментальная часть

II.1. Армирование опытной балки и схема испытания с расстановкой приборов (рисунок 3.4, 3.5)



Спецификация на Балку Б2

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1		Каркас плоский КП-1	1	6,088	
		Детали			
2		№4 S500 СТБ1706-2012 L=1530	1	0,138	
3		№14 S500 СТБ1706-2012 L=1530	2	2,414	
4		№4 S500 СТБ1706-2012 L=200	15	0,038	
5		№6 S240 СТБ1706-2012 L=588	2	0,232	
		Бетон С16/20	м ³	0,042	

Рисунок 3.4– Армирование балки

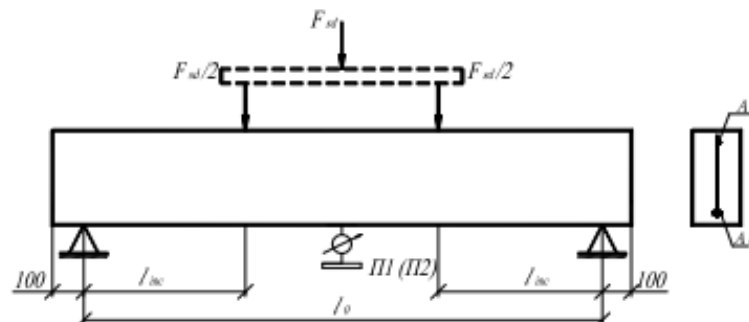


Рисунок 3.5 – Схема испытания и схема расстановки приборов опытной балки

Лабораторная работа № 4

Тема: Исследование влияния предварительного напряжения на трещиностойкость и прогибы железобетонной балки.

Цель работы:

- 1) ознакомиться с методикой создания предварительного напряжения в железобетонных конструкциях;
- 2) выявить влияние пренапряжения на трещиностойкость и прогибы конструкции;
- 3) исследовать влияние предварительного напряжения на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов.

I. Теоретическая часть

I.1 Изменение напряженно-деформированного состояния предварительно-напряженной балки до и после приложения внешней нагрузки

В отличие от обычных железобетонных элементов в предварительно-напряженных искусственным путём в процессе их изготовления (до момента приложения внешней нагрузки) создаются сжимающие напряжения в тех зонах, где при эксплуатации возникает растяжение. Делается это с целью полного или частичного погашения растяжения и, следовательно, повышения трещиностойкости и жесткости конструкции путем предварительного натяжения продольной рабочей арматуры (таблица 4.1).

Таблица 4.1 – Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с обычной и предварительно напряженной арматурой

№п/п	с обычной арматурой	с преднапряженной арматурой
1		
2		
3		

Примечание: 1) момент до приложения внешней нагрузки;
 2) стадия, предшествующая появлению трещин;
 3) стадия после появления трещин

1-70 02				
Изм.	Кол	№ докум.	Подпись	Дата
Выполнил				
Руководитель				
			Стадия	Лист
			Листов	
БрГТУ, кафедра СК				

II.2. Определение усилий погашения предварительного обжатия

Величина предварительного напряжения в бетоне по верхней и нижней граням определяется по выражению:

$$\sigma_{c, \text{Нр}} = \frac{P}{A_c} \pm \frac{P \cdot z_{cp}}{W_c}$$

где P – усилие предварительного обжатия;

$A_c = b \cdot h$ – площадь сечения балки;

$z_{cp} = \frac{h}{2} - c$ – расстояние от центра тяжести сечения до уровня приложения силы;

$W_c = \frac{b \cdot h^2}{6}$ – момент сопротивления сечения балки.

Величина внешней нагрузки, погашающей предварительное напряжение в нижней зоне бетона, определяется по выражению:

$$F_0 = \frac{P \cdot \left(z_{cp} + \frac{W_c}{A_c} \right)}{l_1}$$

где l_1 – расстояние от опоры до прикладываемой силы внешней нагрузки;

II. Экспериментальная часть

II.1. Схема испытания, расстановки приборов и армирования опытной балки (рисунок 4.1, 4.2)

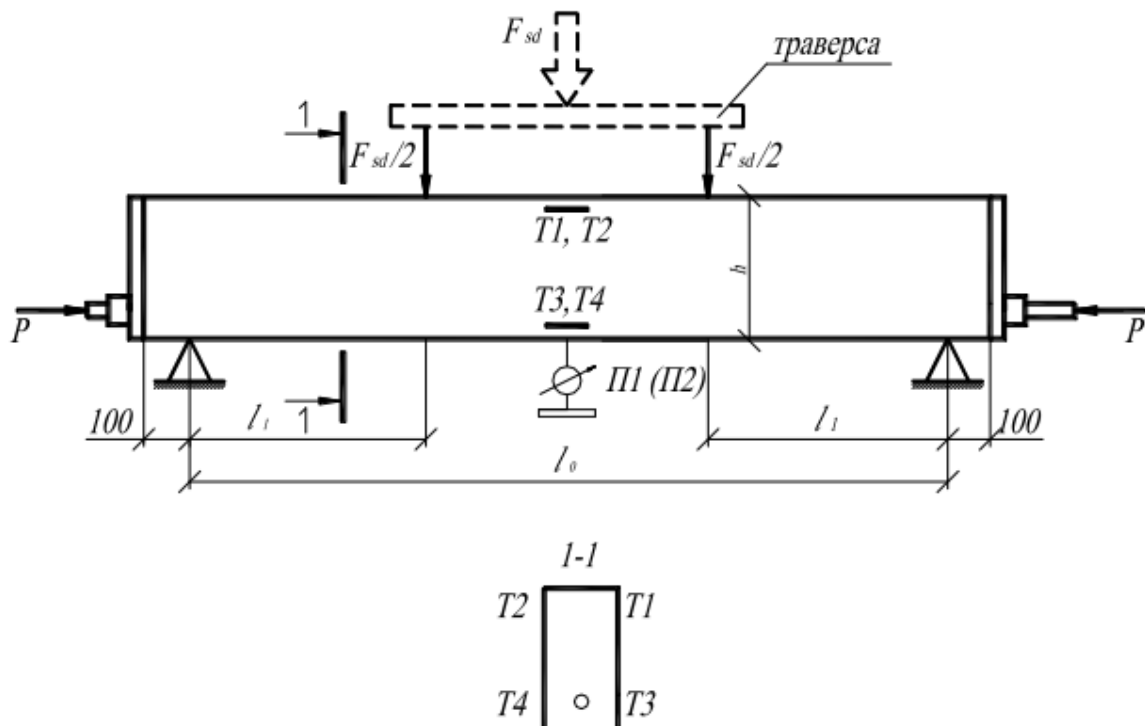
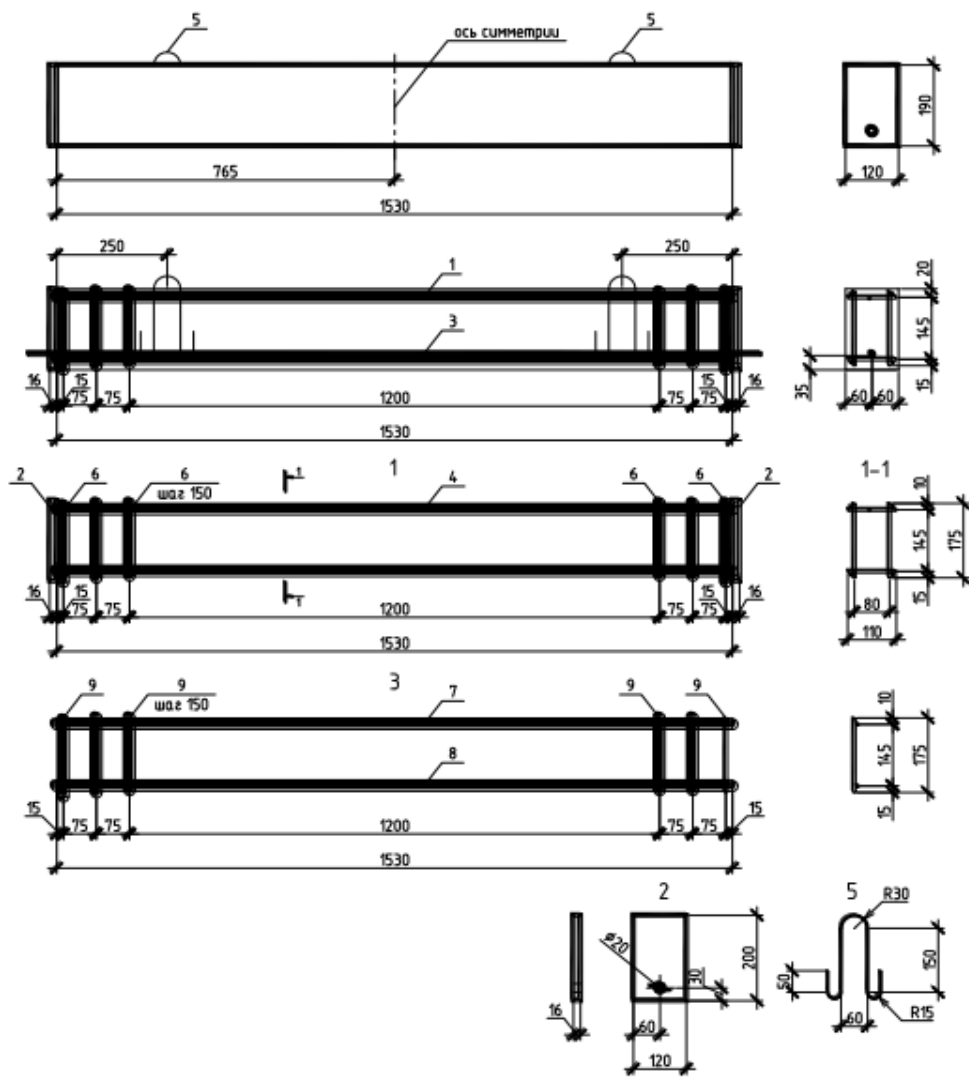


Рисунок 4.1 – Схема испытания балки и схема расстановки приборов



Спецификация на балку Б3

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
		Балка Б2			
1		Каркас пространственный КП-1	1	12.562	
2		Изделие закладное МН-1	2	2.736	
3		Ø15 Ч186057 ГОСТ	1		
		<u>Материалы</u>			
		Бетон С16/20	м3		
		<u>Каркас пространственный КП-1</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
4		Каркас плоский КР-1	2	3.001	
5		Изделие закладное МН-2	2	0.232	
		<u>Детали</u>			
6		Ø6 S240 ГОСТ 58781 L=110	26	0.024	
		<u>Каркас плоский КР-1</u>			
		<u>Детали</u>			
7		Ø6 S400 ГОСТ 58781 L=1530	2	0.340	
8		Ø16 S400 ГОСТ 58781 L=1530	2	2.414	
9		Ø6 S240 ГОСТ 58781 L=175	13	0.038	

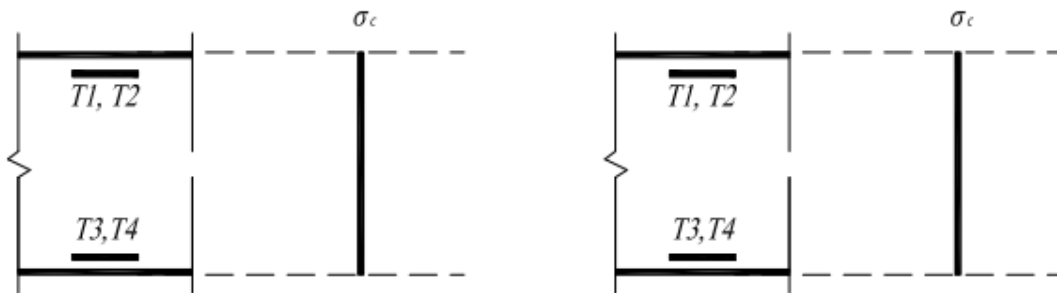
Рисунок 4.2 – Армирование балки

1-70 02 -

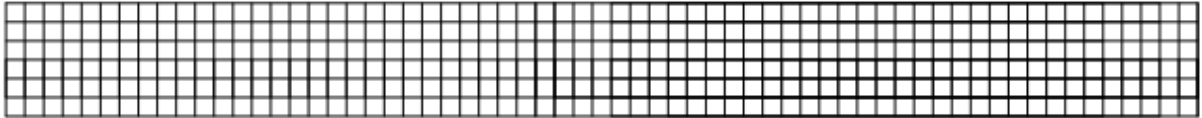
Лист

б) эпюры напряжений в бетоне опытной балки:

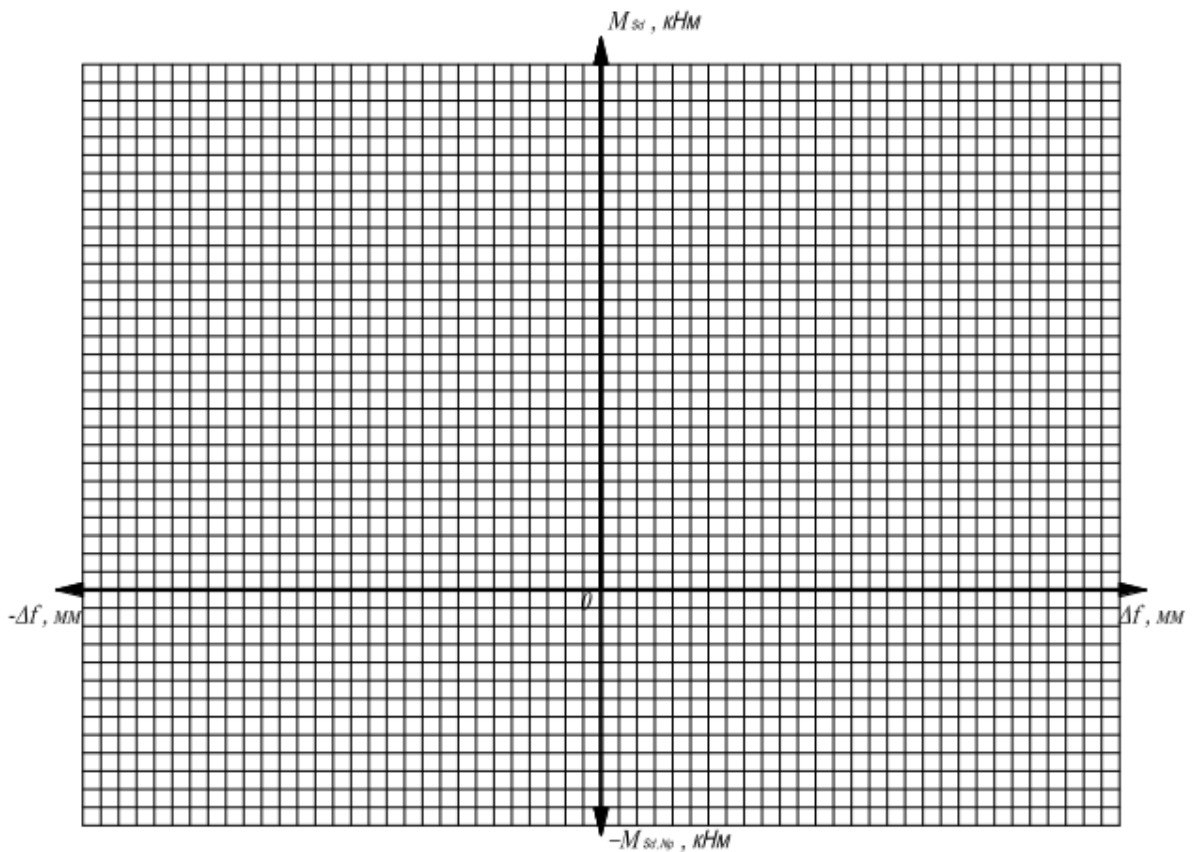
а) при создании предварительного напряжения: б) при действии силы обжатия и внешней нагрузки:



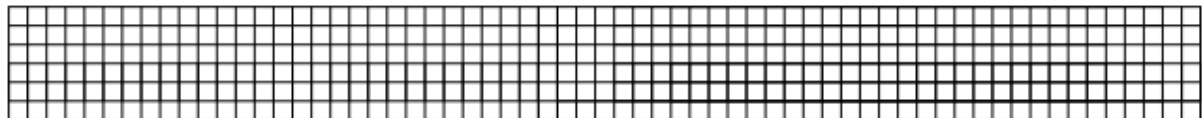
Вывод:



III.3. График зависимости деформаций прогибов от величины нагружения



Вывод:



2 ТЕМЫ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ

Тема №1 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночным армированием

В изгибаемых элементах чаще всего арматуру устанавливают по расчету только в растянутой зоне. Армирование по расчету сжатой зоны производится лишь при необходимости ее усиления, что устанавливается в процессе расчета конструкций. Первоначально предполагают, что арматура в сжатой зоне не нужна и расчет производят исходя из одиночного армирования.

Сечениями с одиночной арматурой называются такие сечения, у которых арматура по расчету устанавливается в растянутой от действия внешнего изгибающего момента зоне бетона.

Исходя из конструктивных требований предъявляемых к конкретному виду конструкций, следует отметить, что в сжатой зоне бетона также устанавливается арматура, называемая конструктивной или монтажной, которая необходима для:

- 1) создания плоских или пространственных арматурных каркасов;
- 2) восприятия усадочных напряжений в бетоне;
- 3) для восприятия усилий в стадии транспортировки и монтажа конструкций.

При расчетах изгибаемых элементов в общем случае растянутая арматура может быть как ненапрягаемой так и предварительно напряженной. Но на ход расчета это обстоятельство не повлияет, так как к моменту достижения конструкцией предельного состояния эффект предварительного напряжения утрачивается и в арматуре обоих видов напряжения достигают значения, соответствующего расчетному сопротивлению принятой стали.

Рассмотрим расчет элементов, разрушающихся по случаю 1 стадии III НДС, когда в растянутой и сжатой зонах сечения одновременно наступает предельное состояние.

Для составления условий прочности нормального сечения отбросим правую часть балки и заменим ее действие внутренними усилиями, обеспечивающими равновесие оставшейся части балки (рис. 2.1).

Условие прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов имеет вид:

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

то есть расчетный изгибающий момент M_{Sd} , вызванный действием внешней нагрузки, должен быть уравновешен внутренним моментом пары сил M_{Rd} , состоящим из равнодействующих напряжений в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре.

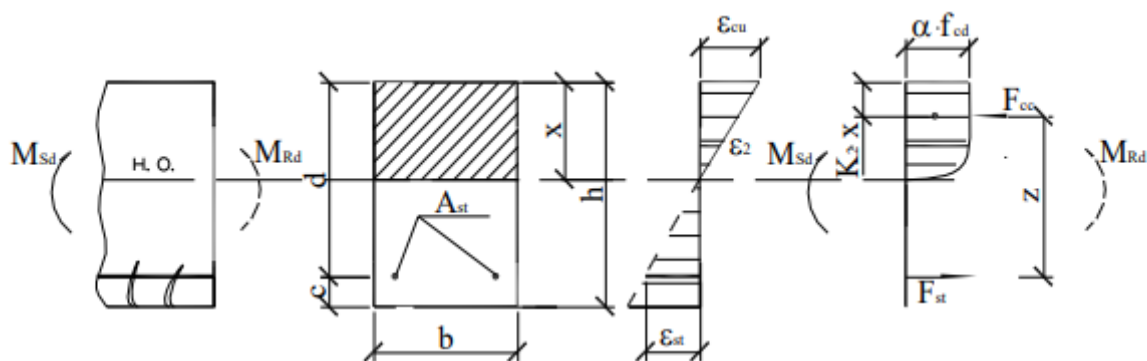


Рис. 2.1. Схема распределения относительных усилий при определении предельного момента для прямоугольного сечения с одиночным армированием.

Внутренний момент M_{Rd} можно составить относительно любой точки в сечении или за его пределами. Однако рационально определять момент или относительно центра тяжести растянутой арматуры, или относительно центра тяжести сжатой зоны бетона. При этом расчетные уравнения можно представить в виде:

$$M_{Rd} = F_{cc} z = F_{st} z, \quad (2.1)$$

где F_{cc} – равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона,
 F_{st} – равнодействующая усилий в растянутой арматуре,
 z – плечо внутренней пары сил.

Согласно условия статического равновесия внешних и внутренних сил, можно так же составить уравнения равновесия сил на горизонтальную ось:

$$F_{cc} = F_{st}, \quad (2.2).$$

При расчете прочности прямоугольного сечения с одиночным армированием необходимо в первую очередь определить величину равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона и точку ее приложения в пределах сжатой зоны сечения. В случае использования расчетной линейно-параболической диаграммы деформирования бетона, связывающей напряжения и относительные деформации, усилие в сжатой зоне бетона для прямоугольного сечения можно записать через средние напряжения:

$$F_{cc} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x,$$

где ω_c – коэффициент, характеризующий работу бетона сжатой зоны сечения, для бетонов классов $C^{12/15} \div C^{50/60}$ равным 0.81;

x – высота сжатой зоны сечения.

Равнодействующая усилий в растянутой арматуре в предельном состоянии равна:

$$F_{st} = f_{yd} \cdot A_{st},$$

где A_{st} – площадь сечения растянутой арматуры.

Исходя из схемы приложения усилий (рис. 1.1) плечо пары сил можно определить как:

$$z = d - K_2 \cdot x,$$

где $K_2 \cdot x$ – расстояние от верхней сжатой грани сечения, до точки центра тяжести равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона, при этом K_2 , табличный коэффициент принимаемый для бетонов классов $C^{12/15} \div C^{50/60}$ равным 0.416.

При установленных значениях усилий и учитывая то, что $x = (d - z) \cdot \frac{1}{K_2}$,

откуда уравнения (1) можно записать в виде:

$$M_{sd} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - z) \cdot \frac{1}{K_2} \cdot z, \quad (2.3)$$

или

$$M_{sd} = C_0 \cdot \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - z) \cdot z, \quad (2.4)$$

где $C_0 = \frac{\omega_c}{K_2}$

Обозначим $z/d = \eta$ и подставив в (2.4) после преобразования получим:

$$\eta^2 - \eta + \frac{M_{Sd}}{C_0 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = 0, \quad (2.5)$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (2.6)$$

Решая квадратное уравнение определяем:

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}, \quad (2.7)$$

При установленной величине плеча внутренней пары сил z определение высоты сжатой зоны сечения не составляет труда:

$$\frac{x}{d} = (1 - \eta) \cdot \frac{1}{K_2}, \quad (2.8)$$

или учитывая, что отношение $\frac{x}{d} = \xi$, есть относительная высота сжатой зоны сечения выражение (2.8) можно записать как:

$$\xi = (1 - \eta) \cdot \frac{1}{K_2}, \quad (2.9)$$

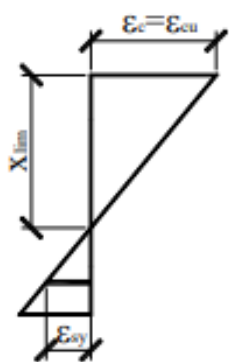
Относительные деформации растянутой арматуры определяют пользуясь гипотезой плоских сечений из подобия треугольников:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{st}}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-x}{x} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d}{x} - 1 \right) = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{K_2}{1-\eta} - 1 \right) \quad (2.10)$$

Из данного выражения очевидно, что если $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su}$, то сечение будет работать во 2 области т.е. арматура используется полностью, сечение эффективно заармировано, в противном случае арматура используется не полностью и мы не имеем случай разрушения по бетону сжатой зоны

Удобнее при определении характера разрушения пользоваться не величиной относительных деформаций – ε_{st} , а граничным значением высоты сжатой зоны бетона – x_{lim} и связанной с ней характеристикой $\alpha_{m,lim}$.

Из подобия треугольников на эпюре распределения относительных деформаций в бетоне получим:



$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \cdot d \quad \text{или} \quad \xi_{lim} = \frac{x_{lim}}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad (2.11)$$

Из условия (6):

$$\alpha_{m,lim} = \frac{M_{su}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{\omega_c \cdot \alpha f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot z}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{\omega_c \cdot x \cdot z}{d^2} = \frac{\omega_c \cdot z}{d^2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \right) = \omega_c \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \right) \cdot \left(1 - K_2 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \right) \quad (2.12)$$

Рис. 2.2. К определению граничного значения высоты сжатой зоны.

Поставив выражение (2.11) в (2.12), получим $\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - K_2 \cdot \xi_{lim})$ (2.13)

Поэтому, вычислив по условию (2.6) α_m и сравнив с условием (2.13) можем определить, в какой области деформирования будет работать сечение и какой характер разрушения носит сечение.

Алгоритм № 1. Определение площади сечения растянутой арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного сечения с одиночным армированием.

Решение	Примечание
<p>1. Определяем характеристики бетона и арматуры:</p> <p>$f_{cd}, f_{yd}, \alpha, \omega_c, k_2, C_0, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{sy}$.</p>	<p>f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию</p> <p>$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, где $\gamma_c = 1,5$</p> <p>$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, где $\gamma_s = 1,15$</p> <p>$\alpha=1, \omega_c=0,81, k_2=0,416, C_0=1,947$</p> <p>$\varepsilon_{cu}=3,5\text{‰} (C\%_{10} \div C\%_{60}), \varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$</p>
<p>2. Определяем рабочую высоту сечения элемента:</p> <p align="center">$d = h - c$</p>	<p>c – расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры</p> <p>$c = c_{cov} + \varnothing / 2$, или при неизвестном диаметре можно принять:</p> <p>$c = 1,5 \div 2$ см – для плит</p> <p>$c = 2,5 \div 4$ см – для балок</p>
<p>3. Определяем граничные значения ξ_{lim} и $\alpha_{m,lim}$.</p>	<p>$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}}$</p> <p>$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim})$</p> <p>или ξ_{lim} и $\alpha_{m,lim}$ по таблицам</p>
<p>4. Определяем коэффициент α_m:</p> <p align="center">$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$</p>	
<p>5. Проверяем условие:</p> <p align="center">$\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$</p>	<p>Если условие выполняется, то переходим к п.6.</p> <p>Если не выполняется, то необходимо:</p> <p>а) вернуться в п.1 и увеличить класс бетона;</p> <p>б) расчет вести как для элементов с двойным армированием (алгоритм №4);</p>
<p>6. Определяем коэффициент η:</p> <p align="center">$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{N_0}}$</p>	<p>Или по таблицам путем линейной интерполяции.</p>
<p>7. Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры:</p> <p align="center">$A_{st}^{tp} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d}$</p>	
<p>8. Проверяем условие:</p> <p>$A_{st}^{tp} \geq \rho_{min} \cdot b \cdot d$</p> <p>где $\rho_{min} \cdot b \cdot d = A_{st}$ – минимальная требуемая конструктивная арматура в сечении;</p> <p>ρ_{min} – минимальный коэффициент армирования</p>	<p>Если $A_{st}^{mp} < A_{st,min}$, то принимаем</p> <p>$A_{st}^{mp} = A_{st,min}$</p> <p>($\rho_{min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,13\%$ для изгибаемых элементов (табл.11.1 СНБ)).</p>
<p>9. Конструирование</p>	<p>По сортаменту определяем количество и диаметр арматурных стержней.</p>

Алгоритм № 2. Определение размеров сечения изгибаемого элемента площади сечения растянутой арматуры.

Решение	Примечание
<p>1. Определяем характеристики бетона и арматуры: $f_{cd}, f_{yd}, \alpha, \omega_c, k_2, C_0, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{sy}$.</p> <p>2. По конструктивным требованиям предварительно задаемся шириной сечения (b) элемента или относительной высотой сжатой зоны ξ</p> <p>3. Определяем коэффициент α_m:</p> $\alpha_m = \omega_c \cdot \xi \cdot (1 - k_2 \cdot \xi)$ <p>4. Определяем высоту сечения элемента:</p> $d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{\alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}}$ <p>5. К дальнейшим расчетам принимаем высоту сечения элемента исходя из условия: $h \geq d + c$</p> <p>6. Уточняем ширину сечения элемента: $b = (0,4 \div 0,5) \cdot h$ – для балок</p> <p>7. Определяем рабочую высоту сечения элемента: $d = h - c$</p> <p>8. Определяем граничные значения ξ_{lim} и $\alpha_{m,lim}$.</p> <p>9. Определяем коэффициент α_m:</p> $\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$ <p>10. Проверяем условие: $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$</p> <p>11. Определяем коэффициент η:</p> $\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}}$ <p>12. Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры:</p> $A^{тр}_{ст} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d}$	<p>b принимаем 100;120;150;180;200;220;250 и далее кратно 50</p> <p>$\xi = 0,15 \div 0,25$ – для плит, $\xi = 0,3 \div 0,4$ – для балок.</p> <p>По конструктивным требованиям принимаем $h - c$ кратностью 50 мм до 600 мм и кратно 100 мм свыше 600 мм.</p> <p>$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}}, \alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim})$ или ξ_{lim} и $\alpha_{m,lim}$ по таблицам</p> <p>Если условие выполняется, то переходим к п.11. Если не выполняется, то необходимо: а) вернуться в п.1 и увеличить класс бетона; б) расчет вести как для элементов с двойным армированием (алгоритм №4);</p> <p>Или по таблицам путем линейной интерполяции.</p>

<p>13. Проверяем условие:</p> $A_{st}^{mp} \geq \rho_{min} \cdot b \cdot d$ <p>где $\rho_{min} \cdot b \cdot d = A_{st}$ - минимальная требуемая конструктивная арматура в сечении;</p> <p>ρ_{min} - минимальный коэффициент армирования</p> <p>($\rho_{min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,13\%$ для изгибаемых элементов (табл.11.1 СНБ)).</p> <p>14. Конструирование - по сортаменту определяем количество и диаметр арматурных стержней.</p>	<p>Если $A_{st}^{mp} < A_{st, min}$, то принимаем</p> $A_{st}^{mp} = A_{st, min}$
---	---

Алгоритм №3. Проверка несущей способности или прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям.

Решение	Примечание
<p>1. Определяем характеристики бетона и арматуры:</p> <p>$f_{cd}, f_{yd}, \alpha, \omega_c, k_2, C_0, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{sy}$.</p> <p>2. Определяем рабочую высоту сечения элемента:</p> $d = h - c$ <p>3. Определение относительной высоты сжатой зоны:</p> $\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \text{ или}$ $\xi = \frac{f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}} \cdot \rho$ <p>4. Проверяем условие:</p> $\xi \leq \xi_{lim}$ <p>5. Определяем коэффициент α_m:</p> $\alpha_m = \omega_c \cdot \xi \cdot (1 - k_2 \cdot \xi)$ <p>6. Определяем изгибающий момент:</p> $M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$ <p>7. Проверяем условие:</p> $M_{Sd} \leq M_{Rd}$	<p>f_{cd} - расчетное сопротивление бетона сжатию</p> $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ где } \gamma_c = 1,5$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ <p>$\alpha = 1, \omega_c = 0,81, k_2 = 0,416, C_0 = 1,947$</p> $\varepsilon_{cu} = 3,5\% (C \leq 50\% \div C \leq 50\%), \varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$ <p>c - расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры</p> <p>$c = c_{cov} + \varnothing / 2$ - при однорядном расположении арматуры,</p> $\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} \geq \rho_{min}$ <p>Если условие выполняется, то переходим к п.5.</p> <p>Если не выполняется, то расчет ведем как для элементов с двойным армированием (алгоритм №5) или по упрощенной модели принимаем $\xi = \xi_{lim}$;</p> <p>Если условие выполняется несущая способность обеспечена.</p>

Пример к алгоритму № 1.

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=300$ мм, $h = 800$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 495.0$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16/20}$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Решение:

Нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1.5$ тогда $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16 / 1.5 = 10.67$ МПа; $\alpha = 0.85$. По табл.4.3 [3] для бетона $C^{16/20}$ $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰, по табл. 6.5 $\omega_k = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \frac{\omega_c}{K_2} = 1.947$.

Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Для арматуры S500 $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2.25$ ‰, тогда

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0.81 \cdot 0.6087 (1 - 0.416 \cdot 0.6087) = 0.368$$

Рабочая высота сечения равна: $d = h - c = 800 - 60 = 740$ мм,

где $c = 60$ мм – предполагая двухрядное расположение арматуры.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{495}{0.85 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.74^2 \cdot 1000} = 0.332 < \alpha_{m,lim} = 0.368, \text{ – растя-$$

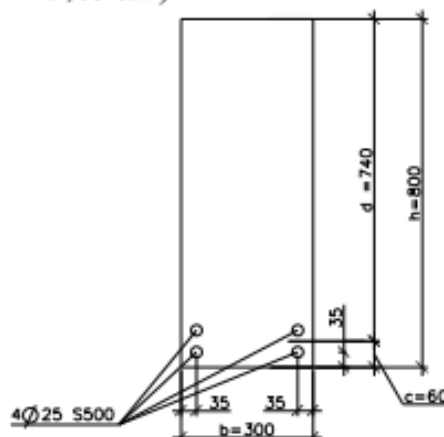
нутая арматура достигает предельных деформаций.

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.332}{1.947}} = 0.782;$$

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{495 \cdot 10}{450 \cdot 0.782 \cdot 0.74} = 19.1 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{st,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.15 \cdot 0.3 \cdot 0.765 \cdot 100 = 3.44 \text{ см}^2$.

Принимаем $4 \varnothing 25$ S500 ($A_{st} = 19,63 \text{ см}^2$).



Пример к алгоритму № 2.

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{sp} = 358,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16/20}$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

Решение:

Нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 16 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1.5$ тогда $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16 / 1.5 = 10.67 \text{ МПа}$; $\alpha = 0.85$. По табл.4.3 [3] для бетона $C^{16/20}$ $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$, по табл. 6.5 $\omega_k = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_k / K_2 = 1.947$.

Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 500 \text{ Н/мм}^2$, $f_{yd} = 450 \text{ Н/мм}^2$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$.

Для арматуры S500 $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2.25 \text{ ‰}$, тогда

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_k \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0.81 \cdot 0.6087 (1 - 0.416 \cdot 0.6087) = 0.368$$

Назначаем величину $\xi = 0,35$, что соответствует $\alpha_m = 0,242$ (табл. 6.7 [3]). Задав предварительно шириной сечения ригеля $b = 300 \text{ мм}$, находим рабочую высоту сечения:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{sp}}{\alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{358.66 \cdot 10}{0.242 \cdot 0.85 \cdot 10.67 \cdot 0.3}} = 73.80 \text{ см.}$$

Предполагая расположение арматуры в два ряда по высоте сечения ригеля, принимаем расстояние от его растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани равным $c = 6 \text{ см}$.

Тогда полная высота сечения $h = d + c = 73.8 + 6 = 79.8 \text{ см}$.

Назначаем $h = 80 \text{ см}$ (высота сечения ригеля при $h > 60 \text{ см}$ принимается кратно 100 мм).

Тогда рабочая высота сечения ригеля $d = h - c = 80 - 6 = 74 \text{ мм}$.

Проверяем соответствие размеров сечения ригеля $b = (0.3 - 0.4) \cdot h$;

$0.3 \cdot h = 24 \text{ см} < b = 30 \text{ см} < 0.4 \cdot h = 32 \text{ см}$ – условие соблюдается, следовательно, размеры сечения ригеля не изменяем.

$$\alpha_m = \frac{358.66}{0.85 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.74^2 \cdot 1000} = 0.251 < \alpha_{m,lim} = 0.368; \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.251}{1.947}} = 0.848;$$

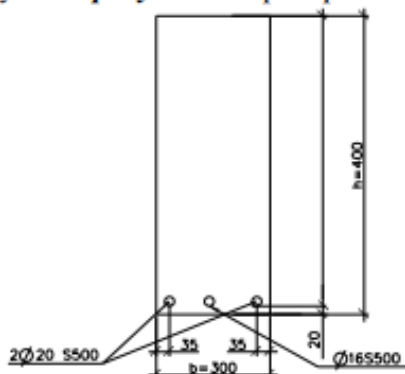
$$A_{st} = \frac{358.66 \cdot 10}{450 \cdot 0.848 \cdot 0.74} = 12.90 \text{ мм}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{st,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.15 \cdot 0.3 \cdot 0.765 \cdot 100 = 3.44 \text{ см}^2$.

Принимаем $2\varnothing 22 + 2\varnothing 20$ S500 ($A_s = 13,88 \text{ см}^2$).

Пример к алгоритму № 3.

Исходные данные: В результате перепланировки помещений здания на ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=200$ мм, $h = 400$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{об} = 150.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20/25}$. Армирование ригеля приведено на рисунке. **Требуется:** Проверить несущую способность ригеля.



Решение:

Нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1.5$ тогда $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1.5 = 13.33 \text{ МПа}$; $\alpha = 0.85$. По табл.4.3 [3] для бетона $C^{20/25}$ $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$, по табл. 6.5 $\omega_c = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1.947$.

Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 450 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Для арматуры S500 $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2.25 \text{ ‰}$, тогда

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0.81 \cdot 0.6087 (1 - 0.416 \cdot 0.6087) = 0.368$$

Площадь сечения растянутой арматуры равна $A_{St} = 6.28 + 2.01 = 8.29 \text{ см}^2$.

Рабочая высота сечения при $c = \tilde{n}_n + \frac{\varnothing}{2} = 20 + \frac{20}{2} = 30$ мм равна:

$$d = h - c = 400 - 30 = 370 \text{ мм}$$

Определяем величину относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{A_{St} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{8.29 \cdot 450}{0.81 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 20 \cdot 37} = 0,546 < \xi_{lim} = 0.609$$

Так как условие выполняется растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Определяем значение коэффициента α_m по таблице 6.7 [4] или по формуле

$$\alpha_m = \omega_c \xi (1 - k_2 \xi) = 0.81 \cdot 0.546 (1 - 0.416 \cdot 0.546) = 0.342 < \alpha_{m,lim} = 0.368$$

Тогда несущая способность, воспринимаемая сечением ригеля будет равна:

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.342 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 0.2 \cdot 0.37^2 \cdot 1000 = 106.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку $M_{Sd} = 150 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Rd} = 106.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ несущая способность не обеспечена. Требуется усиление сечения или снижение нагрузки.

Тема №2 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием

Сечениями с двойным армированием, называют такие сечения, у которых по расчёту необходимо устанавливать арматуру в сжатой и растянутой зонах бетона.

Двойное армирование из-за неэкономичного расхода арматуры применяют только в следующих случаях:

а) при наличии знакопеременного момента, когда арматура, подобранная как растянутая при действии момента одного знака, становится сжатой при действии момента другого знака;

б) при ограниченной высоте сечения, когда требуется усиление сжатой зоны бетона. Необходимость такого усиления выявляется в ходе расчёта и определения значения x (ξ) или α_m в предположении одиночного армирования, если не выполняются условия $x \leq x_{lim}$ ($\xi \leq \xi_{lim}$), $\alpha \leq \alpha_m$;

в) в случаях, когда арматуру в сжатой зоне устанавливают по конструктивным требованиям (создание плоских или пространственных каркасов) и она учитывается в расчётах.

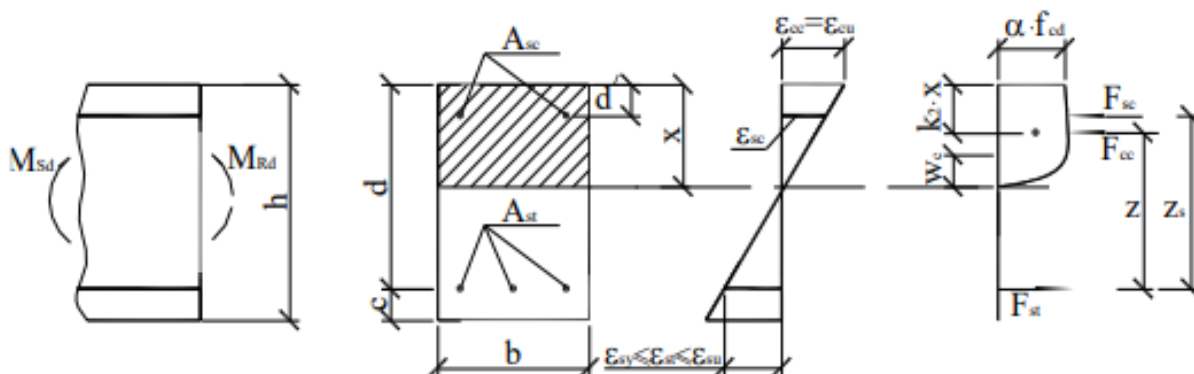


Рис. 3.1. Схема распределения относительных усилий при определении предельного момента для прямоугольных сечений с двойным армированием.

Аналогично элементам с одиночным армированием наиболее эффективная работа элемента в области 2.

Условия равновесия имеют вид:

$$M_{Sd} = M_{Rd} = F_{cc} \cdot z + F_{sc} + z_s ; \quad (3.1)$$

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc} ; \quad (3.2)$$

где: F_{cc} и F_{sc} – соответственно равнодействующие усилий в сжатой зоне бетона и сжатой арматуре;

F_{st} – равнодействующая усилий в растянутой арматуре; z – расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры и точкой приложения равнодействующей в бетоне сжатой зоны; z_s – расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

$$\text{Имеем } F_{cc} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x; \quad F_{sc} = \sigma_{sc} \cdot A_{sc},$$

где σ_{sc} – напряжения в арматуре, установленной в сжатой зоне сечения и

равные: $\sigma_{sc} = K_{s2} \cdot f_{yd}$, где: $k_{s2} = \frac{\epsilon_{sc}}{\epsilon_{sy}}$, если $\epsilon_{sc} < \epsilon_{sy}$

$$k_{s2} = 1, \text{ если } \epsilon_{sc} \geq \epsilon_{sy}$$

Предельный момент относительно центра тяжести растянутой арматуры, воспринимаемый сечением с двойным армированием равен:

$$M_{Rd} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot z + K_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot z_s; \quad (3.3)$$

Или с учётом того, что $x = (d - z) \frac{1}{K_2}$ и $z_s = d - d'$, получим

$$M_{Rd} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - z) \cdot z \cdot \frac{1}{K_2} + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - d'). \quad (3.4)$$

Сделав преобразования аналогичные, как и при одиночном армировании, получаем:

$$\eta - \eta - \frac{\alpha_m}{c_o} = 0, \quad (3.5)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M_{Sd} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (3.6)$$

Решив квадратное уравнение получаем:

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_o}}$$

Высоту сжатой зоны x и ϵ_{st} определяют по тем же выражениям, как и при одиночном армировании, поэтому если:

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_{sy} \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_{su} \text{ или } \\ x \leq x_{lim} \\ \epsilon \leq \epsilon_{lim} \\ \alpha_m \leq \alpha_{m lim} \end{array} \right\} \text{— арматура в растянутой зоне используется}$$

полностью.

Алгоритм № 4. Определение площади сечения предельной арматуры в изгибаемых элементах с двойной арматурой.

Решение	Примечание
<p>1. Определяем характеристики бетона и арматуры: $f_{cd}, f_{yd}, \alpha, \omega_c, k_2, c_0, \epsilon_{cu}, \epsilon_{sy}$.</p>	<p>f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ где $\gamma_c = 1,5$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ $\alpha = 1, \omega_c = 0,81, k_2 = 0,416, c_0 = 1,947$ $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ ($C\%_{10} \div C\%_{50}$) $\epsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$</p>
<p>2. Определяем рабочую высоту сечения элемента: $d = h - c$.</p>	<p>c – расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры $c = c_{cov} + \varnothing / 2$, или при неизвестном диаметре можно принять: $c = 1,5 \div 2$ см – для плит $c = 2,5 \div 4$ см – для балок</p>
<p>3. Определяем граничные значения ξ_{lim} и α_{lim}.</p>	<p>$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu}}{\xi_{sy} + \xi_{cu}}$ $\alpha_{mlim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim})$ или ξ_{lim} и α_{lim} по таблицам</p>
<p>4. Принимаем $k_{s2} = 1$ (в первом приближении) и предполагаем, что $\alpha_m = \alpha_{mlim}$</p>	
<p>5. Находим минимальную требуемую площадь сечения сжатой арматуры: $A_{sc,prov} = \frac{M_{sd} - \alpha_{mlim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d')}$</p>	<p>d' – принимаем аналогично c (см. алгоритм №1 п.3)</p>
<p>6. Проверяем условия: $A_{sc,prov} \geq A_{sc,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$</p>	<p>Если $A_{sc,prov} \leq 0$, снятая арматура устанавливается конструктивно.</p>
<p>7. По принятому значению площади сжатой арматуры A_{sc} уточняем α_m: $\alpha_m = \frac{M_{sd} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - d')}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$</p>	
<p>8. По α_m определяем ξ (по табл. или формуле см. алгоритм №1).</p>	
<p>9. По табл. 6.8 «Железобетонные конструкции» Тур В.В. и др. уточняем по ξ и отношению $\frac{d'}{d}$ значение k_{s2}.</p>	
<p>10. Определяем: $A_{st} = \frac{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi}{f_{yd}} + \frac{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc}}{f_{yd}}$</p>	
<p>11. Конструирование</p>	

Алгоритм №5. Проверка прочности нормальных сечений элементов с двойным армированием.

Решение	Примечание
1. Определяем характеристики бетона и арматуры: $f_{cd}, f_{yd}, \alpha, \omega_c, k_2, c_0, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{sy}$.	f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ где $\gamma_c = 1,5$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
2. Определяем рабочую высоту сечения элемента: $d = h - c$.	$\alpha = 1, \omega_c = 0,81, k_2 = 0,416, c_0 = 1,947$ $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰} (C \text{‰}_{10} \div C \text{‰}_{50})$ $\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$
3. Определяем граничные значения ξ_{lim} и α_{lim} .	$c = c_{cov} + \varnothing / 2,$ $\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu}}{\xi_{sy} + \xi_{cu}}$
4. Принимаем в первом приближении $k_{s2} = 1$.	$\alpha_{mlim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim})$
5. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона: $\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_{st} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	с – расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры
6. Проверяем условие: $\xi \leq \xi_{lim}$	или ξ_{lim} и α_{lim} по таблицам
7. По табл.6.8 «Железобетонные конструкции» Тур В.В. и др. уточняем по ξ и отношению $\frac{d'}{d}$ уточняем значение k_{s2} .	Если условие выполняется, то переходим к п.7.
8. Определяем коэффициент α_m : $\alpha_m = \omega_c \cdot \xi \cdot (1 - k_2 \cdot \xi)$	Если не выполняется, то переходим к п.9*, при этом принимаем $\alpha_m = \alpha_{m,lim}$.
9. Определяем изгибающий момент: $M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - d')$	Если $k_{s2} \neq 1$, расчёт по п. 5 следует повторять при значении k_{s2} , принятом из таблицы 6.8. После двух-трёх итераций принимаем к дальнейшим расчётам коэффициент k_{s2}
9*. Определяем изгибающий момент: $M_{Rd} = \alpha_{mlim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - d')$	
10. Проверяем условие: $M_{sd} \leq M_{Rd}$, если условие выполняется, прочность обеспечена	

Пример к алгоритму № 4.

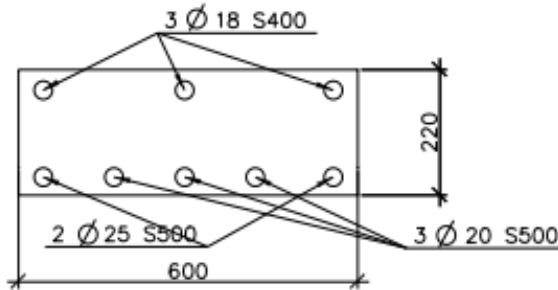
Исходные данные: В результате перепланировки помещений здания на ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=200$ мм, $h = 400$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{\text{из}} = 150.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20/25}$. Армирование ригеля приведено на рисунке.

Требуется: Проверить несущую способность ригеля.

Пример к алгоритму № 5.

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=600$ мм, $h = 220$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{\text{из}} = 100.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – Х0. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20/25}$. Армирование ригеля приведено на рисунке.

Требуется: Проверить несущую способность ригеля.



Решение:

Нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{\text{сж}} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1.5$ тогда $f_{\text{сж}} = f_{\text{сж}} / \gamma_c = 20 / 1.5 = 13.33 \text{ МПа}$; $\alpha = 0.85$. По табл.4.3 [3] для бетона $C^{20/25}$ $\varepsilon_{\text{сж}} = 3,5 \text{ ‰}$, по табл. 6.5 $\omega_c = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1.947$.

Расчетные характеристики для арматуры: $f_{\text{yk}} = 500 \text{ МПа}$, $f_{\text{yd}} = 450 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Для арматуры S500 $\varepsilon_{\text{sp}} = \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2.25 \text{ ‰}$, тогда

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{\text{сж}2}}{\varepsilon_{\text{sp}} + \varepsilon_{\text{сж}2}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087$$

$$\alpha_{\text{н,lim}} = \omega_c \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \xi_{\text{lim}}) = 0.81 \cdot 0.6087 (1 - 0.416 \cdot 0.6087) = 0.368$$

Площадь сечения растянутой арматуры равна $A_{\text{St}} = 9.42 + 9.82 = 19.24 \text{ см}^2$.

Площадь сечения сжатой арматуры равна $A_{\text{Sc}} = 7.64 \text{ см}^2$.

Рабочая высота сечения при принятом $c = 30 \text{ мм} > \bar{n}_0 + \frac{\varnothing}{2} = 15 + \frac{25}{2} = 27.5 \text{ мм}$

равна: $d = h - c = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$.

Определяем величину относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{A_{\text{St}} \cdot f_{\text{yd}}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{\text{сж}} \cdot b \cdot d} = \frac{8.29 \cdot 450}{0.81 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 20 \cdot 37} = 0,546 < \xi_{\text{lim}} = 0.609$$

Так как условие выполняется растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Определяем значение коэффициента α_n по таблице 6.7 [4] или по формуле:

$$\alpha_n = \omega_c \xi (1 - k_2 \xi) = 0.81 \cdot 0.546 (1 - 0.416 \cdot 0.546) = 0.342 < \alpha_{\text{н,lim}} = 0.368.$$

Тогда несущая способность, воспринимаемая сечением ригеля будет равна:

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

$$= (0.347 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 0.6 \cdot 0.19^2 + 450 \cdot 7.64 \cdot 10^{-4} \cdot (0.19 - 0.025) \cdot 1000) = 131.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку условие $M_{Sd} = 100 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 131.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ выполняется

несущая способность обеспечена.

Тема №3 Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов тавровой и двутавровой форм поперечного сечения

Эффективной формой сечения, позволяющей удалить максимально возможное количество бетона из растянутой зоны изгибаемого элемента, где он практически не работает, и тем самым сэкономить бетон и облегчить проектируемый элемент, является тавровое (двутавровое). В нем сжатая зона сечения сохраняется, как правило, такой же, как и в прямоугольном сечении, а в растянутой зоне бетон остается только для размещения арматуры и для ее связи со сжатой зоной.

Тавровое сечение состоит из полки и ребра. Полка располагается в сжатой зоне, но иногда может быть и в растянутой. В последнем случае свесы полки в расчете элемента по прочности не учитывают (3 стадии НДС) и сечение рассматривается как прямоугольное шириной равной ширине ребра. Из данных соображений двутавровое сечение при расчете заменяют тавровым.

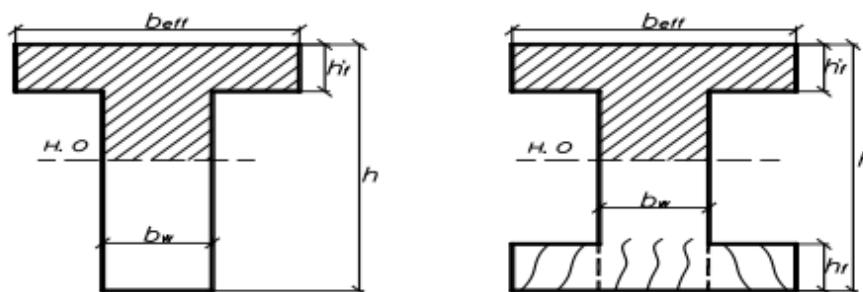


Рис. 4.1. Общий вид сечений тавровых и двутавровых элементов.

Тавровые и двутавровые сечения могут иметь как самостоятельные элементы—стропильные балки, подкрановые, подстропильные, ригели, фундаментные балки, так и элементы сложных конструкций—монолитных ребристых перекрытий, и др. Все другие формы сечений при расчетах по прочности так же приводят к тавровому или двутавровому видам: ребристые, пустотные плиты и т.д.

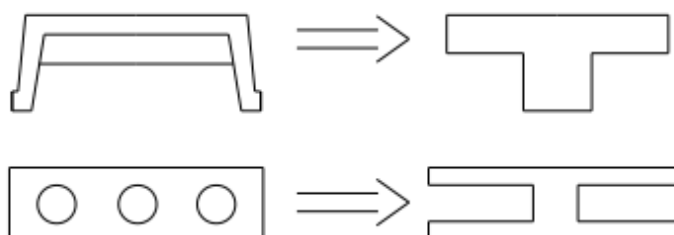


Рис. 4.2. Схемы эквивалентных типов сечений.

Расчет тавровых сечений, имеющих полку в сжатой зоне производится в зависимости от положения нейтральной оси и, следовательно, очертания эпюры напряжений в сжатой зоне. Принято рассматривать два расчетных случая, для которых расчетные схемы усилий показаны на рис. 4.1.

Обозначая толщину полки сжатой h'_f и вводя безразмерный коэффициент $\beta = h'_f/d$, условия, определяющие расчетный случай, в зависимости от положения нейтральной оси сечения, могут быть записаны следующим образом:

при $x \leq h'_f$ или $\xi \leq \beta$ (4.1) – нейтральная ось находится в полке толщиной h'_f ;

при $x > h'_f$ или $\xi > \beta$ (4.2) – нейтральная ось располагается вне полки и пересекает ребро таврового или двутаврового сечения.

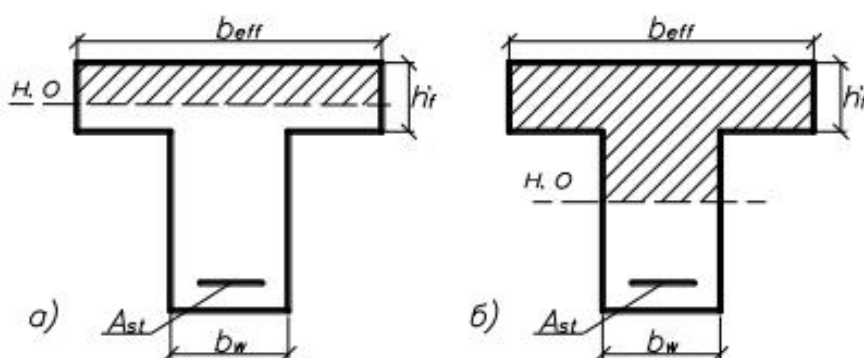


Рис.4.3. Расчетные случаи для тавровых сечений в зависимости от положения нейтральной оси: а) нейтральная ось проходит в пределах полки, б) нейтральная ось проходит в ребре.

При расчете тавровых сечений имеют место несколько расчетных ситуаций, связанных с различным очертанием эпюры напряжений в сжатой полке.

При выполнении условия (4.1) в сечении тавровой балки могут иметь место три расчетные ситуации, показанные на рис. 4.4 а, б, в, соответствующие принятым областями деформирования *1а*, *1б* или *2*. При этом характер распределения сжимающих напряжений зависит от относительной толщины полки β и относительной высоты сжатой зоны ξ

Расчетный случай, когда выполняется условие (4.1), т.е. нейтральная ось проходит в полке сечения, соответствует случаю расчета прямоугольных сечений с шириной сжатой зоны $b = b_{eff}$. Условия прочности имеет вид:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \alpha_m \cdot b_{eff} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d^2, \quad (4.3),$$

где α_m – коэффициент, определяемый по таблице 6.6 [3].

Если нейтральная ось располагается в ребре (условие 4.2), очертание эпюры сжимающих напряжений в полке таврового сечения может быть таким, как это показано на рис. 4.5 а, б, в. Как и в первом случае решение следует искать в областях деформирования *1а*, *1б* и 2. Общее решение для этого случая может быть получено при использовании принципа суперпозиции двух взаимно дополняющих схем сечения «1» и «2», показанных на рис. 4.6.

Тогда условие прочности можно записать в виде:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \dot{I}_{Sd,1} + \dot{I}_{Sd,2},$$

где $\dot{I}_{Sd,1}$ – момент воспринимаемый сжатыми свесами полков и соответствующей ему частью растянутой арматуры,

$\dot{I}_{Sd,2}$ – момент воспринимаемый сжатым ребром и соответствующей ему частью растянутой арматуры.

В соответствии со схемой «1» сжатая зона располагается только в пределах свесов полки таврового сечения, а сжатая зона по схеме «2» включает только стенку шириной b_w .

Учитывая сложный характер эпюры напряжений в сжатой зоне сечения (рис. 4.5) схема «1» (рис. 4.6) требует отдельного комментария. Как показано на рис. 4.5 эпюра напряжений в полке может быть представлена частью параболы (рис. 4.5а), состоять из прямоугольника и фрагмента полной параболы (рис. 4.5б) или иметь вид прямоугольника (рис. 4.5в).

Определение расчетного случая для схемы «1» выполняют анализируя распределение деформаций в сечении полки с привлечением гипотезы плоских сечений. Для выявления расчетного случая по схеме «1» следует определить относительную деформацию ε_f сечения на уровне внутренней грани полки.

Можно записать следующие линейные пропорции:

– при $0 < \xi \leq 0,259$ (область деформирования *1а* или *1б*)

$$\frac{x-h'_f}{\varepsilon_f} = \frac{d-x}{10,0} \rightarrow \varepsilon_f = 10,0 \frac{x-h'_f}{d-x} \text{ ‰}$$

– при $\xi > 0,259$ (область 2 или 3)

$$\frac{x-h'_f}{\varepsilon_f} = \frac{x}{3,5} \rightarrow \varepsilon_f = 3,5 \frac{x-h'_f}{x} \text{ ‰}$$

При использовании безразмерных отношений ξ и β получаем следующие расчетные условия:

– при $0 < \xi \leq 0,259$ (область деформирования 1а или 1б), тогда

$$\xi < \frac{1}{6} + \frac{5}{6}\beta$$

– при $\xi > 0,259$ (область 2 или 3) и тогда $\xi < \frac{7}{3}\beta$

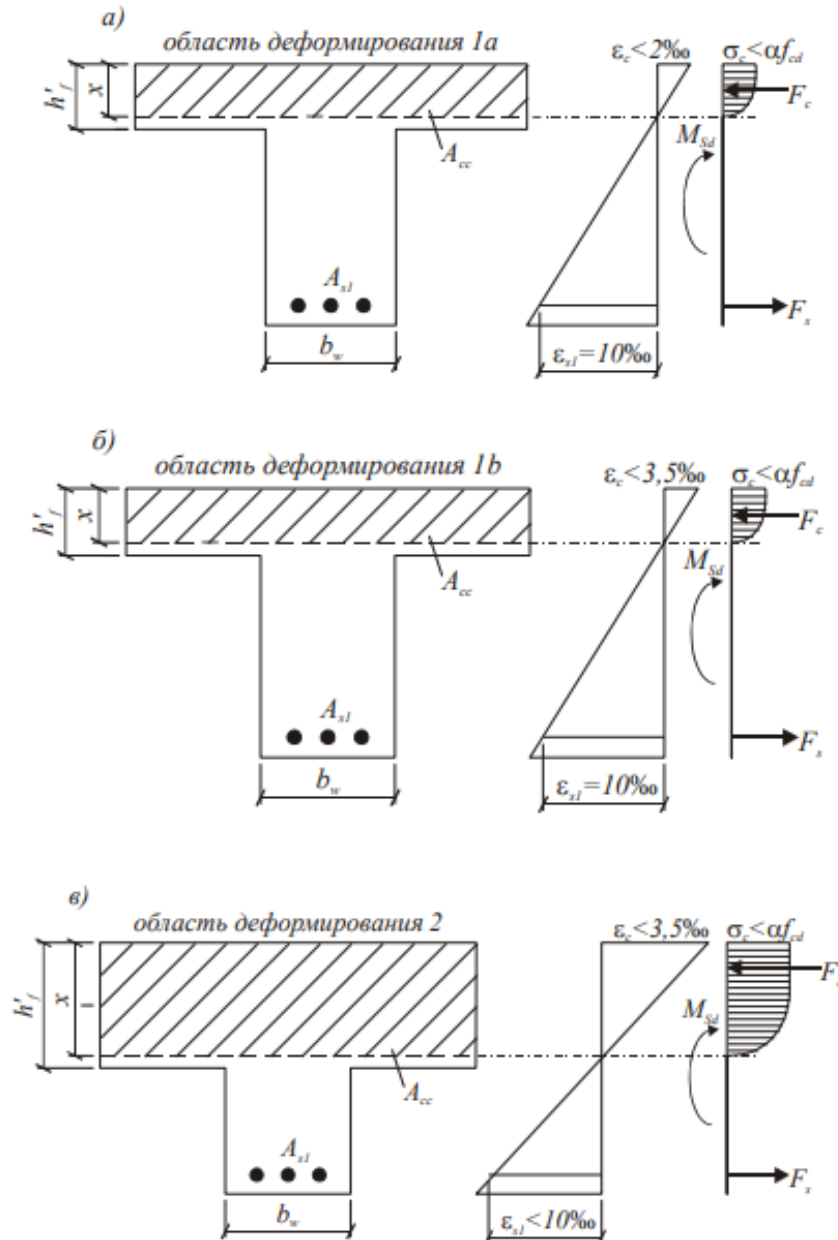


Рис. 4.4. Возможные формы эпюр напряжений в сжатой зоне при расположении нейтральной оси в пределах полки

- неполная парабола в интервале деформирования 1а;
- параболическая эпюра – область деформирования 1б;
- параболически-прямоугольная эпюра – область деформирования 2.

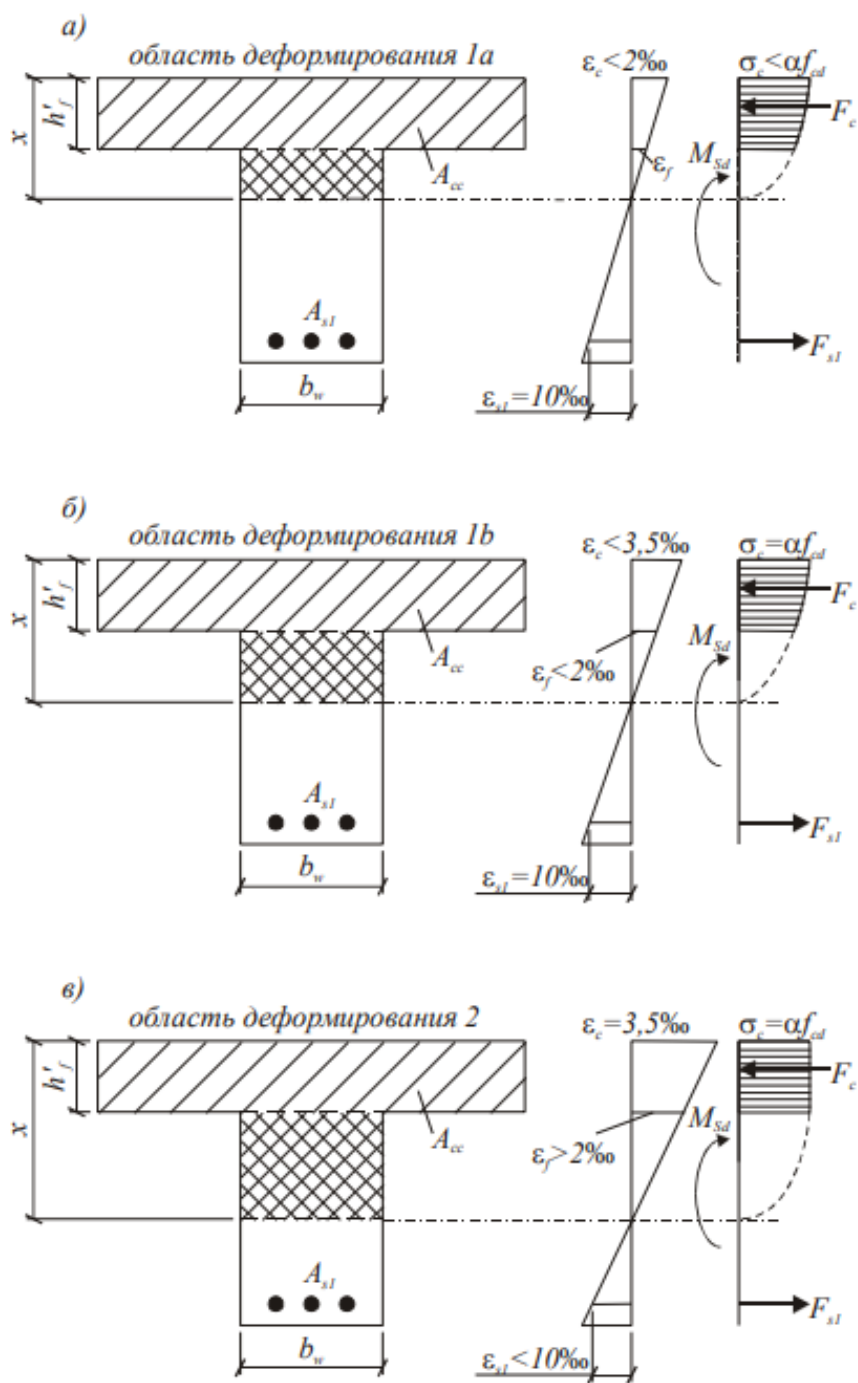


Рис. 4.5. Возможные формы эпюр напряжений в сжатой зоне сечения при расположении нейтральной оси в ребре балки
 а), б) сложная эпюра напряжений в полке;
 в) прямоугольная эпюра напряжений.

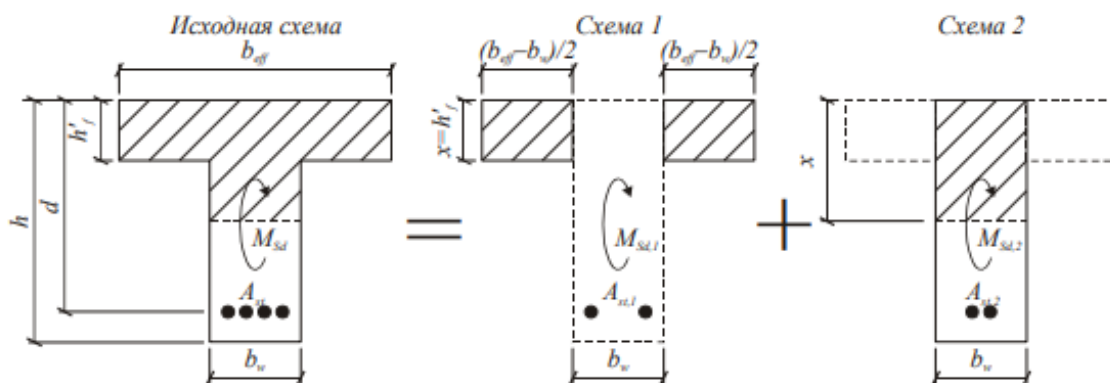


Рис. 4.6. Расчетные схемы «1» и «2» при определении прочности таврового сечения для случая, когда нейтральная ось располагается в стенке.

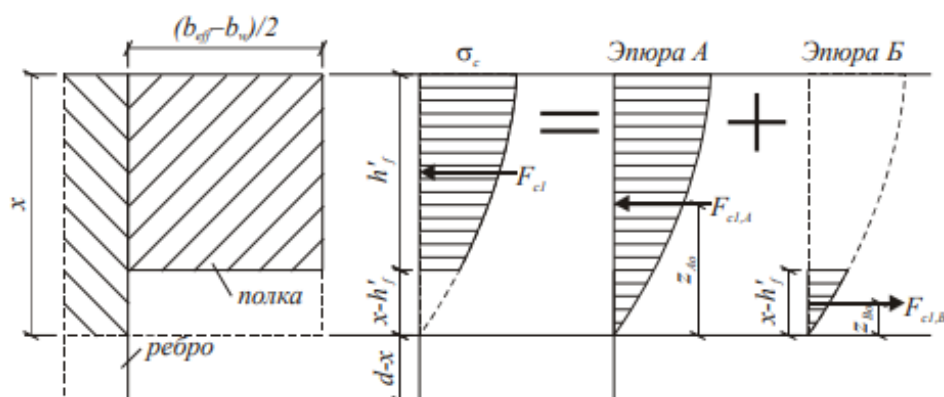


Рис. 4.7. Применение принципа суперпозиции эюр сжимающих напряжений в полке при расчете таврового сечения (схема «1» в области деформирования 1а).

Решение задачи при схеме «1» получают путем наложения двух взаимно дополняющих эюр напряжений для соответствующего характерного случая распределения относительных деформаций по высоте сечения. Так, как это, например, показано на рис. 4.7, для области деформирования 1а.

В соответствии с представленной концепцией, действительное распределение сжимающих напряжений на высоте полки h'_f , включающей только ее свесы, заменяют эюрой напряжений для полки высотой x (эюра А) и эюрой фиктивных сжимающих напряжений (эюра Б), рассматриваемых с противоположным знаком на участке, располагаемом ниже полки h'_f .

Эюра А представлена результирующей сжимающих напряжений $F_{c1,A}$, действующей с плечом $z_{c1,A}$. Эюра Б (фиктивных сжимающих напряжений) описана аналогично – через результирующую $F_{c1,B}$, приложенную с плечом $z_{c1,B}$. Используя принцип суперпозиции для схемы «1» можно записать:

$$F_{c1} = F_{c1,A} - F_{c1,B}$$

$$M_{Rd,1} = F_{c1,A} \cdot z_{c1,A} - F_{c1,B} \cdot z_{c1,B}$$

Результирующую $F_{c1,A}$ рассчитывают как для прямоугольного сечения шириной $b = b_{eff} - b_w$. Результирующую $F_{c1,B}$ следует определять, рассматривая эпюру Б (рис. 4.7) в соответствующей области деформирования. В этой же области деформирования следует рассматривать и эпюру А. На основе принципа суперпозиции в общей записи, уравнение для расчета результирующей в бетоне сжатой зоны в случае использования линейно-параболической диаграммы деформирования бетона можно записать:

$$F_{c1} = (b_{eff} - b_w) \alpha \cdot f_{cd} \left\{ \int_0^x \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(y)}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] dy - \int_0^{x-h_f} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(y)}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] dy \right\}$$

где $\varepsilon_c(y)$ – функция распределения относительных деформаций по высоте сжатой зоны сечения.

Для бетона классов по прочности на сжатие не более $C^{50/60}$ (при $n = 2$, $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$) уравнение принимает вид:

$$F_{c1} = (b_{eff} - b_w) \alpha \cdot f_{cd} \left\{ \int_0^x \left(\varepsilon_{cy} - \frac{\varepsilon_{cy}}{4} \right) dy - \int_0^{x-h_f} \left(\varepsilon_{cy} - \frac{\varepsilon_{cy}}{4} \right) dy \right\}$$

где ε_{cy} – функция изменения относительных деформаций по высоте сжатой зоны сечения, определяемая в соответствии с гипотезой плоских сечений для соответствующего интервала деформирования 1а, 1б (при $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$) или 2 (при $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$).

Интегрируя уравнение для соответствующих областей деформирования получают значения равнодействующей F_{c1} в сжатой зоне сечения. В общем случае равнодействующая F_{c1} после интегрирования уравнения, примененного при расчете элементов из бетона класса по прочности на сжатие не более $C^{50/60}$, может быть записана:

$$F_{c1} = \omega_T \beta d (b_{eff} - b_w) \alpha f_{cd},$$

где ω_T – безразмерный коэффициент полноты эпюры напряжений в полке, соответствующий относительному усилию в сжатой зоне сечения, и определяемый для соответствующей области деформирования в зависимости от ξ и β по табл. 6.9.

Для определения прочности при изгибе по схеме «1» необходимо рассчитать плечо внутренней пары сил $z_{c1,A}$ (для эпюры А), а также $z_{c1,B}$ (для

эпюры В). Расстояния от нейтральной оси до точек приложения равнодействующих $F_{cl,A}$ и $F_{cl,B}$ (см. рис. 4.7) определяют в общем случае, разделив статический момент, который дает эпюра сжимающих напряжений относительно нейтральной оси на площадь этой эпюры для соответствующего расчетного случая. Тогда значения плеча внутренней пары сил в общем случае можно записать:

$$z_{cl,A} = z_{A,0} + (d - x)$$

$$z_{cl,B} = z_{B,0} + (d - x)$$

В общем случае момент, воспринимаемый сечением при расчете по схеме «1» (см. рис. 4.5), можно записать:

$$M_{Rd,1} = \alpha_T \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot d^2,$$

где α_T – безразмерный коэффициент, соответствующий относительному моменту равнодействующей в сжатой зоне бетона F_{cl} , взятому относительно растянутой арматуры и определяемый для соответствующей области деформирования в зависимости от ξ и β по табл. 6.9.

Окончательно прочность нормального сечения тавровой балки определяют при наложении решений, полученных по схемам «1» и «2». Так как в схеме «2» (см. рис. 4.6) принято допущение о том, что сжатая зона располагается только в пределах ребра и является прямоугольником с шириной b_w , прочность сечения определяют в соответствии с положениями по расчету сечений прямоугольной формы, т.е. $M_{Rd,2} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2$

Тогда момент, воспринимаемый тавровым сечением с учетом сформулированных выше соображений можно записать:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \left[\alpha_T \cdot (b_{eff} - b_w) + \alpha_m \cdot b_w \right] \cdot d^2.$$

Для расчета вспомогательных функций α_T и α_m необходимо определить относительную высоту сжатой зоны ξ для заданных характеристик таврового сечения и известной площади растянутой арматуры A_{sl} . Эти величины могут быть определены из условий равновесия внутренних сил в сечении.

Пример к алгоритму № 6.

Исходные данные: Второстепенная балка междуэтажного монолитного перекрытия испытывает действие максимального изгибающего момента $M_{sd} = 129,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

По условиям эксплуатации здание относится к классу – XC1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – C^{16/20}.

Размеры сечения принятые к расчету $b_{eff} = 1600 \text{ мм}$; $b_{sb} = 200 \text{ мм}$; $h_{sb} = 450 \text{ мм}$, $h_s = h'_f = 80 \text{ мм}$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: определить площадь сечения арматуры.

Решение:

Для бетона класса C^{16/20} принимаем расчетные характеристики бетона:

$$f_{ck} = 16 \text{ МПа}, \gamma_c = 1,5, \text{ тогда } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа},$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0,21 \cdot 16^{2/3} / 1,5 = 0,89 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики для продольной арматуры класса S400 – $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$.

По табл.4.3 [4] для бетона C^{16/20}: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$; по табл.6.5 [4] $\omega_c = 0,810$,

$$K_2 = 0,416, C_0 = 1,947.$$

Для арматуры S400 при $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{20 \cdot 10^4} = 1,825 \text{ ‰}$.

$$\text{Тогда } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,825 + 3,5} = 0,657 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,657 (1 - 0,416 \cdot 0,657) = 0,387.$$

Задаемся величиной $c = 35 \text{ мм}$, тогда рабочая высота сечения равна:

$$d_1 = h_{sb} - c = 450 - 35 = 415 \text{ мм}.$$

Предполагая что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования для прямоугольного сечения шириной $b_{eff} = 1,6 \text{ м}$ и положение нейтральной оси при расчете тавровых сечений:

$$\xi = \beta = \frac{h'_f}{d_{01}} = \frac{80}{415} = 0,19, \quad \frac{1}{6} = 0,167 < \xi = 0,19 < \frac{7}{27} = 0,259$$

что указывает на то, что сечение находится в области деформирования Ib (см. табл. 6.7 [3]).

С помощью табл. 6.6 [3] находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сечения, расположенным в пределах высоты полки,

$$\begin{aligned} M_{rd} &= (1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_1^2 = \\ &= (1,14 \cdot 0,19 - 0,57 \cdot 0,19^2 - 0,07) \cdot 0,85 \cdot 10,67 \cdot 1,6 \cdot 0,415^2 \cdot 1000 = 315,0 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Поскольку выполняется условие $M_{Sd} = 129,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 315,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$, нейтральная ось расположена в пределах полки. Сечение второстепенной балки рассматривается как прямоугольное с шириной $b = b_{eff} = 1.60 \text{ м}$.

$$\text{Тогда } \alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{129.1}{0.85 \cdot 10.67 \cdot 1.6 \cdot 0.415^2 \cdot 1000} = 0,0516 < \alpha_{m,lim} = 0.387,$$

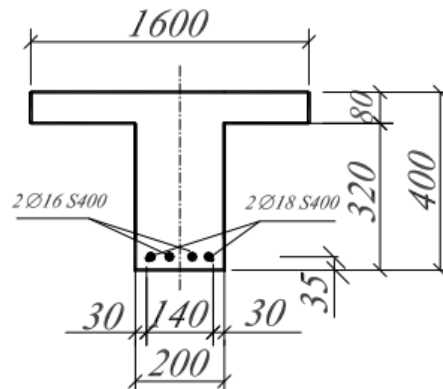
растянутая арматура достигла предельных деформаций

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{\tilde{N}_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0516}{1,947}} = 0,973;$$

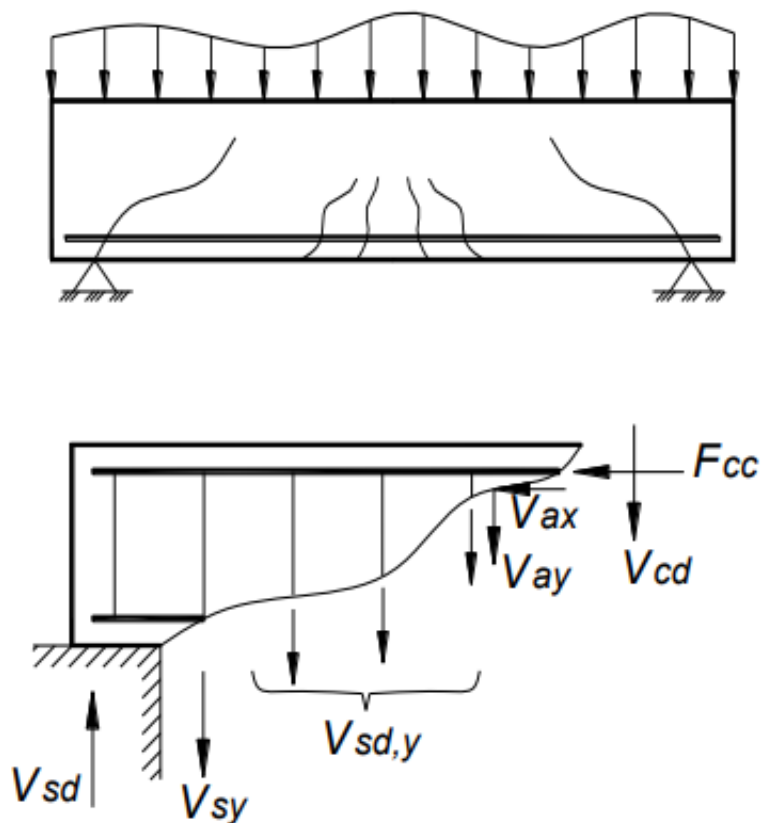
$$A_{st}^{\dot{\delta}} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{129,1 \cdot 10}{365 \cdot 0,415 \cdot 0,973} = 8.76 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_{sb} \cdot d_2 = 0.15 \cdot 0.2 \cdot 0.4 \cdot 100 = 1.2 \text{ м}^2$

Принимаем $2\text{Ø}18 \text{ S400} + 2\text{Ø}16 \text{ S400}$ ($A_{st} = 9,11 \text{ см}^2$).



Тема №4 Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов. Расчет поперечной арматуры (хомутов) и отгибов



F_{cc}, F_{st} - равнодействующие усилий в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре.

V_{cd} - равнодействующие усилий в бетоне над вершинами трещин.

$V_{cd,y}$ - равнодействующие усилий в растянутой поперечной арматуре, пересечённые диагональными трещинами.

V_{ax}, V_{ay} - равнодействующие сил зацепления по берегам трещин.

V_{sy} - поперечная составляющая от нагельного эффекта в продольной растянутой арматуре.

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{ay} + \sum V_{sd,y} + V_{sy} = V_{cd} + \sum V_{sd,y}$$

Расчёт прочности поперечного наклонного сечения при отсутствии поперечной арматуры

$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$$

$$V_{Rd,ct} = (0.12 \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.15 \sigma_{cp}) b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,ct} \leq V_{Rd,min}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0.4 \cdot f_{ctk} - 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{a}} \leq 2, \text{ где } a - \text{рабочая высота сечения.}$$

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

A_{sl} - площадь рабочей растянутой арматуры.

σ_{cp} - осевое продольное усилие.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd} \pm N_{cd}}{A_c}$$

N_{cd} - усилие преднапряжения.

В случае, если условие соблюдается поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям для элементов с высотой свыше 150мм.

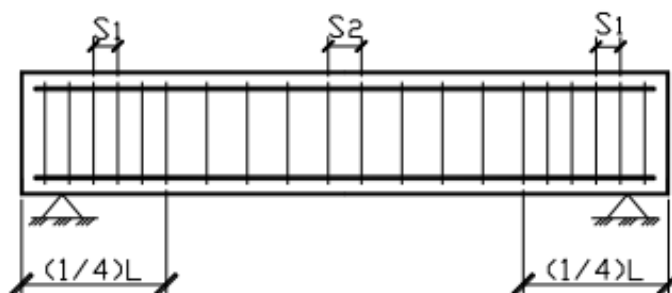
По конструктивным требованиям диаметр поперечной арматуры принимаем не менее 6мм и не менее 0,25 от диаметра продольной арматуры.

При этом шаг поперечной арматуры назначается по длине элемента в приопорной зоне равной 0,25L:

$$\text{При } h \leq 4500 \text{ мм. } S_1 \leq \frac{h}{2} \leq 150 \text{ мм}$$

$$\text{При } h \geq 4500 \text{ мм. } S_1 \leq \frac{h}{3} \leq 500 \text{ мм}$$

$$\text{в остальных случаях } S_2 \leq \frac{3}{4} h \leq 500 \text{ мм}$$



Упрощённый вариант общего метода расчёта прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента продольных и перерезывающих сил

При упрощённом варианте общего метода расчёта, условие равновесия сил и совместимости относительных деформаций между центрами тяжести растянутой и сжатой продольной арматуры.

Допущения метода:

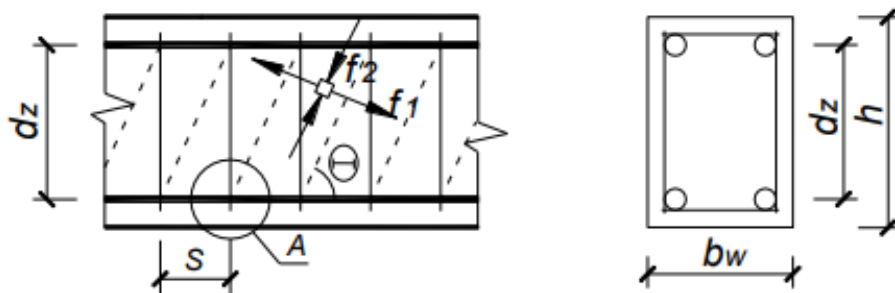
1. После образования трещины железобетонный элемент разделён на диагональные полосы, подверженные действию главных сжимающих f_2 напряжений, действующих в продольном направлении по отношению к трещине и главных растягивающих f_1 напряжений, действующих в поперечном направлении. При этом считают, что углы наклона трещин одинаковы.

2. Исследуются средние значения главных напряжений.

3. Вдоль диагональных трещин действуют касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещин и зависящих от многих факторов.

4. Рассматривается плоское напряжённое состояние.

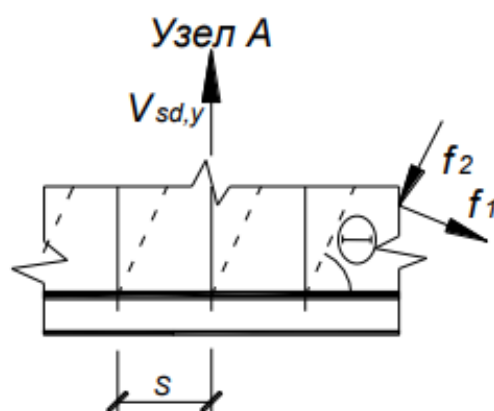
5. Средние напряжения и деформации связаны с кругом Мора.



$$v = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d_z} \quad (1)$$

$$f_1 + f_2 = v(\tan \Theta + \cot \Theta) \quad (2)$$

$$V_{sd} = v \cdot b_w \cdot d_z = \left(\frac{f_1}{\tan \Theta + \cot \Theta} + \frac{f_2}{\tan \Theta + \cot \Theta} \right) \cdot b_w \cdot d_z \quad (3)$$



$$V_{sd,y} = f_{sw} \cdot A_{sw} = (f_2 \sin^2 \Theta - f_1 \cos^2 \Theta) \cdot b_w \cdot s \quad (4)$$

$$\text{Из (4) следует } f_2 = \frac{f_{sw} \cdot A_{sw}}{\sin^2 \Theta \cdot b_w \cdot s} + \frac{f_1 \cdot \cos^2 \Theta}{\sin^2 \Theta \cdot b_w \cdot s} \cdot b_w \cdot s \quad (5)$$

Подставляем (5) в (3) при этом сокращаем на \$f_1\$.

$$V_{sd} = \frac{V_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot \cot \Theta + f_1 \cdot b_w \cdot \cot \Theta \quad (6)$$

$$V_{sd} \leq V_{sd,y} + V_{sd,c}$$

Главное растягивающее напряжение \$f_1\$ определяется по следующей эмпирической зависимости.

$$f_1 = \frac{0.18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0.3 + \frac{24W_k}{d_g + 16}}$$

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

\$d_g\$ - максимальная крупность заполнителя.

$$W_k = \varepsilon_1 \cdot s_{m,o}$$

$$s_{m,o} \approx 300 \text{ мм}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \Theta$$

\$\varepsilon_x\$ - максимальная относительная деформация продольной арматуры.

\$\varepsilon_2\$ - главная относительная деформация сжатия.

$$\varepsilon_2 = -0.002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{f_2}{f_{2,\max}}}\right)$$

f_2 - главное сжимающее напряжение.

$$f_2 = \nu(\tan \Theta + \cot \Theta)$$

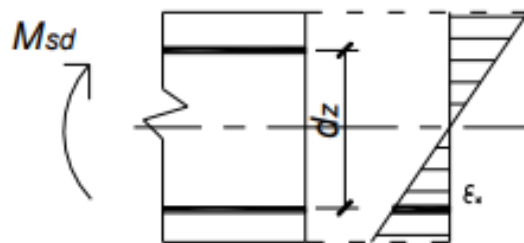
$f_{2,\max}$ - максимальное сжимающее напряжение.

$$f_{2,\max} = \frac{f_{cm}}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq f_{cm}$$

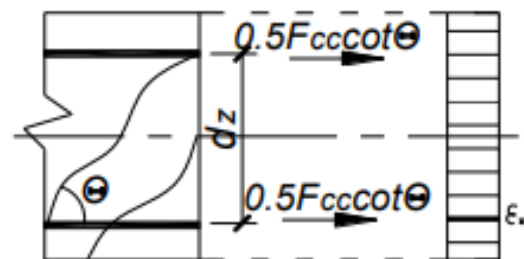
$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.002 \cdot (1 - \sqrt{\frac{\nu}{f_{cm}} \cdot (\cot \Theta + \tan \Theta) \cdot (0.8 + 170\varepsilon_x)})) \cdot \cot^2 \Theta$$

Решается методом итераций.

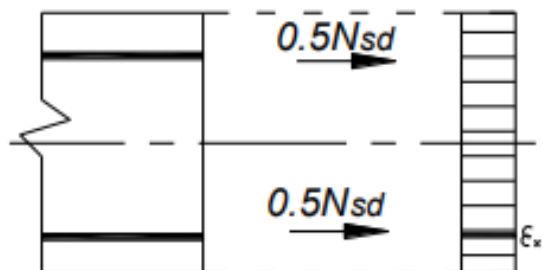
Определение деформаций в продольном армировании



$$\varepsilon_x = \frac{M_{sd}}{d_z \cdot E_s \cdot A_{st}}$$



$$\varepsilon_x = \frac{0.5V_{sd} \cdot \cot \Theta}{E_s \cdot A_{st}}$$



$$\varepsilon_x = \frac{0.5N_{sd}}{E_s \cdot A_{st}}$$

Тогда
$$\varepsilon_x = \frac{M_{sd} / d_z + 0.5V_{sd} \cdot \cot \Theta + 0.5 \cdot N_{sd}}{E_s \cdot A_{st}}$$

Метод стержневой модели (метод ферменной аналогии)

Систему заменяем статически определимой фермой, состоящего из верхнего пояса, воспринимающего сжимающие усилия F_c ; нижнего пояса, воспринимающего растягивающие усилия F_t . Пояса соединены сжатыми бетонными подкосами C , выделенными по длине зоны среза двумя соседними трещинами и растянутыми подкосами T , моделирующими армирование.

Для расчёта прочности применим заменяющую модель фермы.

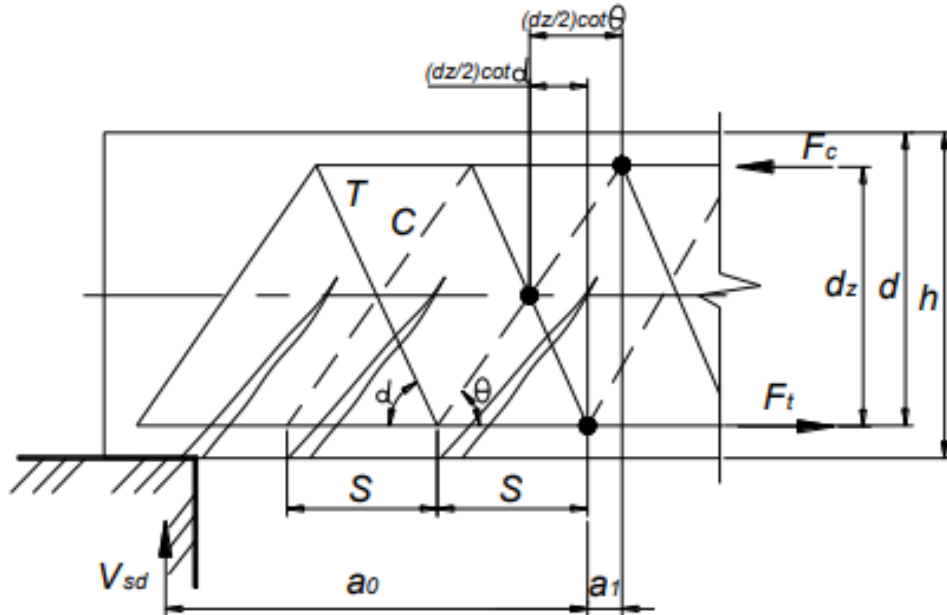


Рис.

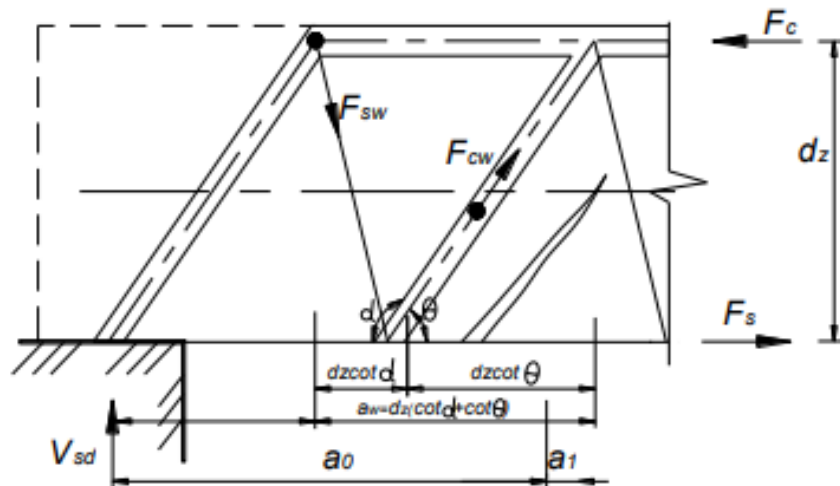


Рис. Заменяющая ферма с подкосами на участке a_w

Длина зоны среза $a_w = d_z (\cot \alpha + \cot \Theta)$

$$F_{sw} = \sum \sigma_{sw} \cdot A_{sw} = \frac{\sigma_{sw} \cdot A_{sw}}{S} \cdot d_z \cdot (\cot \alpha + \cot \Theta) \quad (1)$$

$$V_{sw} = \frac{\sigma_{sw} \cdot A_{sw}}{S}$$

$d_z (\cot \alpha + \cot \Theta)$ - функция наклонной трещины.

$$F_{cw} = \sigma_{cw} \cdot b_w \cdot d_z (\cot \alpha + \cot \Theta) \quad (2)$$

σ_{cw} - сжимающие напряжения в бетоне.

Из условия равновесия сил:

$$V_{sd} \leq F_{sw} \cdot \sin \alpha \quad (3) \quad V_{sd} \leq F_{sw} \cdot \sin \Theta \quad (4)$$

Тогда $V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} \cdot d_z \cdot (\cot \alpha + \cot \Theta) \cdot \sin \alpha$

После преобразований (4) имеем:

$$\sigma_{cw} = \frac{V_{Rd}}{d_z \cdot b_w \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha) \cdot \sin^2 \alpha} \leq \nu \cdot \alpha \cdot f_{cd} \text{ прочность на сжатие в условиях}$$

плоского напряжённого состояния.

Уравнение моментов: $F_s \cdot d_z = V_{sd} \cdot (a_0 + a_1)$

$$F_s = \frac{V_{sd}}{d_z} a_0 + \frac{V_{sd}}{d_z} a_1$$

$$a_1 = \frac{d_z}{2} (\cot \Theta - \cot \alpha)$$

Усилие $\Rightarrow F_s = \frac{M_{sd}}{d_z} + \frac{V_{sd}}{2} (\cot \Theta - \cot \alpha)$ - должно восприниматься продоль-

ной арматурой.

Наибольшая поперечная сила будет достигнута тогда, когда прочность сжатых подкосов - $V_{Rd, max}$ и растянутых $V_{Rd, sy}$ будут равны $V_{Rd, sy} = V_{Rd, max}$.

Данное условие ведёт к переармированию сечения.

Выбор угла остаётся за проектировщиком, поэтому угол ограничивают:

$$1 \leq \cot \Theta \leq 2.5$$

т.е. должно выполняться условие $V_{sd} \leq V_{Rd, max}$

Угол $\Theta = 38^\circ \div 40^\circ$

Из уравнений (3) и (4) можно определить, составляющую поперечной силы, воспринимаемую поперечной арматурой, учитывая, что в предельном состоянии $\sigma_{sw} = f_{ywd} \cdot A_{sw}$

Пример

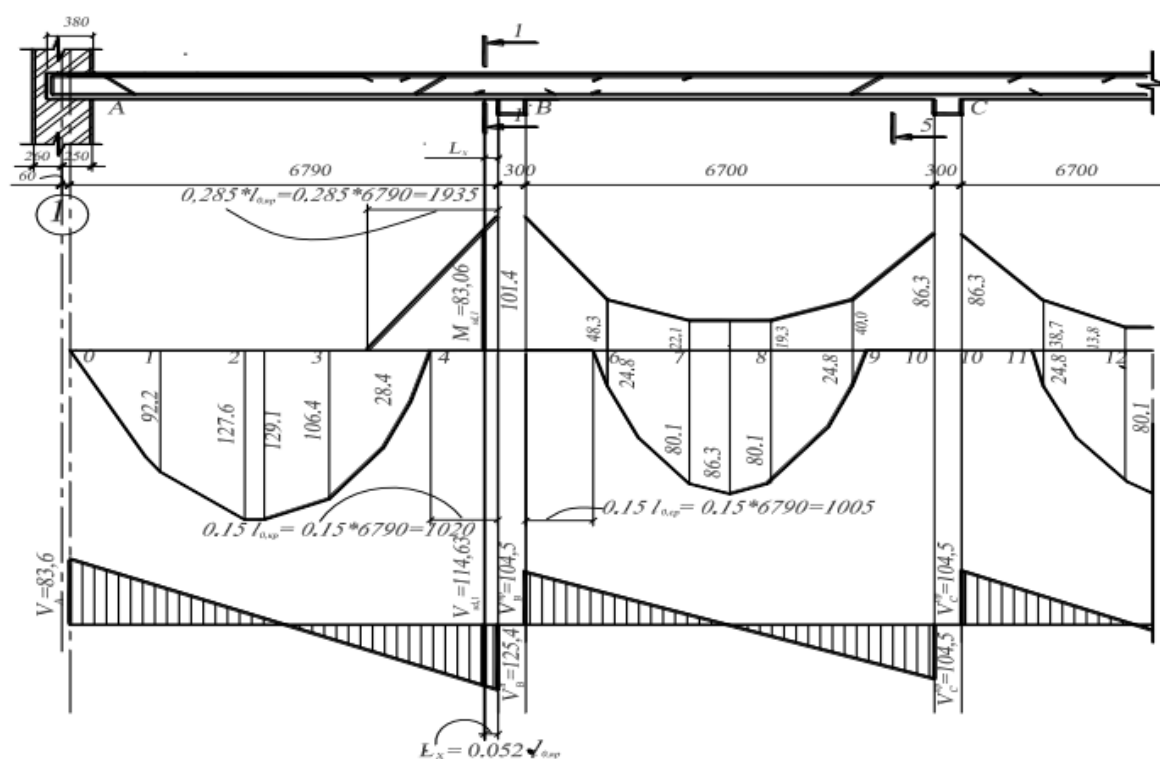
Исходные данные: Второстепенная балка междуэтажного монолитного перекрытия испытывает действие изгибающих моментов и перерезывающих сил представленных на рис..

По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16}/20$.

Размеры сечения приняты к расчету $b_{eff} = 1600$ мм; $b_{sb} = 200$ мм; $h_{sb} = 450$ мм, $h_s = h'_s = 80$ мм.

Продольная арматура принята класса S400, поперечное армирование – вязанными хомутами из арматуры класса S240 – $f_{ywd} = 174$ МПа

Требуется: проверить прочность наклонных сечений балки при действии максимальной перерезывающей силы.



Решение:

Для бетона класса $C^{16}/20$ принимаем расчетные характеристики бетона:

$$f_{ck} = 16 \text{ МПа}, \gamma_c = 1.5, \text{ тогда } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \frac{16}{1.5} = 10.67 \text{ МПа},$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0.21 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.21 \cdot 16^{2/3} / 1.5 = 0.89 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики для продольной арматуры класса S400 – $f_{ywd} = 365$ МПа.

По табл.4.3 [4] для бетона $C^{16}/20$: $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$; по табл.6.5 [4] $\alpha_x = 0.810$,

$K_2 = 0.416$, $C_0 = 1.947$.

Задаемся величиной $c = 50$ мм, тогда рабочая высота сечения равна:

$$d_1 = h_{sb} - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм}.$$

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot \hat{e} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_{sb} \cdot d_2 =$$

$$= \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,71 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 200 \cdot 400 = 45401H = 45,4 \hat{e}l \quad , \text{но не менее}$$

$$V_{Rd,ct.min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_{sb} \cdot d_2 =$$

$$(0,4 \cdot 0,89) \cdot 200 \cdot 400 = 28480H = 28,5 \kappa H$$

здесь $\hat{e} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,71 < 2,0$, принимаем $\kappa = 1,71$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d_2} = \frac{10,63}{20 \cdot 40} = 0,013 \leq 0,02;$$

$\sigma_{cp} = 0$ – при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы).

Поскольку $V_{sd} = 125,4 \kappa H > V_{Rd,ct} = 45,4 \kappa H$, то необходима постановка хомутов по расчету.

Расстояние от опоры, на котором требуется установка хомутов по расчету

$$a_w = (V_{sd} - V_{Rd,ct.min}) / (g_{sb} + q_{sb}) = (125,4 - 45,4) / (7,97 + 22,8) = 2,60 \text{ м.}$$

Первое расчетное сечение I-I назначаем на расстоянии от опоры $a_{w1} = 350$ мм, что меньше $d_{02} = 400$ мм и составляет в долях пролета :

$$L_x = (a_{w1} / l_{окп}) \cdot l_{0,окп} = \left(\frac{350}{6790} \right) l_{0,окп} = 0,052 l_{0,окп}.$$

В данном сечении I-I усилия составляют:

- поперечная сила (см. рис.)

$$V_{sd,1} = \left(1 - \frac{0,052 l_{окп}}{0,6 l_{окп}} \right) \cdot V_b^x = 0,917 \cdot 125,4 = 114,63 \kappa H.$$

- изгибающий момент (см. рис.)

$$M_{sd,1} = \left(1 - \frac{0,052 l_{окп}}{0,285 l_{окп}} \right) \cdot M_5 = 0,825 \cdot 101,4 = 83,06 \kappa H \cdot \text{м.}$$

Определяем продольные относительные деформации в бетоне на уровне растянутой арматуры, предварительно задавшись углом наклона диагональных тре-

щин к горизонтали $\Theta = 40^\circ$, при расстоянии между верхней и нижней продольными арматурами в сечении $d_z = d_2 - c = 400 - 35 = 365$ мм.

$$\varepsilon_x = \frac{(M_{sd,1}/d_z) + 0,5N_{sd,1} + 0,5V_{sd,1} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_{st}} =$$

$$= \frac{(83,06 \cdot 10^6 / 365) + 0,5 \cdot 0 + 0,5 \cdot 114,63 \cdot 10^3 \cdot \cot 40^\circ}{2 \cdot 10^5 \cdot 1063} = 1,39 \cdot 10^{-3}.$$

Для выяснения правильности выбора угла $\Theta = 40^\circ$ определяем касательные напряжения, действующие в рассматриваемом сечении:

$$\tau = \frac{V_{sd}}{b_{sb} \cdot d_z} = \frac{114,63 \cdot 10^3}{200 \cdot 365} = 1,57 \text{ МПа}.$$

Отношение $\frac{\tau}{f_{cm}} = \frac{1,57}{24} = 0,0654$, где $f_{cm} = 24$ МПа – средняя прочность при осевом сжатии.

В соответствии со значением $\varepsilon_x = 0,00138$ и $\frac{\tau}{f_{cm}} = 0,0645$ по табл. убеждаемся, что угол наклона диагональной трещины был принят верно.

Среднее значение главных растягивающих деформаций

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_{cm}} (\tan \theta + \cot \theta) \cdot (0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1)} \right) \right] \cdot \cot^2 \theta =$$

$$= 1,39 \cdot 10^{-3} + \left[1,39 \cdot 10^{-3} + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,57}{24} (\tan 40^\circ + \cot 40^\circ) \cdot (0,8 + 170 \cdot 3,65 \cdot 10^{-3})} \right) \right] \times$$

$$\times \cot^2 40^\circ = 3,65 \cdot 10^{-3}$$

значение ε_1 определяется итерационным путем.

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_1 = \frac{0,18 \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24 \cdot W_k}{a + 16}} \cdot \tan \theta + \frac{0,18 \sqrt{24}}{0,3 + \frac{24 \cdot 1,08}{20 + 16}} \cdot \tan 40^\circ = 0,72 \text{ МПа},$$

где: a - максимальный размер заполнителя, $a = 20$ мм.

W_k - ширина раскрытия наклонной трещины.

$$W_k = S_{mo} \cdot \varepsilon_1 = 300 \cdot 3,65 \cdot 10^{-3} = 1,08 \text{ мм},$$

здесь S_{mo} - расстояние между диагональными трещинами, ориентировочно 300 мм.

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном

$$V_{Rd,c} = \sigma_1 \cdot b_{sb} \cdot d_z \cdot \cot \theta = 0,72 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,37 \cdot \cot 40^\circ = 63,85 \text{ кН}.$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура (хомуты)

$$V_{Rd, sy} = V_{Sd} - V_{Rd, c} = 114,63 - 63,85 = 50,78 \text{ кН}.$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \text{ откуда}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd, sy} \cdot S}{f_{ywd} \cdot d_z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha},$$

где: α – угол наклона поперечной арматуры (хомутов) к продольной оси балки,
 $\alpha = 90^\circ$;

f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры.

Приняв в соответствии с п. 11.2.21 [1] на приопорном участке $0,25 l_{o, xp}$ шаг хомутов $S = 150$ мм, что не превышает $0,5h$ и 150 мм (при $h > 450$ мм шаг хомутов не должен быть более $h/3$ и не более 300 мм), требуемое количество поперечного армирования

$$A_{sw} = \frac{50,78 \cdot 0,15 \cdot 10}{174 \cdot 0,365 \cdot (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ} = 0,993 \text{ см}^2.$$

Принимаемая площадь поперечного сечения хомутов должна быть не менее

$$A_{sw, min} = (S \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sw, min} = (15 \cdot 20 \cdot \sin 90^\circ) \cdot 0,0009 = 0,27 \text{ см}^2.$$

где $\rho_{sw, min}$ – минимальный коэффициент поперечного армирования сечения, принимается в зависимости от класса хомутов и класса бетона по табл. 11.2 [1].

При назначении поперечного армирования следует иметь ввиду конструктивные требования: при высоте сечения балки до 800 мм включительно диаметр хомутов должен быть не менее 6 мм, при большей высоте балки – не менее 8 мм.

Окончательно принимаем двухсрезные хомуты диаметром 8 мм класса S 240 ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$) и устанавливаем в опорной зоне длиной $0,25 l_{o, xp}$ с шагом 150 мм.

Составляющая поперечной силы, которую может воспринять арматура равна:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{S} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha = \frac{101 \cdot 174 \cdot 0,365 \cdot 10^{-3}}{0,15} (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ = 51,63 \text{ кН}$$

Действительная несущая способность наклонного сечения составит:

$$V_{Rd} = V_{Rd, c} + V_{Rd, sy} = 63,85 + 51,63 = 115,48 \text{ кН} > V_{Sd, 1} = 114,63 \text{ кН}.$$

Проверяем условие: $V_{Rd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_{sb} \cdot d_z$

$$115,46 \text{ кН} < 0,25 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 365 = 197395 \text{ Н} = 197,4 \text{ кН}$$

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться при высоте сечения $h > 30$ см не более $3/4h$ и не более 50 см. п. 11.2.21 [1]. Принимаем $S = 30$ см, что не превышает $3/4h = 3/4 \cdot 40 = 30$ см.

Пример

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения размерами $b=300\text{мм}$ и $h=800\text{мм}$, действует поперечная сила $V_{sd}=521.04\text{ кН}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16}/20$. Площадь продольного армирования в расчетном сечении $A_{st} = 13.62\text{ см}^2$.

Продольная и поперечная арматура приняты класса S500. Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 500\text{МПа}$, $f_{yd} = 450\text{МПа}$, $f_{ywd} = 324\text{МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ МПа}$.

Требуется: проверить прочность наклонных сечений балки при действии максимальной перерезывающей силы (метод ферменной аналогии).

Решение:

Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять требованиям по сварке. При продольной арматуре $\varnothing 25\text{ мм}$ принимаем $d_{sw}=10\text{мм}$. Поперечная арматура ригеля входит в состав двух каркасов, поэтому $A_{sw}=1,57\text{ см}^2$.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[(0,12) \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d = \\ = \left[(0,12) \cdot 1,52 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \cdot 740 = 86694\text{ Н} = 86,7\text{ кН} \text{ , но не менее}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,4 \cdot 0,89) \cdot 300 \cdot 740 = 78938\text{ Н} = 78,9\text{ кН}$$

$$\text{здесь } \kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{01}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,52 < 2,0, \text{ принимаем } \kappa = 1,52$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{13,62}{30 \cdot 74} = 0,006 < 0,02;$$

$$\sigma_{cp} = 0 - \text{при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы)}.$$

Поскольку условие $V_{sd} = 521,0\text{кН} > V_{Rd,ct} = 86,7\text{кН}$ не выполняется, то необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Расчет поперечной арматуры производим на основе стержневой модели (по методу ферменной аналогии).

Назначаем критическое сечение, на расстоянии $a_{w1} = 700\text{ мм}$ от грани опоры, что меньше $d = 740\text{ мм}$ и больше $0,5 \cdot z = 0,5 \cdot \eta \cdot d = 0,5 \cdot 0,848 \cdot 725 = 307\text{ мм}$. Расчетная поперечная сила в критическом сечении на расстоянии $a_{w1} = 700$ от грани опоры составляет:

$$V_{sd} = V_{sd} - (g + q) \cdot a_{w1} = 521,04 - (33,93 + 100,1) \cdot 0,7 = 427,2\text{ кН},$$

В критическом расчетном сечении должно выполняться условие, полученное из совместного рассмотрения и незначительного преобразования условий 7.95 и 7.96 [1]:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_{sb} \cdot d_z} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

где: τ_{sd} – касательные напряжения в в критическом сечении;

d_z – расстояниии между верхней и нижней продольными арматурами в сечении равное $d_z = d - c = 725 - 35 = 690$ мм.

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,6(1 - 16/250) = 0,562;$$

Тогда касательные напряжения в данном сечении составят:

$$\tau_{sd} = \frac{427,2 \cdot 10}{30 \cdot 69} = 2,06 \text{ МПа} < 0,5 \cdot 0,562 \cdot 10,67 = 2,99 \text{ МПа}.$$

Определяем максимально возможное значение $\cot \theta$ из условия применимости метода:

$$1 \leq \cot \theta = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} \leq 2,5,$$

$$\text{где } \omega = \cot \theta + \tan \theta = \frac{0,9 \cdot b_w \cdot d_s \cdot v \cdot f_{cd}}{V_{sd}} = \frac{0,9 \cdot 30 \cdot 69 \cdot 0,562 \cdot 10,67}{427,2 \cdot 10} = 2,62,$$

$$1 < \cot \theta = \frac{2,62 + \sqrt{2,62^2 - 4}}{2} = 2,16 < 2,5$$

Условие выполняется. Тогда, приняв ориентировочно $z = \eta \cdot d_z = 0,9 \cdot d_z$ из условия 7.95 [1] определяем:

$$\frac{A_{sw}}{S} \leq \frac{V_{sd}}{0,9 \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{427,2 \cdot 100}{0,9 \cdot 69 \cdot 324 \cdot 2,16} = 0,983 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

При использовании 2Ø10 S500 ($A_{sw} = 157$ мм²) расчетный шаг поперечных стержней должен быть не более $S = 157/0,983 = 160$ мм.

Полученное значение отношения $\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)$ должно удовлетворять условию:

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right) \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max}, \text{ где}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot b_w \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot 300 \cdot \sqrt{16}}{500} = 0,192 \text{ мм}^2/\text{мм};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w}{2 f_{ywd}} = \frac{0,562 \cdot 10,67 \cdot 300}{2 \cdot 324} = 2,78 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Минимальное отношение составит:

$$0,192 \text{ мм}^2/\text{мм} < 0,983 \text{ мм}^2/\text{мм} < 2,78 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Таким образом, окончательно в приопорной зоне длиной $\frac{1}{4}$ пролета можно принимать шаг поперечных стержней $S = 150$ мм.

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться независимо от высоты сечения не более $\frac{3}{4} \cdot h$ и не более 50 см. [1, п. 11.2.21]. При-

нимаем $S = 50 \text{ см} < \frac{3}{4} \cdot 80 = 60 \text{ см}.$

Тема №5 Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с большими и малыми эксцентриситетами

К внецентренно сжатым элементам относятся элементы, у которых продольная внешняя сила приложена на некотором расстоянии e_o от геометрической оси элемента (рис. 6.1а) или продольная сила совпадает с геометрической осью элемента, но дополнительно действует изгибающий момент (рис. 6.1б), тогда эксцентриситет определяется по формуле:

$$e_{oN} = \frac{M_{sd}}{N_{sd}},$$

где M_{sd} – полный расчётный момент в сечении,

N_{sd} – продольная сжимающая сила.

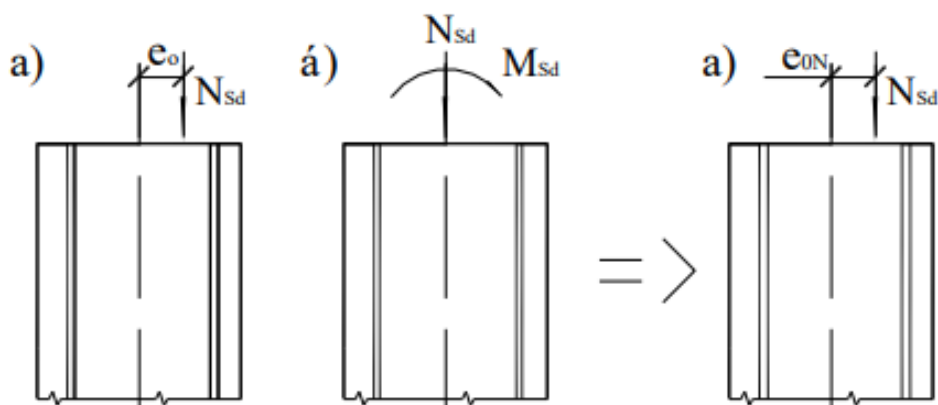


Рис.6.1. К определению эксцентриситета силы.

Имеются случаи, когда сжимающая сила действует по геометрической оси элемента, а изгибающий момент отсутствует, т.е. наблюдается центральное сжатие, однако при расчете прочности на воздействие продольной сжимающей силы возникает так называемый случайный эксцентриситет e_a , обусловленный не учитываемыми в расчете факторами (смещением элементов на опорах из-за неточности монтажа сборных элементов, искривление элементов по длине, неоднородность бетона и т. д.). Эксцентриситет e_a в любом случае принимается:

$$e_a = \max \begin{cases} 1/600 \cdot l \\ 1/30 \cdot h \\ 10 \text{ мм} - \text{для монолитных конструкций стени оболочек} \\ 20 \text{ мм} - \text{для сборных элементов, кроме стени оболочек} \end{cases}$$

Тогда полный расчётный эксцентриситет тогда равен:

$$e_{\text{tot}} = e_{o(N)} + e_a$$

В соответствии с принятой терминологией в зависимости от гибкости сжатые элементы подразделяют на *гибкие* и *короткие*. К гибким элементам относят элементы у которых гибкость $\lambda > \lambda_{\text{lim}}$ и при расчетах таких элементов необходимо учитывать влияние продольного изгиба. У коротких элементов

гибкость $\lambda \leq \lambda_{lim}$ и влияние прогиба можно не учитывать. При этом гибкость элементов определяется:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \text{ – для элементов произвольной формы, или}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} \text{ – для элементов прямоугольной формы,}$$

где l_0 – расчетная длина элемента,

i – радиус инерции сечения произвольной формы,

h – высота прямоугольного сечения.

Для определения предельной гибкости следует использовать зависимость:

$$\lambda_{lim} \leq 34 - 12 \cdot \frac{M_{min}}{M_{max}},$$

где M_{max} – больший из изгибающих моментов в сечении,

M_{min} – меньший в сечении момент, взятый при той же комбинации усилий.

Расчет внецентренно сжатых элементов должен выполняться с учетом влияния прогиба элемента как в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба), так и нормальной к ней плоскости (из плоскости изгиба). В последнем случае принимают, что сила приложена с эксцентриситетом $e_{tot} = e_a$.

Влияние прогиба элемента на эксцентриситет продольного усилия следует учитывать расчетом конструкции по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин. Такой расчет производится методами строительной механики, при котором добавочные моменты определяются как произведение продольной силы на прогиб элемента в данном направлении. Поскольку прогибы до расчета неизвестны, они отыскиваются методом последовательных приближений.

При расчетах прочности внецентренно сжатых элементов нормы [1] допускают рассчитывать конструкции по недеформируемой схеме, учитывая влияние прогиба элемента умножением эксцентриситета $e_{0(oN)}$ на коэффициент η_{ns} , определяемый по формуле:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - N_{sd}/N_{crit}} \leq 2.5,$$

где N_{crit} – критическая Эйлера сила, определяемая по следующей зависимости:

$$N_{crit} = \frac{6.4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I_c}{k_{tr}} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_c}{\phi_p}} + 0.1 \right) + \alpha_c \cdot I_s \right].$$

$$e_{tot} = (e_{0(oN)} + e_a) \cdot \eta_{ns}$$

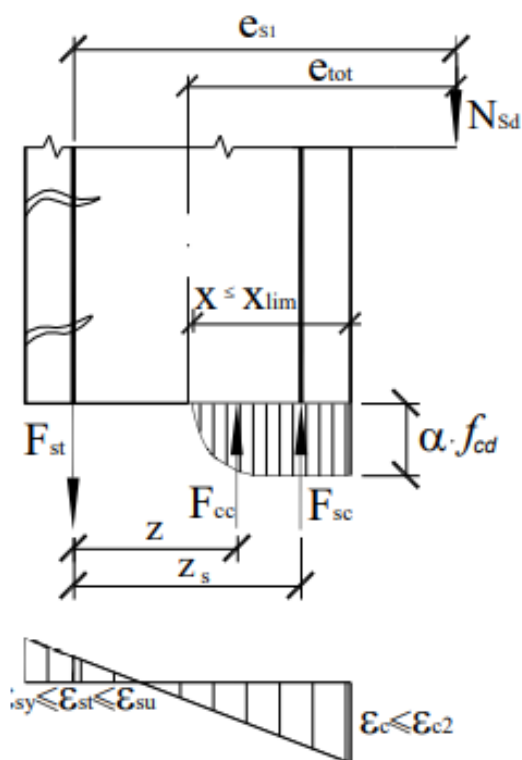
Расчёт прочности внецентренно сжатых элементов.

В отличие от изгибаемых элементов, для внецентренно сжатых элементов напряжения в арматуре, наиболее удалённой от прикладываемой сжимающей силы, изменяется не только в зависимости от её количества, но и от эксцентриситета приложения продольной силы. При этом напряжения изменяются от предельных напряжений на растяжение до нуля и далее до предельных напряжений на сжатие. Поэтому рассматривается две области работы арматуры: с напряжениями, равными пределу текучести – случай больших эксцентриситетов, и с переменными напряжениями – случай малых эксцентриситетов.

1. Большие эксцентриситеты.

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su} \text{ или } \xi = \frac{X_{eff}}{d} > \xi_{lim}$$

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

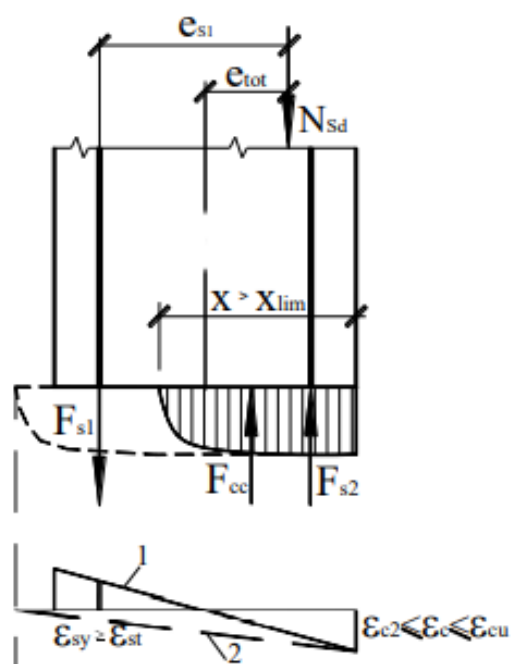


а)

2. Малые эксцентриситеты.

$$0 < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{sy} \text{ или } \xi = \frac{X_{eff}}{d} > \xi_{lim}$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$



- 1) часть сечения слабо растянута.
 - 2) всё сечение сжато.
- б)

Рис. 6.2. Эпюры распределения относительных деформаций и напряжений при расчете внецентренно сжатых элементов.

а) случай больших эксцентриситетов,

б) случай малых эксцентриситетов.

При расчёте внецентренно сжатых элементов могут быть использованы процедуры, применяемые для изгибаемых элементов с двойным армированием.

ем, на которые действует момент $M_{sd,1}$, определяемый относительно центра тяжести растянутой арматуры.

$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot e_{s1} = N_{sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c)$, где e_{s1} – расстояние между линией действия силы и центром тяжести арматуры.

Тогда условие примет вид:

$$M_{sd,1} \leq M_{Rd} = F_{cc} \cdot z + F_{sc} \cdot z_s,$$

где F_{cc} – равнодействующая усилий в сжатой зоне,

F_{sc} – равнодействующая напряжений в сжатой арматуре.

Условие равновесия сил равно:

$$N_{sd} \leq F_{cc} + F_{sc} - F_{st},$$

где $F_{cc} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot x$,

$$F_{sc} = \sigma_{s2} \cdot A_{sc} = k_{s2} \cdot A_{sc} \cdot f_{yd},$$

$$F_{st} = \sigma_{st} \cdot A_{st} = k_{s1} \cdot f_{yd} \cdot A_{st},$$

где $k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}}$, если $\varepsilon_{sc} < \varepsilon_{sy}$,

$$k_{s2} = 1, \text{ если } \varepsilon_{sc} \geq \varepsilon_{sy},$$

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{st} \cdot E_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon_{su} \cdot (1 - x/d) \cdot E_s}{f_{yd} \cdot x/d}.$$

Приводится в таблицах в зависимости от x/d и c_1/d и класса арматуры.

Тогда

$$M_{sd,1} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot z + k_{s2} \cdot A_{sc} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)$$

или, если учесть, что $x = (d - z) \cdot \frac{1}{k_2}$ и $\eta = z/d$, после преобразований получим:

$$\eta^2 - \eta + \frac{\alpha_m}{c_0} = 0.$$

Тогда:

$$\alpha_m = \frac{M_{sd,1} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2},$$

$$\text{Откуда } \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_0}}$$

Далее определяется $z = \frac{\eta}{d}$, затем находим x и ε_{st} .

Если $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su}$, тогда рассматриваем первый расчётный случай (случай больших эксцентриситетов), тогда $\xi \leq \xi_{lim}$ или $\alpha_m < \alpha_{m,lim}$ и расчет производим как для элементов с двойным армированием при котором растянутая арматура используется полностью, т.е. $\sigma_{st} = f_{yd}$

Если же $\varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{sy}$ – второй расчётный случай (малые эксцентриситеты). В этом случае расчёт производится по общему методу деформированного состояния, либо пользуются упрощениями с использованием таблиц, по которым определяются коэффициенты k_{s1} , k_{s2} , ξ , α_m и т.д.

Пример к алгоритму №.

Исходные данные: Размеры прямоугольного сечения надкрановой части сечения колонны составляют $b = 0,5$ м, $h = 0,6$ м. Длина надкрановой части сечения колонны составляет 4,45 м. Усилия действующие в сечении колонны равны: $M_{Sd,max} = 133,97$ кН · м, $N_{Sd} = 722,38$ кН (в комбинацию не входят крановые нагрузки) и $M_{Sd,min} = -75,45$ кН · м, $N_{Sd} = 650,56$ кН. Усилия от длительно действующей нагрузки $M_{Sd,lt} = 64,49$ кН · м, $N_{Sd,lt} = 650,56$ кН. По условиям эксплуатации здание относится к классу – XC1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20}/25$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: Определить армирование колонны.

Решение:

Нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$ тогда $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,5 = 13,33$ МПа; $\alpha = 0,85$. По табл.4.3 [3] для бетона $C^{20}/25$ $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰, по табл. 6.5 $\omega_k = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1,947$.

Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Для арматуры S400 $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 1,825$ ‰, тогда

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,825 + 3,5} = 0,657$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,657 (1 - 0,416 \cdot 0,657) = 0,386$$

Рабочая высота сечения при $c = 40$ мм равна: $d = h - c = 600 - 40 = 560$ мм.

Расчёт в плоскости изгиба. Расчётная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба без учёта крановых нагрузок:

$$l_0 = 2,5H_1 = 2,5 \cdot 4,45 = 11,13 \text{ м.}$$

$$\text{Радиус инерции сечения } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{600^2}{12}} = 173,5 \text{ мм.}$$

$$\text{Так как } l_0 / i = 11130 / 173,5 = 64,15 > 34 - 12 \cdot \frac{M_{min}}{M_{max}} = 34 - 12 \cdot \frac{70,984}{133,97} = 27,64,$$

то необходимо учесть влияние прогиба на эксцентриситет продольной силы.

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчетный эксцентриситет определяем по формуле:

$$e_0 = e_{0N} + e_a,$$

$$\text{где: } e_{0N} = \frac{M_{Sd,max}}{N_{Sd}} = \frac{133,97}{722,38} = 0,185 \text{ м;}$$

e_a - случайный эксцентриситет, принимаемый большим из следующих значений:

$$e_a = \frac{l_{col}}{600} = \frac{11,13}{600} = 0,019 \text{ м, где } l_{col} - \text{расстояние между точками закрепления элемента, для элементов смещаемых каркасов } l_{col} = l_0;$$

для элементов смещаемых каркасов $l_{col} = l_0$;

$$e_a = 0,02 \text{ м;}$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,6}{30} = 0,02 \text{ м.}$$

Принимаем $e_a = 0,02$ м, следовательно $e_0 = 0,185 + 0,02 = 0,205$ м.

Тогда условная критическая сила равна:

$$\begin{aligned} N_{crit} &= \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I_c}{k_{lt}} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 31,5 \cdot 10^3}{11,13^2} \cdot \left[\frac{9 \cdot 10^{-3}}{1,73} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{0,34}{1}} + 0,1 \right) + 6,35 \cdot 8,11 \cdot 10^{-5} \right] = 3,801 \text{ МН} = 3801 \text{ кН} \end{aligned}$$

где: I_c – момент инерции сечения бетона надкрановой части колонны относительно центра тяжести сечения элемента

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,6^3}{12} = 9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M^1_{Sd,lt}}{M^1_{Sd}} = 1 + 1 \cdot \frac{233,64}{321,79} = 1,73 \leq 1 + \beta_1 = 2,$$

здесь β_1 - коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона, для тяжёлого бетона $\beta_1 = 1$,

$M^1_{Sd,lt}$ и M^1_{Sd} – изгибающие моменты соответственно длительных и полных нагрузок относительно растянутой (менее сжатой) арматуры,

$$M^1_{Sd,lt} = M_{Sd,lt} + N_{Sd,lt} \cdot (0,5 \cdot h - c) = 64,49 + 650,56 \cdot (0,3 - 0,04) = 233,64 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

$$M^1_{Sd} = M_{Sd} + N_{Sd} \cdot (0,5 \cdot h - c) = 133,97 + 722,38 \cdot (0,3 - 0,04) = 321,79 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

δ_e - коэффициент, принимаемый равным $\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,205}{0,6} = 0,34$, но не менее

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{11,13}{0,6} - 0,01 \cdot 16,7 = 0,15;$$

φ_p - коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента, для элементов без предварительного напряжения $\varphi_p = 1$

$$\text{Коэффициент приведения } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{31,5 \cdot 10^3} = 6,35;$$

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента I_s при минимальном суммарном коэффициенте продольного армирования

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_{sc}}{b \cdot d} = 0,004$$

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 0,004 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{0,6}{2} - 0,04\right)^2 = 8,11 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4,$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{722,38}{3801}} = 1,23$$

Полный эксцентриситет с учётом влияния гибкости составит:

$$e_{tot} = e_0 \cdot \eta_{ns} = 0,205 \cdot 1,23 = 0,252 \text{ м}$$

Расчётный изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Sd1} = N_{Sd} (e_{tot} + 0,5h - c) = 722,38 \cdot (0,252 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 369,86 \text{ кНм.}$$

$$\text{Коэффициент } \alpha_m = \frac{M_{Sd1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{369,86 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 500 \cdot 560^2} = 0,166$$

Полученное значение α_m находится в 1 области деформирования (табл. 6.7 [4]), это означает, что имеет место случай больших эксцентриситетов и указывает на необходимость установки арматуры в сжатой зоне сечения надкрановой части колонны по конструктивным соображениям. Минимальное количество сжатой арматуры $A_{sc} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 500 \cdot 560 = 560 \text{ мм}^2$. По сортаменту принимаем 3Ø16 ($A_{sc} = 6,03 \text{ см}^2$). С учетом принятой площади армирования A_{sc} на первом шаге итерации при $k_{s2} = 1$ коэффициент α_m составит:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd1} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - d')}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{369,86 \cdot 10^6 - 1 \cdot 365 \cdot 603 \cdot (560 - 40)}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 500 \cdot 560^2} = 0,115$$

По таблице 6.7 [2] коэффициент $\alpha_m = 0,115$ соответствует $\xi = 0,178$.

При $c_1 / d = 0,04 / 0,56 = 0,071$ и $\xi = 0,178$ по таблице 6,8 [2] коэффициент $k_{s2} = 0,628$.

Уточняем α_m при $k_{s2} = 0,628$

$$\alpha_m = \frac{369,86 \cdot 10^6 - 0,628 \cdot 365 \cdot 603 \cdot (560 - 40)}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 500 \cdot 560^2} = 0,134$$

При $c_1 / d = 0,071$ и $\xi = 0,199$, $\alpha_m = 0,134$ по таблице 6,8 [2] коэффициент $k_{s2} = 0,739$.

При третьем шаге итерации $\alpha_m = 0,128$, $\omega = 0,14$, $\xi = 0,193$, $k_{s2} = 0,713$, что незначительно отличаются от принятых на предыдущем шаге итерации.

Площадь арматуры у растянутой грани сечения при уточнённом значении $k_{s2} = 0,713$

$$A_{st} = \left(\omega \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{sd} \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} =$$

$$= \left(0,14 \cdot 0,85 \cdot 16,7 \cdot 500 \cdot 560 + 603 \cdot 0,713 \cdot 365 - 722,38 \cdot 10^3 \right) \cdot \frac{1}{365} < 0$$

Т.к. $A_{st} < 0$, то растянутую арматуру принимаем по конструктивным соображениям $3\emptyset 16$ ($A_{st} = 6,03 \text{ см}^2$).

$$\text{Суммарный коэффициент армирования составит } \rho_1 = \frac{603 + 603}{500 \cdot 560} = 0,0043,$$

что не значительно отличается от ранее принятого $\rho_1 = 0,004$. В связи с этим уточнение величины критической силы N_{crit} не требуется.

Тема №6 Расчет сжатых элементов со случайными эксцентриситетами (с нулевыми случайными эксцентриситетами)

В общем случае сжатые элементы со случайными эксцентриситетами рассматриваются как внецентренно сжатые с расчётными эксцентриситетами.

В случае когда гибкость элемента $\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 20$, сечение прямоугольное и армировано арматурой S240, S400, S500 и армирование симметричное, прочность можно рассчитывать как условно центрально сжатого элемента, а величину случайного эксцентриситета принимают равной нулю. При этом снижение несущей способности за счёт гибкости и возможного появления случайного эксцентриситета учитывают косвенным путём.

В этом случае при составлении условия прочности считается, что арматура и бетон в сечении работают совместно вплоть до разрушения, а исчерпание несущей способности происходит одновременно по бетону и арматуре, то есть:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + f_{yd} \cdot A_{s,tot}),$$

где: φ - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности за счёт гибкости и возможного появления случайного эксцентриситета (табл.

7.2. СНБ5.03.01-03 в зависимости от $\frac{l_{eff}}{h}$ и $\frac{l_0}{h}$).

$$l_{eff} \text{ определяется: } l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}}$$

где: k_{lt} - коэффициент длительности нагрузки.

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{Sdlt}}{N_{Sd}} \cdot \Phi(\infty; t_0)$$

где: $\Phi(\infty; t_0)$ - предельное значение коэффициента ползучести.

При нормальных условиях эксплуатации $\Phi(\infty; t_0) = 2$.

$$l_0 = \beta \cdot l_w$$

где: l_w - длина (высота элемента в свету)

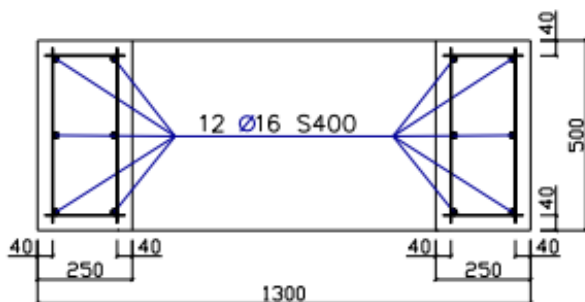
β - коэффициент, принимаемый $\beta = 1$ для колонн, $\beta = 2$ консольных элементов.

Пример к алгоритму №.

Исходные данные: Размеры и армирование подкрановой части сечения колонны приведены на рис. . Расчётная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба $l_0 = 5,88$ м. Усилия из плоскости изгиба действующие в сечении колонны равно $N_{Sd} = 1917,77$ кН. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20}/25$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: Проверить прочность колонны из плоскости изгиба.



Нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1.5$ тогда $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1.5 = 13.33 \text{ } \dot{\text{I}} \dot{\text{I}} \dot{\text{a}}$; $\alpha = 0.85$. По табл.4.3 [3] для бетона $C^{20}/25$ $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ } \text{‰}$, по табл. 6.5 $\omega_k = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1.947$.

Расчетные характеристики для арматуры: $f_{yk} = 400 \text{ } \dot{\text{I}} \dot{\text{I}} \dot{\text{a}}$, $f_{yd} = 365 \text{ } \dot{\text{I}} \dot{\text{I}} \dot{\text{a}}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ } \dot{\text{I}} \dot{\text{I}} \dot{\text{a}}$.

Для арматуры S400 $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 1.825 \text{ } \text{‰}$, тогда

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,825 + 3,5} = 0,657 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0.81 \cdot 0.657 (1 - 0.416 \cdot 0.657) = 0.386$$

Рабочая высота сечения при $c = 40$ мм равна: $d = h - c = 500 - 40 = 460 \text{ } \dot{\text{I}} \dot{\text{I}} \dot{\text{a}}$.

Гибкость из плоскости изгиба $l_0/h_w = 5,88 / 0,5 = 11,76$.

Т.к. $l_0 = 5,88 \text{ м} < 20 \cdot h = 20 \cdot 0,5 = 10 \text{ м}$, а эксцентриситет равен случайному, расчёт выполняем как условно центрально сжатого элемента:

Проверяем условие $N_{Sd} \leq N_{Rd}$,

где: $N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}) = 0,836 \cdot (0,85 \cdot 16,7 \cdot 250000 + 365 \cdot 2412) = 3702,75 \text{ кН}$,

φ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, рассчитываемый по формуле:

$$\varphi = 1,14 \cdot (1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h}) - 0,02 \frac{l_0}{h} = 1,14 \cdot (1 - \frac{2 \cdot 0,015}{0,5}) - 0,02 \cdot \frac{5,88}{0,5} = 0,836 \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,028}{0,5} = 0,888$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a = 0 + 0,015 = 0,015 \text{ м,}$$

$e_0 = 0$ - начальный эксцентриситет продольной силы;

e_a - случайный эксцентриситет, который допускается принимать равным
 $e_a = 0,5 \cdot l_0 / 200 = 0,5 \cdot 5,88 / 200 = 0,015 \text{ м.}$

h - высота сечения из плоскости изгиба;

$A_{s,\text{tot}} = 2 \cdot (603 + 603) = 2412 \text{ мм}^2$ - полная площадь продольной арматуры
в сечениях двух ветвей.

$A_c = 2 \cdot b_c \cdot h_c = 2 \cdot 250 \cdot 500 = 250000 \text{ мм}^2$ - площадь сечения бетона
двух ветвей.

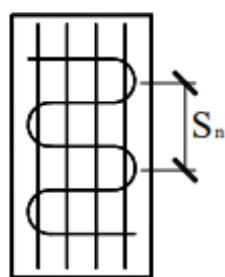
Т.к. $N_{Sd} = 1917,77 \text{ кН} \leq N_{Rd} = 3702,75 \text{ кН}$, то прочность сечения из плос-
кости изгиба обеспечена.

Тема №7 Сжатые элементы с косвенным армированием

Если в сжатых элементах с косвенным армированием помимо продольной арматуры предусмотреть часто расположенную поперечную арматуру в виде спирали (колец) или горизонтальных сеток (косвенное армирование) то, можно существенно повысить несущую способность сжатых элементов за счёт работы бетона в обойме.

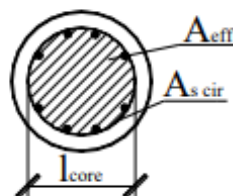
В элементах круглой или многоугольной формы в плане в качестве косвенного армирования принимается поперечная арматура, навиваемая в виде спиралей или часто расположенных замкнутых колец.

Гибкость элемента со спиральной или кольцевой косвенной арматурой не должна превышать $l_0/i_{eff} \leq 35$ (i_{eff} – радиус инерции сечения).



Спирали (кольца) проектируют из арматуры класса S240, S400, S500 диаметрами не менее 14 мм, шаг принимают S_n равным меньшему из значений:

$$S_n = \begin{cases} \leq 10 \text{ мм} \\ \geq 4 \text{ мм} \\ \leq l_{core}/5 \end{cases}$$



Для элементов прямоугольной формы в плане в качестве косвенной арматуры применяются прямоугольные сетки, располагающиеся перпендикулярно действующему внешнему усилию. Часто расположенные горизонтально сетки затрудняют процесс бетонирования, поэтому их

применяют при местном усилении конструкций, например: стыков сборных элементов.

Горизонтальные сетки проектируют из тех же классов арматуры диаметром от 4 до 14 мм с размером ячейки от 45 до 100 мм. Кроме того, размер ячейки горизонтальных сеток не должен быть больше $h/4$, где h – меньший размер сечения колонны. Шаг S_n должен быть равен меньшему из значений:

$$S_n = \begin{cases} \leq 150 \text{ мм} \\ \geq 60 \text{ мм} \\ \leq h/5 \end{cases}$$

Проверка прочности элементов с косвенным армированием выполняется как внецентренно или центрально сжатых элементов (см. ранее рассмотренное) с заменой сопротивления α_{fcd} на приведенную прочность $\alpha \cdot f_{cd \text{ eff}}$.

Приведенная прочность определяется:

- при спиральном армировании:

$$\alpha \cdot f_{cd \text{ eff}} = \alpha \cdot f_{cd} + 2 \cdot \rho_{cir} \cdot f_{yd \text{ cir}} \cdot \left(1 - \frac{7,5 \cdot l_0}{l_{core}} \right)$$

где: f_{cd} – расчётное сопротивление бетона сжатию;

ρ_{cir} – коэффициент косвенного армирования.

$$\rho_{cir} = \frac{4 \cdot A_{s \text{ cir}}}{l_{core} \cdot S_n}$$

$f_{yd\ cir}$ – расчётное сопротивление спиральной кольцевой арматуры.

- при стержневом армировании:

$$\alpha \cdot f_{cd.eff} = \alpha \cdot f_{cd} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd.xy}$$

где: ρ_{xy} – коэффициент косвенного армирования

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot l_x \cdot A_{sx} + n_y \cdot l_y \cdot A_{sy}}{A_{c.eff} \cdot S_n};$$

n_x, l_x, A_{sx} – соответственно количество, длина и площадь поперечного сечения стержней сетки в одном направлении;

$f_{yd\ xy}$ – сопротивление арматуры косвенного армирования;

φ_o – коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi_o = \frac{1}{0,23 + \psi}$$

$$\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{ydxy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}$$

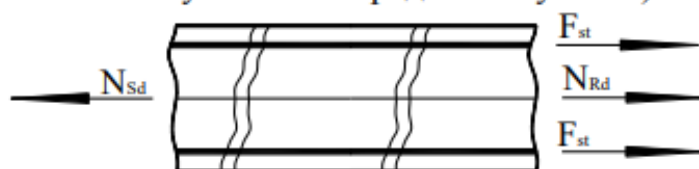
Тема №8 Расчет центрально и внецентренно растянутых элементов

Железобетонные элементы могут работать на центральное и внецентренное растяжение. Центральное растяжение наблюдается в том случае, когда сила приложена по оси центра тяжести сечения. В таких условиях работают нижние пояса раскосных ферм, затяжки арок, стенки цилиндрических резервуаров и бункеров. Внецентренное растяжение наблюдается, когда растягивающая сила приложена на некотором расстоянии от геометрической оси центра тяжести сечения или когда одновременно на элемент действуют изгибающий момент и растягивающая сила, приложенная в центре тяжести сечения. На внецентренное растяжение работают нижние пояса безраскосных ферм, стенки прямоугольных резервуаров.

Как правило, растянутые элементы проектируют с предварительно напряженной рабочей арматурой. При этом соединение по длине производить не разрешается. В случае применения не напрягаемой арматуры возможен вариант соединения арматуры по длине внахлест в местах, где прочность арматуры используется не полностью.

Сечение внецентренно растянутых элементов делают чаще всего прямоугольным, его размеры назначают из соображений размещения арматуры и прочности элементов при изготовлении и транспортировке.

Центрально растянутые элементы. Разрушение центрально растянутых элементов происходит после того как в бетоне образуются сквозные трещины, он выключается из работы, напряжения в арматуре достигают предельных значений (физического или условного предела текучести):



При этом условия прочности можно составить в виде:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \sum F_{st} \quad (7.1)$$

$$N_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{st} \quad (7.2),$$

где f_{yd} - расчетное сопротивление растянутой арматуры.

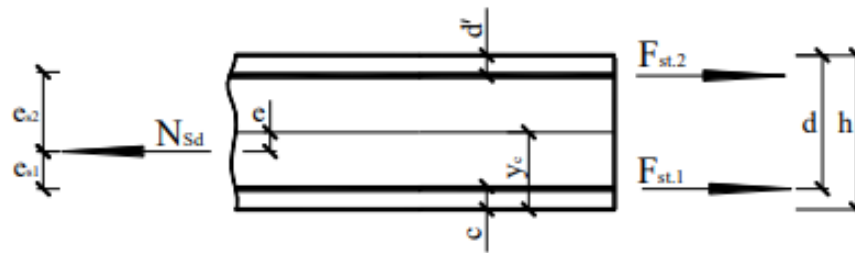
Внецентренно растянутые элементы.

При расчете внецентренно растянутых элементов рассматривают два характерных случая работы элемента в зависимости от расположения в сечении растягивающего усилия N_{Sd} .

Случай 1. Если продольная сила N_{Sd} приложена между равнодействующими усилий в арматурах верхней и нижней зон, имеет место случай малых эксцентриситетов (все сечение растянуто).

Случай 2. Если продольная сила N_{Sd} приложена за пределом расстояний между равнодействующими усилий в арматурах - случай больших эксцентриситетов - в сечении имеется растянутая и сжатая зона.

1. Случай малых эксцентриситетов.



Условие $e_{s2} \leq d - d'$ или $M_{Sd.1} < 0$, где

$$M_{Sd.1} = N_{Sd} \cdot (e - y_c + c)$$

Условие равновесия сил и прочность внецентренно растянутых элементов равны:

$$N_{Sd} - F_{st.1} - F_{st.2} = 0 \quad (7.3)$$

$$N_{Sd} \cdot e_{s1} \leq F_{st.2} \cdot (d - d') \quad (7.4)$$

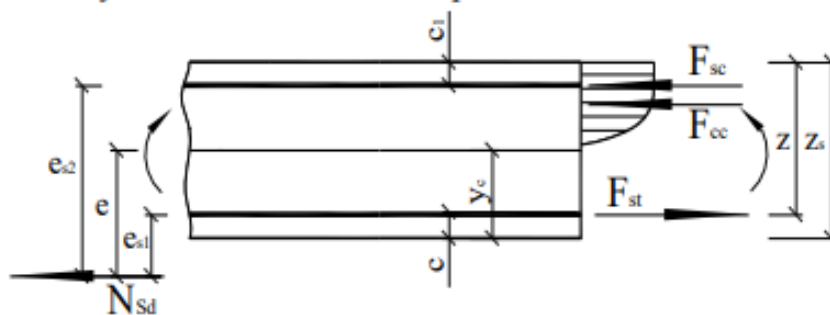
$$N_{Sd} \cdot e_{s2} = F_{st.1} \cdot (d - d') \quad (7.5),$$

где e_{s1} - эксцентриситет растягивающего усилия N_{Sd} относительно центра тяжести более растянутого армирования.

e_{s2} - эксцентриситет растягивающего усилия N_{Sd} относительно центра тяжести менее растянутого армирования.

или $N_{Sd} \cdot e_{s1} \leq f_{yd} \cdot A_{st2} \cdot (d - d')$ и $N_{Sd} \cdot e_{s2} \leq f_{yd} \cdot A_{st1} \cdot (d - d')$

2. Случай больших эксцентриситетов



Условие $e_{s2} > d - d'$ или $M_{Sd.1} > 0$.

Если условие выполняется, имеем случай больших эксцентриситетов. В этом случае присутствует сжатая зона бетона, а эпюры относительных деформаций и напряжений соответствуют областям 1 или 2. Для этого случая условия равновесия имеют вид:

$$F_{cc} + F_{sc} - F_{st} + N_{Sd} = 0 \quad (7.6)$$

$$M_{Sd.1} - F_{cc} \cdot z + F_{sc} \cdot z_s = 0 \quad (7.7)$$

$$M_{Sd.1} \leq \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d') \cdot A_{sc} \quad (7.8)$$

Расчет ведем как для случая изгибаемых элементов с двойным армированием.

Алгоритм №6. Определение площади сечения растянутой арматуры.

Решение	Примечание
<p>15. Определяем характеристики бетона и арматуры: f_{cd}, f_{yd}, α, ω_c, k_2, c_0, ε_{cu}, ε_{sy}.</p>	<p>f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, где $\gamma_c = 0,5$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ $\alpha=0,85$, $\omega_c=0,81$, $k_2=0,416$, $c_0=1,947$ $\varepsilon_{cu}=3,5\text{‰}$ ($C\%_{10} \div C\%_{60}$) $\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$</p>
<p>16. Определяем эффективную ширину верхней полки, принимаемую к расчету b_{eff}.</p>	<p>Для монолитных перекрытий принимается равной пролету плиты l_s.</p>
<p>17. Определяем рабочую высоту сечения элемента: $d=h-c$.</p>	<p>c – расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры $c = c_{cov} + \varnothing/2$ $c = 1,5 \div 2$ см – для плит $c = 2,5 \div 4$ см – для балок</p>
<p>18. В первом приближении принимаем: $\xi = \beta = \frac{h'_f}{d}$</p>	
<p>19. Определяем область деформирования, согласно табл.6.6</p>	
<p>20. По области деформирования по табл.6.6 определяем коэффициент α_m</p>	
<p>21. Определяем внутренний момент в сечении: $M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$</p>	
<p>22. Проверяем условие: $M_{Sd} \leq M_{Rd}$</p>	<p>Если условие выполняется, то элемент рассматриваем как прямоугольный с $b=b_{eff}$ и A_{st} определяем с п.7 алгоритма №1. Если не выполняется, то переходим в п.9</p>
<p>23.</p>	

*Алгоритм № . Определение площади сечения продольной арматуры во
внецентренно растянутых элементах.*

Решение	Примечание
<p>1. Определяем характеристики бетона и арматуры: $f_{cd}, f_{yd}, \alpha, \omega_c, k_2, c_0, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{sy}$.</p>	<p>f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, где $\gamma_c = 0,5$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ $\alpha=0,85, \omega_c=0,81, k_2=0,416,$ $c_0=1,947$ $\varepsilon_{cu}=3,5\text{‰} (C\%_{10} \div C\%_{60}) \quad \varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$</p>
<p>2. Определяем рабочую высоту сечения элемента: $d=h-c$.</p>	<p>c – расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры</p>
<p>3. Определяем коэффициент ξ_{lim}</p> $\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}$	
<p>4. Определяем:</p> $z_s = h - c - d'$	
<p>5. Определяем:</p> $e_{s2} = e + 0,5 \cdot h - d'$ $e_{s1} = e - (0,5 \cdot h - c) \text{ или}$ $M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot (e - y_c + c)$	
<p>6. Проверяем условие: $e_{s2} \leq d - d'$ или $M_{Sd,1} \leq 0$</p>	<p>Если условие выполняется, переходим в п.7, если нет- в п.8</p>
<p>7.</p> $A_{st,1} = \frac{N_{Sd} \cdot e_{s2}}{f_{yd} \cdot (d - d')}$ $A_{st,2} = \frac{N_{Sd} \cdot e_{s1}}{f_{yd} \cdot (d - d')}$	
<p>8. Определяем положение нейтральной оси и область деформирования:</p> $\alpha_m = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$	

<p>9. Проверяем условие:</p> $\alpha_m \leq \alpha_{m,\text{lim}}$	<p>Если условие выполняется, армирование сжатой зоны устанавливаем конструктивно и переходим в п.10, если не выполняется - в п.11.</p>
<p>10. $A_{st} = \frac{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} + \frac{N_{Sd}}{f_{yd}}$</p>	
<p>11. $A_{sc} = \frac{M_{Sd,1} - \alpha_{m,\text{lim}} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - d')}$</p>	
<p>12. $A_{st} = \frac{\omega_c \cdot \xi_{\text{lim}} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{sc} \cdot f_{yd} \cdot k_{s2} + N_{Sd}}{f_{yd}}$</p>	
<p>13. Конструирование</p>	

Расчёт прочности на местное сжатие (на смятие бетона).

Весьма часто сжимающее усилие от одного элемента перелается другому не по всей поверхности сечения, а лишь по некоторой его части. В этом случае наблюдается местное смятие бетона при действии предельных усилий, характеризующихся повышенным сопротивлением бетона сжатию.

Сопротивление бетону сжатию не загруженной частью сечения препятствует переносу усилий. Расчет прочности железобетонных элементов с косвенным армированием производится по условиям:

противление на местную смятию объясняется тем, что жесткая часть сечения A_{cl} препятствует деформации бетона. Расчет прочностных и железобетонных элементов с косвенным армированием производится по условиям:

$$N_{Sd} \leq \alpha_u \cdot f_{cud,eff} \cdot A_{co}$$

где: α_u – коэффициент распределения напряжений;

Расчет сопротивлению смятию:

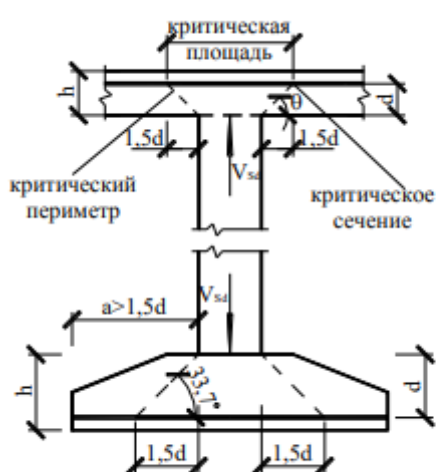
$$F_{cud} = w_u \cdot \alpha_{fcd}$$

где: w_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии

$$w_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} - 1 \right)$$

Расчёт железобетонных элементов по прочности на продавливание (местный срез).

В плитных конструкциях (перекрытиях, фундаментах под колонны, ростверках под свайные фундаменты и др.) при действии сил по ограниченной поверхности загружаемой площади может произойти разрушение от продавливания бетона сжимающей силой.



При продавливании разрушение происходит по поверхности пирамиды продавливания, верхним основанием которой является загружаемая площадь, а боковые грани наклонены под углом с соотношением катетов $d:1,5 \cdot d$. Расчет прочности на продавливание производится по условию:

- для плит без поперечного армирования

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c} = [0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot d$$

где: v_{Sd} – погонная поперечная сила, действующая по периметру нижнего основания;

$$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u}$$

V_{Sd} - сила продавливания;

u - длина критического периметра;

β - коэффициент, учитывающий влияние внецентренного сжатия приложения нагрузки.

$$k = \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ где } d = 0,5 \cdot (d_x + d_y), \text{ мм}$$

d_x, d_y - рабочие высоты плиты, соответственно в направлении x и y

$$p_1 = \sqrt{p_{1x} \cdot p_{1y}} \leq 0,02$$

где: p_{1x}, p_{1y} - коэффициенты продольного армирования, соответственно в направлении x и y , рассчитанные для ширины плиты, равной ширине колонны $+3 \cdot d$;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}$$

σ_{cx}, σ_{cy} - нормальные напряжения в бетоне критического сечения по направлению осей x и y ("-" при сжатии).

для плит с поперечным армированием

$$V_{Sd} \leq V_{Rd \min}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd.c1}$$

$$V_{Rd \max} = V_{Rd.c1} \cdot 1,4$$

$$V_{Rd.c1} = V_{Rd.c} + \frac{\sum (f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \sin \alpha)}{u}$$

где: $\sum (f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \sin \alpha)$ - усилие, воспринимаемое поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы и расположенной в пределах пирамиды продавливания

α - угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты

Расчёт железобетонных элементов на выносливость.

При многократно повторном нагружении конструкции (подкрановых балок, элементов крановых эстакад, перекрытий и фундаментов под оборудование с неуравновешенными массами) может возникнуть разрушение, характеризующееся тем, что бетон и стальная арматура разрушатся при напряжениях меньших, чем при статическом нагружении. Проверка усталостной прочности (расчёт на выносливость) основана на утверждении, что максимальное напряжение в арматуре $\sigma_{s \max}$ и в бетоне $\sigma_{c \max}$ не должны превышать предельно допустимую, т.е. при расчёте на прочность нормальных сечений:

$$\sigma_{s \max} \leq \sigma_{sr} = f_{yd} \cdot \gamma_{sr} \cdot \gamma_{srs}$$

$$\sigma_{c \max} \leq \sigma_{cr} = f_{yd} \cdot \gamma_{cr}$$

где: γ_{sr} - коэффициент условий работы арматуры, учитывает снижение сопротивления стали за счёт усталости материала;

γ_{srs} - коэффициент условий работы арматуры, учитывает снижение сопротивления за счёт усталостного разрушения сварных соединений;

γ_{cr} - коэффициент условий работы бетона, учитывает снижение несущей способности из-за возможного проявления усталости бетона.

Коэффициенты условий работы арматуры и бетона приводятся в таблицах СНБ в зависимости от вида работ, вида бетона, от коэффициента асимметрии цикла k_{sr} :

$$k_{sr} = \frac{\sigma_{s \min}}{\sigma_{s \max}}; k_{cr} = \frac{\sigma_{c \min}}{\sigma_{c \max}}$$

3 ЗАДАЧИ НА ПРАКТИЧЕСКИЕ ЗАНЯТИЯ

Вариант 1

Задача 1

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=200$ мм, $h = 500$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 150,0$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16}/20$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Задача 2

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{ep} = 200$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС3. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{25}/30$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

Вариант 2

Задача 1

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=150$ мм, $h = 400$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 75$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – Х0. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20}/25$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Задача 2

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{ep} = 308$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС2. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{25}/30$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

Вариант 3

Задача 1

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=150$ мм, $h = 500$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 115$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС2. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20}/25$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Задача 2

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{ep} = 440$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – Х0. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{35}/45$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

Вариант 4

Задача 1

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=300$ мм, $h = 700$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 385$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС1. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{30}/37$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Задача 2

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{ep} = 145$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – Х0. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{12}/15$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

Вариант 5

Задача 1

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=250$ мм, $h = 600$ мм, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 289$ кН·м. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС2. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{20}/25$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Задача 2

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{ep} = 220 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС3. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16/20}$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

Вариант 6

Задача 1

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения с размерами – $b=220 \text{ мм}$, $h = 450 \text{ мм}$, действует максимальный изгибающий момент $M_{sd} = 115 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – ХС2. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{16/20}$.

Продольная арматура принята класса S400.

Требуется: определить площадь сечения арматуры и законструировать сечение ригеля.

Задача 2

Исходные данные: На ригель междуэтажного перекрытия прямоугольного сечения, действует максимальный изгибающий момент $M_{ep} = 520 \text{ кН} \cdot \text{м}$. По условиям эксплуатации здание относится к классу – Х0. Бетон тяжелый, класса по прочности на сжатие – $C^{25/30}$.

Продольная арматура принята класса S500.

Требуется: назначить размеры сечения ригеля и определить площадь сечения арматуры.

4 ПРИМЕР ЭКЗАМЕНАЦИОННОГО БИЛЕТА

Учреждение образования
Брестский государственный технический университет

Экзаменационный билет № 1

Дисциплина **Железобетонные и каменные конструкции**
Весенняя экзаменационная сессия 2022–2023 учебного года

1. Способы создания предварительных напряжений в железобетонных конструкциях. Методы натяжения арматуры при создании преднапряжений.
2. Понятие о приведенном железобетонном сечении, геометрические характеристики приведенного железобетонного сечения.
3. Условия обеспечения пространственной жёсткости одноэтажных производственных зданий.
4. Расчет и конструирование ребристых плит покрытий производственных зданий пролетом 12.0 м.
5. Сущность расчета и конструирования оболочек с учетом напряженного состояния.
6. Железобетонные цилиндрические резервуары. Конструирование и основы расчета.

Заведующий кафедрой _____
А.Б.Шурин

Преподаватель _____
В.Н.Малиновский

Дата утверждения 09.11.21 (протокол № 3)

5 ПРИМЕР ЗАДАНИЯ НА ВЫПОЛНЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Учреждение образования «Брестский государственный технический университет»
Кафедра строительных конструкций

У Т В Е Р Ж Д А Ю

Заведующий кафедрой СК

А.Б. Шурин

.01.2022

З А Д А Н И Е

на выполнение курсового проекта

"Проектирование элементов многоэтажного здания с неполным каркасом"

по курсу "Железобетонные и каменные конструкции"

для студентов специальности 1-70 02 01 (заочной формы получения образования)

Студенту _____ гр. _____

Шифр (по номеру зачетной книжки) _____

Выполнить расчет и конструирование основных несущих конструкций монолитного ребристого перекрытия (плиты и второстепенной балки) многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом, каменного простенка первого этажа.

1. Исходные данные

Третья цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	19,2x64,0*) 4,8x6,4**)	17,4x72,0 5,8x7,2	21,0x64,0 7,0x6,4	15,6x54,0 5,2x6,0	21,6x74,0 5,4x7,4	17,4x62,4 5,8x7,8	28,0x72,0 7,0x7,2	20,0x66,0 5,0x6,6	18,6x60,8 6,2x7,6	20,0x64,0 5,0x6,4
2	15,0x60,0 5,0x6,0	24,8x64 6,2x8,0	19,2x60,0 4,8x6,0	22,4x74,0 5,6x7,4	15,6x52,8 5,2x6,6	19,2x64,0 6,4x8,0	19,2x68,0 4,8x6,8	24,0x62,4 6,0x7,8	18,0x60,8 6,0x7,6	24,0x64,0 6,0x6,4
3	26,6x72,0 6,6x7,2	18,0x54,6 6,0x7,8	20,0x74,0 5,0x7,4	17,4x66,0 5,8x6,6	20,8x54,4 5,2x6,8	16,8x68,0 5,6x6,8	21,0x66,0 7,0x6,6	22,2x66,0 7,4x6,6	25,6x72,0 6,4x7,2	16,2x54,0 5,4x6,0
4	19,8x54,6 6,6x7,8	16,8x60,8 5,6x7,6	24,0x54,4 6,0x6,8	23,2x72,0 5,8x7,2	16,8x62,4 5,6x7,8	25,6x72,0 6,4x8,0	18,6x74,0 6,2x7,4	28,0x74,0 7,0x7,4	24,8x72,0 6,2x7,2	21,6x47,6 5,4x6,8
5	20,8x74,0 5,2x7,4	22,4x72,0 5,6x7,2	16,2x76,0 5,4x7,6	19,2x60,8 4,8x7,6	21,6x56,0 5,4x8,0	19,2x54,6 6,4x7,8	19,2x66,0 6,4x6,6	26,4x60,0 6,6x6,0	24,0x72,0 6,0x7,2	23,2x54,4 5,8x6,8
6	16,2x56,0 5,4x7,0	24,8x68,0 6,2x6,8	21,6x62,4 5,4x7,8	14,4x54,6 4,8x7,8	22,4x63 5,6x7,0	18,6x56,0 6,2x8,0	26,4x68,0 6,6x6,8	22,4x64,0 5,6x6,4	20,0x72,0 5,0x7,2	16,2x66,0 5,4x6,6
7	19,2x60,8 6,4x7,6	18,6x66,0 6,2x6,6	20,0x48,0 5,0x8,0	20,8x56,0 5,2x8,0	20,0x60,0 5,0x6,0	17,4x60,8 5,8x7,6	20,8x72,0 5,2x7,2	24,0x64,0 8,0x6,4	25,6x68,0 6,4x6,8	16,8x52,8 5,6x6,6
8	22,4x47,6 5,6x6,8	24,8x74,0 6,2x7,4	19,2x48,0 4,8x4,8	20,0x50,0 5,0x5,0	16,2x58,0 5,4x5,8	20,8x64,0 5,2x6,4	15,0x76,0 5,0x7,6	23,2x60,0 5,8x6,0	21,6x64,0 5,4x6,4	28,0x60,0 5,6x6,0
9	26,4x72,0 6,6x8,0	18,0x60,0 6,0x6,0	19,2x48,0 4,8x8,0	15,6x54,0 5,2x5,4	20,8x64,0 5,2x6,4	24,8x60,0 6,2x6,0	15,6x76,0 5,2x7,6	24,0x74,0 6,0x7,4	19,2x60,0 6,4x6,0	28,0x64,0 7,0x6,4
0	18,0x72,6 6,0x6,6	17,4x64,0 5,8x6,4	20,0x78,0 5,0x7,8	19,8x76,0 6,6x7,6	17,4x64,0 5,8x8,0	23,2x74,0 5,8x7,4	20,8x78,0 5,2x7,8	25,6x74,0 6,4x7,4	20,0x78,0 5,0x7,8	17,4x62,4 5,8x7,8

*) Верхняя строка – размеры здания в плане (м).

**) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие (кН/м²)

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	6	8	10	7	9	5	7	10	8	6
1	8	6	8	10	7	10	5	7	6	8
2	10	10	5	5	6	7	9	5	10	9
3	7	5	7	9	8	9	6	9	5	5
4*	5	9	6	6	5	6	8	8	7	10

*) Если предпоследняя цифра шифра больше 4, то полезная нагрузка принимается по разности цифр N–5, где N – предпоследняя цифра шифра.

Показатели	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Число этажей	5	6	4	5	7	7	6	4	7	6
Высота этажа, м	4,2	4,8	3,6	5,4	3,0	6,0	4,8	4,2	6,0	3,6
Класс бетона	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁵ / ₃₀	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁰ / ₃₇	C ²⁰ / ₂₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁵ / ₃₀
Класс арматурной стали ригель (прод.ол / попереч.)	S500 S400	S400 S500	S400 S400	S400 S500	S400 S500	S500 S500	S400 S500	S500 S240	S500 S240	S400 S500
Район строительства*	Минск	Мозырь	Витебск	Брест	Гродно	Новополоцк	Могилев	Климович	Гомель	Орша
Класс условий эксплуатации	XC3	XC1	X0	XC2	X0	XD1	XC2	XD3	XD2	XC2

Показатели	Предпоследняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Марка кирпича	75	100	125	150	200	150	150	100	200	75
Марка раствора	75	50	100	150	75	100	150	100	150	75
Размер окончател-ного проёма (bхh), м	1,2х1,5	1,3х1,5	1,4х1,5	1,5х1,5	1,6х1,5	1,7х1,5	1,8х1,5	1,4х1,5	1,6х1,5	1,5х1,5
Класс арматурной стали простенка	S500	S400	S240	S500	S240	S500	S400	S240	S500	S500

2. Содержание расчетно-пояснительной записки

- 2.1. Реферат
- 2.2. Введение
- 2.3. Расчет и проектирование элементов монолитного ребристого перекрытия
 - 2.3.1. Выбор рационального варианта компоновки перекрытия здания
 - 2.3.2. Расчет монолитной балочной плиты
 - 2.3.3. Расчет второстепенной балки
 - 2.3.4. Построение эпюр материалов второстепенной балки для двух вариантов армирования (отдельными стержнями, сварными каркасами и сетками)
- 2.4. Расчет каменного простенка 1-го этажа
- 2.5. Литература

3. Перечень графических материалов

- 3.1. Рабочие чертежи монолитного ребристого перекрытия.
 - 3.1.1. Маркировочный план перекрытия, совмещенный со схемой раскладки арматурных сеток плиты.
 - 3.1.2. Опалубочные и установочные чертежи плиты и второстепенной балки, заармированной отдельными стержнями.
 - 3.1.3. Спецификация арматуры, ведомость расхода стали, ведомость деталей.
 - 3.1.4. Опалубочные и установочные чертежи второстепенной балки, армированной сварными каркасами и сетками.
 - 3.1.5. Спецификация арматуры и ведомость расхода стали.
- 3.3 Дата выдачи задания _____
Дата сдачи студентом законченного проекта _____

4. Литература

- 4.1. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2019. Введ. 08.09.2020 – Минск: М-во архит. и строит. РБ, 2020. – 90 с.
- 4.2. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий : СН 2.01.02-2019. Введ. 08.09.2020 – Минск: М-во архит. и строит. РБ, 2020. – 41 с.
- 4.3. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2019. Введ. 08.09.2020 – Минск: М-во архит. и строит. РБ, 2020. – 43 с.
- 4.4. Воздействия на конструкцию. Общие воздействия. Ветровые воздействия : СН 2.01.05-2019. Введ. 08.09.2020 – Минск: М-во архит. и строит. РБ, 2020. – 128 с.
- 4.5. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – 16.11.2020. – Минск: М-во архит. и строит. РБ, 2020. – 244 с.
- 4.6. Каменные и армокаменные конструкции : ТКП 45-5.02-308-2017. –01.01.2018. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2017. – 126 с.
- 4.7. Воздействия на строительные конструкции, здания и сооружения / В.В. Тур, А.Б.Шурин [и др.]; под ред. В.В. Тура, А.Б. Шурина. – Брест : Издательство БрГТУ, 2022. – 110 с.

4.8.** Шалобыта, Н.Н. Расчет несущих конструктивных элементов многоэтажного промышленного здания : методические указания к выполнению курсового проекта / Н.Н. Шалобыта [и др.]; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2014. – 115 с.

4.9.** Расчет и проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / Л.Б. Гольшев [и др.] ; под ред. Л.Б. Гольшева. 2-е изд. – Киев, Будивельник, 1990. – 544 с.

4.10.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие / Н.П. Блещик [и др.] ; под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура – Брест.: БрГТУ, 2003. – 380 с.

Руководитель _____

Задание принял к исполнению _____ " _____ " _____ 20 г.

III РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ

1 ПЕРЕЧЕНЬ ВОПРОСОВ, ВЫНОСИМЫХ НА ЗАЧЕТ И ЭКЗАМЕН ТЕКУЩИЙ И ИТОГОВЫЙ КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ

1. ПЕРЕЧЕНЬ ВОПРОСОВ К ИТОГОВОМУ КОНТРОЛЮ ЗНАНИЙ (ЗАЧЕТУ)

1. Общие сведения о железобетонных конструкциях в кратком историческом обзоре.
2. Сущность железобетона, виды железобетонных конструкций и области применения.
3. Сущность железобетона и перспектива его развития.
4. Классификация бетона и области его применения.
5. Структура бетона и общие сведения о механизме сопротивления бетона.
6. Прочностные характеристики бетона.
7. Проектные классы и марки бетона.
8. Нормативные и расчетные сопротивления бетона.
9. Общие сведения о видах деформаций в бетоне.
10. Объемные деформации бетона – усадка.
11. Объемные деформации бетона – набухание и температурные деформации.
12. Деформации бетона при длительном действии нагрузки и ползучесть бетона.
13. Релаксация напряжений в бетоне.
14. Деформации бетона при однократном кратковременном нагружении.
15. Деформации бетона при многократно-повторных нагрузках.
16. Нормативные и расчетные диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии.
17. Диаграмма деформирования бетона при растяжении.
18. Арматура для железобетонных конструкций ее назначение.
19. Виды арматуры и арматурных изделий.
20. Диаграмма деформирования арматуры.
21. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры.
22. Классификация арматуры.
23. Соединение арматуры.
24. Сцепление арматуры с бетоном и методы увеличения сцепления при анкеровке арматуры
25. Защитный слой бетона и конструктивные требования при установке арматуры.
26. Коррозия железобетона и меры защиты.
27. Метод расчета по предельным состояниям.
28. Нагрузки и воздействия на железобетонные конструкции в методе предельных состояний и расчетные сочетания воздействий.
29. Виды изгибаемых элементов и их конструктивные особенности.
30. Конструктивные требования предъявляемые к армированию изгибаемых элементов
31. Формирование внутреннего НДС в элементе с ростом нагрузки – 1 стадия НДС
32. Формирование внутреннего НДС в элементе с ростом нагрузки – 2 стадия НДС
33. Формирование внутреннего НДС в элементе с ростом нагрузки – 3 стадия НДС
34. Расчет изгибаемых элементов на прочность сечений нормальных к

- продольной оси по методу предельных усилий.
35. Формирование внутреннего напряженного состояния железобетонного элемента с диагональными трещинами – форма 1 разрушения.
 36. Формирование внутреннего напряженного состояния железобетонного элемента с диагональными трещинами – форма 2 разрушения.
 37. Формирование внутреннего напряженного состояния железобетонного элемента с диагональными трещинами – форма 3 разрушения.
 38. Формирование внутреннего напряженного состояния железобетонного элемента с диагональными трещинами – форма 4 разрушения.
 39. Общие сведения о сопротивлении железобетонных элементов срезу. Проверка прочности по наклонным сечениям при отсутствии поперечного армирования.
 40. Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момента на основе расчетной модели наклонных сечений.
 41. Эпюра материалов, принципы построения, расчет анкеровки обрываемых стержней.
 42. Сжатые железобетонные конструкции. Виды, конструктивные требования предъявляемые к армированию.
 43. Конструктивные особенности растянутых элементов и их армирование.

2. ПЕРЕЧЕНЬ ВОПРОСОВ К ИТОГОВОМУ КОНТРОЛЮ ЗНАНИЙ (ЭКЗАМЕНУ)

ЧАСТЬ 1

1. Проектные классы и марки бетона. Нормативные и расчетные сопротивления бетона.
2. Нормативные и расчетные диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии.
3. Нормативные и расчетные диаграммы деформирования бетона при растяжении.
4. Виды арматуры и арматурных изделий.
5. Диаграммы деформирования арматуры при растяжении (сжатии). Нормативные и расчетные сопротивления арматуры.
6. Классификация арматуры.
7. Сцепление арматуры с бетоном и методы увеличения сцепления.
8. Защитный слой бетона и конструктивные требования при установке арматуры.
9. Методы расчета железобетонных конструкций.
10. Метод расчета по предельным состояниям, основные положения расчета по первой группе предельных состояний.
11. Метод расчета по предельным состояниям, основные положения расчета по второй группе предельных состояний.
12. Нагрузки и воздействия на железобетонные конструкции в методе предельных состояний.
13. Расчетные сочетания нагрузок при расчетах по первой и второй группам предельных состояний.
14. Общий деформационный метод расчета железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил.
15. Конструктивные требования предъявляемые к армированию изгибаемых плитных элементов.
16. Конструктивные требования предъявляемые к армированию изгибаемых балочных элементов.
17. Сжатые железобетонные конструкции их виды в зависимости от эксцентриситета и гибкости.
18. Конструктивные требования предъявляемые к продольному армированию сжатых элементов.
19. Конструктивные требования предъявляемые к поперечному армированию сжатых элементов.
20. Конструктивные особенности растянутых элементов и их армирование.
21. Учет влияния условий изготовления, транспортировки и монтажа при расчетах сборных железобетонных элементов.
22. Эпюра материалов, принципы построения.
23. Понятие о методе расчета конструкций зданий по методу предельного равновесия, пластический шарнир и перераспределения усилий (моментов) в неразрезных конструкциях (статический метод).
24. Понятие о методе расчета конструкций зданий по методу предельного равновесия, пластический шарнир и перераспределения усилий (моментов) в

- неразрезных конструкциях (кинематический метод).
25. Упрощенный деформационный метод расчета прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой.
 26. Упрощенный деформационный метод расчета прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой.
 27. Упрощенный деформационный метод расчета прочности нормальных сечений изгибаемых элементов тавровой и двутавровой форм поперечного сечения с одиночной арматурой.
 28. Упрощенный деформационный метод расчета прочности нормальных сечений изгибаемых элементов тавровой и двутавровой форм поперечного сечения с двойной арматурой.
 29. Расчет изгибаемых элементов на прочность сечений нормальных к продольной оси по методу предельных усилий.
 30. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов без поперечной арматуры и обеспечение конструктивных требований по их армированию.
 31. Упрощенный вариант общего метода расчета прочности по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.
 32. Расчет прочности по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил по методу «ферменной аналогии».
 33. Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы на основе расчетной модели наклонных сечений.
 34. Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момента на основе расчетной модели наклонных сечений.
 35. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов при расчетных больших эксцентриситетах.
 36. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов при расчетных малых эксцентриситетах.
 37. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов со случайным эксцентриситетом.
 38. Учет влияния продольного изгиба при расчетах внецентренно сжатых элементов при расчетных больших эксцентриситетах.
 39. Учет влияния продольного изгиба при расчетах внецентренно сжатых элементов при расчетных малых эксцентриситетах.
 40. Учет влияния продольного изгиба при расчетах центрально сжатых элементов.
 41. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием при расчетных больших эксцентриситетах.
 42. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием при расчетных малых эксцентриситетах.
 43. Расчет центрально сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием.
 44. Расчет прочности центрально растянутых элементов обычных и предварительно-напряженных.
 45. Расчет прочности внецентренно-растянутых элементов с большими эксцентриситетами.
 46. Расчет прочности внецентренно-растянутых элементов с малыми эксцентриситетами.

47. Расчет прочности на местное сжатие (смятие).
48. Расчет железобетонных конструкций по прочности при продавливании (местный срез).
49. Расчет железобетонных конструкций по прочности на отрыв.
50. Расчет железобетонных конструкций на выносливость.
51. Многоэтажные промышленные и гражданские здания их конструктивные схемы.
52. Принципы проектирования сборных железобетонных элементов (типизация и унификация).
53. Основные принципы организации стыков сборных железобетонных элементов.
54. Многоэтажные здания рамной, связевой, рамно-связевой систем.
55. Расчет многоэтажных зданий рамной системы на вертикальную нагрузку.
56. Расчет многоэтажных зданий рамной системы на горизонтальную нагрузку.
57. Основные сведения о расчете многоэтажных зданий рамной системы с использованием ЭВМ.
58. Особенности расчета многоэтажных зданий рамно-связевой системы.
59. Несущие конструкции многоэтажных каркасных гражданских зданий: колонны, диафрагмы, ядра жесткости.
60. Несущие конструкции многоэтажных каркасных гражданских зданий: плиты и ригели.
61. Многоэтажные панельные гражданские здания, основные конструкции, особенности конструирования элементов и стыков.
62. Плоские железобетонные перекрытия многоэтажных жилых и производственных зданий их классификация.
63. Компоновка элементов монолитных железобетонных ребристых перекрытий с балочными плитами.
64. Расчет и конструирование плиты монолитных железобетонных ребристых перекрытий с балочными плитами.
65. Расчет и конструирование второстепенной балки монолитных железобетонных ребристых перекрытий с балочными плитами.
66. Расчет и конструирование главной балки монолитных железобетонных ребристых перекрытия с балочными плитами.
67. Компоновка элементов монолитных ребристых перекрытий с плитами опертыми по контуру.
68. Расчет и конструирование плиты монолитных ребристых перекрытий с плитами опертыми по контуру.
69. Расчет и конструирование балок монолитных ребристых перекрытий с плитами опертыми по контуру.
70. Монолитные безбалочные перекрытия, общие принципы компоновки и расчета.
71. Расчет и конструирование плиты безбалочного монолитного перекрытия.
72. Расчет и конструирование капителей безбалочного монолитного перекрытия.
73. Компоновка сборных ребристых перекрытий с балочными панелями.
74. Расчет и конструирование полки ребристых плит балочных перекрытий.
75. Расчет и конструирование поперечного ребра ребристых плит балочных перекрытий.

76. Расчет и конструирование продольных ребер ребристых плит балочных перекрытий.
77. Расчет и конструирование многопустотных плит балочных перекрытий.
78. Расчет и конструирование ригелей балочных перекрытий.
79. Стыки ригелей, расчет и конструирование.
80. Стыки колонн, расчет и конструирование.
81. Безбалочные сборные перекрытия, общие сведения о расчете и конструировании элементов.

ЧАСТЬ 2

1. Принципы расчета железобетонных элементов по второй группе предельных состояний.
2. Требования предъявляемые к трещиностойкости железобетонных элементов и методы ограничения появления и ширины раскрытия трещин.
3. Геометрические характеристики приведенного сечения их определение.
4. Назначение величины предварительного напряжения в арматуре. Первые потери предварительного напряжения в арматуре.
5. Назначение величины предварительного напряжения в арматуре. Вторые потери предварительного напряжения в арматуре.
6. Расчет железобетонных обычных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для центрально-растянутых элементов.
7. Расчет железобетонных преднапряженных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для центрально-растянутых элементов.
8. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для изгибаемых элементов без преднапряжения арматуры.
9. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для изгибаемых преднапряженных элементов.
10. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для внецентренно-сжатых элементов без преднапряжения арматуры.
11. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для внецентренно-сжатых преднапряженных элементов.
12. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для внецентренно-растянутых элементов без преднапряжения арматуры.
13. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных к продольной оси элемента для внецентренно-растянутых преднапряженных элементов.
14. Принципы расчета железобетонных элементов по образованию трещин наклонных к продольной оси элемента и методы ограничения ширины раскрытия наклонных трещин.
15. Расчет ширины раскрытия трещин нормальных к продольной оси элемента.

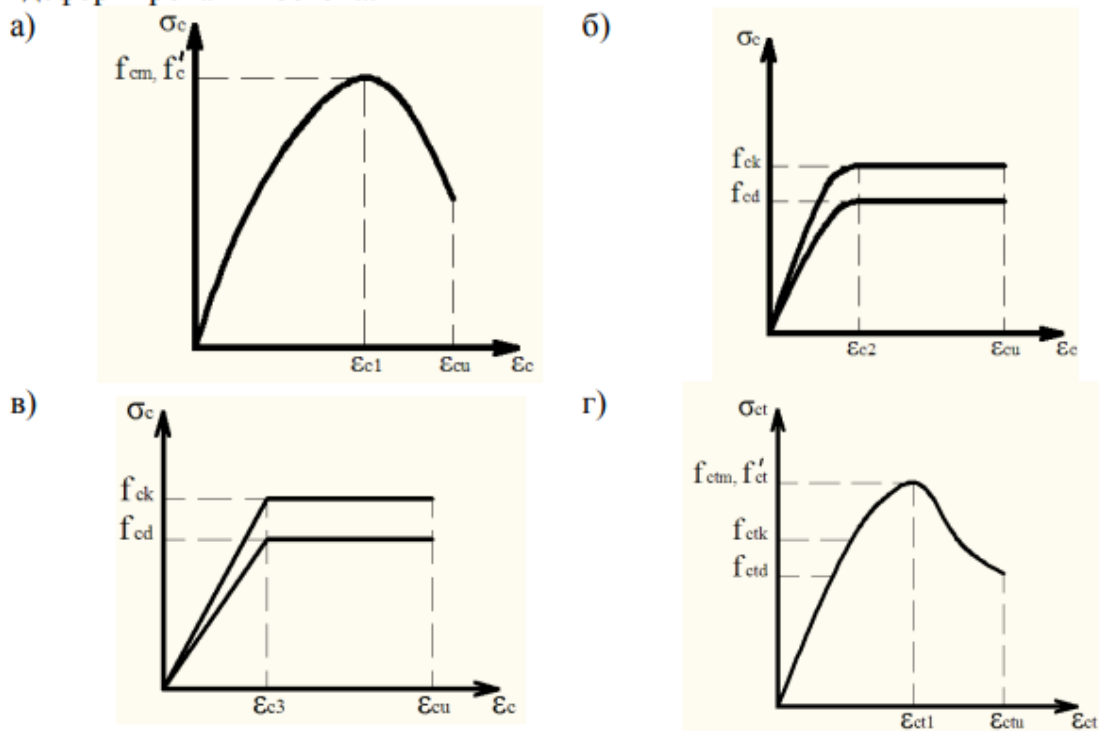
16. Расчет ширины раскрытия трещин наклонных к продольной оси элемента.
17. Расчет железобетонных элементов по деформациям, общие принципы расчета, предельная величина прогибов конструкции и методы ограничения прогибов.
18. Определение кривизны оси элемента на участках без трещин в растянутой зоне, кривизна элементов с ненапрягаемой арматурой.
19. Определение кривизны оси элемента на участках без трещин в растянутой зоне, кривизна элементов с напрягаемой арматурой.
20. Определение кривизны оси железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне, кривизна элементов с ненапрягаемой арматурой.
21. Определение кривизны оси железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне, кривизна элементов с напрягаемой арматурой.
22. Одноэтажные промышленные здания, виды, особенности проектирования, обеспечение пространственной жесткости здания, деформационные швы.
23. Компонировка размеров основных элементов поперечной рамы одноэтажных промышленных зданий. Нагрузки действующие на поперечную раму..
24. Компонировка размеров основных элементов поперечной рамы одноэтажных промышленных зданий. Статический расчет поперечной рамы.
25. Конструкции покрытий одноэтажных промышленных зданий. Принципы компоновки.
26. Расчет и конструирование полки железобетонных ребристых плит покрытия.
27. Расчет и конструирование поперечных ребер железобетонных ребристых плит покрытия.
28. Расчет и конструирование продольных ребер железобетонных ребристых плит покрытия.
29. Особенности расчета и конструирования полки железобетонных плит покрытия типа «2Т».
30. Особенности расчета и конструирования продольных ребер железобетонных плит покрытия типа «2Т».
31. Особенности расчета и конструирования железобетонных плит покрытия типа «КЖС».
32. Несущие стропильные конструкции одноэтажных промышленных зданий.
33. Классификация стропильных балок, назначение размеров, расчет и конструирование железобетонных стропильных балок с параллельными поясами.
34. Классификация стропильных балок, назначение размеров, расчет и конструирование железобетонных двухскатных стропильных балок.
35. Классификация, компоновка размеров и особенности конструирования железобетонных ферм.
36. Расчет и конструирование элементов железобетонных ферм (поясов, раскосов).
37. Особенности расчета и конструирования узлов ферм.
38. Классификация, компоновка размеров и особенности конструирования железобетонных арок.
39. Расчет и конструирование железобетонных арок.
40. Подстропильные железобетонные конструкции их расчет и конструирование.
41. Подкрановые балки. Особенности расчета и конструирования.

42. Классификация железобетонных колонн ОПЗ, компоновка размеров, расчет и конструирование.
 43. Расчет и конструирование железобетонных колонн сплошного сечения ОПЗ.
 44. Особенности расчета и конструирование железобетонных сквозных колонн ОПЗ.
 45. Железобетонные фундаменты, классификация.
 46. Компоновка геометрических размеров отдельно стоящих фундаментов.
 47. Определение размеров, расчет и конструирование плитной части отдельно стоящих центрально нагруженных фундаментов.
 48. Определение размеров, расчет и конструирование плитной части отдельно стоящих внецентренно нагруженных фундаментов.
 49. Определение размеров, расчет и конструирование подколонника отдельно стоящих внецентренно нагруженных фундаментов.
 50. Определение размеров, расчет и конструирование плитной части ленточных фундаментов под стены.
 51. Особенности расчета и конструирования ленточных фундаментов под рядами колонн.
 52. Особенности расчета и конструирования сплошных фундаментов.
 53. Особенности расчета и конструирования свайных фундаментов.
 54. Тонкостенные пространственные конструкции покрытий из железобетона. Классификация.
 55. Длинные цилиндрические оболочки их конструкции и особенности расчета и конструирования.
 56. Короткие цилиндрические оболочки их конструкции и особенности расчета и конструирования.
 57. Купольные покрытия их конструкции и особенности расчета и конструирования.
 58. Пологие оболочки положительной гауссовой кривизны, особенности расчета и конструирования.
 59. Пологие оболочки отрицательной гауссовой кривизны, особенности расчета и конструирования.
 60. Висячие оболочки, особенности расчета и конструирования.
 61. Конструкции инженерных сооружений их классификация.
 62. Основы расчета и конструирования цилиндрических резервуаров.
 63. Особенности расчета и конструирования элементов прямоугольных в плане резервуаров.
 64. Особенности расчета и конструирования элементов водонапорных башен.
 65. Расчет и конструирование подпорных стен.
 66. Особенности расчета и конструирования бункеров.
 67. Особенности расчета и конструирования силосов.
 68. Расчет и конструирование напорных и безнапорных трубопроводов.
 69. Расчет и конструирование каналов и туннелей.
- Реконструкция зданий и сооружений. Методы усиление элементов конструкций.

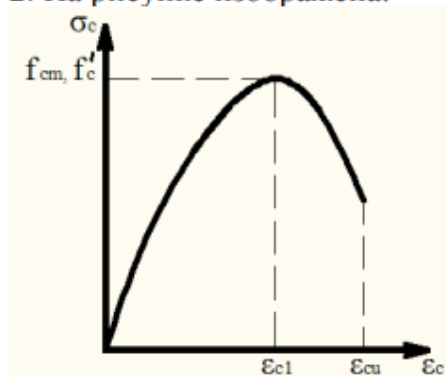
2 ОБРАЗЦЫ ЗАДАНИЙ ДЛЯ КОНТРОЛЬНЫХ РАБОТ, ИНДИВИДУАЛЬНЫХ ЗАДАНИЙ

Тесты по курсу лабораторных работ Вариант 1

1. Покажите на рисунке упрощенную параболически-линейную диаграмму деформирования бетона:



2. На рисунке изображена:



- упрощенная билинейная диаграмма деформирования бетона при осевом сжатии;
- диаграмма деформирования арматуры при осевом растяжении;
- диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении;
- упрощенная параболически-линейная диаграмма деформирования бетона при сжатии;
- полная (обобщенная) диаграмма деформирования бетона при сжатии

3. Как обозначаются относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести:

- а) ϵ_{c1} б) ϵ_{cu} в) ϵ_{ctu} г) ϵ_{sy} д) ϵ_{su}

4. Как обозначается нормативное сопротивление бетона осевому сжатию:

- а) f_{ck} б) f_{ctm} в) f_{yk} г) f_{yd} д) f_t

5. f_t – это:

- а) нормативное значение предела текучести арматуры;

- б) кратковременная прочность бетона при осевом сжатии;
- в) расчетное значение предела текучести арматуры;
- г) кратковременная прочность бетона при осевом растяжении;
- д) временное сопротивление арматуры

6. ϵ_{ctu} – это:

- а) относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;
- б) относительные деформации бетона, соответствующие пиковой точке диаграммы;
- в) относительные деформации, соответствующие предельному растяжению бетона;
- г) предельное значение относительного удлинения арматуры;
- д) относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести

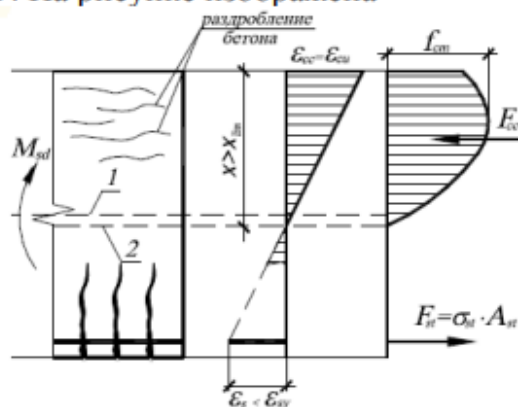
7. Для стадии 2 НДС характерно (возможно несколько вариантов ответов):

- а) упругая работа бетона в сжатой зоне;
- б) относительные деформации растянутой арматуры ϵ_{st} достигают значения ϵ_{sy} , соответствующего напряжению, равному физическому или условному пределу текучести;
- в) в растянутой зоне бетон вступает в зону пластических деформаций;
- г) изгибаемый элемент работает с трещинами;
- д) относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений (ϵ_{cu})

8. Определение прочности нормальных сечений выполняется на стадии НДС

- а) 1а б) 1б в) 2 г) 3

9. На рисунке изображена



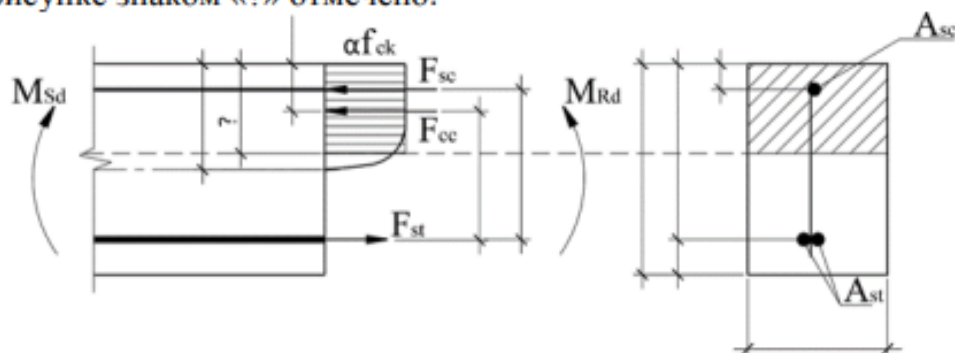
- а) стадия НДС 1а;
- б) стадия НДС 1б;
- в) стадия НДС 2;
- г) стадия НДС 3 (случай 1);
- д) стадия НДС 3 (случай 2)

10. Какие расчеты выполняются на стадии 1 НДС? (возможно несколько вариантов ответа)

- а) расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов;

- б) расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов;
- в) расчет по образованию нормальных трещин;
- г) расчет по определению величины прогибов;
- д) расчет по определению ширины раскрытия трещин

11. На рисунке знаком «?» отмечено:



- а) x
- б) x_{eff}
- в) d
- г) c'
- д) z

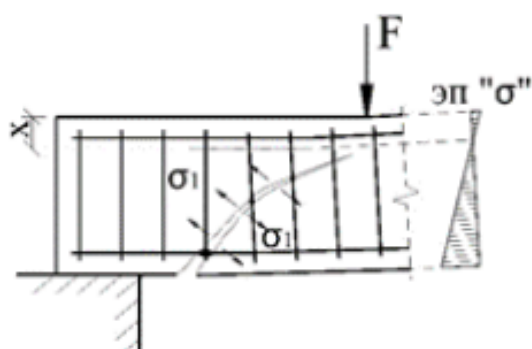
12. F_{st} – это:

- а) равнодействующее усилие в растянутой арматуре;
- б) нормативное значение предела текучести стальной арматуры;
- в) внешняя нагрузка, действующая на изгибаемый элемент;
- г) равнодействующее усилие в сжатой арматуре;
- д) величина изгибающего момента.

13. Загружение опытной балки производилось:

- а) пневматической установкой;
- б) рычажной установкой;
- в) гидравлическим прессом;
- г) отдельными грузами;
- д) гидравлическим домкратом.

14. На рисунке изображена форма разрушения по наклонным сечениям:



- а) 1 форма разрушения – срезом сжатой зоны;
- б) 2 форма разрушения – взаимным поворотом;
- в) 3 форма разрушения – взаимным сдвигом;
- г) 4 форма разрушения – по сжатой полосе

15. Для 2 формы разрушения по наклонным сечениям – взаимным поворотом – характерно (возможно несколько вариантов ответа):

- а) продольная арматура достигает предела текучести;
- б) разрушение происходит от преобладающего действия главных сжимающих напряжений в приопорной зоне балки;
- в) развитие наклонной трещины происходит после достижения напряжений в поперечной арматуре предела текучести;
- г) разрушение может произойти в результате продергивания продольной арматуры;
- д) происходит сдвиг двух частей балки относительно друг друга.

16. Для предотвращения разрушения элемента по наклонным сечениям взаимным сдвигом необходимо выполнение условия

- а) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки;
- б) поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;
- в) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки, и поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;
- г) разрушение элемента может быть предотвращено только конструктивными мероприятиями;
- д) продольная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать продольное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении;

17. V_{cd} – это:

- а) сумма проекций на нормаль к продольной оси предельных усилий в поперечных стержнях по длине наклонной трещины;
- б) поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, работающим на срез над вершиной наклонной трещины;
- в) интенсивность поперечного армирования (погонное усилие в поперечных стержнях);
- г) равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
- д) средняя прочность бетона при сжатии.

18. К преимуществам предварительно напряженных конструкций можно отнести (возможно несколько вариантов ответа):

- а) увеличение жесткости конструкции (уменьшение прогибов);

- б) уменьшение ширины раскрытия трещин;
- в) увеличение прочности нормальных сечений;
- г) уменьшение стоимости конструкции;
- д) возможность уменьшить размеры поперечного сечения конструкций.

19. При полном предварительном напряжении значение напряжений в бетоне наиболее растянутых волокон сечения σ_{ct} :

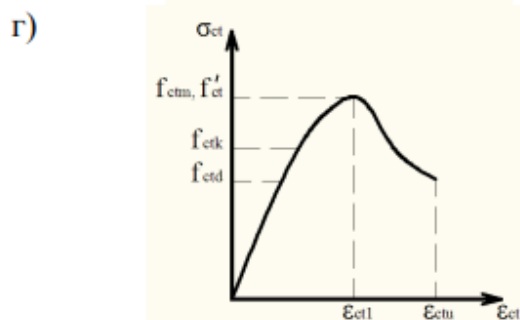
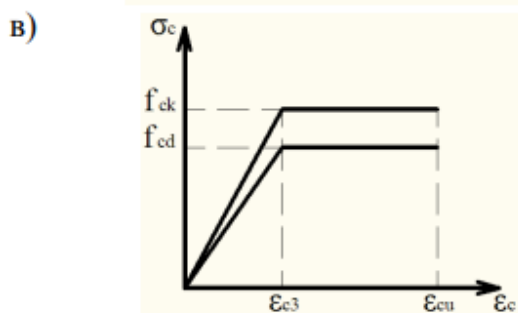
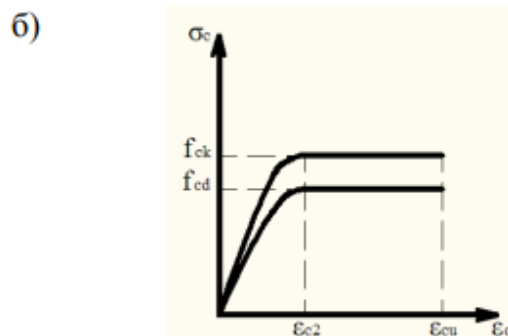
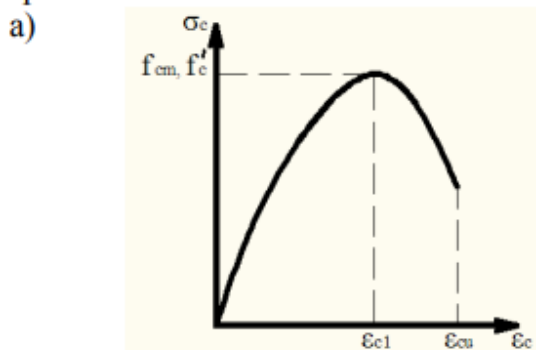
- а) равны нулю;
- б) не превышают допустимых значений (f_{ctm});
- в) не ограничивается, а ограничивается ширина раскрытия трещин;
- г) устанавливаются на уровне средней прочности бетона при сжатии (f_{cm});
- д) не должны превышать расчетное значение прочности бетона при сжатии (f_{cd}).

20. Выберите правильный порядок действий при изготовлении предварительно напряженной конструкции с натяжением арматуры на бетон:

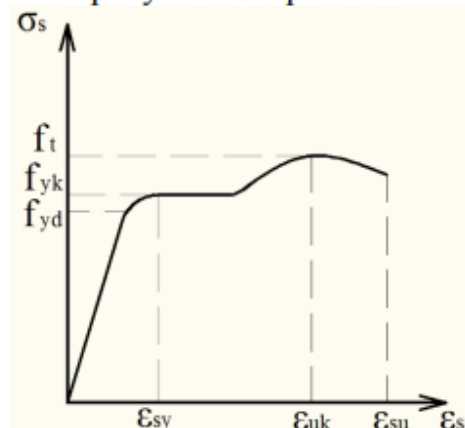
- а) изготавливается армированный либо бетонный элемент; после достижения бетоном требуемой передаточной прочности арматура заводится в каналы или пазы, оставленные при бетонировании элемента; выполняется его обжатие;
- б) напрягаемая арматура до бетонирования заводится в форму или упоры стенда, один конец стержня закрепляется на неподвижном упоре, а другой натягивается; после достижения бетоном конструкции требуемой прочности, осуществляется плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров;
- в) натяжение арматуры, располагаемой в конструкции, происходит за счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения;
- г) изготавливается армированный либо бетонный элемент; после достижения бетоном требуемой передаточной прочности арматура фиксируется на наружной поверхности конструкции; выполняется его обжатие.

Вариант 2

1. Покажите на рисунке диаграмму деформирования бетона при осевом растяжении:



2. На рисунке изображена:



- а) упрощенная билинейная диаграмма деформирования бетона при осевом сжатии;
- б) диаграмма деформирования арматуры при осевом растяжении;
- в) диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении;
- г) упрощенная параболически-линейная диаграмма деформирования бетона при сжатии;
- д) полная диаграмма деформирования бетона при сжатии

3. Как обозначается относительная деформация, соответствующая предельному сжатию бетона:

- а) ϵ_{c1} б) ϵ_{cu} в) ϵ_{ctu} г) ϵ_{ct1} д) ϵ_{su}

4. Как обозначается нормативное значение предела текучести арматуры:

- а) f_{ck} б) f_{ctm} в) f_{yk} г) f_{yd} д) f_t

5. f_{ctm} – это:

- а) средняя прочность бетона при осевом растяжении;

- б) кратковременная прочность бетона при осевом сжатии;
- в) расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных и предварительно напряженных
- г) кратковременная прочность бетона при осевом растяжении;
- д) средняя прочность бетона при осевом сжатии;

6. ϵ_{sy} – это:

- а) относительная деформация, соответствующая предельной сжимаемости бетона;
- б) относительная деформация бетона, соответствующая пиковой точке диаграммы;
- в) относительная деформация арматуры, соответствующая пределу текучести;
- г) предельное значение относительного удлинения арматуры
- д) относительная деформация, соответствующая предельному растяжению бетона

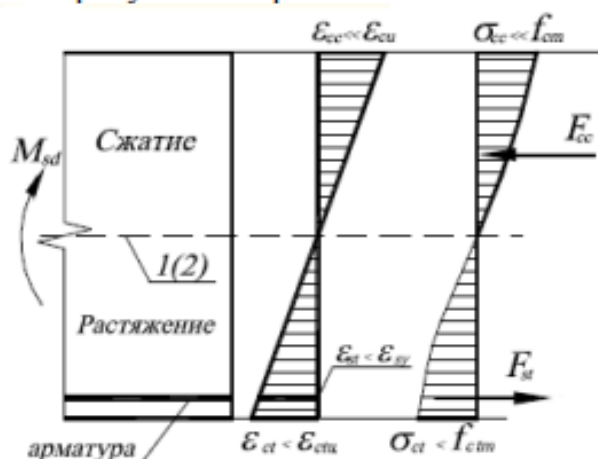
7. Для стадии НДС 1б характерно (возможно несколько вариантов ответов):

- а) упругая работа бетона в сжатой зоне;
- б) относительная деформация растянутой арматуры ϵ_{st} достигает значения ϵ_{sy} , соответствующего напряжению, равному физическому или условному пределу текучести;
- в) в растянутой зоне бетон вступает в зону пластических деформаций;
- г) изгибаемый элемент работает с трещинами;
- д) относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений (ϵ_{cu})

8. Определение ширины раскрытия трещин выполняется на стадии НДС

- а) 1а б) 1б в) 2 г) 3

9. На рисунке изображена

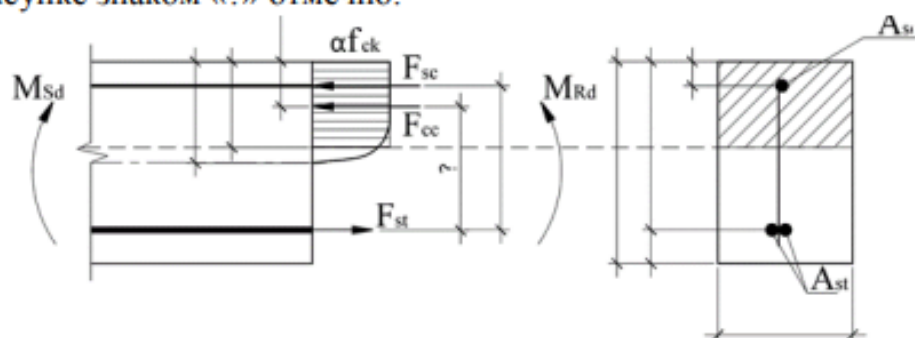


- а) стадия НДС 1а;
- б) стадия НДС 1б;
- в) стадия НДС 2;
- г) стадия НДС 3 (случай 1);
- д) стадия НДС 3 (случай 2)

10. Какие расчеты выполняются на стадии 2 НДС (возможно несколько вариантов ответа):

- а) расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов;
- б) расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов;
- в) расчет по образованию нормальных трещин;
- г) расчет по определению величины прогибов;
- д) расчет по определению ширины раскрытия трещин

11. На рисунке знаком «?» отмечено:



- а) x
- б) x_{eff}
- в) z_s
- г) c'
- д) z

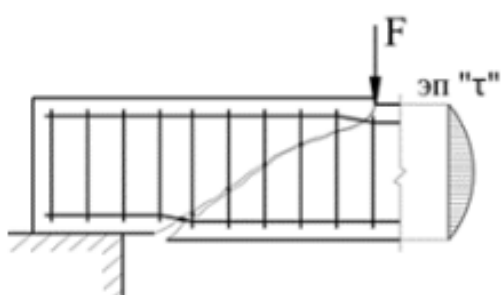
12. F_{cc} – это:

- а) равнодействующее усилие в растянутой арматуре;
- б) нормативное значение предела текучести стальной арматуры;
- в) внешняя нагрузка, действующая на изгибаемый элемент;
- г) равнодействующее усилие в сжатой зоне бетона;
- д) величина изгибающего момента.

13. Для контроля величины прогибов при испытании опытной балки применялись:

- а) прогибомеры;
- б) клинометры;
- в) тензорезисторы;
- г) гидравлические домкраты;
- д) тензометры.

14. На рисунке изображена форма разрушения по наклонным сечениям:



- а) 1 форма разрушения – срезом сжатой зоны;
- б) 2 форма разрушения – взаимным поворотом;
- в) 3 форма разрушения – взаимным сдвигом;
- г) 4 форма разрушения – по сжатой полосе

15. Для 1 формы разрушения по наклонным сечениям – срезом сжатой зоны – характерно (возможно несколько вариантов ответа):

- а) сначала продольная арматура достигает предела текучести;
- б) разрушение происходит от преобладающего действия главных сжимающих напряжений в приопорной зоне балки;
- в) развитие наклонной трещины происходит после достижения напряжений в поперечной арматуре предела текучести;
- г) разрушение может произойти в результате продергивания продольной арматуры;
- д) происходит сдвиг двух частей балки относительно друг друга.

16. Для предотвращения разрушения элемента по наклонным сечениям от преобладающего действия главных сжимающих напряжений в приопорной зоне балки необходимо выполнение условия

- а) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки;
- б) поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;
- в) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки, и поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;
- г) разрушение элемента может быть предотвращено только конструктивными мероприятиями;
- д) продольная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать продольное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении;

17. V_{sw} – это:

- а) сумма проекций на нормаль к продольной оси предельных усилий в поперечных стержнях по длине наклонной трещины;
- б) поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, работающим на срез над вершиной наклонной трещины;
- в) интенсивность поперечного армирования (погонное усилие в поперечных стержнях);
- г) равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
- д) средняя прочность бетона при сжатии.

18. К недостаткам предварительно напряженных конструкций можно отнести (возможно несколько вариантов ответа):

- а) повышенные требования к точности изготовления конструкций;

- б) увеличение ширины раскрытия трещин;
- в) увеличение прочности нормальных сечений;
- г) увеличение стоимости конструкции;
- д) применение высокопрочной арматуры.

19. Физико-химический метод натяжения арматуры предполагает:

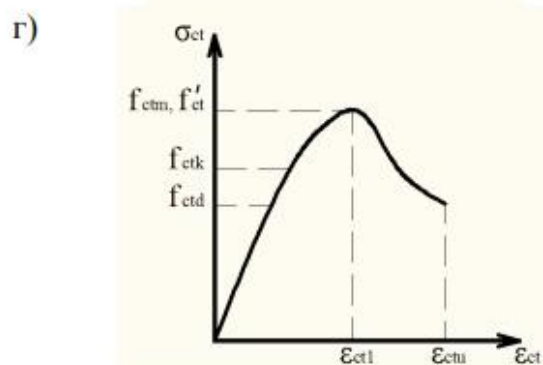
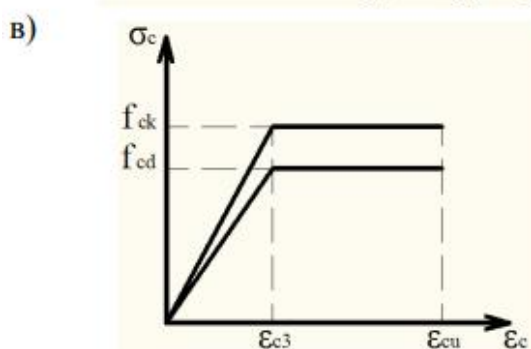
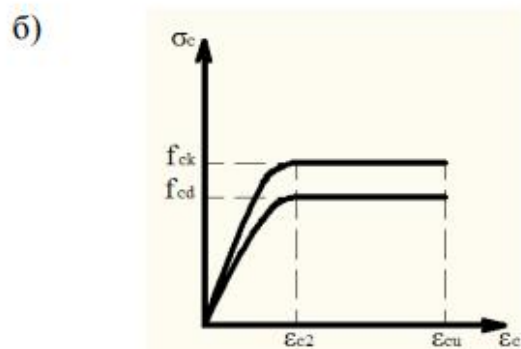
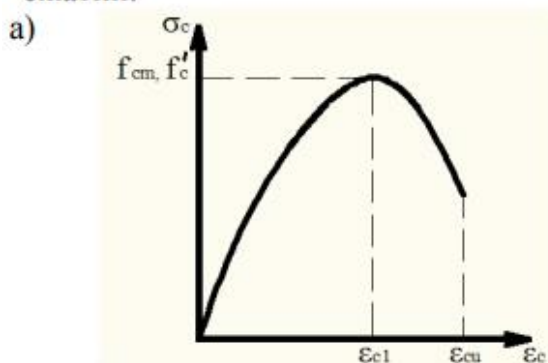
- а) применение сталей с химическим составом, обеспечивающим постепенное удлинение арматуры с течением времени;
- б) использование напрягающего бетона;
- в) использование специальных химических добавок, приводящих к временному удлинению арматуры;
- г) электрический нагрев арматуры до соответствующей температуры;
- д) совместном применении физического и химического методов.

20. Выберите правильный порядок действий при изготовлении предварительно напряженной конструкции с натяжением арматуры на упоры:

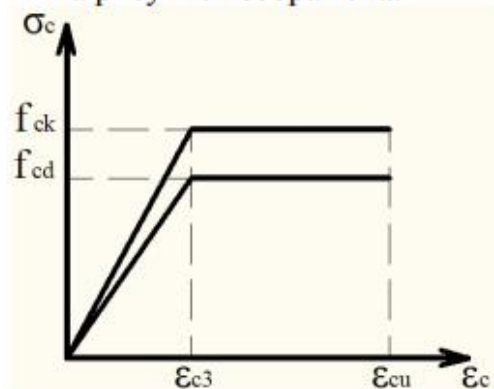
- а) изготавливается армированный либо бетонный элемент; после достижения бетоном требуемой передаточной прочности арматура заводится в каналы или пазы, оставленные при бетонировании элемента; выполняется его обжатие;
- б) напрягаемая арматура до бетонирования заводится в форму или упоры стенда, один конец стержня закрепляется на неподвижном упоре, а другой натягивается; после достижения бетоном конструкции требуемой прочности, осуществляется плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров;
- в) натяжение арматуры, располагаемой в конструкции, происходит за счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения;
- г) изготавливается армированный либо бетонный элемент; после достижения бетоном требуемой передаточной прочности арматура фиксируется на наружной поверхности конструкции; выполняется его обжатие.

Вариант 3

1. Покажите на рисунке полную диаграмму деформирования бетона при сжатии:



2. На рисунке изображена:



- а) упрощенная билинейная диаграмма деформирования бетона при осевом сжатии;
- б) диаграмма деформирования арматуры при осевом растяжении;
- в) диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении;
- г) упрощенная параболически-линейная диаграмма деформирования бетона при сжатии;
- д) полная диаграмма деформирования бетона при сжатии

3. Как обозначается предельное значение относительного удлинения арматуры:

- а) ϵ_{c1}
- б) ϵ_{cu}
- в) ϵ_{ctu}
- г) ϵ_{sy}
- д) ϵ_{su}

4. Как обозначается средняя прочность бетона при осевом растяжении:

- а) f_{ck}
- б) f_{ctm}
- в) f_{yk}
- г) f_{yd}
- д) f_t

5. f_{yd} – это:

- а) нормативное значение предела текучести арматуры;

- б) кратковременная прочность бетона при осевом сжатии;
- в) расчетное значение предела текучести арматуры;
- г) кратковременная прочность бетона при осевом растяжении;
- д) временное сопротивление

6. ε_{ct1} – это:

- а) относительная деформация, соответствующая предельной сжимаемости бетона;
- б) относительная деформация бетона, соответствующая пиковой точке диаграммы;
- в) относительная деформация, соответствующая предельному растяжению бетона;
- г) предельное значение относительного удлинения арматуры;
- д) относительная деформация арматуры, соответствующая пределу текучести

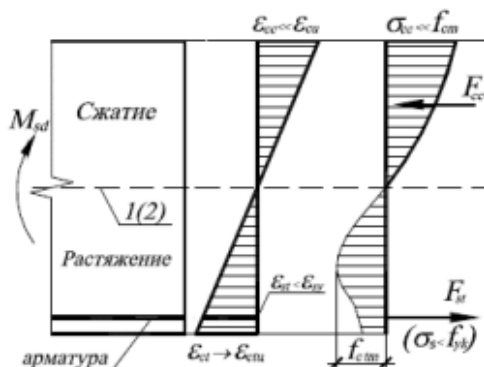
7. Для стадии НДС 3 (случай разрушения 1) характерно (возможно несколько вариантов ответов):

- а) разрушение происходит хрупко;
- б) относительная деформация растянутой арматуры ε_{st} достигает значения ε_{sy} , соответствующего напряжению, равному физическому или условному пределу текучести;
- в) в растянутой зоне бетон вступает в зону пластических деформаций;
- г) в изгибаемом элементе присутствует большое количество трещин со значительной шириной раскрытия;
- д) относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений (ε_{cu})

8. Расчет по образованию нормальных трещин выполняется на стадии НДС:

- а) 1 б) 2 в) 3

9. На рисунке изображена



- а) стадия НДС 1а;
- б) стадия НДС 1б;
- в) стадия НДС 2;
- г) стадия НДС 3 (случай 1);
- д) стадия НДС 3 (случай 2)

10. Какие расчеты выполняются на стадии 3 НДС (возможно несколько вариантов ответа):

15. Для 3 формы разрушения по наклонным сечениям – взаимным сдвигом – характерно (возможно несколько вариантов ответа):

- а) разрушение происходит от преобладающего действия касательных напряжений;
- б) разрушение происходит от преобладающего действия главных сжимающих напряжений в приопорной зоне балки;
- в) развитие наклонной трещины происходит после достижения напряжений в поперечной арматуре предела текучести;
- г) разрушение может произойти в результате продергивания продольной арматуры;
- д) происходит сдвиг двух частей балки относительно друг друга.

16. Для предотвращения разрушения элемента по наклонным сечениям в результате продергивания продольной арматуры балки необходимо выполнение условия (возможно несколько вариантов ответа)

- а) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки;
- б) поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;
- в) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки, и поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;
- г) разрушение элемента может быть предотвращено конструктивными мероприятиями;
- д) продольная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать продольное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении;

17. v_{sw} – это:

- а) сумма проекций на нормаль к продольной оси предельных усилий в поперечных стержнях по длине наклонной трещины;
- б) поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, работающим на срез над вершиной наклонной трещины;
- в) интенсивность поперечного армирования (погонное усилие в поперечных стержнях);
- г) равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
- д) средняя прочность бетона при сжатии.

18. Сущность предварительного напряжения заключается в:

- а) повышении трещиностойкости конструкции;
- б) натяжении арматуры на упоры, с последующей передачей усилия на бетон;
- в) создании сжимающих напряжений в тех зонах, где при эксплуатации возникает растяжение;
- г) повышении несущей способности железобетонной конструкции;
- д) применении высокопрочной арматуры.

19. При частичном предварительном напряжении напряжения в бетоне наиболее растянутых волокон сечения σ_{ct} :

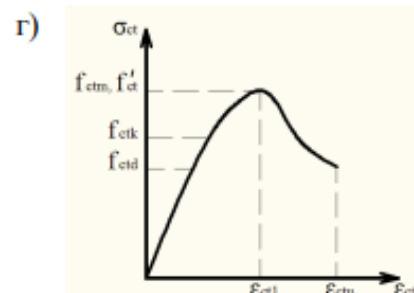
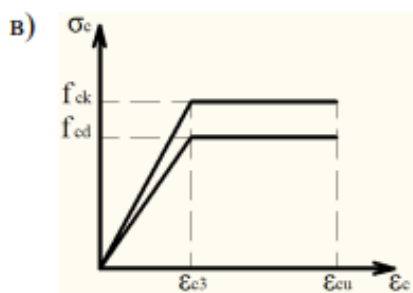
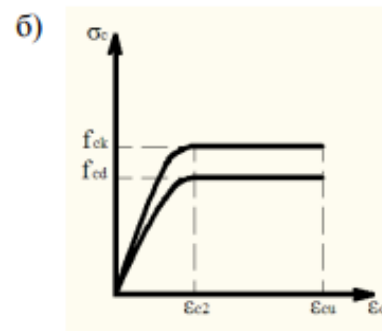
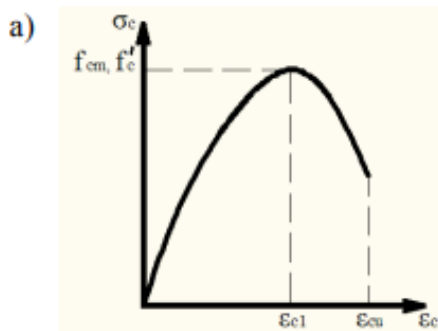
- а) равны нулю;
- б) не превышают допустимых значений (f_{ctm});
- в) не ограничивается, а ограничивается ширина раскрытия трещин;
- г) устанавливаются на уровне средней прочности бетона при сжатии (f_{cm});
- д) не должны превышать расчетное значение прочности бетона при сжатии (f_{cd}).

20. Выберите правильный порядок действий при изготовлении самонапряженной железобетонной конструкции:

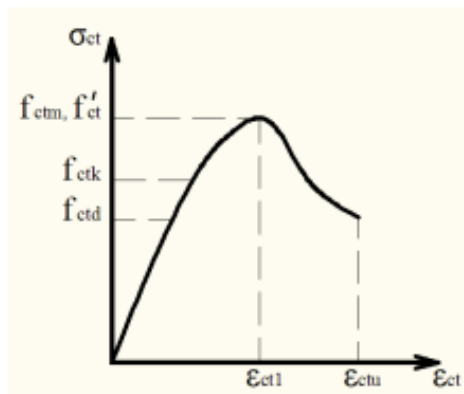
- а) изготавливается армированный либо бетонный элемент; после достижения бетоном требуемой передаточной прочности арматура заводится в каналы или пазы, оставленные при бетонировании элемента; выполняется его обжатие;
- б) напрягаемая арматура до бетонирования заводится в форму или упоры стенда, один конец стержня закрепляется на неподвижном упоре, а другой натягивается; после достижения бетоном конструкции требуемой прочности, осуществляется плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров;
- в) напрягаемая арматура устанавливается в опалубку до бетонирования конструкции, а натяжение арматуры происходит за счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения;
- г) изготавливается армированный либо бетонный элемент; после достижения бетоном требуемой передаточной прочности арматура фиксируется на наружной поверхности конструкции; выполняется его обжатие.

Вариант 4

1. Покажите на рисунке упрощенную билинейную диаграмму деформирования бетона при осевом сжатии;



2. На рисунке изображена:



- а) упрощенная билинейная диаграмма деформирования бетона при осевом сжатии;
- б) диаграмма деформирования арматуры при осевом растяжении;
- в) диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении;
- г) упрощенная параболически-линейная диаграмма деформирования бетона при сжатии;
- д) полная диаграмма деформирования бетона при сжатии

3. Как обозначается относительная деформация, соответствующая предельному растяжению бетона:

- а) ϵ_{ctu}
- б) ϵ_{cu}
- в) ϵ_{c1}
- г) ϵ_{ct1}
- д) ϵ_{su}

4. Как обозначается расчетное значение предела текучести арматуры:

- а) f_{ck} б) f_{ctm} в) f_{yk} г) f_{yd} д) f_t

5. f_{ct} – это:

- а) средняя прочность бетона при осевом растяжении;
б) кратковременная прочность бетона при осевом сжатии;
в) расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных и предварительно напряженных
г) средняя прочность бетона при осевом сжатии;
д) кратковременная прочность бетона при осевом растяжении;

6. ϵ_{su} – это:

- а) относительная деформация, соответствующая предельной сжимаемости бетона;
б) относительная деформация бетона, соответствующая пиковой точке диаграммы;
в) относительная деформация арматуры, соответствующая пределу текучести;
г) предельное значение относительного удлинения арматуры
д) относительная деформация, соответствующая предельному растяжению бетона

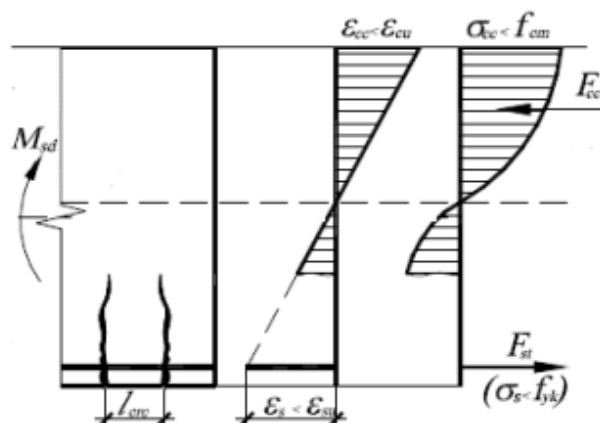
7. Для стадии НДС 3 (случай разрушения 2) характерно (возможно несколько вариантов ответов):

- а) разрушение происходит хрупко;
б) относительная деформация растянутой арматуры ϵ_{st} достигает значения ϵ_{sy} , соответствующего напряжению, равному физическому или условному пределу текучести;
в) в растянутой зоне бетон вступает в зону пластических деформаций;
г) в изгибаемом элементе присутствует большое количество трещин со значительной шириной раскрытия;
д) относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений (ϵ_{cu})

8. Определение прочности нормальных сечений выполняется на стадии НДС

- а) 1а б) 1б в) 2 г) 3

9. На рисунке изображена

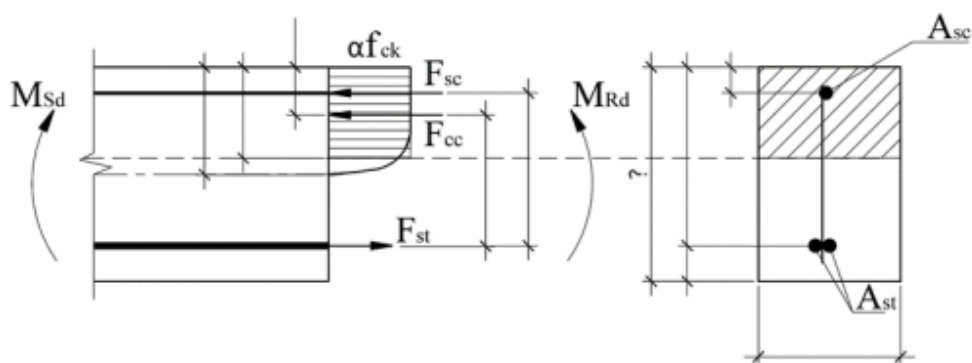


- а) стадия НДС 1а;
 б) стадия НДС 1б;
 в) стадия НДС 2;
 г) стадия НДС 3 (случай 1);
 д) стадия НДС 3 (случай 2)

10. Какие расчеты выполняются на стадии I НДС (возможно несколько вариантов ответа):

- а) расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов;
 б) расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов;
 в) расчет по образованию нормальных трещин;
 г) расчет по определению величины прогибов;
 д) расчет по определению ширины раскрытия трещин

11. На рисунке знаком «?» отмечено:



- а) x б) d в) z_s г) c' д) h

12. M_{sd} – это:

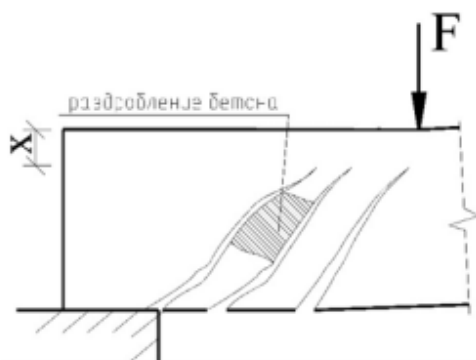
- а) равнодействующее усилие в растянутой арматуре;
 б) изгибающий момент, который может быть воспринят нормальным сечением изгибаемого элемента;

- в) внешняя сосредоточенная нагрузка, действующая на изгибаемый элемент;
- г) равнодействующее усилие в сжатой зоне бетона;
- д) величина изгибающего момента от внешней нагрузки.

13. Для определения величины относительных деформаций в опытной балке применялись:

- а) прогибомеры;
- б) клинометры;
- в) тензометры;
- г) тензорезисторы;
- д) микроскоп.

14. На рисунке изображена форма разрушения по наклонным сечениям:



- а) 1 форма разрушения – срезом сжатой зоны;
- б) 2 форма разрушения – взаимным поворотом;
- в) 3 форма разрушения – взаимным сдвигом;
- г) 4 форма разрушения – по сжатой полосе

15. Для 4 формы разрушения по наклонным сечениям – по сжатой полосе – характерно (возможно несколько вариантов ответа):

- а) разрушение происходит от преобладающего действия касательных напряжений;
- б) разрушение происходит от преобладающего действия главных сжимающих напряжений в оппорной зоне балки;
- в) развитие наклонной трещины происходит после достижения напряжений в поперечной арматуре предела текучести;
- г) разрушение может произойти в результате продергивания продольной арматуры;
- д) происходит сдвиг двух частей балки относительно друг друга.

16. Для предотвращения разрушения элемента по наклонным сечениям в результате взаимного сдвига двух частей балки необходимо выполнение условия (возможно несколько вариантов ответа)

- а) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение балки;
- б) поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном поперечной арматурой в наклонном сечении;
- в) момент в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должен превышать момент, который может воспринимать наклонное сечение

балки, и поперечная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать поперечное усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении;

- г) разрушение элемента может быть предотвращено конструктивными мероприятиями;
- д) продольная сила в наклонном сечении от действия внешней нагрузки не должна превышать продольное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении;

17. V_{rd} – это:

- а) сумма проекций на нормаль к продольной оси предельных усилий в поперечных стержнях по длине наклонной трещины;
- б) поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, работающим на срез над вершиной наклонной трещины;
- в) поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой и бетоном в наклонном сечении;
- г) равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
- д) средняя прочность бетона при сжатии.

18. К преимуществам предварительно напряженных конструкций можно отнести (возможно несколько вариантов ответа):

- а) возможность перекрывать значительные пролеты;
- б) возможность применения бетона и арматуры более высоких классов;
- в) увеличение прочности нормальных сечений;
- г) уменьшение стоимости конструкции;
- д) уменьшение прочности нормальных сечений.

19. Электротермический метод натяжения арматуры заключается:

- а) в нагревании арматуры в специальных печах до требуемой температуры;
- б) разогревании арматуры в результате физико-химических процессов, протекающих в бетоне при твердении;
- в) в электрическом нагреве арматуры до соответствующей температуры;
- г) нагреве конструкции целиком;
- д) в электрическом нагреве арматуры в сочетании с натяжением ее при помощи домкратов.

20. По принципу действия напряженного армирования выделяют (возможно несколько вариантов ответа):

- а) полное предварительное напряжение;
- б) одноосное напряжение;
- в) с натяжением арматуры на упоры;
- г) объемное напряжение;
- д) частичное предварительное напряжение.

IV ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ

1 ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»

УТВЕРЖДАЮ

Первый проректор БрГТУ

_____ А.М. Омелянюк

« ____ » _____ 2019 г.

Регистрационный № УД ____ /уч.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**Учебная программа учреждения высшего образования
по учебной дисциплине для специальности:**

1 – 70 02 01 Промышленное и гражданское строительство

2019 г.

Учебная программа составлена на основе

Типовой учебной программы

(название образовательного стандарта)

для высших учебных заведений по специальности 1 70 02 01 Промышленное и гражданское строительство, утвержденной УМО вузов Республики Беларусь по образованию в области строительства и архитектуры 2010г., регистрационный номер № ТД УМО СА – 16 ТИП и учебного плана специальности.

(название образовательного стандарта, типовой учебной программы, дата утверждения, регистрационный номер)

СОСТАВИТЕЛИ:

В. Н. Малиновский, профессор кафедры «Строительные конструкции», к.т.н., доцент

(И.О.Фамилия, должность, степень, звание)

А.А.Кондратчик, профессор кафедры «Строительные конструкции», к.т.н., доцент

(И.О.Фамилия, должность, степень, звание)

Н.Н.Шалобыта, доцент кафедры «Строительные конструкции», к.т.н., доцент

(И.О.Фамилия, должность, степень, звание)

РЕКОМЕНДОВАНА К УТВЕРЖДЕНИЮ:

Кафедрой «Строительных конструкций»

(название кафедры-разработчика программы)

(протокол № 12 от 18.06.2019г.);

Методической комиссией строительного факультета

(название факультета)

(протокол № от);

Председатель В.И.Юськович

(ФИО,подпись)

Советом Брестского государственного технического университета

(протокол № от).

1 ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

«Железобетонные и каменные конструкции» – инженерная дисциплина, в которой изучаются особенности расчета и проектирования железобетонных и каменных конструкций.

Данная учебная программа рассчитана на 370 часов учебных занятий.

Цель преподавания дисциплины

Основная цель преподавания – научить студентов проектировать технически и экономически обоснованные обычные и предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности, эстетичности в соответствии с ТНПА; ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных конструкций в промышленном и гражданском строительстве; дать студентам практические навыки по расчету железобетонных конструкций, использованию нормативно-справочной и научно-технической литературы.

Задачи изучения дисциплины

Приобретение суммы знаний и умений, необходимых для успешной работы в качестве инженера-строителя в любой из отраслей строительного профиля.

Знания и умения инженера-строителя по специальности I - 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» определяется квалификационной характеристикой.

В результате изучения учебной дисциплины студент должен

знать:

- физико-механические свойства материалов для железобетонных и каменных конструкций;
- требования норм по проектированию конструкций зданий и сооружений;
- конструкции и конструктивные системы зданий и сооружений;
- состав, структуру рабочих чертежей 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.

владеть:

– приёмами контроля трещиностойкости и несущей способности конструкций;

– методологией анализа новейших достижений строительной науки и практики;

– конструировать элементы зданий и разрабатывать их рабочие чертежи.

Перечень дисциплин, знание которых необходимо для изучения курса:

сопротивление материалов, теоретическая механика, строительная механика, строительные материалы, архитектура.

Студент должен знать следующие разделы этих дисциплин:

«Сопротивление материалов»:

Основы теории напряженно-деформированного состояния. Растяжение-сжатие. Плоское напряженное состояние. Геометрические характеристики сечений. Изгиб. Кручение. Сложное сопротивление.

«Теоретическая механика»:

Статика и ее основные понятия. Кинематика.

«Строительная механика»:

Кинематический анализ сооружений. Расчетные схемы сооружений. Расчет статически определимых и неопределимых систем. Плоские фермы. Арки и рамы. Расчет сооружений по предельным состояниям.

«Строительные материалы»:

Основные свойства строительных материалов. Бетоны. Металлические материалы и изделия. Полимерные материалы и изделия.

«Архитектура»:

Общие сведения о зданиях и сооружениях, требования, предъявляемые к ним. Индустриализация строительства. Архитектурно-строительный проект и методы его разработки. Технико-экономическая оценка зданий и их конструктивных элементов. Объемно-планировочные и конструктивные решения гражданских и промышленных зданий и сооружений.

Для закрепления теоретического материала, овладения методикой проектирования и расчета предусмотрено проведение практических и лабораторных занятий по всем ключевым темам и выполнение курсового проекта.

В соответствии с учебными планами на изучение дисциплины «Железобетонные конструкции и каменные конструкции» отводится следующее количество часов (таблица 1).

Таблица 1.

Курс	Семестр	Общее количество часов по плану (з.е.)		Аудиторных часов			Неуправляемая самостоятельная работа	Форма текущей аттестации
			аудиторных	Лекции	Практические занятия	Лабораторные занятия		
<i>Дневная форма получения высшего образования</i>								
3	5	110 (2,5 з.е.)	72	40	16	16	38	Зачет
	6	130 (3 з.е.)	74	40	34	-	56	Экзамен
		60 (1,5 з.е.)	-	60				Защита курсового проекта
4	7	130 (3 з.е.)	50	34	16	-	80	Экзамен
		60 (1,5 з.е.)	-	60				Защита курсового проекта
		370	196	114	66	16	174	
<i>Заочная форма получения образования</i>								
4	7	110 (3 з.е.)	18	10	4	4	92	Зачет
	8	110 (3 з.е.)	14	10	4	-	96	Экзамен
		60 (2 з.е.)	-	60				Защита курсового проекта
5	9	110 (3 з.е.)	12	8	4	-	98	Экзамен
		60 (2 з.е.)	-	60				Защита курсового проекта
		330	44	28	12	4	286	
<i>Заочная (сокращенная) форма получения образования</i>								
3	6	110 (3 з.е.)	18	10	4	4	92	Зачет
4	7	110 (3 з.е.)	14	10	4	-	96	Экзамен

Курс	Семестр	Общее количество часов по плану (з.е.)		Аудиторных часов			Неуправляемая самостоятельная работа	Форма текущей аттестации
			аудиторных	Лекции	Практические занятия	Лабораторные занятия		
		60 (2 з.е.)	-	60				
8	110 (3 з.е.)	12	8	4	-	98	Экзамен	
	60 (2 з.е.)	-	60			Защита курсового проекта		
	330	44	28	12	4	286		

2 ПЛАНИРУЕМЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ОБУЧЕНИЯ ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

2.1 Перечень планируемых результатов обучения по дисциплине, соотнесенные с планируемыми результатами освоения образовательной программы

Дисциплина «Железобетонные конструкции» участвует в формировании 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. Знание нормативной базы в области инженерных изысканий, принципов проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования, планировки и застройки населенных мест.

ПК-2. Владение методами проведения инженерных изысканий, технологией

проектирования деталей и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов и систем автоматизированного проектирования.

ПК-3. Способность проводить предварительное технико-экономическое обоснование проектных решений, разрабатывать проектную и рабочую техническую документацию, оформлять законченные проектно-конструкторские работы, контролировать соответствие разрабатываемых проектов и технической документации заданию, стандартам, техническим условиям и другим нормативным документам.

ПК-4. Способность участвовать в проектировании и изыскании объектов профессиональной деятельности.

ПК-5. Знание научно-технической информации отечественного и зарубежного опыта по профилю деятельности.

ПК-6. Владение методами и средствами физического и математического (компьютерного) моделирования в том числе с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов, систем автоматизированного проектирования, стандартных пакетов автоматизации исследований, владение методами испытаний строительных конструкций и изделий, методами постановки и проведения экспериментов по заданным методикам.

ПК-7. Способность составлять отчеты по выполненным работам, участвовать во внедрении результатов исследований и практических разработок.

ПК-10. Проектировать конструктивные схемы зданий и сооружений различного функционального назначения в составе группы специалистов или самостоятельно.

ПК-11. Разрабатывать проекты организации строительства, проекты производства работ и технологические карты на отдельные виды работ.

ПК-12. Выполнять расчеты и конструирование строительных конструкций с использованием методов автоматизированного проектирования.

ПК-13. Осуществлять оценку эффективности применения средств механизации при проектировании технологии и организации строительно-монтажных работ.

ПК-14. Определять актуальные направления научных исследований в области строительства с целью внедрения в практику эффективных строительных материалов, конструкций и технологий.

ПК-15. Организовать работу по подготовке рефератов, научных статей и за-

явок на изобретения в области промышленного и гражданского строительства.

ПК-20. Анализировать оперативную информацию о процессах производства работ на объекте и вырабатывать решения по их оптимизации.

ПК-21. Осуществлять операционный контроль качества выполнения строительно-монтажных работ в соответствии с проектной и нормативной документацией.

ПК-24. Разрабатывать практические рекомендации по использованию результатов научных исследований.

ПК-26. Работать с научной, технической юридической литературой в области промышленного и гражданского строительства.

2.2 Место дисциплины в структуре основной профессиональной образовательной программы

Для изучения учебной дисциплины необходимы следующие знания, умения и навыки, формируемые предшествующими дисциплинами:

1) «Соппротивление материалов» и «Теоретическая механика»

Основы теории напряженно-деформированного состояния. Растяжение-сжатие. Плоское напряженное состояние. Геометрические характеристики сечений. Изгиб. Кручение. Сложное сопротивление. Статика и ее основные понятия. Кинематика.

знания:

- методов и средств физического и математического моделирования работы материалов и строительных конструкций под нагрузкой;
- методов определения напряженно-деформированного состояния и внутренних усилий в различных;
- общих теорем сопротивления материалов и теоретической механики, определяющих работу внешних и внутренних сил;
- методы расчета элементов строительных сооружений на прочность, жесткость и устойчивость;
- создание простых приемов расчета элементов сооружений с использованием теоретических гипотез и экспериментальных данных;
- основы конструирования надежных и экономических строительных конструкций;
- методов исследования напряженно-деформированного состояния в различных материалах и конструкциях;

умения:

- выявлять наиболее эффективные разработки среди существующих по данной проблеме;
- составлять рациональные расчетные схемы, обеспечивающие достаточную степень точности в сочетании с простотой инженерного расчета;
- выполнять инженерные проверочные и проектировочные расчеты элементов конструкций и сооружений в соответствии с выбранными критериями и осуществлять анализ полученных решений;
- исследовать напряженное и деформированное состояние в точке;
- использовать универсальные и специализированные программно-вычислительные комплексы, системы автоматизированного проектирования, стандартные пакеты автоматизации исследований;

навыки:

- методами расчета элементов строительных конструкций при простых и сложных видах сопротивления;
- способами анализа напряженного и деформированного состояний материала конструкций;
- принципами по определению видов сопротивления элементов строительных конструкций.
- испытаний строительных конструкций и изделий, методики постановки и проведения экспериментов по заданным методикам.

2) «Строительные материалы»

Основные свойства строительных материалов. Бетоны. Металлические материалы и изделия. Полимерные материалы и изделия.

знания:

- теоретические основы получения современных для строительных конструкций материалов: бетоны, растворы, композитные материалы и т.д.;
- современные методы исследования прочностных и деформационных свойств строительных материалов;
- основные свойства строительных материалов; методы их исследований в соответствии с действующими ТНПА; влияние разнообразных факторов на свойства строительных материалов;
- технологию переработки строительных материалов, их исходную сырьевую базу; технологическое оборудование, механизацию и автоматизацию производственных процессов;

– использование отходов промышленности, экологические аспекты производства строительных материалов;

умения:

– ориентироваться в технологии получения различных типов строительных материалов;

– выполнять исследования свойств строительных материалов в соответствии с действующими стандартами, осуществлять проектирование технологических процессов их производства, для материалов с заданными физико-механическими свойствами и технико-экономическим их обоснованием;

навыки:

– владеть полученными базовыми научно-теоретическими знаниями и уметь применять их для решения теоретических и практических профессиональных задач;

– испытаний строительных конструкций и изделий, методики постановки и проведения экспериментов по заданным методикам;

– системным и сравнительным анализом; исследовательскими навыками; междисциплинарным подходом при решении проектных задач в области строительства; навыками самостоятельного получения знаний и повышения квалификации.

3) «Строительная механика»

Кинематический анализ сооружений. Расчетные схемы сооружений. Расчет статически определимых и неопределимых систем. Плоские фермы. Арки и рамы. Расчет сооружений по предельным состояниям.

знания:

– современных тенденций при проектировании и эксплуатации строительных конструкций;

– методов и средств физического и математического (компьютерного) моделирования работы строительных конструкций;

– классификации стержневых систем, отличительных свойств статически определимых и неопределимых систем;

– методов определения внутренних усилий в элементах стержневых систем (многопролетные балки, арки, фермы, рамы);

– методов построения линий влияния и расчёт конструкций на подвижную нагрузку;

- общих теорем строительной механики, определяющих работу внешних и внутренних сил;
- приемов определения перемещений в статически определимых и неопределимых системах;
- основных положений расчета статически неопределимых систем методом сил;
- основных положений расчета статически неопределимых систем методом перемещений;
- критериев определения устойчивости упругих систем, формы потери устойчивости сжатого стержня;
- методов исследования устойчивости упругих систем (динамический, статический и энергетический);
- особенностей динамических нагрузок;
- основных положений расчета систем с одной степенью свободы;
- методов динамического расчета рам;
- определять внутренние усилия, по линиям влияния для элементов решетки в простых и шпренгельных фермах;
- решать задачи по определению внутренних усилий в статически неопределимых рамах методом сил и методом перемещений;
- использовать теорию матриц в расчете статически неопределимых систем методом сил и методом перемещений;
- определять внутренние усилия в рамах специальными методами и выполнять расчет рам на действие температуры и неравномерную осадку опор;
- вести расчёты балочных систем за пределами упругости;
- рассчитывать рамы на устойчивость методом перемещений;
- определять частоты и формы свободных колебаний статически определимых стержневых систем;

умения:

- выявлять наиболее эффективные разработки среди существующих по данной проблеме;
- использовать универсальные и специализированные программно-вычислительные комплексы, системы автоматизированного проектирования, стандартные пакеты автоматизации исследований;
- исследовать геометрическую неизменяемость стержневых систем;
- строить эпюры и линии влияния силовых факторов в стержневых системах;

- определять не выгоднейшее положение нагрузки на сооружении;
- использовать теорию матриц для расчета статически определимых балок и рам;
- определять внутренние усилия, по линиям влияния для элементов решетки в простых и шпренгельных фермах;
- решать задачи по определению внутренних усилий в статически неопределимых рамах методом сил и методом перемещений;
- использовать теорию матриц в расчете статически неопределимых систем методом сил и методом перемещений;
- определять внутренние усилия в рамах специальными методами и выполнять расчет рам на действие температуры и неравномерную осадку опор;
- вести расчёты балочных систем за пределами упругости;
- рассчитывать рамы на устойчивость методом перемещений;
- определять частоты и формы свободных колебаний статически определимых стержневых систем;

навыки:

- владения основными методами решения задач строительной механики.

4) «Архитектура»

Общие сведения о зданиях и сооружениях, требования, предъявляемые к ним. Индустриализация строительства. Архитектурно-строительный проект и методы его разработки. Техничко-экономическая оценка зданий и их конструктивных элементов. Объемно-планировочные и конструктивные решения гражданских и промышленных зданий и сооружений.

знания:

- нормативной базы в области изысканий;
- функциональных основ проектирования зданий, особенностей работы современных несущих и ограждающих конструкций, приемов и методов оценки объемно-планировочных и конструктивных решений;
- основы систем индустриализации и типизации в строительстве, основные сведения о классификации зданий, о конструктивных системах и схемах, частях и конструктивных элементах гражданских и промышленных зданий;
- методов архитектурного проектирования строительных конструкций;
- современных тенденции при проектировании и эксплуатации строительных конструкций;
- формы отчетов по выполненным работам;

умения:

- разрабатывать конструктивные решения простейших зданий;
- выявлять наиболее эффективные разработки среди существующих по данной проблеме;
- составлять отчеты по выполненным работам;

навыки:

- контроля качества строительства простейших зданий в целом и конструирования ограждающих конструкций в отдельности;
- участия в проектировании и изыскании строительных конструкций;
- пользования научно-технической информации при проектировании строительных конструкций;
- участия во внедрении результатов исследований и практических разработок.

5) «Механика грунтов»

знания:

- нормативной базы в области инженерных изысканий;
- современных тенденций при проектировании и эксплуатации строительных конструкций;
- методов и средств физического и математического (компьютерного) моделирования работы строительных конструкций;
- форм отчетов по выполненным работам:

умения:

- разрабатывать конструктивные решения простейших зданий;
- выявлять наиболее эффективные разработки среди существующих по данной проблеме;
- использовать универсальные и специализированные программно-вычислительные комплексы, системы автоматизированного проектирования, стандартные пакеты автоматизации исследований;
- составлять отчеты по выполненным работам;

навыки:

- проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования, планировки и застройки населенных мест;
- пользования научно-технической информации при проектировании строительных конструкций;
- методики испытаний строительных конструкций и изделий, методами по-

становки и проведения экспериментов по заданным методикам;

- внедрение результатов исследований и практических разработок.

б) «Основы САПР»

знания:

– назначений, особенностей, приемов работы в среде конструкторских САПР;

- способов графического представления пространственных образов;

– теоретических и практических навыков при работе на компьютерной технике, правильно выбирать программное обеспечение при работе на компьютере, методику построения графического изображения на плоскости и в трехмерном пространстве;

– современных тенденций при проектировании и эксплуатации строительных конструкций;

умения:

– применять различные системы автоматизированного проектирования в своей профессиональной деятельности;

– правильно выбирать программный продукт и грамотно использовать его при проектировании;

– проектировать здания и сооружения любой сложности в двухмерном и трехмерном пространстве;

– выявлять наиболее эффективные разработки среди существующих по данной проблеме;

навыки:

– расчета строительных конструкций с применением конструкторских САПР;

– построения и оформления рабочих чертежей в системе AutoCAD или других графических средах;

– владения нормативными актами и государственными требованиями в области проектирования;

– навыками пользования научно-технической информацией при проектировании строительных конструкций.

3 ПРОГРАММНО-ПЛАНИРУЮЩИЕ ДОКУМЕНТЫ

3.1 Содержание дисциплины

3.1.1 Общие сведения о железобетонных и каменных конструкциях

Цели и задачи курса «Железобетонные и каменные конструкции». Краткий исторический обзор. Сущность железобетона. Виды железобетонных конструкций. Применение и перспектива развития железобетона.

3.1.2 Бетон и его физико-механические свойства

Классификация бетонов. Общие сведения о сопротивлении бетона под нагрузкой и механизме его разрушения. Усадка, набухание и ползучесть в бетоне. Прочностные и характеристики бетона. Понятие классов и марок бетона. Деформативность бетона. Диаграммы деформирования бетона.

3.1.3 Арматура для железобетонных конструкций

Назначение арматуры. Виды арматуры и арматурных изделий. Механические и деформативные характеристики арматурных сталей. Классификация арматуры. Соединения арматуры. Закладные детали.

3.1.4 Общее понятие о железобетоне как о композиционном материале

Железобетон. Условия, обеспечивающие совместную работу арматуры и бетона (сцепление арматуры с бетоном). Анкеровка арматуры. Защитный слой бетона. Коррозия железобетона и меры защиты.

3.1.5 Общие сведения о предварительно напряженном железобетоне

Влияние предварительного напряжения на напряженно-деформированное состояние сечений. Способы и методы создания предварительного напряжения. Назначение величины предварительного напряжения арматуры. Потери предварительного напряжения.

3.1.6. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций

Общие требования, предъявляемые при проектировании железобетонных конструкций, методы расчета, идеализация конструкций. Нагрузки и воздействия, сочетания нагрузок.

3.1.7 Изгибаемые железобетонные элементы

Виды изгибаемых элементов и их конструктивные особенности. Общий деформационный метод расчёта железобетонных конструкций при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил. Упрощенный деформационный метод расчета прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов с одиночной и двойной арматурой прямоугольного, таврового и двутаврового профиля. Области деформирования нормального сечения.

Сопротивление железобетонного элемента срезу. Расчет прочности по наклонным сечениям железобетонных элементов без поперечной арматуры. Расчет прочности по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил (упрощенный вариант общего метода расчета, расчет по методу ферменной аналогии). Эпюра материалов.

3.1.8 Сжатые железобетонные элементы

Конструктивные особенности сжатых элементов. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов при расчетных эксцентриситетах и со случайным эксцентриситетом.

Расчет железобетонных конструкций по прочности при местном действии нагрузки. Учет влияния гибкости. Расчет прочности на местное сжатие (смятие). Продавливание (местный срез).

3.1.9 Железобетонные элементы, работающие на растяжение

Конструктивные особенности растянутых элементов. Расчет прочности центрально и внецентренно растянутых элементов обычных и преднапряженных.

3.1.10 Метод предельного равновесия

Понятие о расчете конструкций зданий по методу предельного равновесия. Перераспределения усилий (моментов) в неразрезных конструкциях.

3.1.11 Конструктивные схемы и системы многоэтажных зданий, общие принципы проектирования

Многоэтажные промышленные и гражданские здания. Конструктивные схемы, деформационные швы, типизация сборных элементов и унификация размеров и объемно-планировочных решений. Стыки элементов.

3.1.12 Плоские перекрытия многоэтажных жилых и производственных зданий

Плоские железобетонные перекрытия многоэтажных жилых и производственных зданий. Расчет и конструирование монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами. Расчет и конструирование монолитных ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру. Расчет и конструирование монолитных безбалочных перекрытий. Расчет и конструирование сборных балочных перекрытий. Расчет и конструирование сборно-монолитных балочных и безбалочных перекрытий.

3.1.13 Конструктивные элементы многоэтажных промышленных и гражданских зданий. Статический расчет на действие горизонтальных и вертикальных нагрузок

Расчет многоэтажных зданий на вертикальную и горизонтальную нагрузки. Расчет и конструирование основных несущих и ограждающих конструкций каркасных и панельных многоэтажных зданий и их стыков.

3.1.14 Расчет железобетонных элементов по второй группе предельных состояний

Основные положения расчета железобетонных элементов по второй группе предельных состояний. Пути и способы повышения эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций. Расчет элементов по образованию трещин нормальных и наклонных к продольной оси. Расчет ширины раскрытия трещин.

Расчет железобетонных конструкций по деформациям. Определение прогибов изгибаемых элементов, работающих с трещинами и без трещин в растянутой зоне.

3.1.15 Одноэтажные промышленные здания

Одноэтажные промышленные здания. Общие принципы проектирования. Конструктивные схемы зданий, деформационные швы, типизация сборных элементов и унификация размеров и объемно-планировочных решений, технико-экономическая оценка конструктивных решений. Обеспечение пространственной жесткости. Нагрузки и воздействия, сочетания нагрузок. Компоновка и расчет поперечной рамы ОПЗ.

3.1.16 Конструкции покрытий ОПЗ

Конструкции покрытий одноэтажных промышленных зданий из линейных элементов. Расчет и конструирование ребристых плит покрытий. Сущность расчёта и конструирования плит на пролёт типа КЖС и типа П.

3.1.17 Несущие стропильные конструкции ОПЗ. Подкрановые балки

Назначение и виды стропильных конструкций ОПЗ. Расчет и конструирование железобетонных стропильных балок, ферм и арок.

Расчет и конструирование железобетонных подкрановых балок.

3.1.18 Несущие вертикальные конструкции ОПЗ

Расчет и конструирование колонн одноэтажных промышленных зданий.

3.1.19 Фундаменты зданий и сооружений

Железобетонные фундаменты (отдельно стоящие, ленточные, сплошные), их расчет и конструирование.

3.1.20 Тонкостенные пространственные конструкции

Классификация. Экономическая эффективность. Напряжённое состояние,

сущность расчёта и конструирования. Цилиндрические оболочки. Купольные покрытия. Покрытия из оболочек положительной гауссовой кривизны (прямоугольные в плане).

3.1.21 Конструкции инженерных сооружений

Классификация. Основы расчёта и конструирования. Железобетонные резервуары. Водонапорные башни. Бункера и силосы. Подпорные стенки.

3.1.22 Реконструкция зданий и сооружений

Задачи и методы реконструкции. Основные принципы усиление несущих элементов железобетонных конструкций, примеры усиления.

3.2 Примерный перечень лабораторных работ и их содержание

3.2.1 Экспериментально теоретические основы деформирования материалов железобетонных конструкций

Диаграммы деформирования бетона и арматуры. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций. Приборы, и оборудование используемые при испытаниях железобетонных конструкций.

3.2.2 Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по нормальному сечению

Ознакомление с техникой и методикой проведения эксперимента. Ознакомление с характером деформирования, трещинообразования и разрушения нормального сечения балки при изгибе. Испытание балки. Обработка результатов испытания, анализ, выполнение проверочного расчета, оформление отчета.

3.2.3 Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по наклонному сечению

Ознакомление с техникой и методикой проведения эксперимента. Ознакомление с характером деформирования, трещинообразования и разрушения балки по наклонным сечениям. Испытание балки. Обработка результатов испытания, анализ, выполнение проверочного расчета, оформление отчета.

3.2.4 Исследование влияния предварительного напряжения на трещиностойкость и прогибы железобетонной балки

Испытание балки нагружением до момента появления трещин с измерением деформаций в нормальном сечении. Обработка результатов испытаний, анализ. Установить характер изменения напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении балки при совместном действии предварительного обжатия бетона и внешней нагрузки. Выявить преимущества предварительно напряженной

железобетонной конструкции в сравнении с конструкцией не имеющей предварительного обжатия при оценке требований второй группы предельных состояний.

3.3 Примерный перечень практических занятий и их содержание

3.3.1 Методы расчёта железобетонных конструкций. Эволюционное развитие методов расчета. Сущность расчетов по допускаемым напряжениям, разрушающим усилиям, предельным состояниям.

3.3.2 Изгибаемые элементы. Конструктивные особенности и требования, предъявляемые при проектировании изгибаемых элементов.

3.3.3 Расчёт на прочность нормальных сечений. Расчёт упрощенным деформированным методом прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой. Типы задач и алгоритмы их решения.

3.3.4 Расчёт упрощенным деформированным методом прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой. Типы задач и алгоритмы их решения.

3.3.5 Расчет упрощенным деформационным методом прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля. Расчетные случаи тавровых элементов. Расчет тавровых элементов с нейтральной осью в полке.

3.3.6 Расчёт прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов на основе упрощенной деформационной модели наклонных сечений.

3.3.7 Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов на основе стержневой модели.

3.3.8. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов методом предельных усилий.

3.3.9 Сжатые железобетонные элементы. Общие сведения. Конструктивные особенности и требования, предъявляемые при проектировании.

3.3.10 Внецентренно сжатые железобетонные элементы. Расчет прочности нормальных сечений сжатых элементов при больших эксцентриситетах.

3.3.11 Внецентренно сжатые железобетонные элементы. Расчет прочности нормальных сечений сжатых элементов при малых эксцентриситетах.

3.3.12. Расчет прочности сжатых железобетонных элементов с нулевыми случайными эксцентриситетами.

3.3.13 Конструктивные особенности и расчет прочности сжатых элементов с косвенным армированием.

3.3.14 Требования и рекомендации по компоновке монолитного ребристого перекрытия. Выбор экономичного варианта перекрытия.

3.3.15 Расчёт и конструирование плиты монолитного ребристого перекрытия.

3.3.16 Расчёт и конструирование второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия. Построение эпюры материалов второстепенной балки.

3.3.17 Расчёт и конструирование ригеля сборного ребристого перекрытия.

3.3.18 Конструирование и расчёт двухъярусной колонны нижних этажей, узлов сопряжения ригеля с колонной и колонн между собой внутреннего железобетонного каркаса многоэтажного здания.

3.3.19 Расчет прочности сжатых элементов при местном действии сжимающих усилий (расчет на смятие, продавливание и отрыв бетона).

3.3.20 Растянутые железобетонные элементы. Расчет прочности нормальных сечений центрально и внецентренно растянутых элементов.

3.3.21 Деформативность бетона при многократно повторных нагружениях. Расчет железобетонных элементов на выносливость.

3.3.22 Приведенное железобетонное сечение. Определение геометрических характеристик приведенного железобетонного сечения.

3.3.23 Потери предварительных напряжений в железобетонных элементах. Расчет потерь первой и второй групп.

3.3.24 Расчет железобетонных элементов по образованию и раскрытию трещин нормальных к продольной оси.

3.3.25 Расчет железобетонных элементов по образованию и раскрытию трещин наклонных к продольной оси.

3.3.26 Расчет железобетонных элементов по деформациям (прогибам).

3.3.27 Расчёт и конструирование отдельно-стоящих монолитных фундаментов ступенчатого и с повышенной стаканной частью фундаментов.

3.4 Примерный перечень тем самостоятельной (неуправляемой) работы и их содержание

3.4.1 Общие сведения о железобетонных конструкциях

Основные определения и условные обозначения принятые в курсе изучения железобетонных конструкций. Современные области применения железобетона и перспективы развития железобетона.

3.4.2 Бетон и его физико-механические свойства

Общая классификация бетонов. Способы определения физико-

механических и деформационных характеристик бетона. Долговечность бетона. Бетоны нового поколения.

3.4.3 Арматура для железобетонных конструкций

Способы определения физико-механических характеристик арматурной стали. Перспективные виды неметаллической арматуры (стеклопластиковой, базальтовой, углепластиковой и др.) и ее физико-механические и деформативные характеристики.

3.4.4 Общее понятие о железобетоне как о композиционном материале

Защитный слой бетона и конструктивные особенности армирования обычных и предварительно напряженных элементов.

3.4.5 Общие сведения о предварительно напряженном железобетоне

Сцепление арматуры с бетоном в предварительно напряженных конструкциях, способы анкеровки напрягаемой арматуры. Конструктивные требования при установке арматуры и закланных изделий в предварительно напряженных конструкциях.

3.4.6 Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций

Формирование внутреннего НДС в элементе с ростом нагрузки в обычных и предварительно напряженных элементах. Предпосылки и допущения упрощенного деформационного метода расчета по прочности сечений железобетонных элементов при действии продольных усилий и изгибающих моментов.

3.4.7 Изгибаемые железобетонные элементы

Расчет изгибаемых железобетонных конструкций по прочности сечений нормальных к продольной оси по методу предельных усилий. Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы и изгибающего момента на основе расчетной модели наклонных сечений.

Принципы построения эпюры материалов в зависимости от способов армирования (с отгибом части продольной арматуры, с обрывом части продольной арматуры). Анкерование арматуры.

Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов.

Особенности расчета и конструирования изгибаемых предварительно напряженных железобетонных элементов.

3.4.8 Сжатые железобетонные элементы

Расчет сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения при больших, малых и нулевых эксцентриситетах. Учет влияния продольного изгиба

при расчёте внецентренно сжатых элементов.

3.4.9 Метод предельного равновесия

Понятие о пластическом шарнире. Понятие о методе расчета конструкций зданий по методу предельного равновесия, пластический шарнир и перераспределения усилий (моментов) в неразрезных конструкциях (статический метод). Понятие о методе расчета конструкций зданий по методу предельного равновесия, пластический шарнир и перераспределения усилий (моментов) в неразрезных конструкциях (кинематический метод).

3.4.10 Сжатые железобетонные элементы

Расчет прочности внецентренно сжатых элементов сложных форм сечений: таврового, двутаврового и подобных им, круглого и кольцевого. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов с косвенным армированием при расчетных эксцентриситетах и со случайным эксцентриситетом. Учет влияния продольного изгиба при расчетах сжатых элементов.

3.4.11 Железобетонные элементы, работающие на растяжение

Особенности расчета по несущей способности и конструирования предварительно напряженных растянутых элементов.

Расчет и конструирование стыков сборных конструкций. Расчет закладных деталей.

3.4.12 Расчет прочности железобетонных конструкций на местное действие нагрузки

Расчет железобетонных конструкций имеющих поперечное армирование по прочности при местном действии нагрузки: расчет прочности на местное сжатие (смятие), расчет на продавливание (местный срез), расчет на отрыв. Конструктивные требования.

3.4.13 Расчет железобетонных конструкций на выносливость

Расчет прочности сечений на воздействие монтажных усилий. Расчет прочности сечений железобетонных элементов на динамические воздействия.

3.4.14 Конструктивные схемы и системы многоэтажных зданий, общие принципы проектирования

Производственные, жилые и гражданские многоэтажные здания, общие принципы их проектирования, основные требования, требования к конструктивным схемам многоэтажных зданий, выбор рациональных схем, технико-экономические показатели. Типизация сборных элементов и унификация размеров и объемно-планировочных решений. Стыки сборных конструкций.

Особенности подсчета нагрузок для многоэтажных зданий различного назначения и построения расчетных схем. Здания рамной, связевой, рамно-связевой и смешанной систем. Современные методы и программные комплексы для расчета и конструирования конструкций многоэтажных зданий

3.4.15 Плоские перекрытия многоэтажных гражданских и промышленных зданий

Плоские железобетонные перекрытия многоэтажных жилых, общественных и производственных зданий. Расчет и конструирование главной балки монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами.

Современные эффективные типы безбалочных перекрытий, особенности их проектирования и конструирования. Расчет и конструирование монолитных безбалочных перекрытий с использованием прикладных программ (Лира, Мономах и др.).

Основные типовые серии несущих элементов сборных балочных перекрытий производственных, жилых и общественных зданий.

Расчет и конструирование элементов сборно-монолитных перекрытий.

Предварительно напряженные в построечных условиях перекрытия. Принципы их проектирования и конструирования.

3.4.16 Конструктивные элементы многоэтажных промышленных и гражданских зданий. Статический расчет на действие горизонтальных и вертикальных нагрузок

Основные типовые серии несущих элементов производственных, жилых и общественных зданий: колонны, диафрагмы жесткости, лестничные марши и площадки.

Панельные многоэтажные здания гражданского назначения. Особенности расчета на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, расчет и конструирование несущих и ограждающих элементов, расчет и конструирование стыков.

3.4.17 Расчет железобетонных элементов по второй группе предельных состояний

Основные требования, предъявляемые к расчетам железобетонных конструкций по пригодности к эксплуатации. Способы ограничения появления и раскрытия трещин. Геометрические характеристики приведенного сечения. Расчетные модели для определения прогибов железобетонных элементов. Назначение предельных величин перемещений железобетонных элементов по

конструктивным, технологическим, физиологическим и эстетическим требованиям.

Особенности расчета по второй группе предельных состояний обычных и предварительно напряженных элементов.

3.4.18 Одноэтажные промышленные здания

Принципы компоновки и обеспечения пространственной жесткости одноэтажных промышленных зданий, разбивка на температурные блоки и назначение привязки колонн. Выбор типа основных несущих и ограждающих конструкций. Нагрузки и воздействия, действующие на рамы ОПЗ. Особенности определения нагрузок от подвесных кранов. Компоновка и порядок статического расчета поперечной рамы с применением ручных методов строительной механики и с использованием прикладных программных комплексов (Лира, Мономах и др.).

3.4.19 Конструкции покрытий ОПЗ

Выбор рационального типа покрытий. Компоновка и расчет элементов прогонных покрытий. Расчет и конструирование плит типа 2Т, крупноразмерных железобетонных сводчатых плит (КЖС), крупноразмерных железобетонных плит на пролет типа П.

Конструктивные решения покрытий, применяемых в помещениях со взрывоопасными веществами.

3.4.20 Несущие стропильные и подстропильные конструкции ОПЗ

Компоновка и выбор рациональных типов ригелей покрытий. Расчет и конструирование опорного и конькового узла балок покрытий. Расчет и конструирование опорных и промежуточных узлов ферм. Расчет и конструирование подстропильных балок и ферм и их узлов.

3.4.21 Несущие вертикальные конструкции ОПЗ

Особенности конструктивного решения колонн согласно типовых серий, применяемых в одноэтажных зданиях с крановым оборудованием и без кранов.

Выбор типа колонн фахверка их расчет и конструирование.

3.4.22 Фундаменты зданий и сооружений

Выбор рационального типа фундаментов зданий. Расчет и конструирование ленточных монолитных фундаментов под рядами колонн. Ленточные фундаменты под несущими стенами. Расчет и конструирование свайных фундаментов. Компоновка, расчет и конструирование сплошных монолитных плитных фундаментов.

3.4.23 Тонкостенные пространственные конструкции

Виды и формы тонкостенных пространственных конструкций покрытий.

Виды и формы куполов-оболочек их расчет и конструирование. Пологие оболочки отрицательной гауссовой кривизны, расчет и конструирование.

Висячие оболочки: расчет элементов висячих систем с круглым планом, ортогональных систем с замкнутым контуром, проектирование железобетонных оболочек висячих покрытий.

Комплексные пространственные покрытия. Основы возведения оболочек (изготовление, транспортировка, монтаж, стыки).

3.4.24 Конструкции инженерных сооружений

Основы расчёта и конструирования железобетонных подпорных стенок. Расчет и конструирование напорных и безнапорных труб, дымовых труб. Классификация железобетонных каналов и туннелей, принципы подсчета нагрузок, расчета и конструирования. Опоры ЛЭП.

3.4.25 Реконструкция зданий и сооружений

Диагностика технического состояния конструкций зданий и сооружений: нормативная база, методы проведения диагностики и контроля прочностных характеристик бетона и арматуры, дефекты железобетонных конструкций. Расчет и проектирование усиления железобетонных конструкций.

3.5 Примерный перечень тем курсовых проектов и их содержание

3.5.1 Курсовой проект №1.

Задание. «Проектирование элементов многоэтажного здания с неполным каркасом».

Содержание расчетно-пояснительной записки:

- реферат;
- введение;
- расчёт и проектирование элементов монолитного ребристого перекрытия:
- выбор рационального варианта компоновки перекрытия здания;
- расчёт монолитной балочной плиты;
- расчет и конструирование второстепенной балки;
- расчёт и проектирование элементов сборного балочного перекрытия:
- выбор рационального варианта компоновки перекрытия здания;
- расчет и конструирование предварительно напряженной ребристой плиты перекрытия (только для специализации 1 70 02 01 02);
- расчёт и проектирование неразрезанного ригеля сборного балочного перекрытия;
- расчёт и проектирование сборной железобетонной колонны 1-2 этажей;
- расчет и конструирование сопряжений ригелей с колонной и колонн меж-

ду собой;

- схемы расположения элементов многоэтажного здания со сборными элементами каркаса (план и разрез здания, конструктивные узлы);

- расчёт по индивидуальному заданию;

- литература

Объем – 50 – 60 страниц формата А4.

Перечень графического материала:

- рабочие чертежи монолитного ребристого перекрытия: маркировочный план перекрытия совмещённый со схемой раскладки арматурных сеток плиты, опалубочные и установочные чертежи плиты и второстепенной балки, спецификация арматуры, ведомость расхода стали, ведомость деталей;

- рабочие чертежи рассчитанных сборных железобетонных конструкций:

- опалубочные и установочные чертежи преднапряженной ребристой плиты перекрытия, спецификация арматуры и ведомость расхода стали (только для специализации 1 70 02 01 02);

- опалубочные и установочные чертежи сборного ригеля перекрытия, чертежи арматурных изделий, закладных деталей и узлов, спецификация арматуры и ведомость расхода стали;

- опалубочные и установочные чертежи двухъярусной колонны, чертежи арматурных изделий, закладных деталей и узлов, спецификация арматуры и ведомость расхода стали.

Объем – 3-4 листа чертежей формата А2.

3.5.2. Курсовой проект №2

Задание. «Расчёт и проектирование железобетонных элементов каркаса одноэтажного промышленного здания».

Содержание расчетно-пояснительной записки:

- реферат;

- введение;

- подбор типовых конструкций и компоновка конструктивной схемы поперечной рамы здания;

- статический расчёт поперечной рамы здания;

- расчёт и конструирование колонны крайнего ряда;

- расчёт и конструирование фундамента под колонну крайнего ряда;

- расчёт предварительно напряженной конструкции по I и II группам предельных состояний;

- расчёт по индивидуальному заданию;

– литература;

Объем – 50 – 60 страниц формата А4.

Перечень графического материала:

– совмещенный план здания, продольный и поперечный разрезы, узлы общая спецификация сборных элементов, опалубочные и установочные чертежи столбчатого фундамента под крайнюю колонну, спецификация арматуры и ведомость расхода стали на фундамент;

– опалубочные и установочные чертежи колонны крайнего ряда, чертежи арматурных изделий и закладных деталей, узлы, спецификация арматуры и ведомости расхода стали;

– опалубочные и установочные чертежи предварительно напряженной конструкции, чертежи арматурных изделий и закладных деталей, узлы, спецификация арматуры и ведомости расхода стали;

Объем – 3 листа чертежей формата А2.

3.6. Методические материалы, для изучения теоретической части курса, определяющие процедуры оценивания знаний, умений, навыков и (или) опыта деятельности, характеризующих этапы формирования компетенций

3.6.1 Для успешного изучения дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» (лекции) рекомендуется учитывать следующие советы:

1. Написание конспекта лекций: кратко, схематично, последовательно фиксировать основные положения, выводы, формулировки, обобщения, пометить важные мысли, выделять ключевые слова, термины.

2. Ознакомление с терминами, понятиями с помощью энциклопедий, словарей, справочников с выписыванием толкований в тетрадь.

3. Определение вопросов, терминов, материала, который вызывает трудности, пометить и попытаться найти ответ в рекомендуемой литературе. Если самостоятельно не удастся разобраться в материале, необходимо сформулировать вопрос и задать преподавателю на консультации, на практическом занятии.

4. Просмотр рекомендуемой литературы, работа с текстом (указать текст из источника и др.).

5. Знакомство с основной и дополнительной литературой, включая справочные издания, зарубежные источники, конспект основных положений, терминов, сведений, требующихся для запоминания и являющихся основополагающими в этой теме. Составление аннотаций к прочитанным литературным источникам и др.

6. Работа с конспектом лекций, подготовка ответов к контрольным вопросам.

7. Изучение научной, учебной, нормативной и другой литературы. Отбор необходимого материала для написания курсовой работы / курсового проекта; формирование выводов и разработка конкретных рекомендаций по решению поставленной цели и задачи. Конкретные требования по выполнению и оформлению курсовой работы/ курсового проекта находятся в методических материалах по дисциплине.

8. Работа с конспектом лекций, подготовка ответов к контрольным вопросам и др.

9. При подготовке к экзамену (зачету) необходимо ориентироваться на конспекты лекций, рекомендуемую литературу и др.

3.6.2 Процедура промежуточной аттестации проходит в соответствии с положением о текущем контроле и промежуточной аттестации

1. Актуальные испытания проводятся преподавателем (или комиссией преподавателей – в случае модульной дисциплины), ведущим лекционные занятия по данной дисциплине, или преподавателями, ведущими практические занятия (кроме устного экзамена). Присутствие посторонних лиц в ходе проведения аттестационных испытаний без разрешения ректора или проректора не допускается (за исключением работников университета, выполняющих контролирующие функции в соответствии со своими должностными обязанностями). В случае отсутствия ведущего преподавателя аттестационные испытания проводятся преподавателем, назначенным письменным распоряжением по кафедре (структурному подразделению).

2. Инвалиды и лица с ограниченными возможностями здоровья, имеющие нарушения опорно-двигательного аппарата, допускаются на аттестационные испытания в сопровождении ассистентов-сопровождающих.

3. Во время аттестационных испытаний обучающиеся могут пользоваться программой учебной дисциплины, а также с разрешения преподавателя справочной и нормативной литературой, калькуляторами.

4. Время подготовки ответа при сдаче экзамена в устной форме должно составлять не менее 40 минут (по желанию обучающегося ответ может быть досрочным). Время ответа – не более 20 минут.

5. При подготовке к экзамену экзаменуемый, как правило, ведет записи в листе письменного ответа, который затем (по окончании экзамена) сдается экза-

менатору.

6. При проведении экзамена экзаменационный билет выбирает сам экзаменуемый в случайном порядке.

7. Экзаменатору предоставляется право задавать обучающимся дополнительные вопросы в рамках программы дисциплины, а также, помимо теоретических вопросов, давать задачи, которые изучались на практических занятиях.

8. Оценка результатов аттестационного испытания объявляется обучающимся в день его проведения.

3.7 Шкала и критерии оценивания для проведения промежуточной аттестации

Оценка осуществляется по нескольким критериям, каждый из которых оценивается отдельно. Итоговая оценка устанавливается экзаменаторами (-ом) интегрально по всем критериям.

Таблица 2. Шкала и критерии оценивания для проведения промежуточной аттестации по дисциплине (модулю) в форме зачета

Код показателя оценки	Оценка									
	«1» неудовл.	«2» неудовл.	«3» неудовл.	«4» удовлетв.	«5» удовлетв.	«6» хорошо	«7» хорошо	«8» хорошо	«9» отлично	«10» отлично
	Неудовлетворительный уровень усвоения			Пороговый уровень усвоения		Углубленный уровень усвоения			Продвинутый уровень усвоения	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
У-1	не знает принципиальных положений, законов, методик, формул	принципиальные положения, законы, формулы очень слабо представляет; не ориентируется в предмете	отвечает правильно на отдельные вопросы (не более 30% правильных ответов)	слабо знает основные законы, принципиальные положения; путается в ответах	ориентируется с правильными ответами (около 50% поставленных вопросов по сдаваемым дисциплинам)	знает основные законы, принципиальные положения, но не знает формул и методик	знает основные законы, принципиальные положения, но допускает ошибки в формулах и методиках	допускает ошибки в отдельных случаях при формулировке законов, положений, методик	знает законы, принципиальные положения, методики расчетов, формулы и методы определения напряжений в железобетонных и каменных конструкциях	умеет практически использовать знания законов, формул, методик; знает нормативную базу
	не знает нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций при действии различных нагрузок	нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций очень слабо представляет	правильно отвечает на более 30% вопросов связанных с нормативной базой и принципами расчета конструкций	знает частично нормативную базу в области расчета конструкций; имеет только общее представление о принципах расчета конструкций; не понимает как ими пользоваться	правильные ответы дает на около 50% вопросов по применению нормативных документов в области расчета железобетонных и каменных конструкций	в основном знает нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций, но не знает как ей пользоваться	знает нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций, принципы проектирования, но допускает отдельные ошибки	знает нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций, но допускает отдельные ошибки	знает нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций, методы расчета напряженного состояния, прочности и деформируемости элементов железобетонных конструкций	знает и умеет практически использовать нормативную базу в области расчета железобетонных и каменных конструкций; умеет применять методы расчета на практике

Таблица 3. Шкала и критерии оценивания для проведения промежуточной аттестации по дисциплине (модулю) в форме защиты курсового проекта

Код показателя оценивания	Оценка										
	«1» неудовл.	«2» неудовл.	«3» неудовл.	Пороговый уровень усвоения		Углубленный уровень усвоения			Продвинутый уровень усвоения		
				«4» удовлетв.	«5» удовлетв.	«6» хорошо	«7» хорошо	«8» хорошо	«9» отлично	«10» отлично	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
У-1	не знает как использовать знания по сопротивлению материалов, теоретической механике для определения напряжений в сечениях элементов	имеет общее представление об использовании знаний сопромата, теоретической механики, но не может применить конкретно; не знает выполнения расчетов	умеет в отдельных случаях использовать для расчетов конструкций полученные ранее знания по другим дисциплинам; не знает методов расчета	имеет общее представление об использовании знаний по сопромату, теоретической механики при определении напряжений в железобетонных и каменных конструкциях	умеет в отдельных случаях использовать для расчетов конструкций полученные ранее знания по другим дисциплинам; умеет определять напряжения в железобетонных элементах	использует знания, полученные ранее при оценке напряженного состояния с ошибками, допускает грубые ошибки при определении напряжений	использует знания, полученные ранее по другим дисциплинам; допускает ошибки при определении напряжений и деформаций в элементах	использует знания, полученные ранее по другим дисциплинам; допускает неточности при определении напряжений и деформаций в конструкциях	использует в полном объеме полученные знания при выполнении расчетов конструкций, грамотно определяет напряжения в элементах конструкций	использует в полном объеме полученные знания при расчетах железобетонных конструкций, владеет математическим аппаратом при определении напряжений и деформаций в элементах	использует в полном объеме полученные знания при расчетах железобетонных конструкций, владеет математическим аппаратом при определении напряжений и деформаций в элементах
	не умеет выполнять расчеты по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности	имеет общее представление о двух группах предельных состояний, но расчетов делать не может	расчеты по железобетонным и каменным конструкциям выполняет очень плохо	делает попытки расчета конструкций по двум группам предельных состояний с ошибками	расчеты конструкций по двум группам предельных состояний выполняет с ошибками	расчеты конструкций по двум группам предельных состояний железобетонных и каменных конструкций выполняет с ошибками	выполняет расчеты конструкций по двум группам предельных состояний с некоторыми не столь значимыми ошибками	расчеты конструкций по двум группам предельных состояний выполняет с неточностями	умеет выполнять расчеты конструкций по двум группам предельных состояний	имеет практические навыки выполнения расчетов по двум группам предельных состояний; анализирует результаты	имеет практические навыки выполнения расчетов по двум группам предельных состояний; анализирует результаты

4 ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДИСЦИПЛИНЫ

4.1 Основная литература

1. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
3. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – Ч. 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки.
4. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – Ч. 1-4: Общие воздействия. Ветровые нагрузки.
5. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительной специальности. Под редакцией профессора Т.М. Петцольда и профессора В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003.– 380 с., ил.
6. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет ж/б и каменных конструкций, М.: ВШ, 1989.
7. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Ж/б и каменные конструкции. М.: ВШ, 1987.
8. СНиП 11-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования.
9. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под редакцией А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990. 544 с.

4.2 Дополнительная литература

1. Дрозд Я.Н., Пастушков Г. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Мн: ВШ, 1984.
2. СНиП 11.0311-85. Защита строительных конструкций от коррозии. Нормы проектирования. М.: СИ, 1986.
3. Бондаренко В.М., Судницын И., Назаренко В.Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций. М.: ВШ, 1988.
4. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование (под ред. Барышникова А.Я.) Киев: ВШ, 1987.

4.3 Перечень методических указаний

1. Расчет и конструирование монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами: методич. указ. к выполнению 1-го курса. проекта по курсу: «Железобетонные конструкции» спец. 1-70 02 01 дн. и заочн. форм обуч. – Брест, 2013 – 66 с.

2. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов перекрытий многоэтажного здания: методич. указ. к выполнению 1-го курс. проекта по курсу: «Железобетонные конструкции» спец. 1-70 02 01 дн. и заочн. форм обуч. – Брест, 2014. – 50 с.

3. Конструирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания. Графическое пособие к выполнению 1-го курсового проекта. – Брест 2011.

4. Методические указания к лабораторным работам по курсу “Железобетонные и каменные конструкции”, Б.Н. Еремеев, А.А. Кондратчик, В.П. Бранцевич. Брест: БрПИ, 1990.

5. Испытание предварительно напряженной железобетонной балки. Методические указания по выполнению лабораторной работы № 4 по курсу “Железобетонные и каменные конструкции” для студентов специальности 29.03, А.А. Кондратчик, В.Н. Малиновский, Брест, БрПИ, 1990.

6. Проектирование несущих конструкций каркаса одноэтажного производственного здания: методическое пособие к выполнению 2-го курс. проекта по курсу: «Железобетонные конструкции» спец. 1-70 02 01 дн. и заочн. форм обуч. / Малиновский В.Н., Шалобыта Н.Н., Кривицкий П.В.; УО «БрГТУ». – Брест, 2015. – 156 с.

7. Расчёт и конструирование предварительно напряжённых несущих конструкций покрытий одноэтажных промышленных зданий. Часть 1: пособие к выполнению 2-го курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения /

8. Расчёт и конструирование предварительно напряжённых несущих конструкций покрытий одноэтажных промышленных зданий. Часть 2: пособие к выполнению 2-го курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения / Н.Н.Шалобыта, В.Н.Малиновский, Н.В. Матвеевко.; у.о. «БрГТУ» – Брест, 2015. – 116 с.